

第 1 編 片面施工に関する事例収集

第1編 片面施工に関する事例収集

目 次

1. 事例収集の概要 1-1
2. 補修・補強工法的事例 1-2
3. 片面施工に関する既往文献 1-22

WG メンバー

- 東 洋平 (パシフィックコンサルタンツ(株))
田島 謙一 (大日本コンサルタント(株))
稲田 育朗 (横河工事(株))
井上 豊 ((株)サクラダ)
渡口 雅人 ((株)イスミック)
山内 隆 ((株)ハルテック)
〈王谷 栄子〉 ((株)ハルテック 旧メンバー)

1. 事例収集の概要

既設橋梁における補修・補強工事において、片側からのみで施工することにより、施工性および経済性で有利となる場合が多くあると考えられる。例えば、路面下から作業を行う場合、交通に影響を与えない施工が可能となる。逆に、交差条件等により桁下に足場などの仮設備を設置することが困難な状況に対して、路面上から作業が可能であれば、仮設備を設置しないで施工ができる。また、閉鎖断面や狭隘な箇所などで、物理的に片側からしか施工できない構造については、片面施工により問題を解決できる可能性がある。

ここでは、片面施工という観点から、過去に実施された補修・補強工法の事例と既往文献について整理を行った。

補修・補強工法の事例

過去の補修・補強工法の施工事例を部位毎に分類し、片面施工の種別として、以下の2種類に系統化し、片面施工が可能な工法と、片面施工が困難な工法を整理した。

- ① 路面の上下という意味での片面（全体的片面施工）
- ② 部材の表裏という意味での片面（局部的片面施工）

なお、片面施工とは、逆側での作業が一切発生しない施工方法と定義した。部位の分類は片面施工の考えられる下記の部位に区分した。

- ・ RC床版
- ・ 鋼床版デッキ
- ・ 伸縮装置
- ・ 閉断面部材
- ・ 継手部

これらの部位毎に補修・補強工法を抽出し、片面施工という観点から、それぞれの施工方法の概要と特徴を整理した。また、これまでに行われてきた補修・補強工法の中には、後から不具合の生じた工法もあるため、留意点の中で一部紹介した。

既往文献の収集

片面施工に関する既往の資料（設計事例、工事報告、論文）について、部会全体で収集したものの中から、14編の文献を選定してそれぞれの概要とその資料の一部を添付し、とりまとめを行った。

2. 補修・補強工法の事例

片面施工の考えられる 補修・補強対象部位	補修・補強内容	補修・補強工法	片面施工の概要		事例NO
			適用 ^{*1}	種別 ^{*2}	
RC床版	劣化補強 耐力補強	鋼板接着工法	△	①	1
		連続繊維シート接着工法	△	①	2
		アンダーデッキ工法	○	①	3
		上面増し厚工法	○	①	4
鋼床版デッキ	鋼床版疲労対策	ボルトによる当て板補強工法	×	-	5
		溶接による当て板補強工法	○	①	6
		SFRCP補強工法	○	①	7
伸縮装置	非排水化	弾性シーリング材充填工法	△	①	8
		乾式止水材工法	○	①	9
		片面施工用高力ボルトによる接合	○	①	10
閉断面部材 (鋼床版トラブリブ、トラス・アーチ等の小断面箱型部材など)	疲労、腐食などの局部補強 耐震などの断面補強	溶接当て板補強工法	○	②	11
		高力ボルト(ハンドホール設置)当て板補強工法	×	-	12
		片面施工用高力ボルト当て板補強工法	○	②	13
		CFRP接着補強工法	○	②	14
継手部 (片面にコンクリートが接している部材、コンクリートの充填された箱部材、床版の打ちおろされた上フランジなど)	ボルト取替え FIT対策	コンクリートはつり取替え工法	×	-	15
		逆ネジ抜き取り工法	○	②	16
		ボルトキャップ、ネット設置工法	○	②	17
		ワンサイト高力ボルト取替え工法	○	②	18

*1 ○: 片面からの施工で基本的に施工できるもの, △: 基本的に片面施工であるが場合によっては片面施工となるもの, ×: 片面での施工は現状困難なもの

*2 ①: 路面の上下という観点での片面施工(全体的片面施工), ②: 部材の表裏という観点での片面施工(局部的片面施工), - : 両面施工のもの

事例NO.	1		
対称部位	RC床版	補修・補強工法	鋼板接着工法
概要			
	<p>既設の鉄筋コンクリート床版の下面に鋼板を接着させて、床版の剛性を増すことにより耐荷力の向上を図る工法である。コンクリート床版と鋼板の間の空隙には、エポキシ樹脂系注入材を注入し一体化を図るものである。</p>		
片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
特徴及び留意点	<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> 橋梁下面での作業のため、橋面の交通に影響を与えない。 活荷重や増加死荷重に対して、既存の床版と一体になって抵抗する。 床版と鋼板の間に注入した樹脂は、床版のひび割れにも侵入して、既存床版の耐久性を向上させる。 補強後の死荷重の増加が小さく、橋桁への影響が少ない工法である。 鋼板で床版下面を覆っているため、床版が損傷してもコンクリート塊が落下したり抜け落ちたりすることはない。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート表面の劣化が著しく、品質が低下している場合は別途検討が必要である。 補強後には、コンクリート表面のひび割れなどのコンクリートの劣化進行を直接追跡調査できないなどの問題点もある。 防水層がない場合、コンクリート床版のひび割れから侵水して鋼板上に水がたまり、床版の劣化や鋼板の腐食を起こす恐れがある。 鋼板の腐食を防止するための塗装の塗り替えが必要である。 		
施工実績	<p>昭和40年代後半から施工実績がある－事例多数</p>		

鋼板接着工法の開発経緯について

国内において鋼板接着工法がいつ頃から施工されるようになったのか調査を行った。下記文献の報告に「建設省土木研究所 構造橋梁部長 多田安夫氏の発案」であると記されており、ここで報告されている実験が、この工法の本格的な取り組みの始まりと思われるためその報告内容を紹介するものである。

「道路橋床版の補強について思うこと」
—鋼板接着による鉄筋コンクリート床版の補強—
1969年（昭和44年） 橋梁と基礎 （国広哲男）

報告の内容

床版の補強を交通に支障を与えることなく経済的に行うための工法として鋼板接着による工法が紹介され、この工法の効果を実証するために行った実験結果と開発を進めるに当たって問題点が記述されている。

◆床版の補強工法として以下の工法が紹介

- ①鉄筋をコンクリートの引張り縁に沿わせて配置し、モルタルを吹き付け現床版と一体化させる方法
- ②床版に生じているクラックの中へ樹脂モルタルを充填する方法
- ③床版を支持している桁間に新たに桁を増設する
- ④鋼板を、合成樹脂接着剤を用いて接着し、床版の耐荷力を増大させる方法

◆鋼板接着工法の概要

- ・接着剤を塗布した鋼板とコンクリート面とをボルト締めにより圧着する工法
- ・鋼板とコンクリート面との間に接着剤を注入する工法

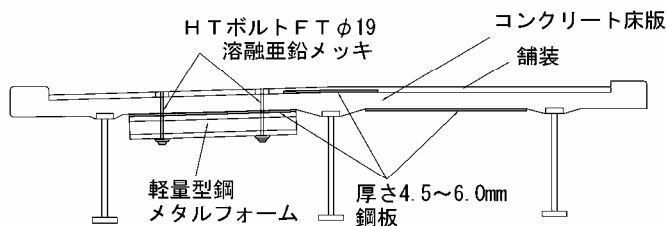


図-1 鋼板接着工法の概要図

◆接着剤

工法の開発に当たっての調査項目として①最適接着剤、②補強設計法、③施工法が挙げられ、接着効果の確認が重要である。

- ①使用中の床版に接着が確実にでき、その強度を十分に発揮できること
- ②接着後、できるだけ早く十分な強度が得られること
- ③接着剤の取り扱い可能な限り容易なこと
- ④温度変化に鈍感なこと
- ⑤供給が安定していること

◆実用化に向けての課題

実験の結果、施工さえ完全に行なわれれば、補強効果が十分期待でき、実用化の望みがある。実用化に向けての最大の課題は施工性にあり、以下の事項が列挙されている。

- ①鋼板およびコンクリートの前処理法
- ②接着強度の速効性の促進のための方法
- ③鋼板の圧着または注入の方法
- ④疲労強度
- ⑤鋼板の継ぎ手構造
- ⑥鋼板の防食法

鉄筋コンクリート床版補強工法の開発に関する研究報告（昭和47, 48年）

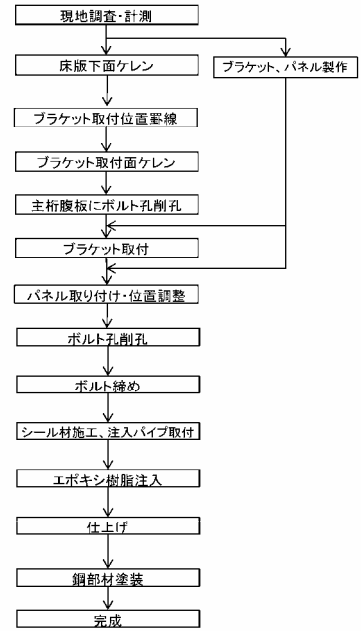
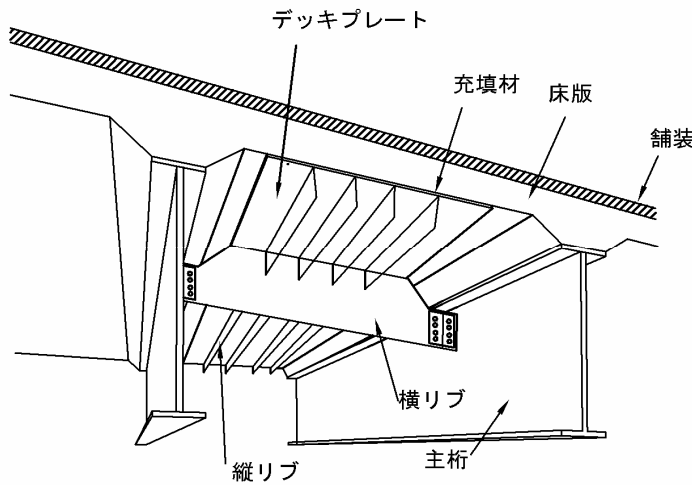
建設省土木研究所、ショーボンド建設共同で研究を行っている（建設技術研究補助金による）。

鋼板接合工法、F・R・P層接合工法についての基礎実験や樹脂材料試験を行い、2年目にはさらに広幅鋼板、細幅鋼板の使用区分、設計計算法の確認（従来の鉄筋コンクリート設計法と同じ）を行い、鋼板接着工法の設計・施工法を確立している。

事例NO.	2		
対称部位	RC床版	補修・補強工法	連続繊維シート接着工法
概要			
<p>既設コンクリート部材の下面や側面に、炭素繊維、アラミド繊維およびガラス繊維等の補強繊維の高分子材料を用いて接着させる補強工法で、部材に鉄筋を追加したものと同様な補強効果を期待できる。主として、部材の曲げ補強に用いられるが、せん断補強にも適用可能である。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
特徴及び留意点			
<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・橋梁下面での作業のため、橋面の交通に影響を与えない。 ・活荷重や増加死荷重に対して、既存の床版と一体となって抵抗する。 ・ひび割れの動きを抑制し、疲労耐久性の向上が期待できる。 ・軽量で、かつ現場成形が可能なので、狭隘な空間内での施工性に優れている。 ・補強後の死荷重の増加が小さく、橋桁への影響が少ない工法である。 ・腐食による錆の発生はないので、長期にわたる耐久性に優れている。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・既設コンクリート表面の劣化が著しく、品質が低下している場合は別途検討が必要である。 ・床版全面の繊維を接着した場合は、損傷状況を直接目視できないが、格子状に接着して間隔をあければ、目視可能となる。 			
施工実績			
橋梁では1990年代に入り実績が増えてきている—事例多数			

事例NO.	3		
対称部位	RC床版	補修・補強工法	アンダーデッキ工法

概要



鋼床版パネルを既設の鉄筋コンクリート床版の下面に据え付けることにより、床版の曲げ耐力やせん断耐力の増大を図る工法であり、既設床版の耐荷力は期待していない。

片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工
	その他条件	交通規制： 有・無 足場要否 有・無

特徴及び留意点

(特徴)

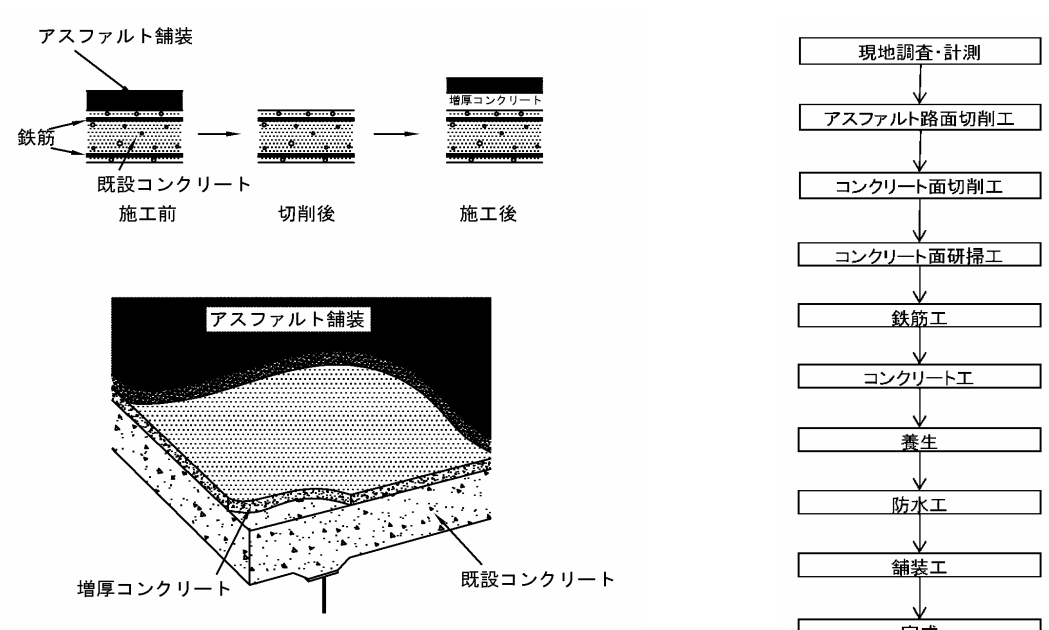
- ・橋梁下面での作業のため、橋面の交通に影響を与えない。
- ・床版の損傷程度にかかわらず補強でき、部分補強も可能である。
- ・鋼床版で床版下面を覆っているため、床版が損傷してもコンクリート塊が落下したり抜け落ちたりすることはない。

(留意点)

- ・補強後には、コンクリート表面のひび割れなどのコンクリートの劣化進行を直接追跡調査できないなどの問題点もある。
- ・防水層がない場合、コンクリート床版のひび割れから侵水して鋼板上に水がたまり、床版の劣化や鋼板の腐食を起す恐れがある。
- ・鋼板の腐食を防止するための塗装の塗り替えが必要である。

施工実績

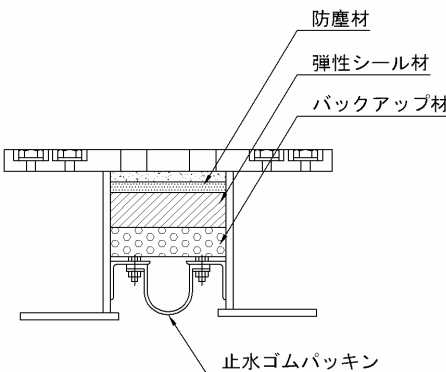


H9年に設計マニュアルが作成され実績は増えつつある

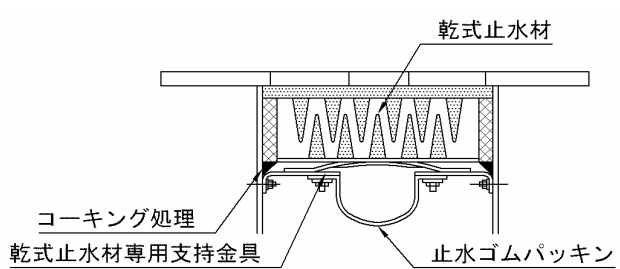

事例NO.	4		
対称部位	RC床版	補修・補強工法	上面増厚工法
概要			
	<p>既設の鉄筋コンクリート床版と増厚コンクリートを一体化させることによって、曲げ耐力やせん断耐力を向上させる工法である。上面増厚工法には、補強鉄筋を入れない床版上面増厚工法と補強鉄筋を入れる鉄筋補強上面増厚工法があり、床版の種類によって使い分ける。</p>		
片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
特徴及び留意点 (特徴) <ul style="list-style-type: none"> 床板有効厚が増加するため、曲げ耐力とせん断耐力が増加する。 補強鉄筋を配置すれば負曲げ部に対しても効果が期待できる。 橋面の交通規制は、施工時に前面または片側規制が必要である。 床版下面の変化状態の追跡がしやすい。 橋梁下面での補修作業がない場合は、足場の設置を必要としない。 (留意点) <ul style="list-style-type: none"> 死荷重が、かなり増加するため、支持部材への影響が大きく応力照査が必要となる。 路面高が増加するため、取り付け道路に影響が及ぶ。(伸縮装置の高さ調整) ひび割れ損傷がある場合は別途検討が必要である。 新旧コンクリートの確実な一体化を図ることが必要であり、新旧コンクリートの打ち継ぎ目の処理などが特に大切である。 <p>◆下面増し厚工法 交通止めを必要としない工法として、床版下面に補強鉄筋を取り付け、ポリマーセメントモルタルで一体化させる工法がある。</p>			
施工実績 NEXCOの設計要領等にも示されており実績は増えてきている			

事例NO.	5		
対称部位	鋼床版デッキ	補修・補強工法	ボルトによる当て板補強工法
概要			
<p>鋼床版デッキプレートと閉断面リブとの縦方向溶接継手箇所のデッキ部に発生した亀裂に対して当て板をボルト接合する補強工法であり、溶接部近傍の作用応力の低減を目的とする。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能 ・ 不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有 ・ 無	足場要否 有 ・ 無
特徴及び留意点			
<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> 高力ボルト接合より、デッキプレートを挟んで両面施工となる。 アスファルト舗装厚との関係より、打込み式高力皿ボルトも使用可。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> 亀裂発生後の補強工法であり、事前補強ではない。 デッキ上面の防水工において、シート防水では、当て板部とデッキ面との板厚差により、空気だまり等の不具合が発生する可能性があるため塗布防水等の留意が必要。 ワンサイド高力ボルトを使用すると、デッキ上面のボルト突出高が高くなるため舗装厚が厚くなる。 			
施工実績	従来工法であり、施工事例は多い		

事例NO.	6		
対称部位	鋼床版デッキ	補修・補強工法	溶接による当て板補強工法
概要			
<p>鋼床版デッキプレートと閉断面リブとの縦方向溶接継手箇所のデッキ部に発生した亀裂に対して当て板を溶接接合する応急的な補強工法であり、溶接部近傍の作用応力の低減を目的とする。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
特徴及び留意点			
<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> 補強板溶接は基本的には片面施工であるが、裏焼けによる塗装補修のため両面施工となる。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> 亀裂発生後の補強工法であり、事前補強ではない。 現場溶接の品質確保や疲労に対する検討が必要。 緊急処置による補強とし、最終的にはボルト接合による当て板補強等するのが望ましい。 			
施工実績	過去事例は多数あると考えられるが、近年は各種問題により減少		

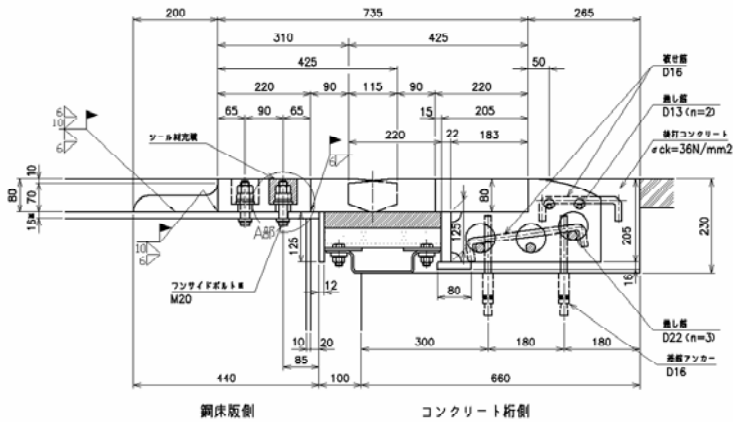
事例NO.	7		
対称部位	鋼床版デッキ	補修・補強工法	SFRC補強工法
概要			
<p>鋼床版デッキの疲労損傷を防止する目的で、引張・せん断・曲げ強度の向上および局部変形の低減のため、舗装の一部をコンクリートにSF（スチールファイバー）を混合したコンクリート舗装を敷設する補強工法である。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
特徴及び留意点			
<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・路面上での作業のため、交通規制は必要。 ・鋼床版下面での作業はないため、足場は不要。 ・鋼床版デッキとSFRCの接合を接着剤ではなく、スタッドにより合成させる方法もあり。 ・横浜ベイブリッジ（上下二層構造の下層側__一般国道357号）にて初めて採用された（平成16年供用）。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鋼床版デッキの疲労損傷の抑制・防止が目的のため、補強以前の損傷等には別途補修が必要。 			
施工実績	近年開発された新工法であり、施工事例は若干		

事例NO.	8		
対称部位	伸縮装置	補修・補強工法	弾性シール材充填工法
概要			
		 <p>バックアップ材設置状況</p>  <p>弾性シール材注入状況</p>	
バックアップ材を配置し、弾性シール材を伸縮装置に注入することで、非排水化を行う工法である。			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能 ・ 不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有 ・ 無	足場要否 有 ・ 無
特徴及び留意点			
<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・路面上からの施工となるため、交通規制が必要となる。 ・シール材の伸びにより伸縮に追従する。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・材料の攪拌、硬化が現場作業であるため、品質のバラツキに留意する。 ・伸縮の繰り返しにより、応力集中による弾性シール材の亀裂、膨れ上がりなどの損傷が生じ易いため、再補修が必要となる。 ・既設の伸縮装置に樋が設置されている場合は、上面からのみの施工となるため、足場が不要となる。 ・フィンガーのタイプによっては、上面からの施工はできない。 			
<p>施工実績</p> <p>従来から採用されている止水の基本的な工法で、過去事例は多い。</p>			

事例NO.	9		
対称部位	伸縮装置	補修・補強工法	乾式止水材設置工法
概要			
		 <p>止水材設置状況</p>	
<p>伸縮性のクッション材と連続気泡フォーム、止水材が一体構造となった乾式止水材をフェースの下面に圧縮挿入して設置することで、伸縮装置の非排水化を行う工法である。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
特徴及び留意点			
<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> 路面下からのみの施工となるため、交通規制が不要である。 軽量で取扱いが容易であるため、伸縮装置の下面から簡易に施工できる。 伸縮装置の多次元的な挙動に追従できる。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> 桁端の遊間が狭隘な場合は、設置作業が困難となるため、事前に作業空間を確認する必要がある。 			
施工実績			
交通や構造の条件により採用されている工法で、近年実績は増えてきている。			

事例NO.	10		
対称部位	伸縮装置	補修・補強工法	片面施工用高力ボルトによる接合

概要



ボルト締め付け状況

鋼製伸縮装置の取替え施工において、伸縮装置のフェースプレートを鋼床版に高力ボルトで直接接合する方法である。

片面施工の適用	片面施工の可否	可能	不可能
	片面施工の種別	①路面上下	②構造的片面 ③両面施工
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無

特徴及び留意点

(特徴)


- ・部材の接合を片面施工用高力ボルトで行うことで、橋面上からのみの施工となり、桁下での作業が不要となる。
- ・伸縮装置のフェースプレートを鋼床版に直接接合する。
- ・舗装打ち換え工事と同時に実施できる。

(留意点)

- ・下孔の形状によっては、桁端のキックバック、繰り返し荷重により、短期間で再度損傷する恐れがあるため、下孔の管理を徹底する必要がある。
- ・定着部の不陸、肌隙の除去を行い、ボルトを確実に締結する必要がある。
- ・溶接接合を併用している。
- ・ボルト孔をルーズとした場合は、ボルト定着部にコーキング処理を施すなど止水処理に留意する。

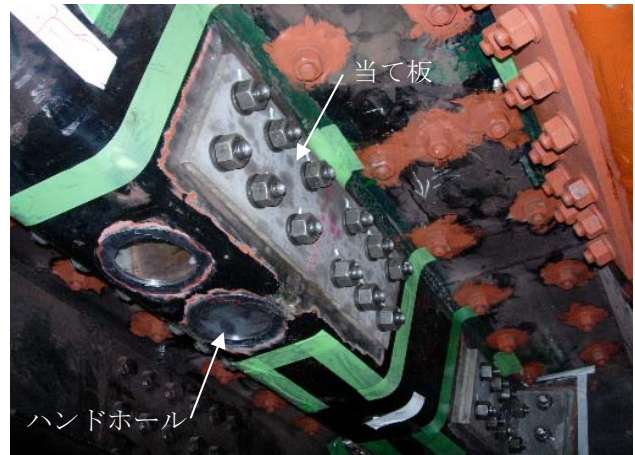
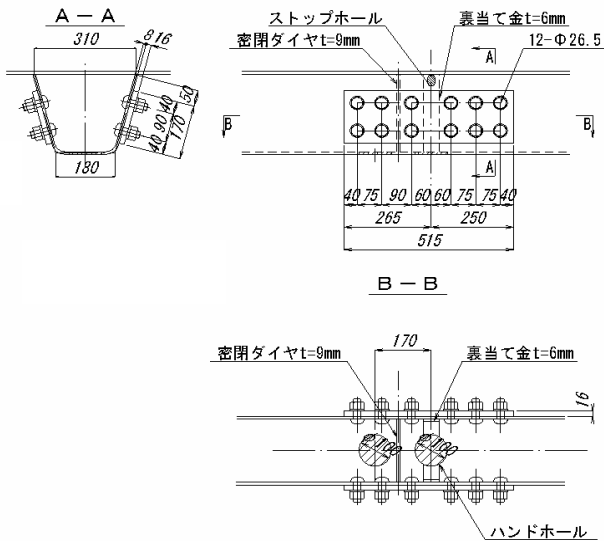
施工実績

橋面からのみしか施工ができない特殊な条件でやむを得ず実施。

事例NO.	11		
対称部位	閉断面部材	補修・補強工法	現場溶接による当て板補強工法
概要			
 <p style="text-align: center;">現場溶接による当て板補強例</p>			
<p>現場溶接により当て板を取り付ける方法。過去事例としては多く一般的に行われていたが、溶接品質、疲労等の問題から、現在は緊急的な対策としての適用以外は避ける傾向にある。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	<input checked="" type="radio"/> 可能	<input type="radio"/> 不可能
	片面施工の種別	<input type="radio"/> ①路面上下	<input checked="" type="radio"/> ②構造的片面 <input type="radio"/> ③両面施工
	その他条件	交通規制： <input type="radio"/> 有 <input checked="" type="radio"/> 無	足場要否 <input checked="" type="radio"/> 有 <input type="radio"/> 無
特徴及び留意点			
<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 比較的現場合わせでの施工が容易に出来る。 ・ 材片同士を直接接合するので、材料の節約、軽減になる。 ・ 力の流れが簡明で、効率の良い継ぎ手である。 ・ 水密、気密の構造を作ることが出来る。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 古い鋼材などで材質が明確でない場合は溶接性の検討が必要。 ・ 新たな疲労原となる可能性がある。 			
施工実績			
過去事例は多いと考えられるが、近年は各種問題により減少。			

事例NO.	12	対称部位	閉断面部材	補修・補強工法	ハンドホールを設けた当て板補強工法
-------	----	------	-------	---------	-------------------

概要



ハンドホールを設けたトラフリブ突き合わせ溶接部当て板補強例

閉断面部材に当て板補強を行う際に、ハンドホールを設けて通常の高力ボルトで補強板を取り付ける方法。当て板の範囲によってハンドホールの必要数を検討する必要がある（上記事例では密閉ダイヤが配置されているため、2個のハンドホールを設けている）。

片面施工の適用	片面施工の可否	可能 ・ 不可能
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工
	その他条件	交通規制： 有 ・ 無 足場要否 有 ・ 無

特徴及び留意点

(特徴)

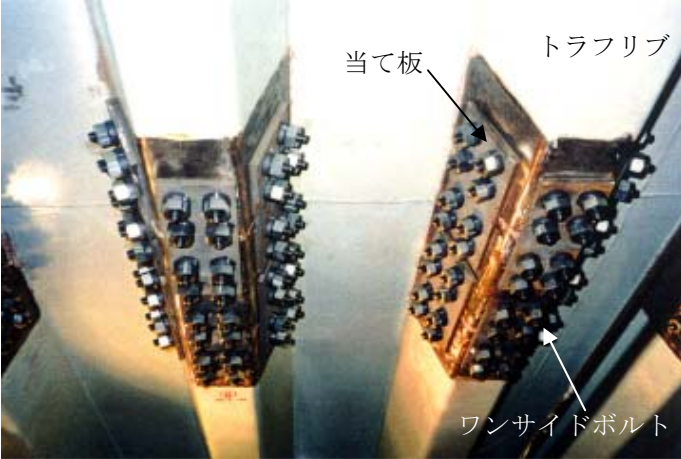
- ・ 当て板補強としては、通常に行われている方法と同様に考えられる。
- ・ 補強方法としては信頼性は高い。

(留意点)

- ・ 部分的な当て板であれば1、2箇所のハンドホールで施工が可能であるが、補強範囲が広い場合は検討必要。
- ・ ハンドホールによる断面欠損を考慮する必要がある。
- ・ 密閉部がハンドホールにより損なわれるので防蝕対策を検討する必要あり。

施工実績

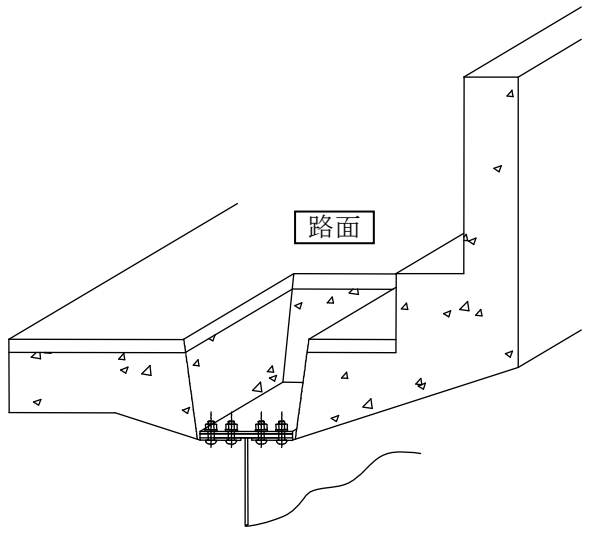
閉断面に当て板する場合、片面施工高力ボルト開発前においてはこの様にハンドホールを設けて施工するしか無く、もっとも一般的な方法として施工事例は多い。

事例NO.	13		
対称部位	閉断面部材	補修・補強工法	ワンサイドボルトによる当て板補強
概要			
 <p style="text-align: center;">ワンサイドボルトによるトラフリブ突き合わせ溶接部当て板補強例</p> <p>閉断面部材に当て板補強を行う際に、片面施工高力ボルトにより当て板を取り付ける方法。ハンドホールによる断面欠損は生じないが、片面施工高力ボルトの性能上、通常の高力ボルトより本数が多く必要となり、当て板寸法も大きくなる場合が多い。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
特徴及び留意点			
<p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ハンドホールの必要がなく、全くの片面からの施工が可能。 ・広い範囲の当て板にも適用が可能。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・片面施工高力ボルトの性能上（M24でM22-8T相当の締め付け軸力）、通常の高力ボルトに比べると本数が多く必要となり、当て板寸法も大きくなる場合が多い。 			
施工実績			
耐震や耐荷力向上を目的としたアーチコード、トラス弦材等の閉断面の当て板補強などの実績が増加している。			

事例NO.	14		
対称部位	閉断面部材	補修・補強工法	炭素繊維シート接着補強工法
概要			
			
<p>炭素繊維補修・補強工法技術研究会パンフレットより</p> <p><u>炭素繊維シートによるトラス弦材の腐食部補強例</u></p>			
<p>炭素繊維シートを接着剤により貼付けて閉断面を補強する方法。炭素繊維シートを工場で帯板状に加工したものを貼り付ける方法や、炭素繊維のかわりにガラスクロスやアラミド繊維を使用した事例もある。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能・不可能	
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工	
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
<p>特徴及び留意点</p> <p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> 炭素繊維においては、鋼と同程度の弾性剛性が期待できる。 軽量なため人力での施工が可能。補強後の死荷重増も非常に少ない。 塩分や酸に強く、腐食しない。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> 鋼との接着性能（強度、耐久性）については今後も検討が必要と思われる。 鋭利なもの（刃物など）で傷がつきやすい。 			
<p>施工実績</p> <p>コンクリート部材の補強方法としては施工例は多いが、鋼部材への補強方法としてはまだ実績は少ない。</p>			

事例NO.	15		
対称部位	継手部	補修・補強工法	コンクリートはつり取替え工法

概要



```

    graph TD
      A[現地調査・計測工] --> B[カッター工]
      B --> C[研り工]
      C --> D[ボルト取替え工]
      D --> E[型枠工]
      E --> F[鉄筋溶接工]
      F --> G[コンクリート打設・養生工]
      G --> H[型枠撤去工]
      H --> I[防水工]
      I --> J[舗装工]
      J --> K[完成]
      L[塗装工] --> J
  
```

交通規制を行い、床版を取り壊して、高力ボルト取替後再び床版を復旧する工法である。

片面施工の適用	片面施工の可否	可能 ・ 不可能
	片面施工の種別	①路面上下 ②構造的片面 ③両面施工
	その他条件	交通規制： 有 ・ 無 足場要否 有 ・ 無

特徴及び留意点

(特徴)

- ・ 路面上の交通規制が必要となる。
- ・ 鉄筋の切断・復旧（溶接）が必要となる。
- ・ 鉄筋の継手に関してラップ長が取れないので、スリーブを使った工法で復旧する。

(留意点)

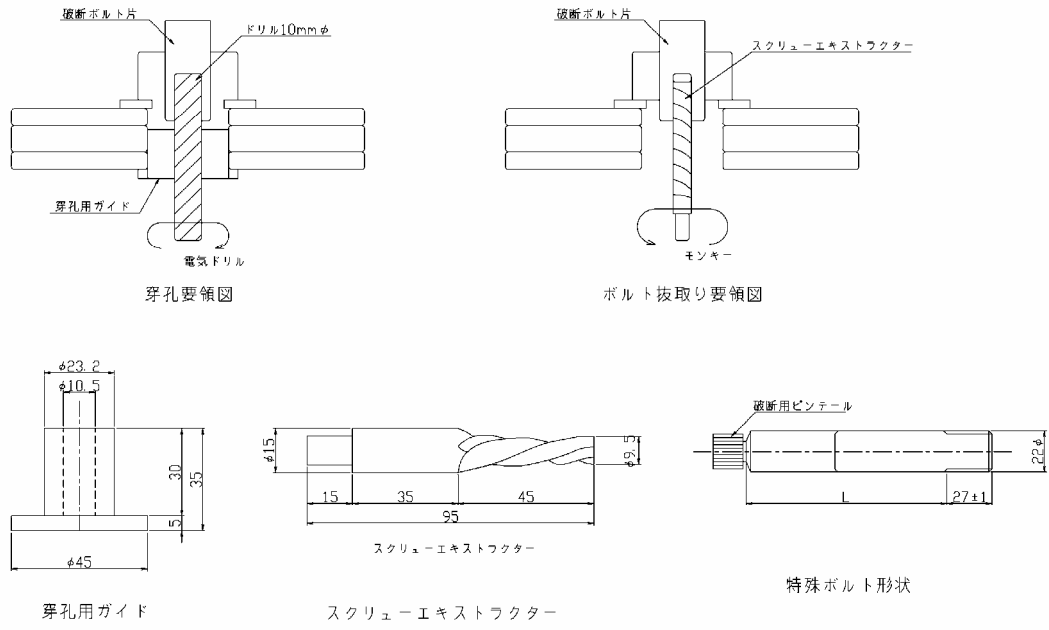
- ・ 一時的および部分的だが床版を壊してしまう。
- ・ 止む終えない場合としての一工法である。

施工実績

本工法はコンクリートに埋め込まれた高力ボルト取替えについて、現状としては他に方法が無いため、止む終えない場合に行っている。実績は少なからずある。

事例NO.	16		
対称部位	継手部	補修・補強工法	逆ネジ抜取り工法

概要



コンクリート内にナットの残っているボルトの軸部が損傷している場合の除去について、軸部に孔を、芯出し様のブッシュを当てがって正確にあけ、その孔にスクリュウエキストラクターを挿入し左回転させて抜き取る工法である。(旧ナットは、そのまま再利用する。)

片面施工の適用	片面施工の可否	可能	不可能
	片面施工の種別	①路面上下	②構造的片面 ③両面施工
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無

特徴及び留意点

- (特徴)
- ・再締付用ボルトは、トルク・シアータイプのボルトと同様のピンテール付きとし、両側ネジの特殊したものを使用する。
 - ・特殊ボルトのピンテール部分は、シャーレンチにより除去する。
 - ・路面上の交通規制を必要としない。
- (留意点)
- ・事前に、実験等の十分な検討の結果、予想される不都合な状態を避けるため、現状のままにしておくより、少しでも改善されるという確信が得られるならば実施し、その後の経過を注視し今後の補修に活かしていくという考えで、実績づくりが必要である。

施工実績
 本工法は試行的に施工された実績であり、現在ではあまり行われていない工法である。

事例NO.	17		
対称部位	継手部	補修・補強工法	ボルトキャップ・ネット設置工法
概要			
<p style="text-align: center;">ボルトキャップ</p> 		<p style="text-align: center;">ネット設置</p> 	
<p>高力ボルト（F 1 1 T）の遅れ破壊によるボルトの落下防止措置として、外面よりボルトキャップ及びネットを設置する工法である。</p>			
片面施工の適用	片面施工の可否	可能	不可能
	片面施工の種別	①路面上下	②構造的片面 ③両面施工
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無
<p>特徴及び留意点</p> <p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・外面からの片面施工である。 ・大きな工具が必要ない。 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・応急的な対処であり、将来的には取替が望まれる。 ・実施工に対しては交通規制が不要であるが、足場仮設や高所作業車で直接行う場合にしても交通規制が必要となる場合がある。 ・下段のボルトキャップは防錆も兼ねることになるが、施工してしまうとその後の目視確認やたたき点検が外面からは不可能となる。 			
<p>施工実績</p> <p>施工状況や予算的な面で、早急に取り替えることが出来ない場合などに、応急的に落下防止に対処する工法として実績は多い。</p>			

事例NO.	18		
対称部位	継手部	補修・補強工法	ワンサイド高力ボルト取替え工法

概要

ボルト取替作業手順 (案)

① F11T高力ボルトRC断面図参照
規格4.6等・規格5.2等ごとの高力ボルト
ワットサイズ 規格のメートル表記でない
W7/8-6.6 (F11T)

② 旧ボルトを抜き取る

③ 新ボルト芯の切削位置
数値ドリルφ22による切削

④ 充填コンクリートの養生
コンクリートドリルφ21・5切削

⑤ (既存ボルトが無い場合)
リリーマ切削 φ22 (5枚刃)
インパクトレンチにリリーマセット

⑥ 床版RC部の鉄筋太物取
ダイヤモンドロータリーによる切削
ミスドリルによる侵入孔の5割削
パネユーム挿入

⑦ ワンサイドボルトの挿入
MUTF20-GD (F8T相当)

⑧ ワンサイドボルトの締結
鋼線ワザダリ挿入

高力ボルト (F11T) の取替えにおいて、供用後にコンクリートを充填してしまった箱部材に対して、ワンサイドボルトを用い片面からの施工を行う工法である。

片面施工の適用	片面施工の可否	可能	不可能
	片面施工の種別	①路面上下	②構造的片面 ③両面施工
	その他条件	交通規制： 有・無	足場要否 有・無

特徴及び留意点

(特徴)

- ・外面からの片面施工である。
- ・充填コンクリートの切削・ワンサイドボルトの締付けも外面からの作業となる。

(留意点)

- ・今後の実施工のために、今後施工試験および確認試験が必要である。
- ・M22 (F10T) からMUTF20 (F8T相当) への取替えだと、許容力としては58%ダウンの応急補修的な対策である。恒久補強的な対策も考慮していく必要がある。
- ・床版内のハンチ鉄筋やRC削孔後の空洞等の影響も確認する必要がある。

施工実績
施工実績無し。

3. 片面施工に関する既往文献

文献No	タイトル	出典	著者
①	溶接継手に発生した疲労亀裂の積層CFRP板による補修効果	鋼構造年次論文報告書 第13巻	中村, 諸井, 鈴木, 前田, 入部
②	炭素繊維補強強化樹脂板による鋼橋の補強	鋼構造年次論文報告書 第8巻	渡邊, 板垣, 鈴木
③	鋼床版垂直補剛材の溶接部疲労損傷に対する補修方法の提案・検討	東骨技報 No. 51、No. 53	永崎
④	鋼床版疲労損傷の補修法の提案	東骨技報 No. 51	加々良, 入部, 細見, 永崎, 田中, 森
⑤	鋼床版のUリブと横リブ交差部の疲労亀裂に着目した移動輪荷重試験報告	土木学会第61回年次学術講演会	平野, 高田, 松井, 坂野
⑥	Q S Bridgeの製作・施工に関する報告	宮地技報 No. 22	田川, 永谷
⑦	鋼製橋脚大規模補強工事(フルウェーブ化)の報告	宮地技報 No. 20	増田, 永山
⑧	片面施工摩接合用トルシア形高力ボルトの実用化に関する一検討	第34回土木学会関東支部技術研究発表会	鈴木, 中島, 勅使河原
⑨	ワンスайдボルトによる矩形鋼製断面柱の角補強効果に関する実験的研究	地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集	松村, 北田, 吉津, 木地谷, 村本
⑩	鋼逆ランガン橋の補強設計	土木技術59巻7号	吉津, 藤井
⑪	上路式ランガン桁幅補強工事報告	横河ブリッジ技報 No. 24	小林, 颯原, 友廣
⑫	黒之瀬戸大橋の耐震補強	東アジアにおける社会基盤施設の耐震性向上に関する国際シンポジウム予稿集	長谷場, 渡邊, 金田, 太田
⑬	当板補強に用いる樹脂の材料特性に関する基礎的検討	土木学会年次学術講演会	八木, 溝江, 梶原
⑭	JR東日本における橋梁の維持・補修 (第5回) 鋼橋の維持・補修例 (その2) ~最近の取組み~	橋梁と基礎 2008-2	斎藤, 工藤, 露木

文献NO.	①
タイトル	溶接継手に発生した疲労き裂の積層CFRP板による補修効果
出典・著者	鋼構造年次論文報告集 第13巻（2005年11月）・中村、諸井、鈴木、前田、入部
<p>概要</p> <p>炭素繊維強化樹脂（CFRP）板を、エポキシ樹脂接着剤を用いて貼付することにより補修を行う方法の提案、検討。具体的には、面外ガセット溶接継手部から発生した疲労き裂を補修の対象として検討。</p> <p>既往の検討結果では、面外ガセットの溶接ビードに密着するように、CFRP板の中央に切り込みを入れて積層して接着すれば、無補修に対して予寿命が十数倍になるなどの効果を確認。</p> <p>今研究では、CFRP板の積層数を変化させ、補修後におけるき裂進展の抑制効果に着目して実験的に検討を行った結果が報告されている。</p> <p>結果の要旨</p> <p>①積層数が増えるほど余寿命は改善。積層数を5層とすれば十分な補強効果が得られる。</p> <p>②CFRP板の積層化は、剥離防止にも有効。</p> <p>③き裂の再発を防止するまでには至らず、延命化のための応急的な対策として位置づけ。</p> <p>*CFRP板の貼付は、高力ボルトを用いた当て板補強とは違い、片面からのみで施工が可能。</p>	

溶接継手に発生した疲労き裂の積層 CFRP 板による補修効果

Repair of Fatigue Cracks in Out-of-Plane Welded Gusset Joints Using Laminated CFRP Strips

○中村 一史* 諸井 敬嘉** 鈴木 博之*** 前田 研一**** 入部 孝夫*****
Hitoshi NAKAMURA Takayoshi MOROI Hiroyuki SUZUKI Ken-ichi MAEDA Takao IRUBE

ABSTRACT A Carbon Fiber Reinforced Polymer strip (it is hereafter called a CFRP strip) is expected as a new material of repair and strengthening for steel structures, since the CFRP strip is light weight, high strength and high-corrosion resistance. In this paper, using CFRP strips, the repair method of fatigue cracks in the out-of-plane welded gusset joints is investigated experimentally. The fatigue tests are carried out varying the layers of laminated CFRP strips. As a result, it is found that the fatigue life is drastically improved, as the layers of laminated CFRP strips increases and that the sufficient repair effect is obtained in the laminated CFRP strips of 5 layers. Moreover, it is confirmed that the laminating of CFRP strips is effective for peeling prevention and sharing axial force.

Keywords: CFRP 板, 補修, 疲労, 溶接継手, 積層
Carbon Fiber Reinforced Polymer Strips, Repair, Fatigue, Welded Joint, Lamination

1. はじめに

近年, 鋼橋では, 交通量の増加や大型車両の通行による疲労損傷が数多く報告されている¹⁾. このような疲労き裂の発生部位は, 部材の取り合いが複雑な狭隙部であることが多く, 補修・補強の際には作業性が悪いため, 簡便かつ効率的な補修方法が望まれている.

このような課題に対して, 著者らは, 補修・補強のための新材料として期待されている炭素繊維強化樹脂板(以下, CFRP と呼ぶ)を, エポキシ樹脂接着剤を用いて貼付することにより補修を行う方法を提案し, 検討を行ってきた²⁾.

具体的には, 面外ガセット溶接継手部から発生した疲労き裂を補修の対象として, CFRP 板の貼付位置や, 接着剤の物性値が補修効果に及ぼす影響を検討した結果, 面外ガセットの溶接ビードに密着するように, CFRP 板の中央部に矩形の切り込みを入れて, 積層して接着すれば, 無補修に対

して補修後の余寿命が十数倍になるなど, 十分な延命効果が得られることが解った. このように, 補修効果が確かめられたものの, 今後, 補修工法として確立するためには, CFRP 板の必要な積層数など, 施工のための設計条件を明確にしておく必要がある.

そこで, 本研究では, これまでの検討結果を踏まえ, より適切な補修方法を検討するために, CFRP 板の積層数を変化させ, 補修後におけるき裂進展の抑制効果に着目し, 実験的な検討を行った. なお, 研究の継続性の観点から, 補修対象は, 既往の研究と同様に, 面外ガセット溶接継手部から発生した疲労き裂とした.

2. 実験方法

2.1 試験片と材料特性

疲労試験に用いた試験片を図-1に示す. 鋼板(250×9×1040)の中央部の両面にガセット(100×9×

* 修(工) 首都大学東京 都市環境学部 都市基盤環境コース 助手 (〒192-0397 八王子市南大沢 1-1)
** 修(工) 戸田市 都市整備部 (〒335-0021 戸田市大字新曾 1603-1)
*** 工博 明星大学 理工学部 建築学科 教授 (〒191-8506 日野市程久保 2-1-1)
**** 工博 首都大学東京 都市環境学部 都市基盤環境コース 教授 (〒192-0397 八王子市南大沢 1-1)
***** 工修 ㈱東京鐵骨橋梁 技術本部 技術開発部 (〒108-0023 港区芝浦 4-18-32)

本論文の一部は土木学会第 60 回年次学術講演会にて発表.

140) を回し溶接して試験片を作製した。鋼板、CFRP板およびエポキシ樹脂接着剤の機械的性質を表-1に示す。今回使用した CFRP 板は、炭素繊維が長手方向にのみ配置され、樹脂で硬化させた厚さ 1.2mm の一方向強化材である。

2.2 荷重方法と補修時のき裂長さ

図-2 に示す I 形断面の荷重桁に試験片を高力ボルトで接合し、4 点曲げにより荷重を行った。長さ 1,600mm の等曲げ区間を利用して、試験片に引張応力を作用させることとした。また、荷重の波形は正弦波とし、最小応力を約 20MPa の一定値として、最大応力を変化させることで、応力範囲を 64~114MPa とした。荷重には容量 1,000kN の電気油圧式サーボアクチュエータを使用し、荷重速度は 2Hz とした。

本研究では、き裂が発生した後の補修を目的としていることから、き裂を発生させるために、まず繰返し荷重を行った。試験片の中心から幅方向へのき

裂長さ a が約 15mm まで達した時に荷重を止め、荷重桁から試験片を一旦取り外して後述する方法で補修を行った。このき裂長さについても補修に対して重要なパラメータとなるが、き裂発生を検出精度、ビード形状のバラツキ、および、試験片の全幅に対するき裂長さの関係等を考慮して、ここでは、片側あたりのき裂長さ a を 15mm (試験片の全幅 250mm に対して 12% のき裂に相当) と設定した。

なお、試験開始前にあらかじめ、試験片の片側の回し溶接止端部をグラインダーで仕上げ、応力集中を緩和させ、き裂の発生を片側のみから生じるようにしている。

2.3 CFRP 板の接着方法

検討した 2 つのシリーズにおける CFRP 板の貼付位置を図-3 に示す。前述の通り、図-3 では、溶接止端部から発生したき裂が両側に進展し、片側あたりのき裂長さが約 15mm に達した時に補修を行うこと

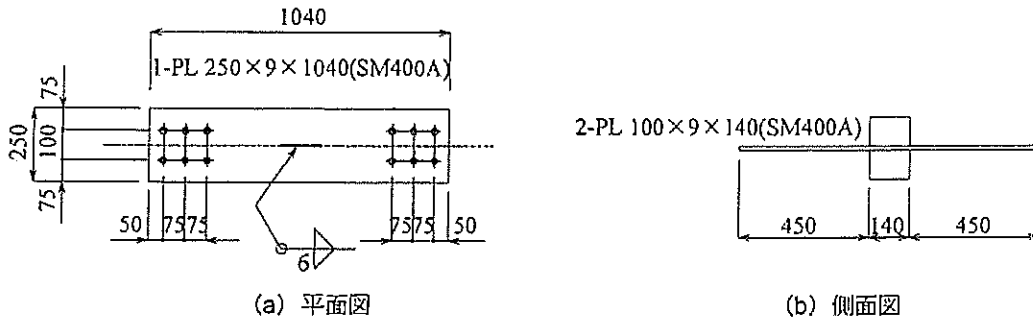


図-1 試験片形状

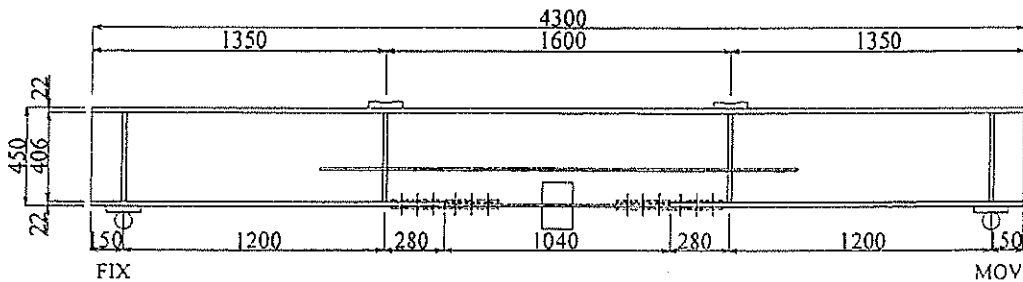


図-2 荷重桁

表-1 鋼板、CFRP 板およびエポキシ樹脂接着剤の機械的性質

	鋼板 (SM400A)	CFRP 板	エポキシ 樹脂接着剤
降伏点 (MPa)	293	—	—
引張強度 (MPa)	453	2664	30
破断伸び (%)	23	1.9	—
弾性係数 (GPa)	204.5	188.0	1.5

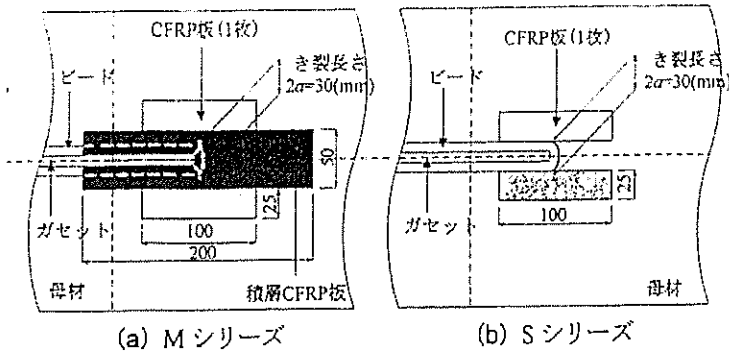


図-3 CFRP 板の貼付位置

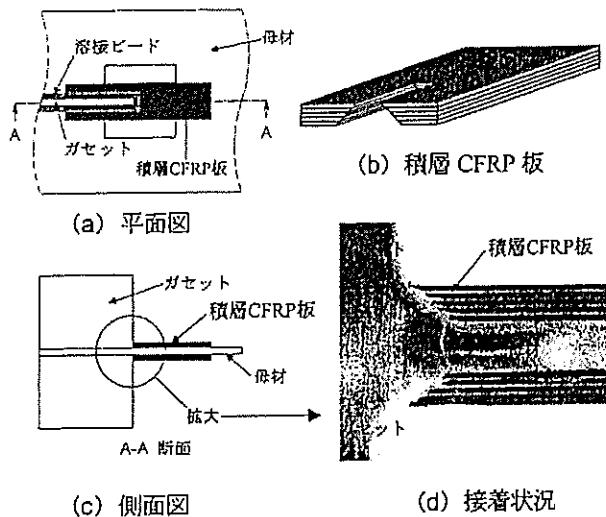


図-4 M5 シリーズにおける CFRP 板層部の貼付方法

表-2 実験シリーズ

シリーズ	補修方法
N	無補修
S	図-3 (b) CFRP板両側1枚
M1	図-3 (a) 積層CFRP板1枚
M3	図-3 (a) 積層CFRP板3枚
M5	図-3 (a) 積層CFRP板5枚

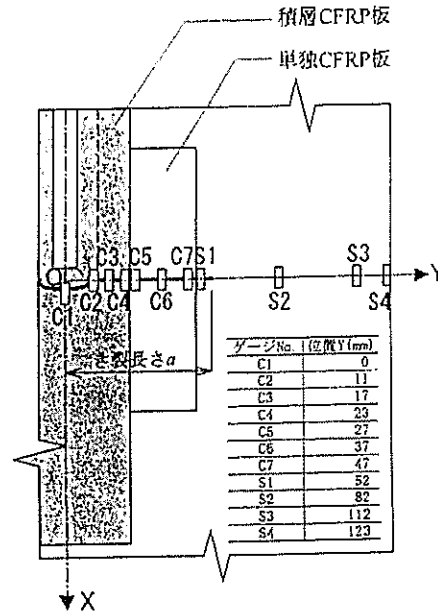


図-5 M シリーズにおけるひずみゲージ位置

をそれぞれ示している。

まず、Mシリーズの補修方法を図-3 (a) および図-4 に示す。具体的な補修の手順は以下の通りである。

- ①接着性を向上させるため、溶接ビードの断面形状を、8mm程度の等脚にペンシルグラインダーで仕上げる。
- ②図-4 (b) に示すように、CFRP板 (50×1.2×200) に、矩形の切り込みを入れ、切り込み部が溶接ビードに密着するように、段階的にCFRP板を積層して接着する。
- ③さらに、幅方向の両側に隣接して、1層の単独CFRP板 (25×1.2×100) を貼付する。

本研究では、CFRP板の積層数が補修効果に及ぼす影響を把握するため、中央部のCFRP板の積層数を1、3、5層と変化させて補修を行った。このMシリーズでは、積層したCFRP板を溶接ビードに密着して、き裂の開口部を完全に覆い、開口量を抑制することにより、補修効果をより高めることを想定し

ている。ガセット取り付け位置の溶接止端部は、き裂開口部の中心であり、この位置で開口量が最も大きくなるためである。Mシリーズでは、CFRP板や鋼板の応力状態を把握するため、図-5に示すように、き裂進展上に、または、き裂の進展が予測される位置にひずみゲージを取り付けた。

さらに、Mシリーズとの比較のためにSシリーズを設定した。図-3 (b) に示すように、CFRP板 (25×1.2×100) をガセットの両側に、エポキシ樹脂接着剤で1枚ずつ貼付して補修を行う。このシリーズでは、応力集中が最も高くなるき裂の先端にCFRP板がちょうどかかる位置で補修を行い、き裂先端の過大な応力集中を緩和することを想定している。

なお、全シリーズで、CFRP板の貼付による補修は、例えば図-4 (c) に示すように、試験片の両面に対して行っている。

また、今回用いた接着剤は常温硬化型であり、実施工においても養生のための特別な機器を必要とせ

ず、一日で所要の強度が得られるが³⁾、接着剤の養生条件によるバラツキをなくすため、CFRP板の貼付後は無負荷の条件下で、一週間、保温養生を行っている。

実験シリーズを表-2に示す。無補修を含め、合計5つのシリーズで疲労試験を実施した。

3. 実験結果および考察

3.1 疲労試験結果

得られた疲労試験結果を、補修後から破断までの疲労寿命で整理するために、各指標をここでは以下のように定義する。

- N_f : 試験開始から破断までの繰返し回数 (以下、全寿命と呼ぶ)
- N_i : 試験開始からき裂長さ a が約 15mm まで進展したときの繰返し回数 (以下、初期き裂発生寿命と呼ぶ)
- N_p : き裂長さ a が 15mm (補修後) から 125mm に到達 (破断時) するまでの繰返し回数 (以下、余寿命と呼ぶ)

また、 N_f 、 N_i および N_p の関係は次式で表せる。

$$N_f = N_i + N_p \dots \dots \dots (1)$$

一般に、初期き裂発生寿命 N_i は、残留応力や溶接ビード形状等の初期条件のバラツキに大きく依存する。今回の実験において N_i は 40 万 ~ 420 万回の範囲であった。したがって、き裂が約 15mm に達した後

の補修効果を評価するために、余寿命 N_p を用いて試験結果を整理することとした。

各シリーズの疲労試験結果を図-6に示す。図中に回帰線を併記したが、式で表せば以下の通りである。

$$\begin{aligned} N &: \Delta\sigma_n = 5970(N)^{-0.34} \quad (10 \text{ 万回} \leq N \leq 55 \text{ 万回}) \\ S &: \Delta\sigma_n = 2727(N)^{-0.26} \quad (25 \text{ 万回} \leq N \leq 225 \text{ 万回}) \\ M1 &: \Delta\sigma_n = 3147(N)^{-0.26} \quad (29 \text{ 万回} \leq N \leq 240 \text{ 万回}) \\ M3 &: \Delta\sigma_n = 2499(N)^{-0.23} \quad (47 \text{ 万回} \leq N \leq 172 \text{ 万回}) \\ M5 &: \Delta\sigma_n = 7311(N)^{-0.29} \quad (169 \text{ 万回} \leq N \leq 1227 \text{ 万回}) \\ &\dots (2) \sim (6) \end{aligned}$$

まず、無補修の N と比較して、いずれのシリーズにおいても有意な疲労寿命の増加が認められる。特に、Mシリーズでは、CFRP板の積層数が増えるほど、余寿命が延びる傾向を示すことが解る。これは、き裂中心の開口部が積層されたCFRP板により、高い剛性で補修され、き裂の開口変位が十分に抑制されたためと考えられる。

また、積層数が1層のM1と、溶接ビードの両側に1枚ずつ貼付したSと比較すると、回帰線から判断される疲労強度は、M1の方が若干高くなっているが、実験データのバラツキを考慮すれば、M1とSの補修効果は同程度であるといえる。なお、後述するように、Sにおける $\Delta\sigma_n = 84$ (MPa) のケースでは、検出精度の関係から補修時のき裂長さが 21.8mm であった。このため、余寿命 N_p が回帰線から大きく離れたと判断される。

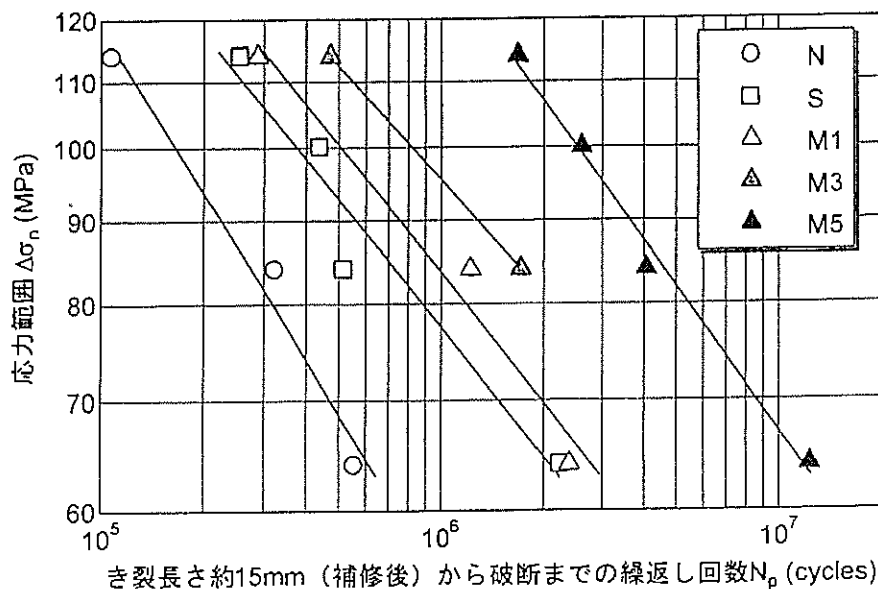


図-6 S- N_p 線図

さらに、最も補修効果の高かった M5 では、 $\Delta\sigma_n=64$ (MPa) 時の余寿命 N_p が 1,200 万回を超えるものの、今回の実験の応力範囲 (64~114MPa) では、疲労限は得られなかった。したがって、余寿命の延命化に対しては効果的であるが、今回の補修方法では疲労き裂の再発生を防止するまでには至らないといえる。

3.2 疲労き裂の進展特性

疲労き裂の進展特性として、各応力範囲におけるき裂長さ a と繰返し回数の関係を図-7 に示す。ここで、繰返し回数は、前節と同様に、き裂長さ a が約 15mm に到達した時 (補修後) を基準として整理した。また、補修を行ったシリーズでは、CFRP 板の横に取り付けたクラックゲージを用いて、約 50~80mm の範囲でき裂長さ a を計測している。なお、CFRP 板を貼付した領域では、き裂の進展を計測することができないため、図中では点線で示している。

図より、応力範囲に関わらず、全てのシリーズで同様の傾向を示し、M シリーズでは、CFRP 板の積層数が増えるほど、き裂進展が遅延することが解る。

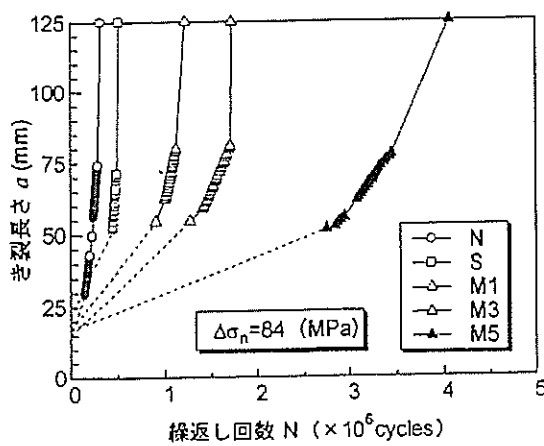
積層数が同じ S と M1 で比較した場合、前節で示した通り、応力範囲が 64、114MPa では、き裂進展の差異は小さいことが解る。また、応力範囲が 84MPa では、両者でき裂の進展に差異が認められるが、S では補修時の初期き裂が 21.8mm と長かったため、き裂の進展が早まったと考えられる。

また、点線で示した補修後からき裂が再検出されるまでの範囲、および、き裂の進展が計測された 50~80mm の範囲における疲労寿命は、積層数が増えるほど延びる傾向を示すが、計測の範囲を超える

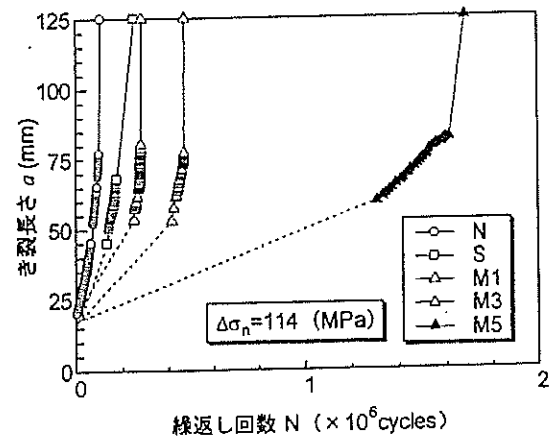
80mm 以上で、M5 以外は、き裂の進展が急激に進み、間もなく破断に至っていることが解る。これは、M5 では、破断の直前まで CFRP 板が剥離しなかったのに対し、M5 以外では、き裂長さが試験片の全幅に対して 60~65% 程度まで進展すると剥離が生じたためであった。 $\Delta\sigma_n=64$ (MPa) 時の M5 では、破断近くまでき裂の進展を計測しているが、CFRP 板は剥離しなくても、き裂長さが 95mm (試験片の全幅に対して約 75% のき裂に相当) 以上に達するとき裂の進展が急激に進むことが解った。

3.3 き裂進展に伴う CFRP 板と鋼板の力学的特性

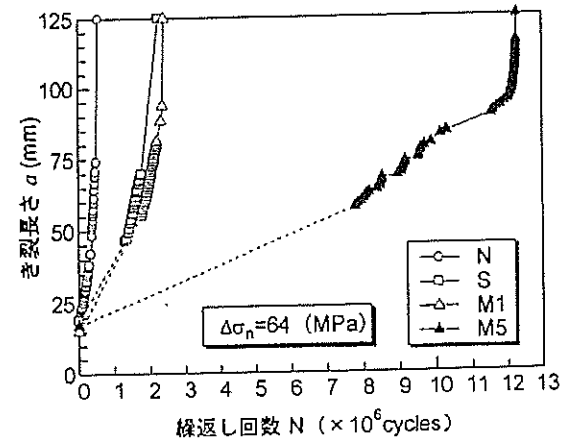
以上のことから、CFRP 板を積層すれば補修効果がより高められることが確かめられたが、その効果をより具体的に示すために、CFRP 板に作用する応力性状と積層数の関係や、き裂進展に伴う各部の応



(b) $\Delta\sigma_n=84$ (MPa)



(a) $\Delta\sigma_n=114$ (MPa)



(c) $\Delta\sigma_n=64$ (MPa)

図-7 き裂長さ a と繰返し回数 N の関係

力の変化について考察する。

応力の着目点は、図-5に示した通りであり、補修後に再開した疲労試験中 ($\Delta\sigma_n=64\text{MPa}$) に、静的載荷試験を M1 で5回、M5 で11回それぞれ実施して計測を行った。試験片の作用応力 σ_n は、応力範囲64MPaにおける最大応力の82MPaとした。

3.3.1 CFRP板および鋼板の応力分布

図-8に、M1およびM5におけるCFRP板と鋼板の長手方向の応力分布を示す。き裂が進展し、CFRP板の貼付域を貫通してき裂の存在が確認された時を、「き裂再検出時」と表示している。

まず、図-8(a)に示したM1については、補修時には試験片中央部に近づくほど応力が高くなる分布を示している。積層CFRP板(M1の場合、1層)では、繰返し回数の増加に伴って、ガセット中心部のC1で接着が切れるため応力が伝達されなくなること、また、C2~C4で応力が増加し、C3で最大とな

り300MPa以上の高い応力となることが解る。さらに、単独CFRP板では、き裂の進展に伴って応力が高くなり、CFRP板の貼付域を貫通すると、250~300MPa程度の高い応力を負担することが解る。

一方、図-8(b)に示した、M5については、応力分布の傾向はM1とほぼ同じといえるが、積層CFRP板におけるC2~C4の応力がかなり小さくなる点がM1と大きく異なる。また、C1でも小さな応力ではあるが、約35MPa程度の応力を伝達していることが解る。なお、下層部のCFRP板の応力分布については、実験では直接把握することができないため、FEM解析による検討が待たれるが、解析的な検討を行った既往の研究⁴⁾からは、上層部のCFRP板は、応力伝達に関しては有効に機能しないとの結果が得られている。したがって、下層部のCFRP板の応力分布は、図-8(b)に示した値よりもより高くなると予想される。

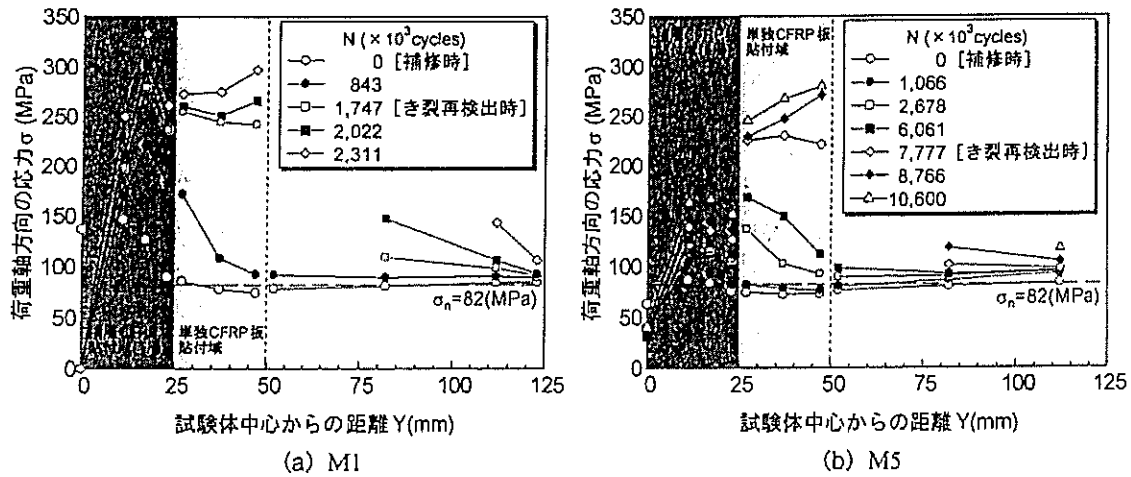


図-8 CFRP板および鋼板の応力分布

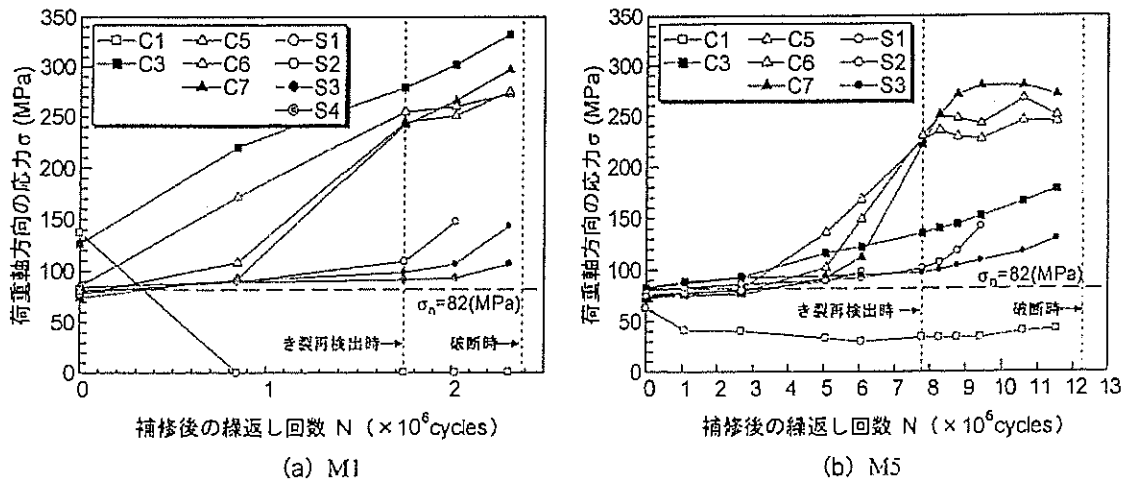


図-9 繰返し回数とCFRP板および鋼板の応力の関係

3.3.2 き裂進展に伴う各部の応力性状

図-9に、M1およびM5における補修後の繰返し回数とCFRP板および鋼板の応力の関係をそれぞれ示す。図より、繰返し回数の増加に伴って、き裂が進展するため、全体的に応力が増加する傾向を示すことが解る。一般に、き裂の進展とともに開口量は増大するが、CFRP板で開口部を補修した場合、CFRP板が応力を負担し、開口量を抑制する。今回の補修方法では、き裂の再発生を防止するまでには至らないため、き裂の進展に伴ってCFRP板が負担する応力が高くなると考えられる。

このような観点から、補修時の初期き裂長さ約15mmに最も近いC3に着目すると、M1では、ほぼ直線的に応力が増加すること、また、M5では、M1よりかなり緩やかではあるが、補修後から微増していることが解る。したがって、疲労き裂は補修の直後から進展していたと判断される。

また、単独CFRP板上のC5~C7に着目すると、M1では計測データが少ないため判断し難いが、M5では、繰返し回数の増加に伴ってC5~C7の順に応力の立ち上がりが見られる。したがって、単独CFRP板の貼付域におけるき裂 ($a=25\sim50$ (mm)) は、繰返し回数が300~750万回の範囲で進展したものと予測される。

さらに、積層数による補修効果を検討するために、き裂長さと各着目点の応力の関係について、シリーズごとに示したものを図-10に、また、M1とM5を比較するために代表点を抜粋して示したものを図-11にそれぞれ示す。

図-11より、積層CFRP板上のC3では、M5の方がかなり小さくなること、また、単独CFRP板上のC6では、ほぼ同程度であることが解る。さらに、鋼板上のS2、S3に着目すると、いずれの点においてもM5の方が小さくなり、き裂の先端に近いS2ほどよ

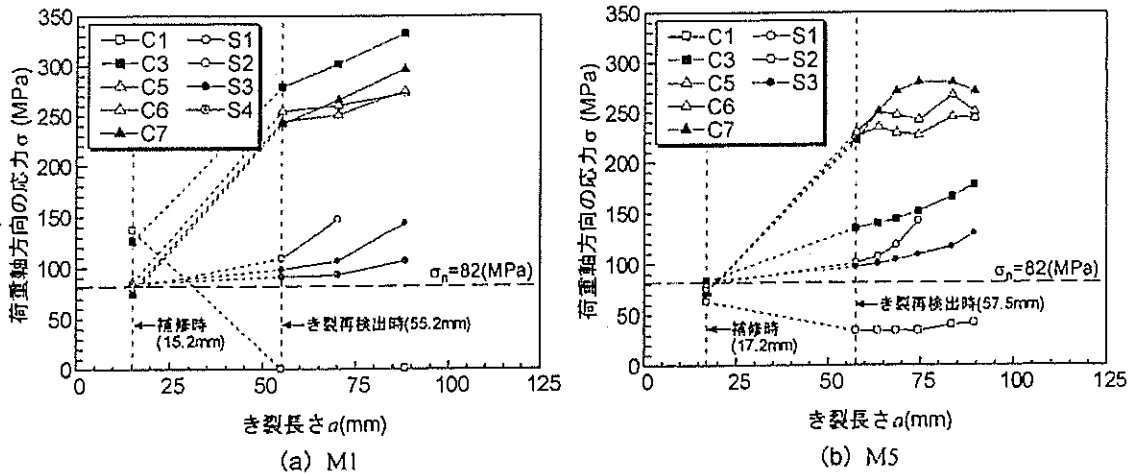


図-10 き裂長さとCFRP板および鋼板の応力の関係

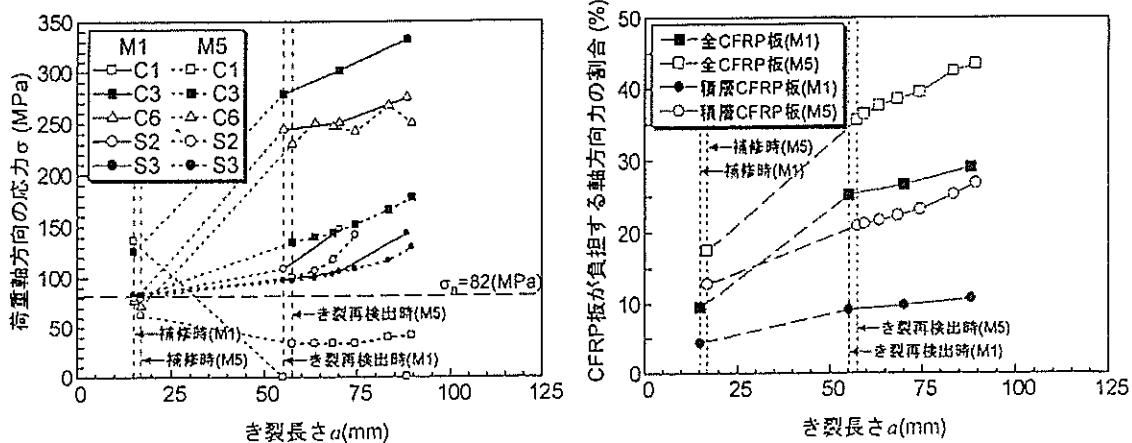


図-11 主要な着目点におけるM1とM5の比較

図-12 CFRP板が負担する軸方向力の割合

り低下する傾向が見られる。したがって、積層 CFRP 板がより多くの作用応力を負担するため、鋼板の応力が低減されて、補修効果が高まったと考えられる。

3.3.3 CFRP 板が負担する軸方向力

CFRP 板は一方向強化材であり、繊維方向をき裂の進展に対して直角に配置すれば有効に機能する。ここでは、CFRP 板が負担する軸方向力（引張力）を概略的に把握するため、図-8 に示した CFRP 板の軸方向の応力分布に基づいて算定する。算定条件として、試験片中心からの距離が 11mm 以下では応力の負担が小さいため、有効な断面積からは除外する。また、計測された応力が厚さ方向に均等に分布するものと仮定する。この条件の下で算定される結果は、既往の研究結果⁹⁾から判断すると、CFRP 板が負担する軸方向力を小さめに評価することになる。さらに、試験片の断面に作用する軸方向力は、作用応力 ($\sigma_n=82\text{MPa}$) と試験片断面積の積から 184.5kN となる。ここでは、計算結果を、本実験の範囲において相対的な比較を行うために、試験片断面の軸方向力に占める CFRP 板の軸方向力の割合として整理する。

図-12 に算定結果を示す。図中には、全 CFRP 板が負担する割合だけでなく、積層 CFRP が負担する割合も併記している。図より、CFRP 板の断面積が大きい M5 の方が補修時から軸方向力を負担する割合は高いことが解る。また、き裂再検出時において全 CFRP 板が負担する割合は、M1, M5 でそれぞれ約 25, 35%であった。さらに、以降のき裂進展においても M5 の方が負担率がより増加することが解る。また、負担率の内訳に着目すると、CFRP 板の断面積に強く依存するため、M5 では積層 CFRP 板で、M1 では単独 CFRP 板で、負担率が大きくなっていることが解る。以上のことから、き裂の中央部付近を積層 CFRP 板で補修する方法は、試験片に作用する軸方向力を多く負担していることが示された。

4. まとめ

面外ガセット溶接継手から発生した疲労き裂に対して、CFRP 板をエポキシ樹脂接着剤で貼付することにより補修を行い、CFRP 板の積層数が補修効果に及ぼす影響を実験的に検討した結果からは、次のことがいえた。

- (1) CFRP 板の積層数が増えるほど、余寿命が大幅に改善され、積層数を 5 層とすれば十分な補修効果が得られることが確かめられた。
- (2) CFRP 板の積層化は、剥離防止に対しても有効であること、また、き裂開口部の中心付近で荷重が伝達されるため、軸方向力の負担に対しても効果的であることが解った。
- (3) 対象とした応力範囲からは疲労限は得られなかった。したがって、き裂の再発生を防止するまでには至らないため、提案した補修方法は延命化のための応急的な対策として位置づけられる。

さらに、今回提案した補修方法を実用的な工法として確立するためには、溶接ビードの仕上げの必要性や、負荷状態での CFRP 板の接着性などに対する検討が挙げられる。これらについては今後の課題としたい。

謝辞

本研究を行うにあたり、新日本石油(株)およびコンシ(株)より実験材料を提供していただいた。ここに記して謝意を表します。また、本研究の一部は、平成 17 年度文部科学省科学研究費 若手研究(B) (研究代表者：中村一史, No.17760377) の助成を受けた。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3.
- 2) 中村一史，諸井敬嘉，鈴木博之，前田研一，入部孝夫：溶接継手に発生した疲労き裂の CFRP 板による補修，鋼構造年次論文報告集，第 12 巻，日本鋼構造協会，pp.425-430，2004.11.
- 3) 板垣一也，渡邊憲市，鈴木博之：炭素繊維強化樹脂板（カーボン板）による鋼橋補強の事例，第 8 回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，日本鋼構造協会，pp.49-54，2002.6.
- 4) 鈴木博之，岡本陽介：炭素繊維強化プラスチック板を用いた疲労き裂の補修，鋼構造年次論文報告集，第 11 巻，日本鋼構造協会，pp.465-482，2004.11.

文献NO.	②
タイトル	炭素繊維強化樹脂板による鋼橋の補強
出典・著者	鋼構造年次論文報告集 第8巻（2000年11月）・渡邊、板垣、鈴木
<p>概要</p> <p>TL-14活荷重で設計された既設の鋼橋をB活荷重へ対応させるため、補強材として炭素繊維強化樹脂板を用いた鋼橋補強設計方法の検討結果が報告されている。</p> <p>結果の要旨</p> <p>①曲げ応力 カーボン板を含んだ全断面で通常の曲げ理論で算出できる。</p> <p>②設計対象部位 許容応力度に対しては鋼部材で判定（カーボン板の引張強度は鋼の約6倍）。</p> <p>*CFRP板の貼付は、高力ボルトを用いた当て板補強とは違い、片面からのみで施工が可能。</p>	

炭素繊維強化樹脂板による鋼橋の補強
Strengthening of a steel bridge using carbon fiber reinforced polymer strips

○渡邊憲市* 板垣一也** 鈴木博之***
Kenichi WATANABE Kazuya ITAGAKI and Hiroyuki SUZUKI

ABSTRACT In this paper, three-points bending tests are performed using a steel beam strengthened by carbon fiber reinforced polymer strips, hereinafter called CFRP strips, which have never used to steel members in Japan. Stress-strain curves, proposal of a design method and shearing force between the steel plate and the CFRP strips are discussed. On the basis of these results, a probability of application of the CFRP strips for a strengthening member to a steel member subjected to a bending moment is examined.

Keywords : 炭素繊維強化樹脂板、鋼橋、補強
Carbon fiber reinforced polymer strips, Steel bridge, Strengthening

1. はじめに

本報告はTL-14活荷重で設計された既設の鋼橋をB活荷重へ対応させるため、補強材として炭素繊維強化樹脂板（以下カーボン板と呼ぶ）を用いた鋼橋補強設計の概要である。

一般に鋼橋における鋼部材の補強については、鋼板を用いて補強する方法が多く採用されている。本橋では施工性、省力化などを考慮し、従来の鋼板に代わる新たな補強材としてカーボン板を用いる鋼橋の補強を計画した。

カーボン板とは炭素繊維を固化させて板状にしたものである。またその長所は次のとおりである。

- ① 軽量であるため運搬、持ち運びなど施工性に優れる。
- ② 接合方法は接着剤による接合である。
- ③ 表-1に示すとおりの機械的性質として引張強度が鋼の約6倍程度である。

表-1 材料の機械的性質

材 料	ヤング係数(N/mm ²)	降伏点(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)	伸び
SM400	2.1×10 ⁵	265	402	0.18
カーボン板	2.0×10 ⁵	—	2400	0.014

カーボン板は上記に示すとおりの長所を有するが、その一方で実在の鋼橋にカーボン板を用いて補強を行った事例がなく、補強の効果や耐久性などについて不明確なところがある。また設計手法についてもカーボン板の評価の仕方など明確に確立されていない。

本研究ではこれらの未確認事項を解明することを目的とした検証実験を行い、設計手法の確立さらには実施設計に向けた諸検討を行った。

*技術士(建設部門) 八千代エンジニアリング(株) 東北支店(〒980-0021 宮城県仙台市青葉区中央1-6-18)

**技術士(") " (")

***工博・技術士(") 明星大学 理工学部土木工学科(〒191-8506 東京都日野市程久保2-1-1)

2. 実験方法

実験に使用した供試体は既設橋の部材を考慮してH-200mm×100mm×5.5mm×8mmのH形鋼を使用した。カーボン板は下フランジにパテ状エポキシ樹脂接着剤を使用して接着した。実験に使用したカーボン板の厚さは1枚1.2mmである。実橋ではカーボン板を数枚重ね合わせて使用することを予定しているため、供試体についても同様にカーボン板を数枚重ね合わせて接合した。実験はカーボン板の補強の効果、さらには設計への運用方法を順を追って解明するため数度に分けて実験を行った。

(1) カーボン板の補強効果の確認実験

鋼桁の補強材にカーボン板を使用した場合、効果があるか否かを確認する実験を行った。次に示す供試体により実験を行った。

- ① 供試体1：無補強
- ② 供試体2：鋼板 (t=8mm) による補強 (ボルト接合)
- ③ 供試体3：カーボン板 (t=7.2mm=6層×1.2mm) による補強

実験結果を判断する上で、補強を行わない「供試体1」と在来工法である「供試体2」を比較の対照として考えた。それらの形状を表-2に示す。荷重載荷方法は3点曲げとした。ゲージ取り付け位置、カーボン板の取り付けの概念図を図-1に示す。

表-2 実験に使用した供試体

	断面図	側面図
供試体1 無補強		
供試体2 鋼プレート補強		
供試体3 カーボン補強		

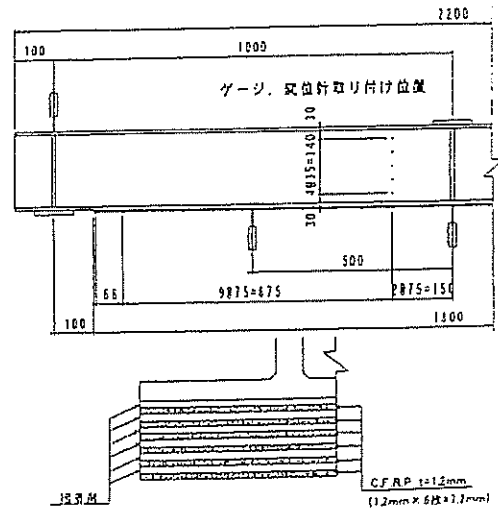


図-1 カーボン板取り付け概念図

各供試体に0~49kNの荷重を載荷させ、部材に発生する曲げ応力の計測を行った。図-2は荷重49kNのときの各供試体の発生曲げ応力である。供試体2と供試体3の発生応力は、ほぼ同程度であった。また、それらの値はいずれも供試体1の発生応力を下回っていた。これらのことより、鋼部材にカーボン板を接合すると発生応力の低減が認められ、かつその効果は鋼板による補強と同程度であると言える。

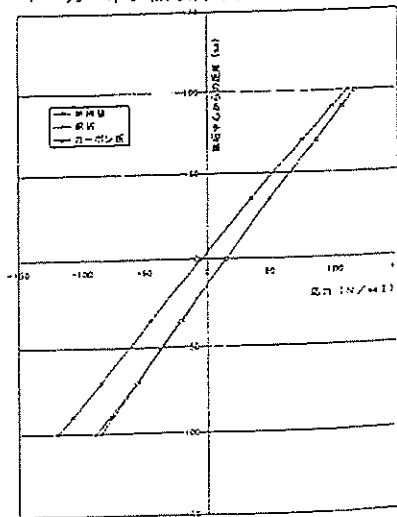


図-2 発生曲げ応力

(2) 設計手法確立のための確認実験

カーボン板を用いて鋼橋を補強するにあたり、設計上の課題

として設計手法が明確に確立されていないことが挙げられる。
本試験ではそのことを解明するため次の実験を行った。

前述の実験結果より、カーボン板の補強効果は鋼板の補強効果と同程度であることが分かった。このことを踏まえ、設計の基本的考えを、通常の鋼桁の設計理論と相違ないと仮定した。部材断面の断面諸値を算出する際、カーボン板を含んだ高さを部材断面高と考え断面二次モーメントを算出し、部材に発生する曲げ応力を次式により算出した。

$$\sigma = M / I \times Y$$

ここに σ : 発生曲げ応力
 M : 発生曲げモーメント
 I : 断面二次モーメント
 Y : 重心位置からの距離

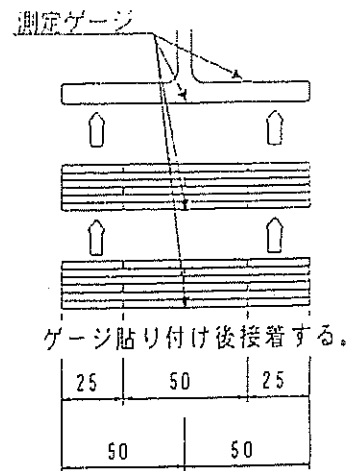
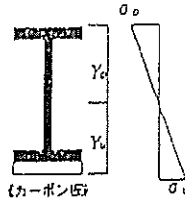


図-3 12層貼付

上式により算出された理論値と次に行う実験値を比較して、設計の仮定の妥当性を確認した。

実験には第1回目に使用した同型のH型鋼を使用した。カーボン板の補強数量は、カーボン板の重ね合わせの影響をより顕著にさせるため、図-3に示すように前回の実験の6層に対して倍の12層とした。

図-4は支間中央から150mmの位置における荷重49kNのときの理論値と実験値を示したものである。その位置における部材断面の上縁から下縁までの発生応力を示している。

図中より、鋼桁の上フランジ上面から下フランジ下面までの応力は、理論値と実験値が概ね同じ値を示している。このことより鋼部材域では上記の設計上の仮定が成立していると考えられる。

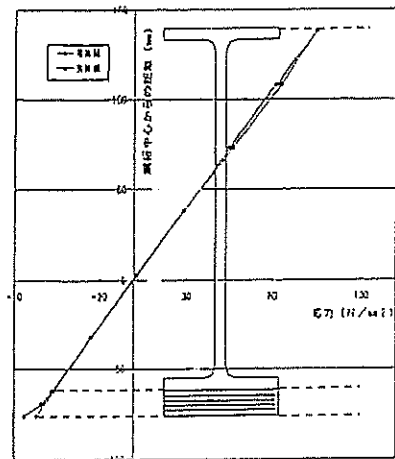


図-4 発生曲げ応力

(3) 接着強度の確認

カーボン板による補強工法の特徴は接着剤により接合されることである。本実験では接着剤の強度を載荷荷重を増加させることにより確認した。荷重の増荷はカーボン板が剥がれるまで、もしくは供試体が座屈・変形するまでとした。

実験には今までと同型のH型鋼を使用した。接合したカーボン板は1枚であり、パテ状エポキシ樹脂接着剤を使用して接合した。結果については荷重値 $P=9.8\text{kN}$ 毎に記録した。

図-5は荷重強度と支間中央から150mmの位置における発生応力を示したものである。実験時の特筆事項として次の挙動が見られた。

荷重値を徐々に増加させ、荷重値127kN付近でH鋼部材の局部座屈が認められ始めた。このときの発生応力は $\sigma=306\text{N/mm}^2$ 程度であり、本実験に使用した鋼材 SM400 材の降伏点 $\sigma_y=265\text{N/mm}^2$ を考えると妥当な現象である。このときカーボン板の剥離は見られなかった。荷重値をさらに増加させ、荷重値147kNのときカーボン板が瞬間的に剥離した。なお、このとき剥がれたカーボン板に損傷は見られなかった。

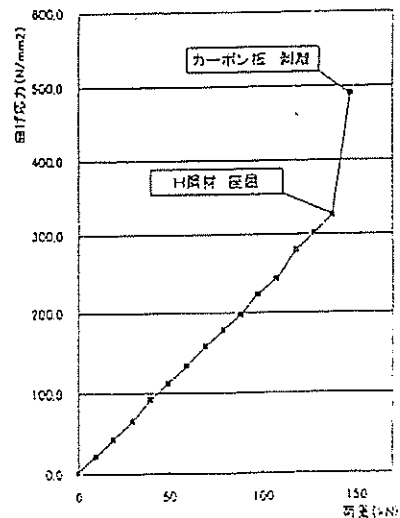


図-5 荷重と曲げ応力

本結果より、接着剤は鋼材が大きく変形する荷重付近まで耐えうるということが分かった。そのため通常の供用荷重状態では、荷重に対して安全であると考えられる。

3. まとめ

鋼橋の補強材としてカーボン板を使用した場合、補強の効果が得られることが本実験を通して明らかになった。また、設計手法についても鋼橋の実用補強設計を行う上で次の思考により、部材に発生する曲げ応力の算出が出来ると考えられる。

(1) 曲げ応力の算出について

部材断面の断面諸値を算出する際、カーボン板を含んだ全断面として断面二次モーメント、図心位置を算出し、部材に発生する曲げ応力を算出する。

$$\sigma = M / I \times Y$$

ここに σ : 発生曲げ応力
 M : 発生曲げモーメント
 I : 断面二次モーメント
 Y : 重心位置からの距離

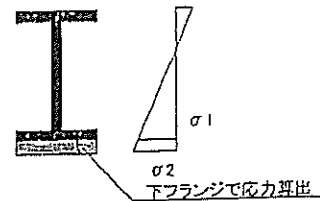
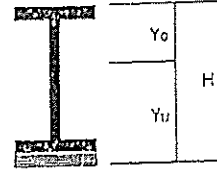


図-6 曲げ応力算出位置

(2) 設計対象部位

許容応力度に対しては鋼部材で判定を行う。すなわち、図-6に示すように、発生応力が最も大きくなる母材下フランジ下面に発生する曲げ応力に対して判定する。カーボン板の許容引張応力度は示方書で規定されていない。しかしながら、カーボン板の引張強度は鋼の約6倍であるため、実用上、鋼部材で示方書に規定されている許容値を満足していればカーボン板の安全性に影響はないと考えられる。

4. 今後に向けて

一般的に橋梁の補強を行う際には、交通供用や現地施工条件など様々な制約を受ける。従来工法である鋼板による補強は、溶接の場合は荷重や振動の問題があり、またボルト接合の場合は施工時間の長期化による周辺交通への影響などの課題点を抱えている。一方、カーボン板による補強は材料が軽量であることや接合方法の容易さにより、種々の制約を受ける補強工事においては非常に優れた施工法であると言える。

カーボン板は多くの長所を有し、今後が期待される新素材であるが、設計手法の確立という課題点の他に疲労や耐久性に関する項目が課題点として考えられる。このことについては、今後実験室における疲労試験を行い、また現地における実橋試験も合わせて予定している。それらの実験が終了し、カーボン板補強による課題点が全て解決された上で鋼桁へのカーボン板補強の本採用を決定したいと考える。

参考文献)

- 1) 鈴木、井東、袴田： 切り欠きを有する材の炭素繊維強化樹脂板による補強、鋼構造年次論文報告集 (1999年11月)

文献NO.	③
タイトル	鋼床版垂直補剛材の溶接部疲労損傷に対する補修方法の提案
出典・著者	東骨技報No. 51・永崎
<p>概要</p> <p>「BMC技術検討会」において共同研究（※）されているデッキプレートと垂直補剛材の溶接部に生じる疲労亀裂（下図）に対する簡便で効果的な補修方法を紹介されている（確認試験中）。</p> <p>（※）共同研究のメンバー：法政大学 森 猛教授、BMC、東京鉄骨</p>	

鋼床版垂直補剛材の溶接部疲労損傷に対する補修方法の提案

永崎 央輔*
Y. Nagasaki

鋼床版の疲労き裂の報告例として、デッキプレートと垂直補剛材の溶接部に生じるものがあります。

このき裂は、図-1に示すように、廻し溶接された垂直補剛材のすみ肉溶接長が腹板と縦リブ間隔より短く、デッキプレートに直接輪荷重が載荷されたときに、すみ肉溶接や廻し溶接のルート部、止端部に局部応力が作用して発生するものです。疲労き裂が生じた場合、対象となる箇所数が多く、簡便で効果的な補修方法が模索されています。

この部位の効果的な補修方法として(株)ビーエムシー（以後 BMC と記述）が提案した「補剛材端への当板密着工法」があります。当社では BMC との技術検討会の中で、有望な補修方法として、現在、共同研究により効果を確かめているところです。

本稿では、研究母体である「BMC 技術検討会」の概要ならびに提案している補修方法をご紹介します。

本研究の共同研究のメンバーは法政大学 森 猛 教授、BMC および当社です。技術開発、共同開発の検討会組織である「BMC 技術検討会」の活動の一環として、研究開発を進めております。「BMC 技術検討会」は検討会の主要なメンバーである大学、当社を含むライセンス契約を結んだ 8 社の拠点企業等で構成された組織です。（詳細はホームページ <http://hashimori.jp> 参照）

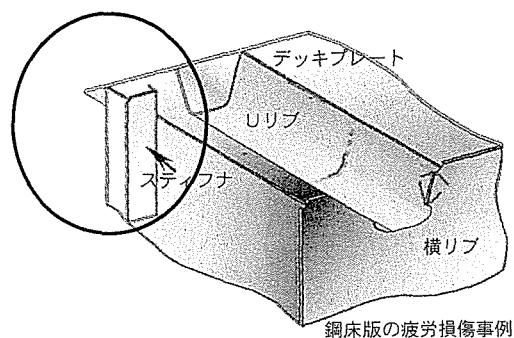


図-1 鋼床版の疲労損傷事例

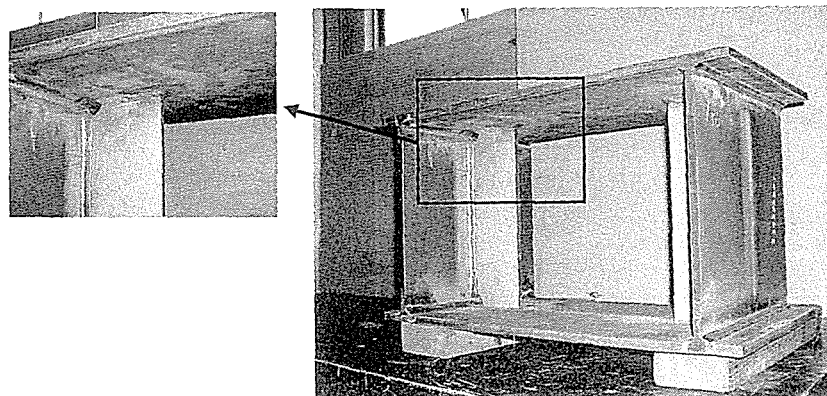


図-2 補修効果確認試験体

* 技術本部技術研究所構造技術グループ

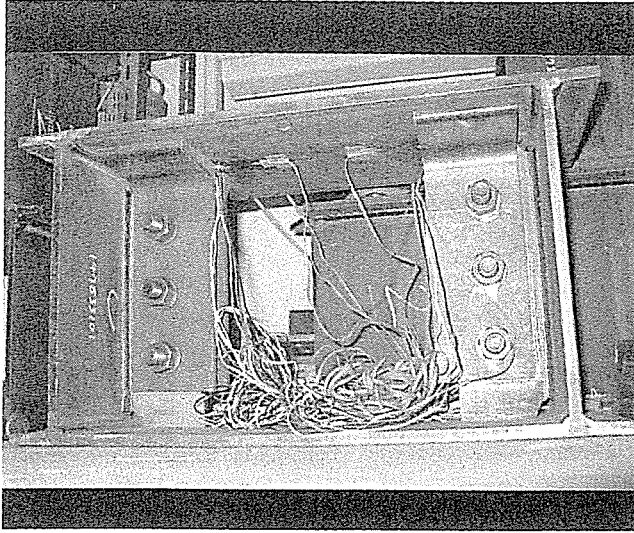


図-3 補強状況

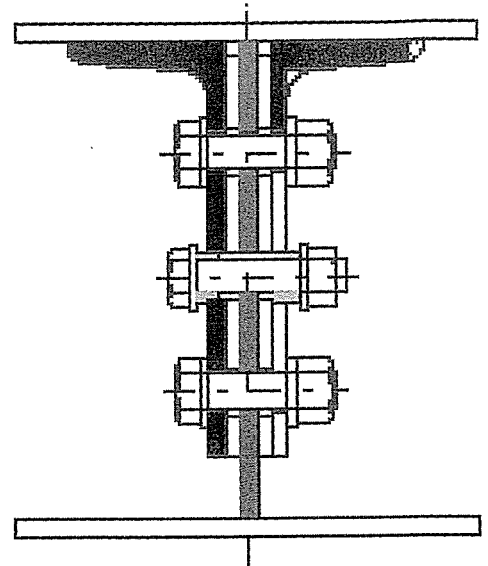


図-4 補強時の断面概要図

鋼床版の疲労損傷事例を図-1に示します。図中の丸印が対象部位で、デッキプレートの局所的な板曲げ応力が原因で疲労き裂が発生するものと考えられます。

補修効果を確認するための試験体を図-2に示します。試験体は鋼床版部を部分的に取り出して、垂直補剛材の溶接部をモデル化したものです。

確認試験は、はじめに補強前の試験体中央部に荷重を載荷し、デッキプレートとスティフナーの廻し溶接部に疲労き裂を再現します。き裂確認後、垂直補剛材に図-3に示すような不等辺アングルを3本のH.T.B.で添接し、デッキプレートを支持し、補強します。その添接の際、上、下のH.T.B.を仮締めした状態で、3番目に真中のH.T.B.を締め付けます。この3番目のボルトにテーパカラーを用いると、図-4に示すように、締め付けと同時に不等辺アングルをボルトと孔の隙間のくさび効果でリフトアップすることになります。その結果、デッキプレートとアングル面が密着して、デッキプレートの板曲げ応力の軽減に効果的に作用します(特願平8-247267)。試験では補強前と補強後の応力測定などにより、その効果を確認します。

補強効果確認試験により、補強効果が十分にあることが確認できれば、現場での補強が非常に簡単にできる工法です。なお、効果確認結果については次回報告する予定です。

鋼床版垂直補剛材廻し溶接部のリフトアップ工法による 補強方法の検討

A Study of Repair and Strengthening of Welded Vertical Stiffener in Orthotropic Steel Deck by Using Lift-Up Method

永崎 央輔*
Y.Nagasaki

はじめに

道路橋鋼床版桁における代表的な疲労損傷部位は、

- ①デッキプレートとUリブの溶接部
- ②Uリブの突合せ溶接部
- ③Uリブと横リブの交差部
- ④デッキプレートと垂直補剛材の溶接部

などが挙げられる。これらの疲労損傷のうち、デッキプレートにき裂が進展した場合（上記①あるいは④）の補修・補強方法の1つに当板工法がある。当板工法は、損傷部位をデッキプレート上面から補強板を当てボルトで添接する方法が一般的である。そのため、交通規制や舗装の除去作業など、比較的大掛かりな補強工事となる。

ここでは、デッキプレートと垂直補剛材の溶接部の疲労損傷に着目し、デッキプレート下面から施工が可能な補強方法（リフトアップ工法）を考案した。本稿では、リフトアップ工法の概要と、初期き裂が発生している当該部位にリフトアップ工法を適用した場合のき裂進展挙動について報告する。

1. リフトアップ工法

リフトアップ工法とは、垂直補剛材に補強用アングルを取り付け、アングルのフランジ部をデッキプレートに密着させることにより、溶接止端部の局所応力を低減させる工法である。桁下空間からの作業のみで補強が行えることが利点である。

文献1に示されるリフトアップ工法は、テーパカラーを用いたボルトで補強材を垂直補剛材に連結することにより、デッキプレートと補強材の密着度を高めることを狙ったものである。この補強方法によれば、デッキプレートと垂直補剛材の廻し溶接部（デッキプレート側溶接止端から橋軸直角方向に2mmの位置）で約30%の応力が軽減されている。補強の有無でき裂の進展状況を確認

した疲労試験（同一の載荷条件）では、次の結果が得られている。

① 補強なしの場合

- ・試験体A：繰返し載荷数100万回時にき裂長31mm、200万回時に70mmに到達
- ・試験体B：繰返し載荷数25万回時にき裂長30mm、75万回時に80mmに到達

② リフトアップ補強の場合

- ・試験体C：繰返し載荷数100万回時にき裂長5mm
- ・試験体D：繰返し載荷数200万回時にき裂長5mm
- ・試験体E：繰返し載荷数200万回時でき裂発生なし

本試験結果により、リフトアップ工法は予防保全の一手法としての効果が期待できるものと考えられる。

1-1 リフトアップ工法の概要

本稿で示すリフトアップ工法は、油圧ジャッキを利用することにより、補強用アングル材とデッキプレートの密着の再現性をより確実にすることを目的としている。補強効果は歪みゲージの測定により確認できるが、実橋の補強において全ての補強箇所で計測することは多くの労力を要する。このため、ジャッキアップの荷重を油圧で管理できる油圧ジャッキを用いる方法を提案した。

補強用アングルは、写真-1に示すとおり垂直補剛材を両側から挟み込むように取り付ける。今回使用した補

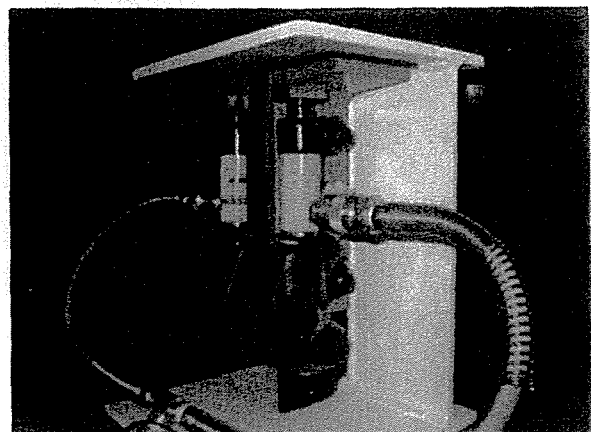


写真-1 リフトアップ工法

* 取手工場 品質保証室

強用アングルは、溝形鋼（CH 380×100×10.5×16、SS100）から加工したものである。また、補強用アングルは、廻し溶接範囲をカバーすることを目的として、垂直補剛材端部からじリブ側に30mm突出するよう縁端距離を伸ばしている。

垂直補剛材には4個の孔（26.5φ）を明け、このうち3個は、補強用アングルと垂直補剛材を高力ボルト摩擦接合で連結するために使用する。残り1つは、リフトアップ時の治具定着作業用孔として使用するため、作業後は空孔となる。

写真-1で黄色の円筒形のものが小型の油圧ジャッキ（最大加圧力49kN）であり、2台連動させて使用する。油圧ジャッキは油圧ホースで小型電動油圧ポンプ（重量：11kg、長さ：400mm、幅：162mm、高さ：200mm）に接続される。油圧ジャッキは、垂直補剛材に新設したボルト孔（2個）を利用した定着治具で固定する。

補強用アングルとデッキプレートの密着効果を高めるために、デッキプレートと補強用アングルの接触面に2液性の金属用パテを塗布する。なお、別途実施した確認試験においては、デッキプレートと補強用アングルの接触面の間詰め材として鉛板（t=3mm）を適用したが、耐久性に問題があり、十分な補強・補修効果が得られな

いことがあった。文献2）に示す検討の結果、耐久性に関して効果的な間詰め材が選定できた。

リフトアップ工法の作業手順を以下に示す。

- ① 垂直補剛材の孔明け（26.5φ孔：4箇所）（写真-2）
- ② 補強用アングル（デッキプレートタッチ面）に2液性金属用パテの塗布（写真-3）
- ③ フィラープレートおよび補強用アングルの取り付け（写真-4）
- ④ 油圧ジャッキのセットおよび加圧（写真-5）
- ⑤ 加圧状態で補強用アングルの高力ボルト本締め（2本）（写真-6）
- ⑥ 油圧ジャッキの取り外し（写真-7）
- ⑦ 補強アングルの高力ボルト本締め（残り1本）（写真-8）

垂直補剛材1箇所当たりの作業時間は作業員2人で30分程度である。

1-2 リフトアップ荷重のキャリブレーション

リフトアップ荷重は、ジャッキの油圧により管理する。ここでは写真-9に示すとおり、鋼床版を横した小型試験体と反力壁（アムスラー試験機の載荷ラム）を用いて、リフトアップ荷重とジャッキ油圧との相関を確認

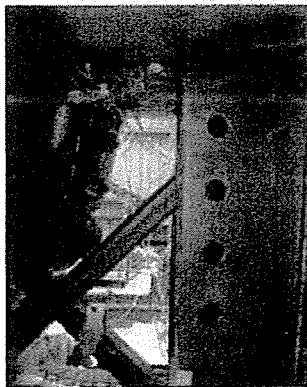


写真-2 垂直補剛材の孔明け（4箇所）

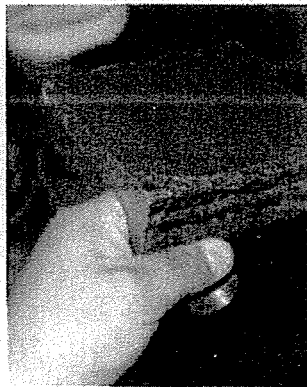


写真-3 補強材パテ塗り（デッキプレート接触面）

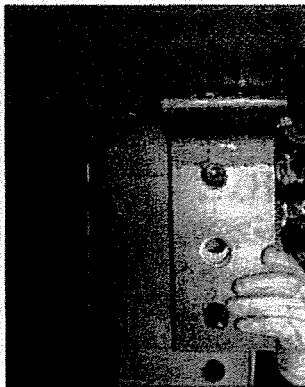


写真-4 補強材の取付け（フィラープレートも含む）

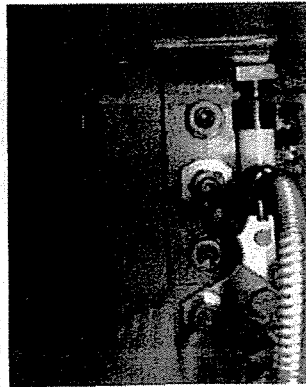


写真-5 油圧ジャッキによるリフトアップ

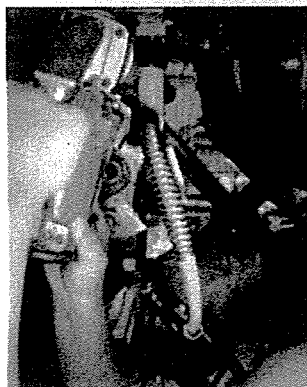


写真-6 ボルト締め付け

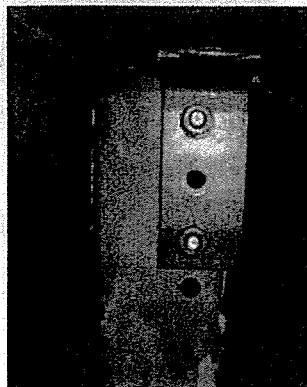


写真-7 油圧ジャッキ取り外し

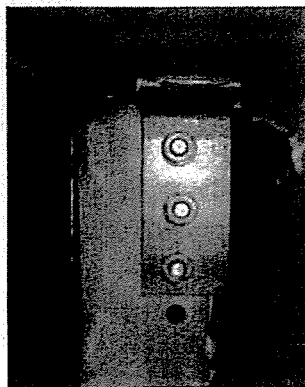


写真-8 最終ボルト締め付け

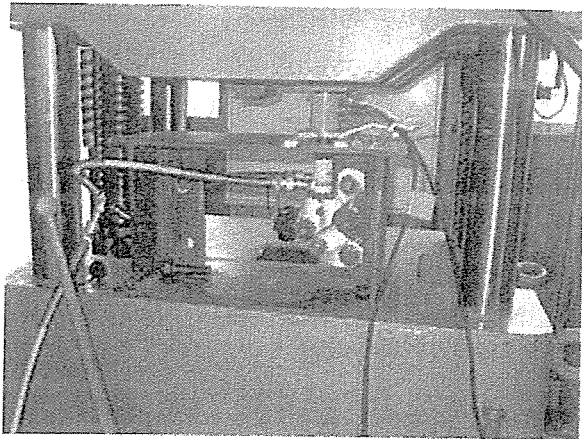


写真-9 リフトアップ荷重確認試験

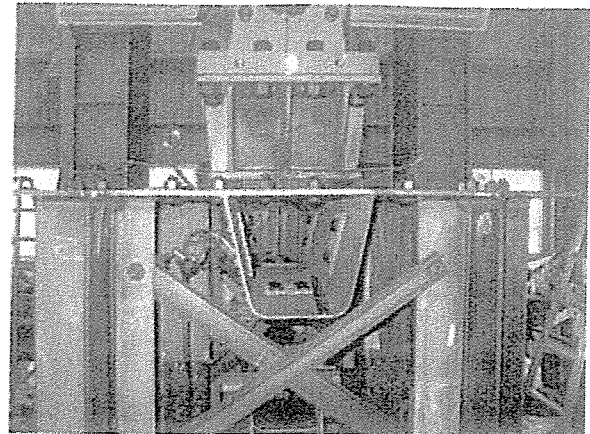


写真-10 リフトアップ荷重確認試験

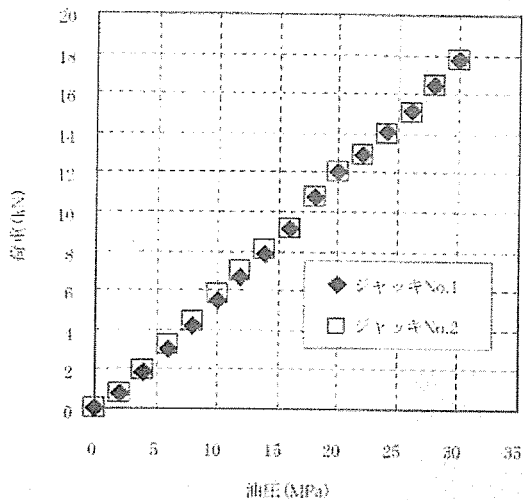


図-1 油圧とリフトアップ荷重の関係 (油圧ホース分岐結線)

する試験を行った。確認試験では、実際に適用する施工状態を再現し、油圧源1台から油圧ジャッキ2台に分岐させる配管とした。

荷重の確認には、ロードセル (294kN用) を用い、各々の油圧ジャッキの直上にデッキプレートを扶んで配置させた。試験結果を図1に示す。リフトアップ荷重と油圧はリニアな相関を示し、2台の油圧ジャッキとも同様な結果となった。試験結果によれば、油圧20MPaでジャッキ1本当たり10kN強のリフトアップ荷重が導入されることになる。実作業では、本キャリブレーション結果をもとにリフトアップ荷重の管理を行う。

2. 疲労試験

ここでは、デッキプレートと垂直補剛材の溶接部に予めき裂を導入し、当該部位にリフトアップ工法を適用した場合のき裂進展挙動について確認することを目的とする。

2-1 試験体形状

疲労試験に用いた鋼床版試験体を写真-10に示す。試

験体の主な構成材料は以下のとおりである。

- ① デッキプレート: $t=12\text{mm}$ (SM400A)
- ② ウェブ: $t=12\text{mm}$ (SM100A)
- ③ Uリブ: $320 \times 260 \times 6$ (SM400A)
- ④ 垂直補剛材 180×14 (SM400A)
 150×12 (SM400A)

試験体はウェブ間隔が880mmで、中央に1本のUリブ ($320 \times 260 \times 6$) を配置させている。Uリブの両側には断面の異なる垂直補剛材 (180×14 および 150×12) を取り付けている。それぞれの垂直補剛材端部からUリブまでの距離は、補剛材断面 180×14 側で100mm、補剛材断面 150×12 側で130mmである。なお、試験体は施工確認のため箱形状としているが、試験対象部位は取替えが可能ないように部分的に高力ボルトで連結する構造である。

2-2 荷重条件および初期の応力状態

試験荷重の荷重位置はウェブ間隔の中央部とし、Uリブ直上とした。荷重板は橋梁査用のゴム板 (幅: 280mm、長さ: 130mm、厚さ: 30mm) を用いた。

試験荷重は下限荷重9.8kN/上限荷重68.6kNに設定した。

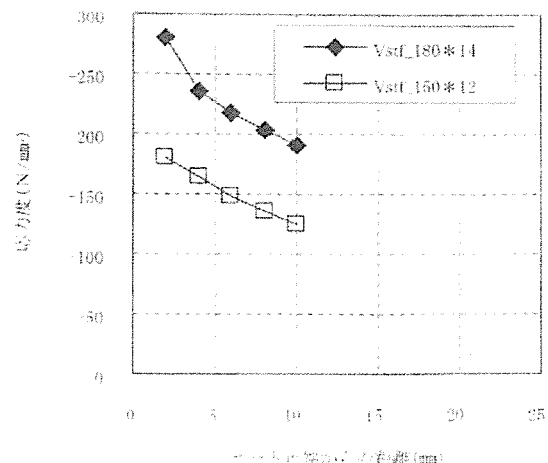


図-2 デッキプレート側端部応力

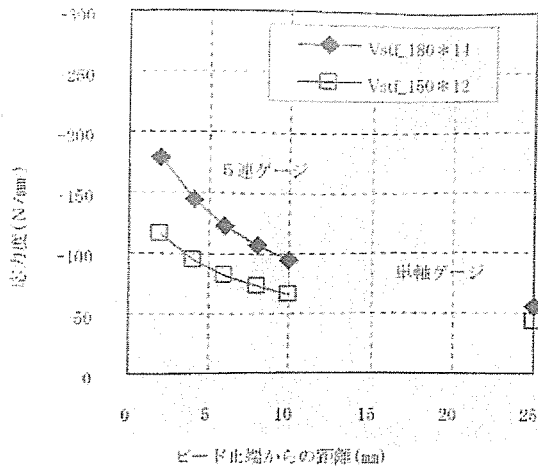


図-3 垂直補剛材側止端部応力

静的載荷試験（載荷荷重68.6kN）によれば、デッキプレートと垂直補剛材材の廻し溶接止端部から2mm離れた位置の応力測定結果は、①垂直補剛材断面180×14のデッキプレート側で290N/mm²、②垂直補剛材断面150×12のデッキプレート側で185N/mm²であった。

廻し溶接部止端より2mmの位置に貼付した5連ゲージによる応力測定結果を図-2（デッキプレート側止端部）および図-3（垂直補剛材側止端部）に示す。なお、図-3の垂直補剛材側止端部応力には、止端から25mm離れた位置に貼付した単軸ゲージによる計測結果も併記する。

2-3 初期き裂の導入

初期き裂を導入するため、補強なしの状態で繰返し載荷数100万回までの疲労試験を実施した。き裂の進展状況を以下に示す。

(1) 垂直補剛材断面180×14mm側

繰返し載荷数2.5万回時の磁粉探傷試験で、デッキプレート側廻し溶接止端部にき裂の指示模様が確認できた。繰返し載荷数65万回時には、廻し溶接止端部から離れる方向へき裂が進展し、き裂長さは56mmとなった。繰返し載荷数100万回時にはき裂はさらに進展し、き裂長さは72mmとなった（写真-11）。この時点では、き裂はデッキプレートの表面まで貫通していない。

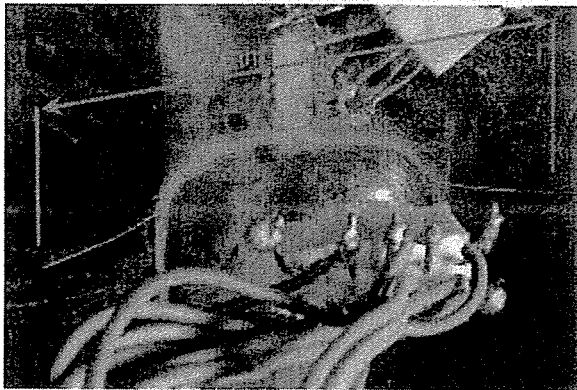


写真-11 垂直補剛材（180×14）側
廻し溶接止端部き裂（載荷数100万回）

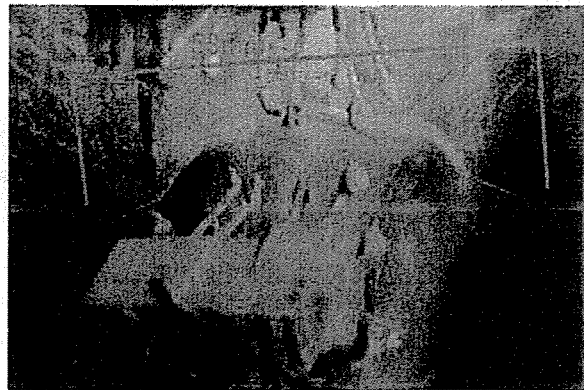


写真-12 垂直補剛材（150×12）側
廻し溶接止端部き裂（載荷数100万回）

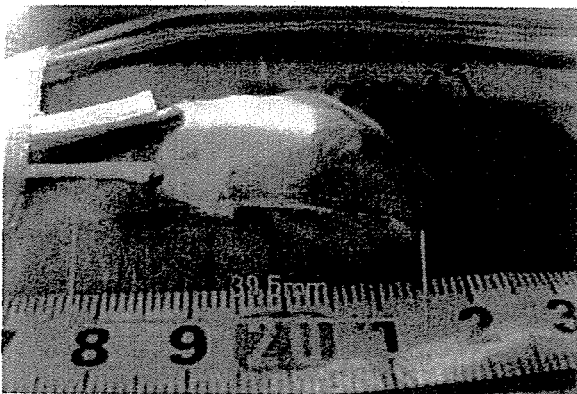


写真-13 垂直補剛材（180×14）側
デッキプレート上面き裂（載荷数218万回）



写真-14 垂直補剛材（180×14）側
デッキプレート上面き裂（載荷数400万回）

(2) 垂直補剛材断面150×12mm側

繰返し載荷数8万回時の磁粉探傷試験で、デッキプレート側廻し溶接止端部にき裂の指示模様が確認できた。繰返し載荷数65万回時では、廻し溶接止端部から離れる方向へき裂が進展し、き裂長さは44.5mmとなった。繰返し載荷数100万回時には、き裂はさらに進展し、き裂長さは53mmとなった(写真-12)。この時点では、き裂はデッキプレートの表面まで貫通していない。

2-4 リフトアップ工法の適用

前述の初期き裂を導入させた試験体に対して、リフトアップ工法を適用する。き裂は除去せずに、発生したままの状態でリフトアップ工法を実施する。作業手順は1-1節で示したとおりである。

リフトアップ荷重は1-2節で示したキャリブレーション結果をもとにジャッキの油圧で管理した。今回の試験で導入したリフトアップ荷重は以下のとおりである。

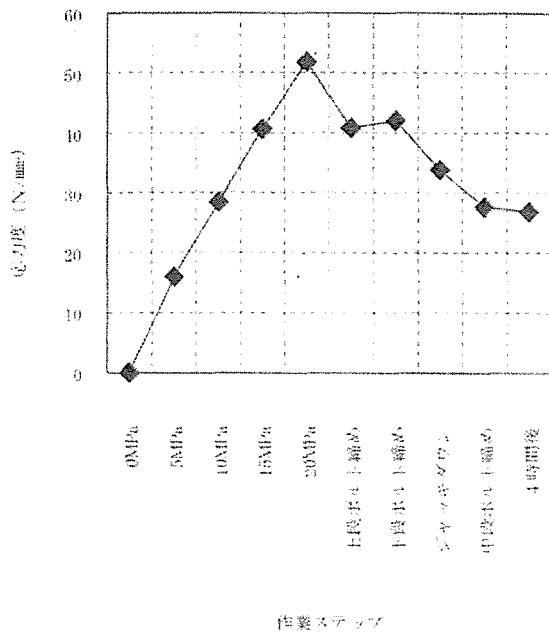
1) 垂直補剛材断面180×14mm側

- ① 油圧：20MPa
- ② リフトアップ荷重：12.5kN (ジャッキ2台で25kN相当)

2) 垂直補剛材断面150×12mm側

- ① 油圧：15MPa
- ② リフトアップ荷重：10kN (ジャッキ2台で20kN相当)

参考までに、リフトアップ工法適用時の垂直補剛材側止端部から2mm離れた位置における応力度の推移を図-



(a) 垂直補剛材断面180×14

4に示す。

今回の試験では、デッキプレートと補強用アングルの接触面に塗布した2液性の金属用パテの硬化時間として4時間確保した。

2-5 リフトアップ補強完了後の疲労試験結果

リフトアップ工法完了後、繰返し載荷数300万回の疲労試験を実施した。繰返し載荷数は補強前と合わせて通算400万回となる。以降で示す繰返し載荷数は、通算回数で表記する。

補強後のき裂の進展状況を以下に示す。なお、初期き裂は補強用アングルで覆われているため、デッキプレート下面からのき裂進展状況の確認はできない。疲労試験中はデッキプレート上面から貫通き裂の発生状況について確認した。デッキプレート下面の初期き裂は、繰返し載荷数400万回完了後、補強材を撤去した後にき裂の進

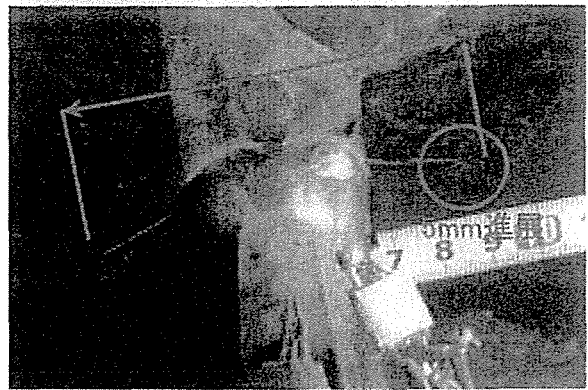
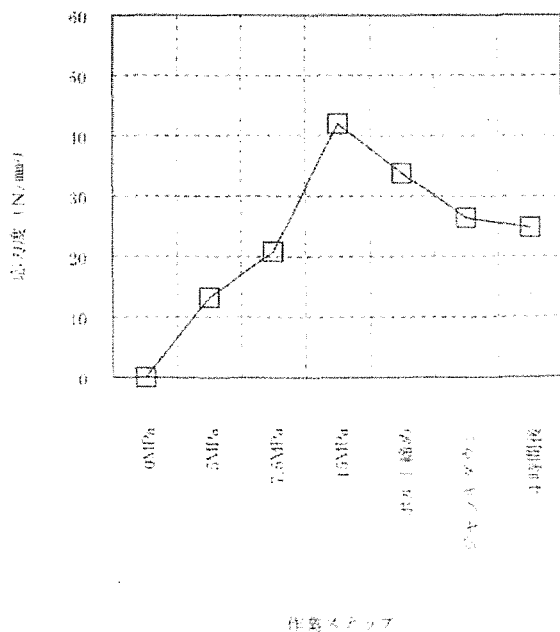


写真-15 垂直補剛材(180×14)側廻し溶接止端部き裂(載荷数400万回)



(b) 垂直補剛材断面150×12

図-4 垂直補剛材側止端部応力



写真-16 垂直補剛材 (150×12) 側廻し溶接止端部き裂 (載荷数400万回)

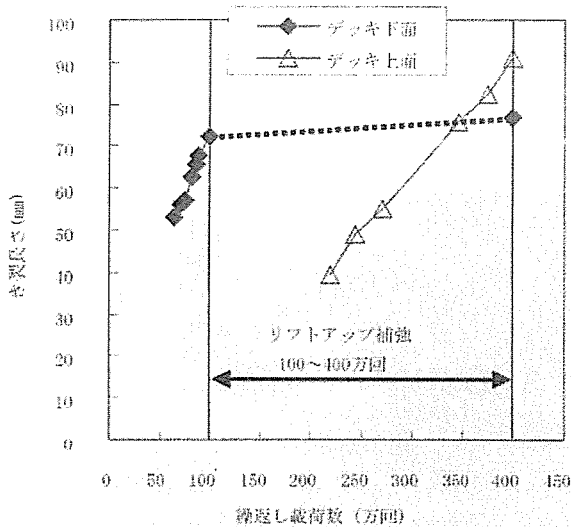


図-5 垂直補剛材断面180×14側の繰返し載荷数とき裂長さ関係を示す。

(1) 垂直補剛材断面180×14mm側

デッキプレート上面については、繰返し載荷数197万回までき裂は発生していない。繰返し載荷数218.5万回で、長さ39.5mmのき裂が確認された(写真-13)。このデッキプレート上面のき裂は、繰返し載荷数400万回で、長さ91mmまで進展した(写真-14)。

繰返し載荷数400万回完了後、補強材を撤去しデッキプレート下面のき裂進展状況を確認した。初期き裂導入時(繰返し載荷数100万回時)のき裂長さは72mmであったが、リフトアップ工法適用後、繰返し載荷数400万回完了時のき裂長さは77mmであった(写真-15)。図-5に垂直補剛材断面180×14mm側の繰返し載荷数とき裂長さの関係を示す。

(2) 垂直補剛材断面150×12mm側

垂直補剛材断面150×12側は、繰返し載荷数400万回に至るまで、デッキプレート上面にき裂は発生しなかった。また、繰返し載荷数400万回完了後、補強材を撤去しデッキプレート下面のき裂進展状況を調査したが、き

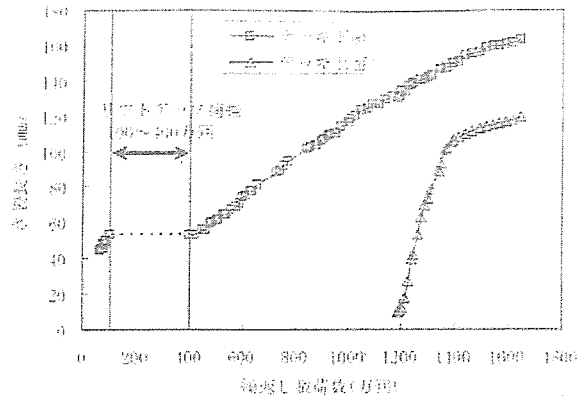


図-6 垂直補剛材断面150×12側の繰返し載荷数とき裂長さ関係を示す。

裂(初期き裂長さ53mm)の進展は見られなかった。図-6に垂直補剛材断面150×12mm側の繰返し載荷数とき裂長さの関係を示す。

なお、当該部位は繰返し載荷数400万回時に補強材を撤去した後も、補強なしで疲労試験を実施した。疲労試験は繰返し載荷数1639.5万回まで行い、疲労き裂をそのまま進展させた。

デッキプレート下面のき裂は、リフトアップ補強を解除した後、疲労試験再開とともにすぐに動き出した。き裂は繰返し載荷数の増加に合わせて進展し、1639.5万回時には163.5mmに達した。

繰返し載荷数1188.7回時、デッキプレート上面に長さ10mmのき裂を確認した。図-6に併記するように上面のき裂は、107mm(繰返し載荷数1393.9万回)まで急速に進展した。その後、き裂進展の勾配はデッキプレート下面のき裂とほぼ同様な傾向を示し、最終的なき裂長さは119.5mm(繰返し載荷数1639.5万回)となった。

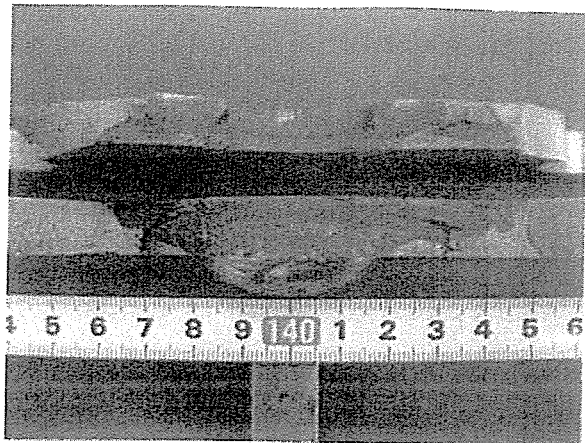
2-6 き裂の破面観察

疲労試験完了後、き裂発生部位を切り出し、破面観察を行った。

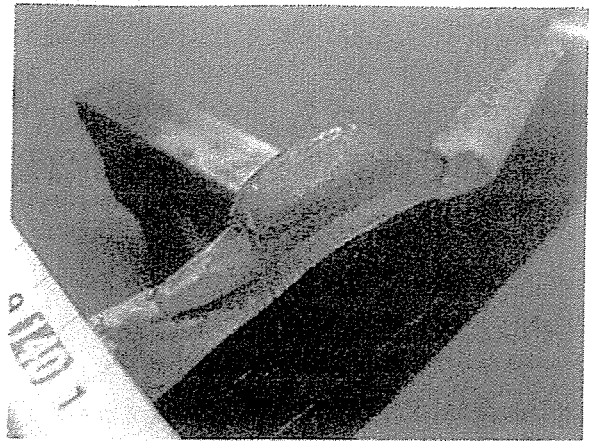
(1) 垂直補剛材断面180×14mm側破面(写真-17)

デッキプレート下面の初期き裂長さ(72mm)をもとに、このときのき裂深さを破面から推定すると、約9mm程度である。つまり、初期き裂導入時でデッキプレートの残存板厚は3mm程度しかなく、リフトアップ工法の効果を得られなかったものと考えられる。

リフトアップ補強後もき裂は減厚部を板厚方向に進展する。デッキプレート下面の廻し溶接の形状に沿って発生したき裂は、デッキプレートの板厚方向に弧を描くように(最初は鉛直面に対して約20度の方向へ進み、板厚の1/2を過ぎると水平方向(板面と平行方向)に向かう)進展する(写真-17b)。その後、デッキプレート下面のき裂は進展を続け、デッキプレートの残存板厚が3mm程度となると、鉛直方向へ再度向きを変えてデッキプレ



a) 破面の展開状況



b) 垂直補剛材側破面

写真-17 垂直補剛材 (180×14) 側廻し溶接止端部疲労き裂破面

レート上面から発生したき裂と合流し貫通き裂となるものと推定する。貫通したき裂は、デッキプレート上面から下面へ向かう進展方向が支配的となり、繰返し載荷数400万回時にデッキプレート上面で、き裂長さ91mmに至ったものと考えられる。

(2) 垂直補剛材断面150×12mm側破面 (写真-18)

当該部位は、前述のとおり、繰返し載荷数400万回時に補強材を撤去した後も、補強なしで疲労試験を実施した。疲労試験は繰返し載荷数1639.5万回まで行い、疲労き裂をそのまま進展させた。き裂はデッキプレート上面に開口し、最終的なき裂長さはデッキプレート上面で119.5mm、デッキプレート下面で163.5mmとなった。

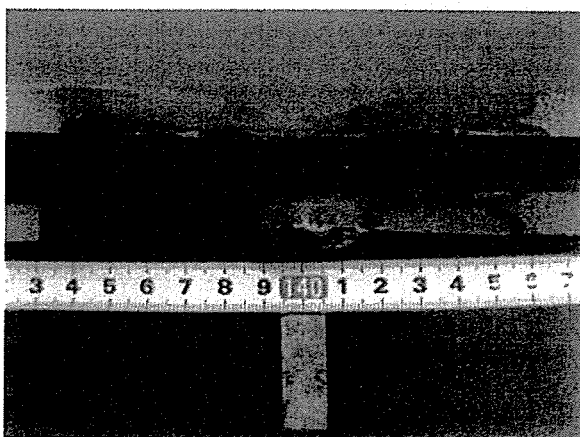
したがって、リフトアップ補強完了時 (繰返し載荷数400万回時) の破面観察はできていない。デッキプレート下面の初期き裂長さ (53mm) をもとに、このときのき裂深さを破面から推定すると、約6mm程度である。デッキプレート下面の表面き裂の観察によれば、当該部位はリフトアップ補強後にき裂は進展していない。当座の仮説であるが、初期き裂を棒グラインダーで除去する場

合、切削深さがデッキプレート厚さの1/2 (6mm)程度であれば、き裂除去とリフトアップ工法の併用により補強の効果が期待できるものと考えられる。

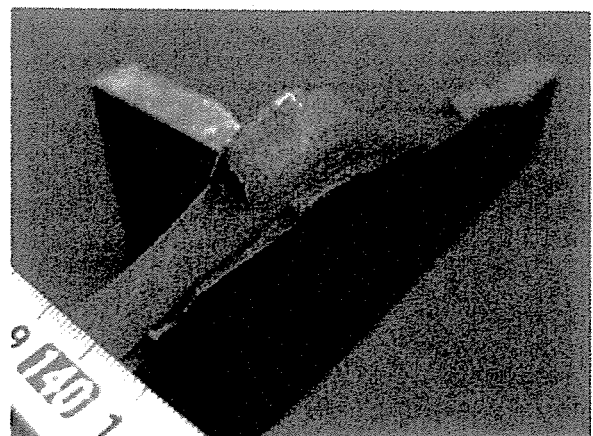
リフトアップ補強を解除した後の疲労試験で、デッキプレート下面のき裂は、繰返し載荷数1188.7回時にデッキプレート上面の開口き裂 (10mm) として確認された。

デッキプレート下面の廻し溶接の形状に沿って発生したき裂は、デッキプレートの板厚方向に弧を描くように (最初は鉛直面に対して約30度の方向へ進み、板厚の1/2を過ぎると水平方向に向かう) 進展する (写真-18 (b))。

その後、デッキプレート下面のき裂は進展を続け、デッキプレートの残存板厚が2.5mm程度となると、鉛直方向へ再度向きを換えてデッキプレート上面から発生したき裂と合流し貫通き裂となるものと推定する。貫通したき裂は、デッキプレート上面から下面へ向かう進展方向が支配的となり、繰返し載荷数1639.5万回時にデッキプレート上面で、き裂長さ119.5mmに達したものと考えられる。



a) 破面の展開状況



b) 垂直補剛材側破面

写真-18 垂直補剛材 (150×12) 側廻し溶接止端部疲労き裂破面

図-6で示したとおり、デッキプレート上面のき裂は、その発生を確認（繰返し載荷数1188.7回時）してから、き裂長さが107mm（繰返し載荷数1393.9万回）に至るまで、進展が速い。デッキプレート下面のき裂は、繰返し載荷数1188.7回時には130mmに至り、繰返し載荷数1393.9万回時では150mmに達している。破面観察によれば、デッキプレート下面のき裂長さが130mm程度のとき、100mm近い領域で残存板厚が3mm以下となっている。デッキプレート上面のき裂は、デッキプレート下面のき裂の軌跡（残存板厚3mm以下の範囲）をたどるように進むことにより、急速な進展を示したものと考える。デッキプレート上面のき裂長さが107mm（繰返し載荷数1393.9万回）以降は、デッキプレート下面のき裂とは合流しない方向へ進展していることが確認できる。

3. まとめと今後の課題

- 1) 油圧ジャッキを用いたリフトアップ工法の具体的な作業要領を示し、リフトアップ荷重と油圧の相関について整理した。
- 2) 一般にデッキプレートと垂直補剛材の疲労き裂の進展速度は遅いことが知られている。本試験においては約1600万回の疲労載荷を実施し、定点乗荷による疲労き裂の進展状況を確認した。
- 3) デッキプレートと垂直補剛材の廻し溶接止端部に初期き裂を導入し、リフトアップ工法を適用した場合のき裂の進展状況を確認した。
 - ① 垂直補剛材180×14側については、リフトアップ補強前の初期き裂は深く（深さ9mm、板厚の75%程度）補強後の繰返し載荷数が118万回でデッキプレート上面に開口するき裂に進展し、初期き裂の進展を停止できなかった。今後引き続き、初

期き裂を育する場合は、停止可能な初期寸法、応力状態、遅延効果等を解明する検討を行う。

- ② 直補剛材断面150×12側については、リフトアップ工法による補強後の繰返し載荷数が300万回に至っても、表面き裂の進展は見られなかった。このとき初期き裂の深さは6mm程度（板厚の50%程度）と推測される。
- 4) リフトアップ補強を解除した後に疲労試験を再開し、リフトアップ工法の効果を確認するとともに、その後の疲労き裂の進展挙動（繰返し載荷数1639.5万回まで）を確認した。
- 5) リフトアップ工法では、補強板でき裂を覆ってしまうため、その観察ができないという難点がある。すでにき裂が発生している部位に対する具体的な補強方法を示し、適用の是非について整理する必要がある。
- 6) リフトアップ工法による応力低減効果を整理し、予防保全手法としてのプランを明確にする必要がある。パラメーターとしては①補強アングルの形状、突出長および板厚、②Uリブ-垂直補剛材間距離と載荷位置、③垂直補剛材断面、④デッキプレートの板厚、⑤リフトアップ荷重などが挙げられる。

【参考文献】

- 1) 公門, 森, 田中, 宮原, 小芝: 鋼床版垂直スティフナーすみ肉溶接部の疲労を考慮した補強方法, 土木学会第60回年次学術講演概要集, pp.999-100, 2005. 9
- 2) 大住, 森, 山田, 浅岡: 鋼床版垂直スティフナーすみ肉溶接部の疲労を対象とした補強方法, 土木学会第61回年次学術講演会, I-540, pp.1077-1078, 2006.

文献NO.	④
タイトル	鋼床版疲労損傷の補修方法の提案
出典・著者	東骨技報No. 51・加々良，入部，細見，永崎，田中，森
<p>概要</p> <p>近年、交通量の多い橋梁を中心に鋼床版における疲労損傷が報告されている。これらに対する補修方法を床版下面からの補修に着目し、補修箇所直上レーンの一時的な通行止めで補修が可能な方法を提案し、その検討結果について報告されている。</p> <p>疲労亀裂箇所は大きく分類すると下図に示す3箇所が生じている。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① デッキプレートと縦リブのすみ肉溶接部 ② 縦リブと横リブの交差部 ③ デッキプレートと垂直補剛材の溶接部 <p>ここでは①に対する溶接補修案とボルト補修案の比較検討、実験と解析との比較そして疲労試験結果が示され、ボルト補修案が</p>	

鋼床版疲労損傷の補修法の提案

- Uリブとデッキプレート溶接部のデッキ下面からの補修法 -

Proposal of Reinforcing Works for Fatigue Damage in Orthotropic Steel Deck

加々良直樹* 入部孝夫** 細見直史*** 永崎央輔*** 田中雅人**** 森 猛*****
N. Kagara T. Irube N. Hosomi Y. Nagasaki M. Tanaka T. Mori

1. はじめに

鋼床版は比較的薄いデッキプレートとそれを補剛する縦リブと横リブから構成された構造で、輪荷重直接載荷による板要素の複雑な挙動によって生じる高い応力が疲労損傷の原因とされている。平成14年の「鋼道路橋の疲労設計指針」では、鋼床版に関して、構造詳細による疲労設計が規定されているが、これ以前の既存鋼床版に関しては、必ずしも現在の構造詳細を用いているわけではなく、最近、交通量の多い橋梁を中心として疲労損傷が報告されている。

鋼床版の疲労損傷に対する補修を本格的に行うためには、損傷箇所の路面を通行止めにし、舗装撤去後に床版としての機能を回復させる必要がある。この補修では通行止めによる道路利用者の大きな負担と補修施工費用の増大を招き、より簡便な方法による補修技術の確立が必要である。本稿で述べる補修法は、床版下面からの補修施工に着目し、補修箇所直上レーンの一時的な通行止めで補修が可能な方法を提案する。なお、デッキプレートとUリブの溶接部の亀裂については、横リブ直上および横リブと横リブ間中央部に生じるものが報告されているが、本検討は横リブと横リブ間中央部のもののみを対象としている。

まず、2章に鋼床版の疲労損傷事例を挙げ、亀裂の種類、発生箇所を示して、対象とする亀裂を明確にする。本稿では、デッキ貫通型亀裂とデッキプレートと縦リブのすみ肉溶接部を検討対象としている。

3章では、提案する2つの補修方法（溶接補修案、ボルト補修案）の適用箇所、共通する前処理について、提案のコンセプトについて述べる。

4章では、以降の章で検討の対象とする試験体を基に、FEM解析を行い、載荷荷重を移動させた場合の応力性状の検討、および試験に用いた試験体諸元の妥当性に関して検討を行う。

5章では、検討の対象の1つであるデッキプレートと縦リブのすみ肉溶接部の疲労亀裂を再現するため実施した疲労試験結果について述べる。

6章では、5章と同一寸法の試験体を用いて、疲労亀裂を再現した後、提案した溶接補修案に基づいた補修、およびその効果を確認するための疲労試験結果について述べる。補修効果はビード仕上げを行わない場合、補修前の再現寿命の1/2倍、ビード仕上げを行った場合が2倍の結果が得られた。

7章では、6章と同一の試験体を用いて、ボルト補修案の施工性の確認、狭隘部でボルト締め可能な油圧トルクレンチの使用状況、ボルト補修案のFEM解析結果について述べる。ボルト補修により最大たわみを1/2~1/3に低減できる結果が得られた。

8, 9章では、5章から7章までの検討結果についてまとめ、考察を述べる。

2. 疲労損傷の種類と原因

2-1 疲労損傷の種類

鋼床版の疲労亀裂の発生箇所は、大きく分類すると以下のような箇所が生じている（図-1）。

デッキプレートと縦リブのすみ肉溶接部

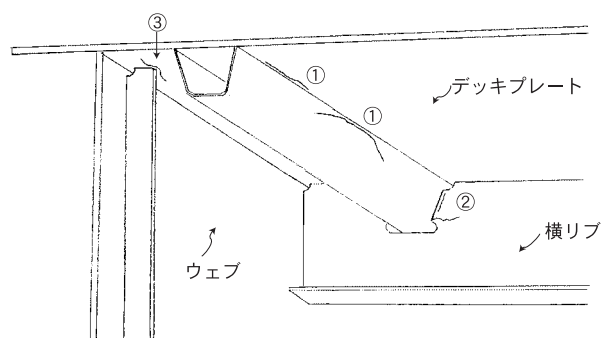


図-1 鋼床版疲労損傷箇所

* 技術本部技術開発部技術開発課 係長
** 技術本部技術開発部 副部長
*** 技術本部技術研究所構造技術グループ
**** 技術本部技術研究所 副所長
***** 法政大学 工学部都市環境デザイン工学科 教授

縦リブと横リブの交差部

デッキプレートと垂直補剛材の溶接部

これらの場所に生じた疲労亀裂は、その亀裂の発生位置と進展方向によりさらに細分化される。

1) デッキプレートと縦リブのすみ肉溶接部

この位置に生じる亀裂は、その発生位置がすみ肉溶接のルート部と止端部に分けられ、亀裂の進展方向によりデッキプレートに亀裂が進展する場合と溶接ビード内に亀裂が進展する場合がある(図-2)。この位置について、「鋼道路橋の疲労設計指針」では、必要のど厚とリブ板厚の75%以上の溶込み量を確保することが規定されている。

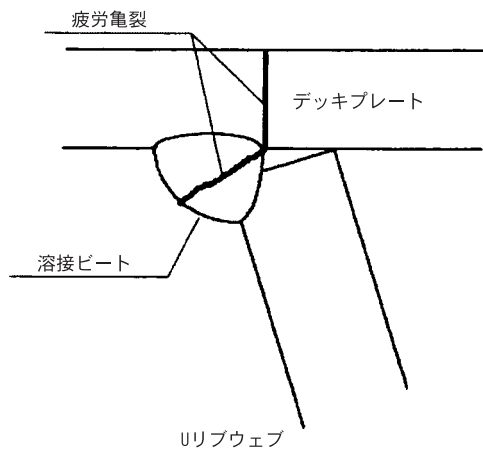
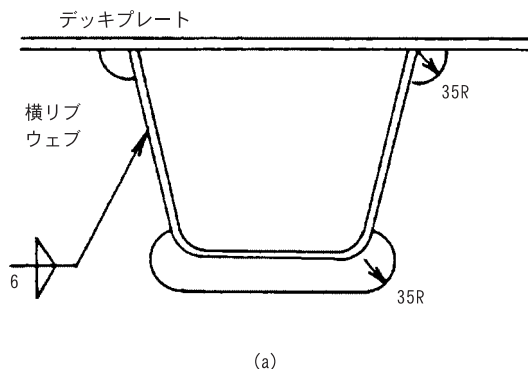


図-2 溶接部からの亀裂進展

2) 縦リブと横リブの交差部

縦リブと横リブの交差部は、縦リブとデッキプレートの溶接を連続させるために、横リブにスカーラップを設け、Uリブの側面を両側からのすみ肉溶接を行う構造詳細がこれまで採用されてきた(図-3(a))。「鋼道路橋の疲労設計指針」では、スカーラップをなくし、コーナーカット部を埋め戻すことを構造詳細としている(図-3(b))。

この位置に生じる亀裂は、溶接止端部から発生する場合が多く、亀裂の進展方向により横リブに進展する場合と縦リブに進展する場合がある。また、スカーラップの



(a)

R面から生じている亀裂、縦リブと端横リブの溶接部に生じている亀裂などもある。

3) デッキプレートと垂直補剛材の溶接部

この位置の亀裂は、デッキプレートと補剛材のまわし溶接部の止端部から発生し、デッキプレートに進展してゆく亀裂である。この位置については、「鋼道路橋の疲労設計指針」では、垂直補剛材とデッキプレートは溶接しない詳細を標準としている。

2-2 疲労損傷の原因

鋼床版の疲労損傷の原因としては、

疲労損傷の発生する橋梁では、大型車の通行が著しく多く、また、過積載車の割合が大きいこと。

従来の鋼床版設計における構造詳細が、疲労に対する配慮が必ずしも十分でなかったこと。

製作時の施工方法(組立精度の確保、溶接部の所定の品質など)に対しても、疲労に対する配慮が必ずしも十分でなかったこと。

などが考えられている。

疲労損傷の事例から、レーン直下の縦リブだけに疲労損傷が生じている可能性もある。この損傷原因は明らかに大型車の走行回数が多いことによる疲労損傷と考えられ、補修・補強案を考える場合、走行レーン位置と縦リブの配置の関係を考慮した上で、輪荷重直下のみを部分的に補強する案も考えられる。

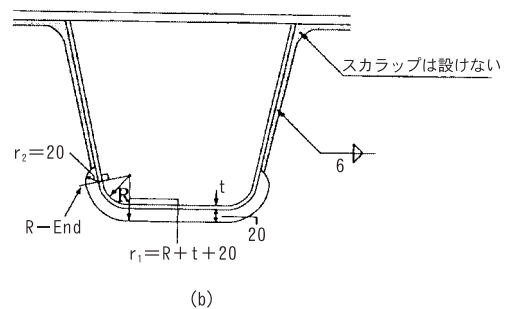
また、鋼床版は薄い板による集成構造であり、輪荷重による局所的な応力は避けることが困難な場合が多い。この局所的な応力については、4章で解析検討結果を示す。

3. 補修方法の提案

3-1 補修方法のコンセプト

提案する補修方法を図-4に示す。2章に述べた損傷部位を対象に4つの補修方法を提案している。

提案は、デッキプレートとUリブの溶接継手のデッキ貫通型亀裂、およびすみ肉溶接継手のルート部を起点



(b)

図-3 横リブスカーラップ形状

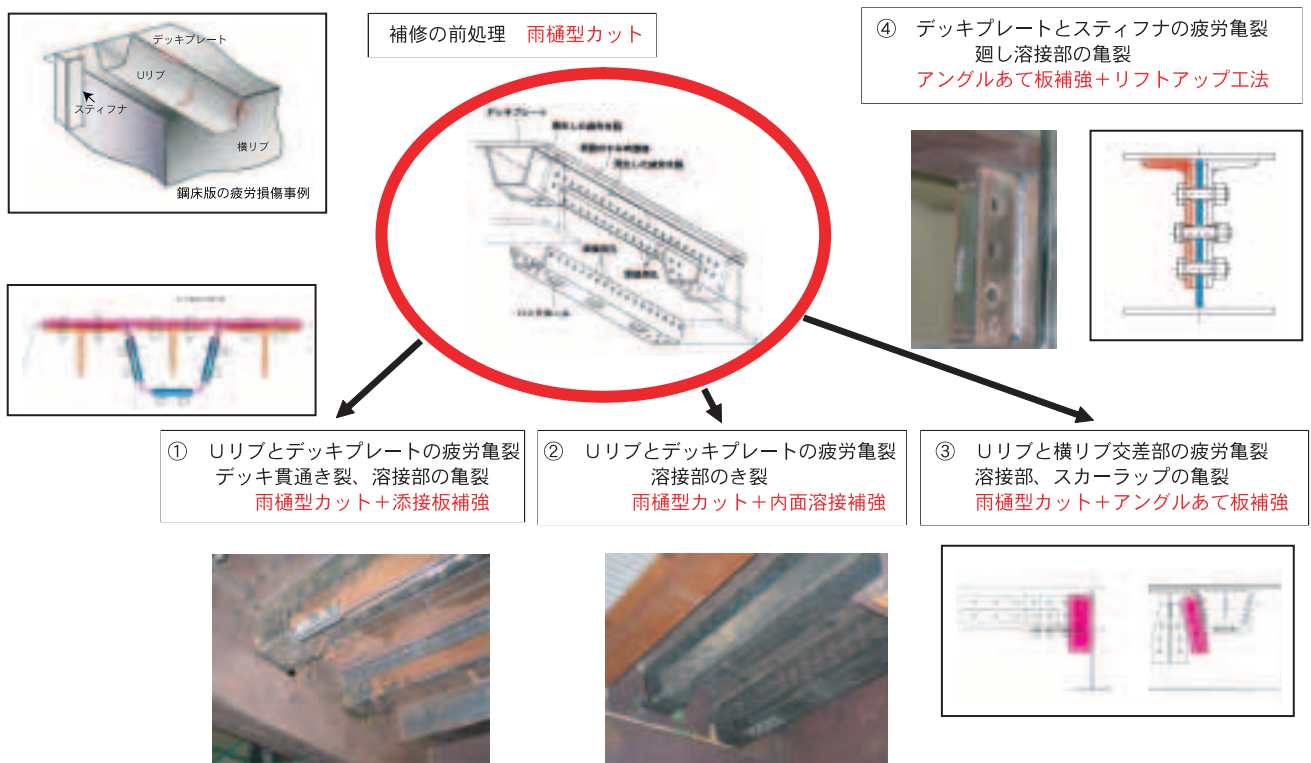


図-4 鋼床版の補修・補強構造の提案

として溶接ビード内に進展する亀裂を対象としたものである。これは路面側の添接板、CT形鋼、Uリブを加工した補強板などを高力ボルトにより添接する案（以下に、ボルト補修案と称す）である。

提案は、デッキプレートとUリブの溶接継手のすみ肉溶接継手ルート部を起点として溶接ビード内に進展する亀裂を対象としたもので、発生した亀裂を溶接補修すると共に補強として内面すみ肉溶接を行う案（以下に、溶接補修案と称す）である。

溶接補修案、ボルト補修案は、いずれも雨樋型に開口部を設ける補修の前処理作業を伴った補修方法である。

本稿では4章から6章で溶接補修案、7章でボルト補修案についての検討を行う。

提案する補修方法は、共通する補修の前処理作業を伴っており、共通した補修案のコンセプトを以下に示す。

補修後に疲労損傷の発生が予測される部分にスカーラップやギャップのような不連続部を設けない。

補修時に一時的に開断面化して補修・補強作業を行いやすくする。

横リブ間の疲労亀裂および横リブを跨いだ疲労亀裂の補修に対応可能な構造とする。

前処理作業において最も配慮した点は横リブとの取合い部の既存のUリブを残す長さの設定である。横リブとUリブの構造を変えずに、補修作業が行える

長さ（図-5(c)に示す200mm）分を残すことにより、構造系を变ることなく、かつ補修作業、添接の取合いが実施できる寸法形状としている。また、切り欠いたUリブを開断面とせず、擬似的な閉断面としたのは横リブとの取合い部の構造系を变化させないための配慮である。梁としての機能は、ハンドホール部の欠損部分はUリブウェブ面添接板の板厚増により補う考えである。本検討では9mmの添接板（幅160mm）を表裏に使用した。

提案はUリブと横リブの交差部、提案はデッキプレートと垂直補剛材の損傷に対応する案である。提案は別途検討中ではあるが、本稿では言及しない。

3-1-1 デッキプレートとUリブ溶接継手の溶接補修案

溶接補修案は、作業がすべて桁下から行えるように配慮したものである。

溶接補修案においてはすべて桁下で行う補修・補強工事であるために、交通の遮断を最小限に留めることが可能である。工事に伴う、交通規制は直上の最小限のレーン規制程度で可能と想定している。

裏すみ肉溶接を追加し、ルート部にかかる応力を低減し、ルート破壊の発生する確率を低下させる。止端部の拘束力は低減できないが、止端処理を行うことにより局部応力の低減をはかる。

レーン規制下の補修溶接は文献1に基づき可能と判断

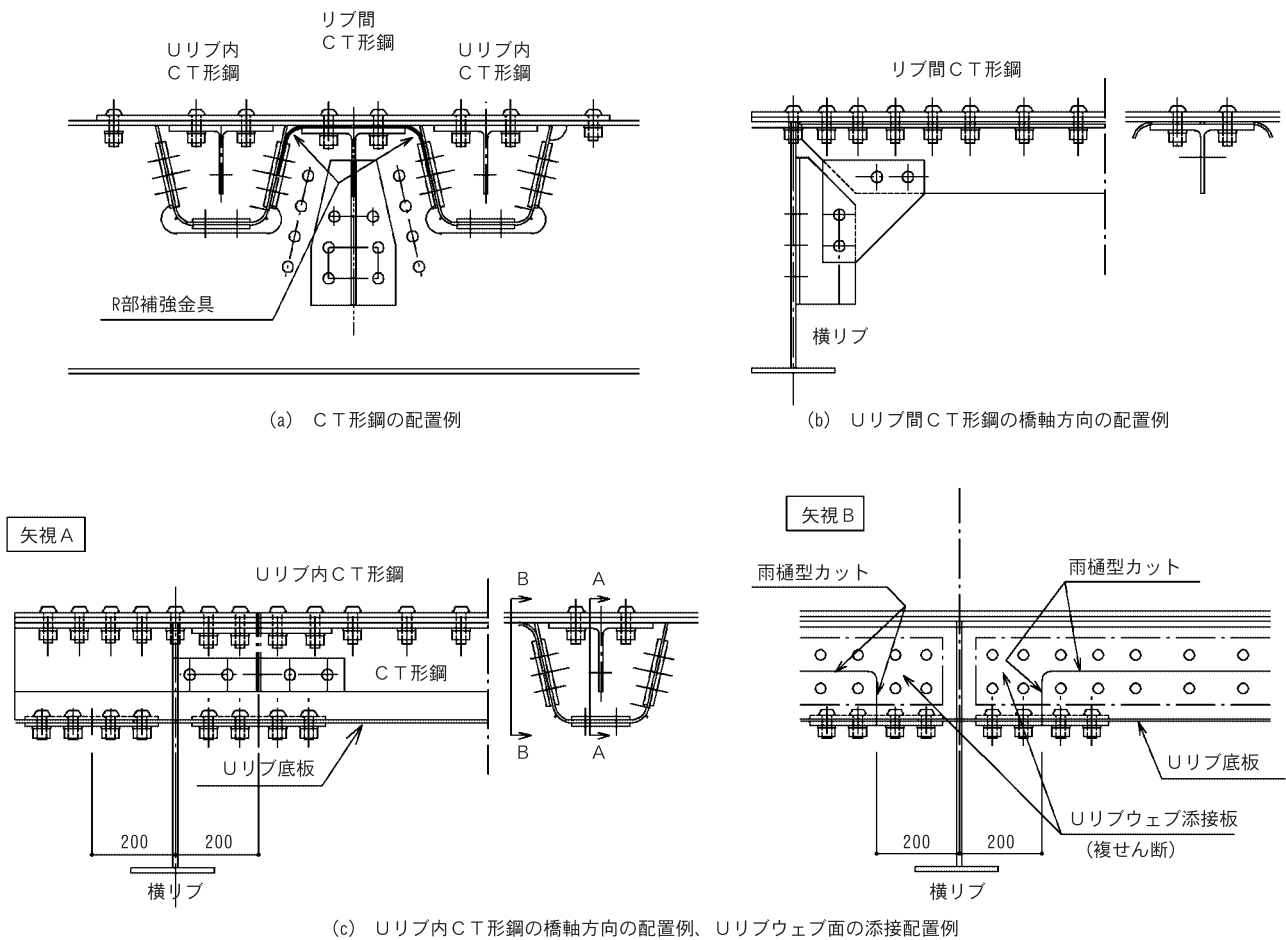
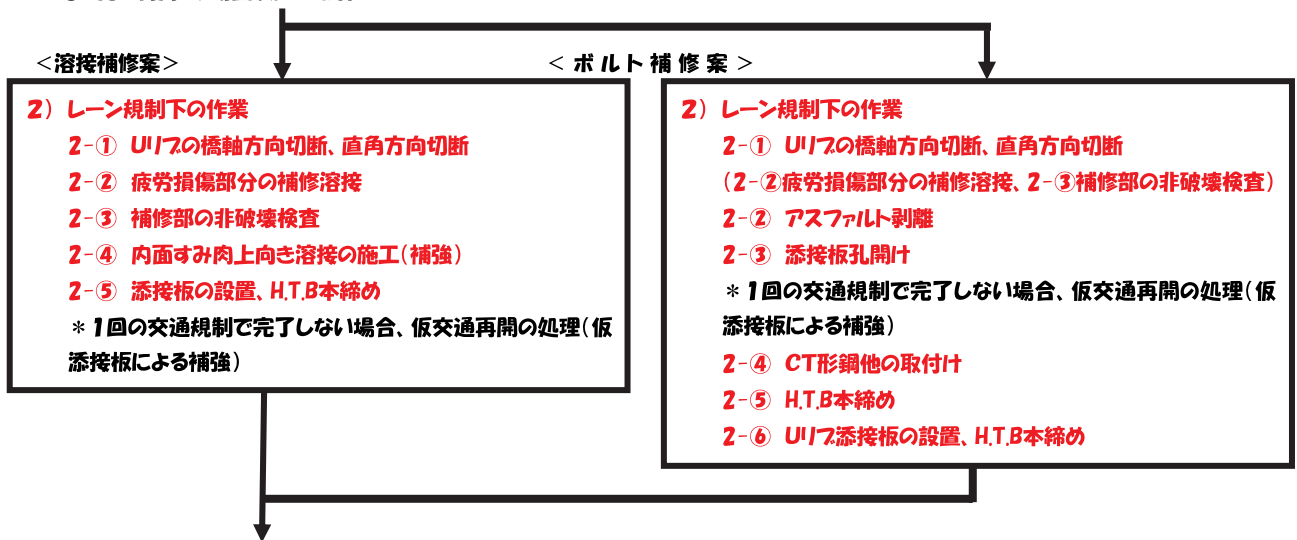


図-5 ボルト補強案の概要

補修作業手順

1) 供用下の作業

- 1-① Uリブの塗装の除去
- 1-② フィルムを用いて野書、孔位置のポンチ
- 1-③ H.T.B用孔明け、切断スタート、エンドの孔明け(10φ程度)
- 1-④ ハンドホール切断
- 1-⑤ 孔を利用し、切断装置の取付け



3) 供用下の作業

- 3-① Uリブの内面塗装
- 3-② 外面塗装

図-6 標準的な施工手順

しているが、個別の工事により事前の確認を行うべきと思われる。

3-1-2 ボルト補修案

ボルト添接としての補修案は次の通りである。

鋼床版の変形を低減するために、路面側の添接板およびCT形鋼により補強する。橋軸方向の剛性を上げることにより応力低減をはかる。CT形鋼はUリブ間とUリブ内に追加する(図-5(a))。Uリブ間のCT形鋼は横リブウェブを介して、添接(図-5(b))することも可能である。また、Uリブ内CT形鋼は部材搬入のため、短尺とする必要がある。短尺材同士をUリブ内で添接(図-5(c))し、補強範囲では連続したものとする。

橋軸直角方向はUリブの外側のみUリブの一部を加工したR部補強材(図-5(a))を追加する。これは既設Uリブのすみ肉溶接部の損傷に対して補強する部材である。

3-2 補修施工手順

個別の工事において、損傷の度合いが異なり、手順、詳細は異なると思われるが、標準的な施工手順を図-6に、溶接補修案とボルト補修案を併せて示す。補修・補強は供用下と交通規制下の作業に分けて実施される。

溶接補修・補強案、ボルト補強案のいずれにおいても前処理の雨樋型にカットする作業を行う。添接板の素地調整のため、切断等のために塗装の除去を行う。次に、切断位置、孔位置の罫書の後、ハイテンボルトの孔、切断のスタート位置の孔、ハンドホール孔加工まで供用下で行う。これら作業を行うに当たり、断面欠損に対する安全性は、応力計測等により前もって確認する必要がある。

溶接補修案においては、発生した疲労亀裂は除去、再溶接を行う。ボルト補修案では、発生した疲労亀裂の寸法、種類により溶接補修の要否を判断する必要がある。

4. デッキプレート溶接部の応力性状

4-1 目的

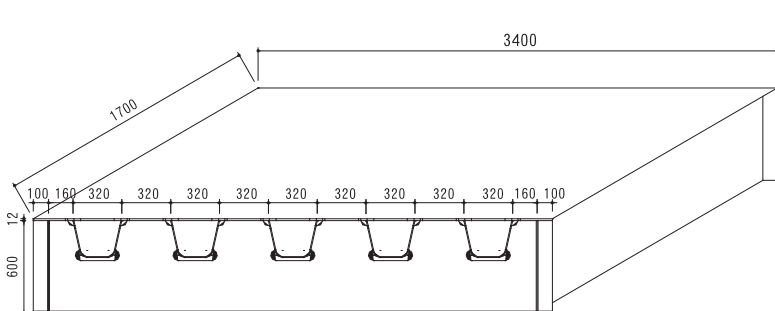


図-7 解析モデル

鋼床版の疲労損傷原因の一つに局部的な板曲げに伴う高い応力の発生が考えられる。鋼床版のデッキプレートに生じる面外変形は、橋軸直角方向ではUリブを節とした変形が生じるため、Uリブの配置・間隔が影響する。一方、橋軸方向では横リブの配置・間隔の影響を受ける。

本解析は以下の通りである。

図-7に示した次章の疲労試験体をモデル化し、輪荷重の載荷位置を変化させた場合のデッキプレートおよびUリブの応力性状を確認し、板曲げ応力が最大となる載荷位置を求める。

載荷位置を決定した上で、従来の鋼床版構造に対してUリブ内側にすみ肉溶接補強した場合の補強効果を検討する。

また、図-7の疲労試験体モデルは疲労試験実施の都合により、横リブ間隔を1.5mとした。このため、補修前、および補修後の試験体において、横リブの間隔長を変化させたモデルの有限要素応力解析を行うことで、横リブ間隔が鋼床版のルート部、および溶接止端部の応力性状に及ぼす影響を検討した。

併せて、板曲げ応力と直接関係するデッキプレート厚を変化させた場合の解析も行い、その影響を調べる。

以上の検討により、設定した疲労試験に用いた試験体諸元、および載荷位置の妥当性を解析により確認する。

4-2 解析モデル

解析モデルは、デッキプレートの板厚は12mm、Uリブの板厚は6mm、デッキプレートとUリブの溶接サイズは6mmとし、全要素をソリッド要素(図-8)とした。なお、溶接部における溶込み量はルート部応力が最大となるように溶接溶込みなしとした。また、着目位置の局部応力に対して舗装による分散効果の影響も考えられるが、本検討ではグースアスファルトは考慮せずに解析した。

なお、横リブの間隔は、基本を疲労試験モデルと同じ

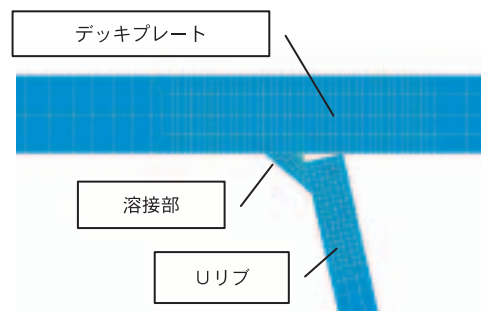


図-8 ソリッド要素

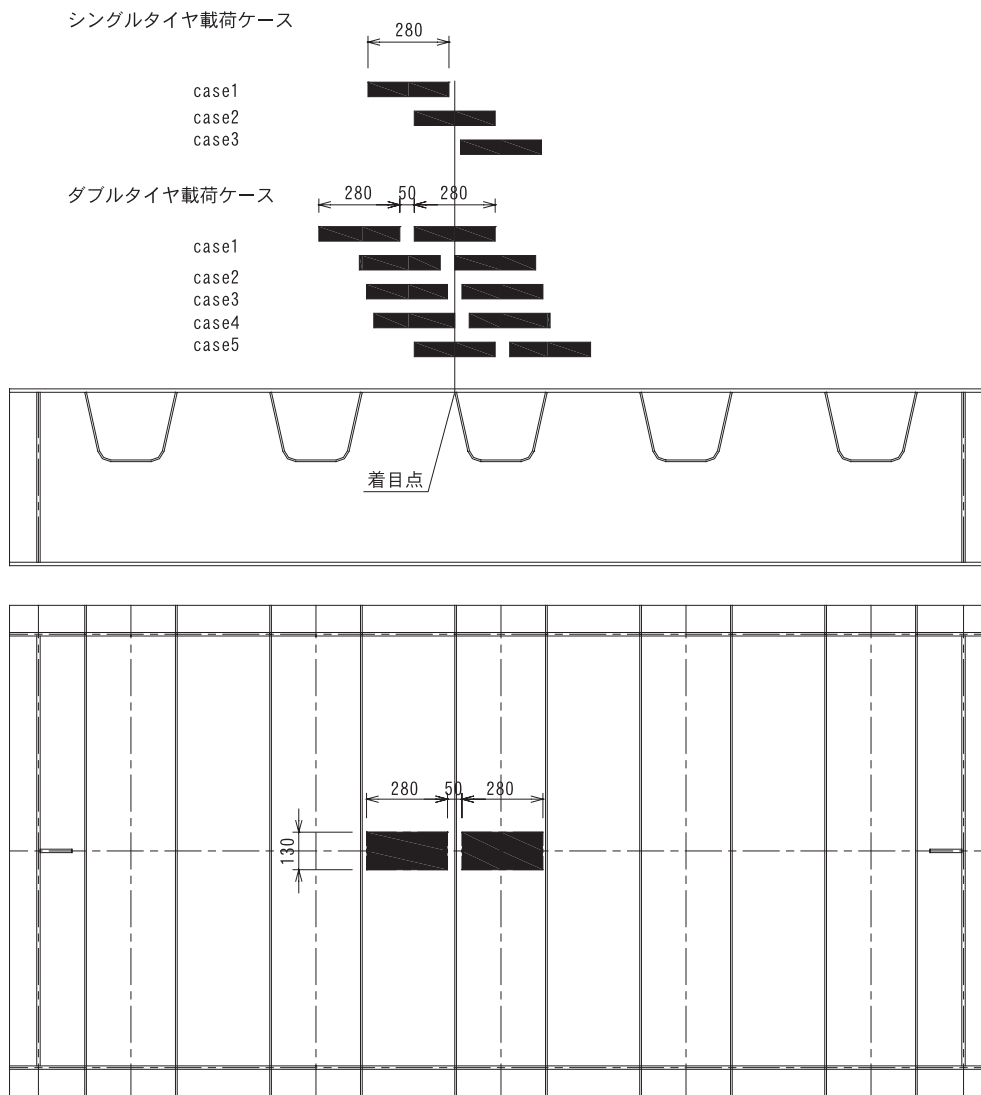


図-9 载荷幅と载荷ケース

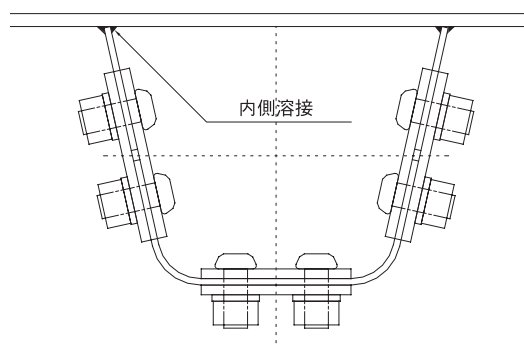


図-10 内側溶接補強

1500mmの他，実構造物に多く採用されている2000mm，および2500mmの3種類とした。

载荷荷重はダンプトラック後輪のシングルタイヤ（50kN）の3ケースとダブルタイヤ（ $2 \times 50\text{kN} = 100\text{kN}$ ）の5ケースとした。载荷幅は実車両の諸元²からタイヤ幅280mm，ダブルタイヤのタイヤ間隔50mm，接地長さ130mmとし，図-9に示す载荷ケースで解析した。

Uリブ内側の補強溶接モデルは，図-10に示すように

Uリブウェブを切断し，内側から溶接補強したモデルでの解析を行った。

4-3 解析結果

4-3-1 補強前モデルによる载荷位置の検討

1) シングルタイヤ

シングルタイヤ载荷時のデッキプレート上下面の橋軸直角方向応力分布を図-11に示す。

デッキ下面にはいずれのケースでも，局所的な板曲げによる大きな圧縮応力が発生している。また，すみ肉溶接部では応力の低下がみられる。デッキ上面は，下面と同程度の引張応力が発生している。

図-12にUリブ（赤線部）の主応力分布を示す。ケース1において溶接ルート部に高い引張応力が生じている。

図-13に载荷ケース1～3の変形図を示す。

2) ダブルタイヤ

ダブルタイヤ载荷時のデッキプレート上下面の橋軸直角方向応力分布を図-14に示す。

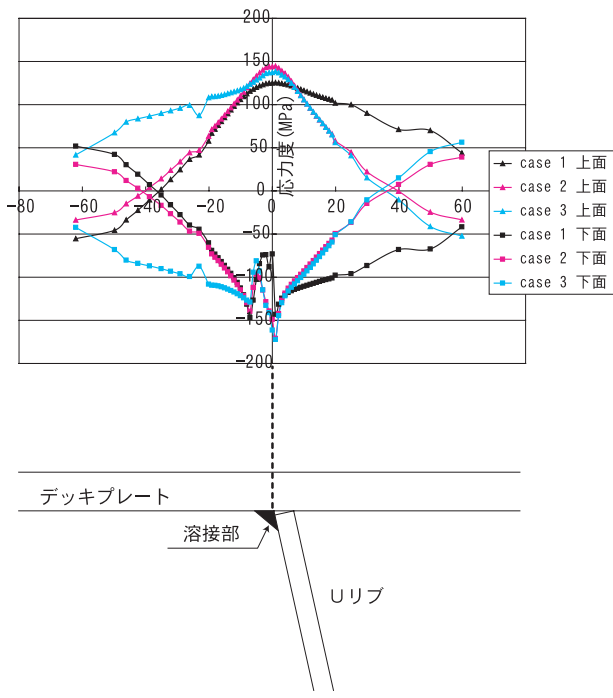


図-11 デッキ上・下面の応力分布 (シングルタイヤ)

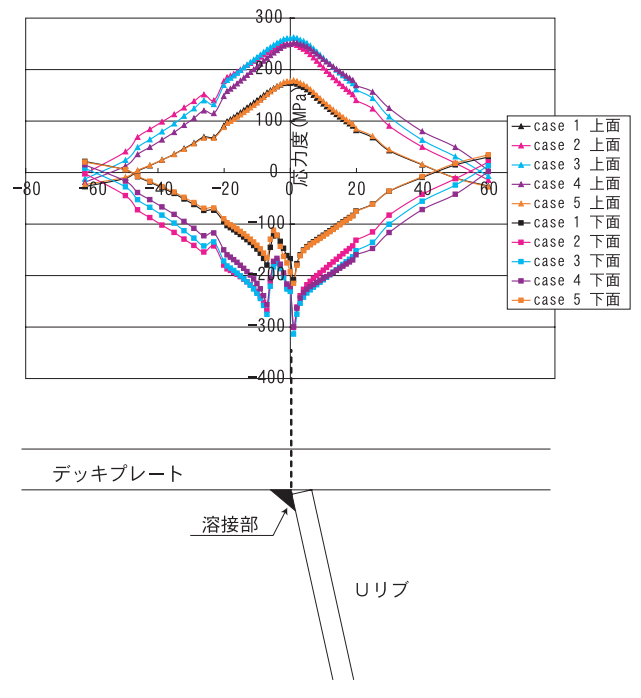


図-14 デッキ上・下面の応力分布 (ダブルタイヤ)

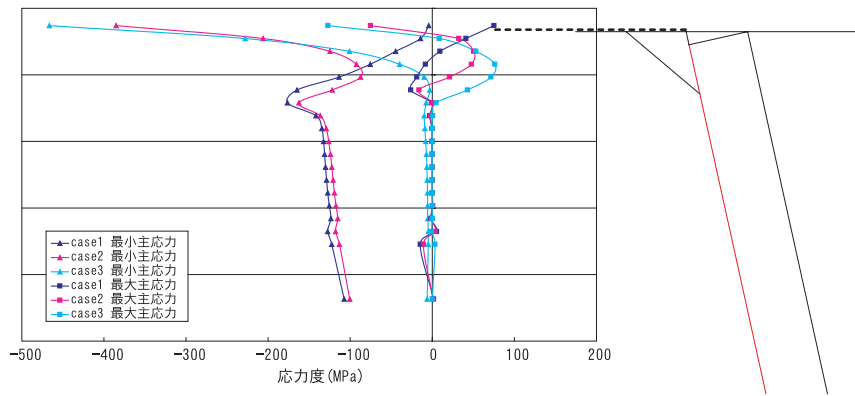


図-12 Uリブの応力分布

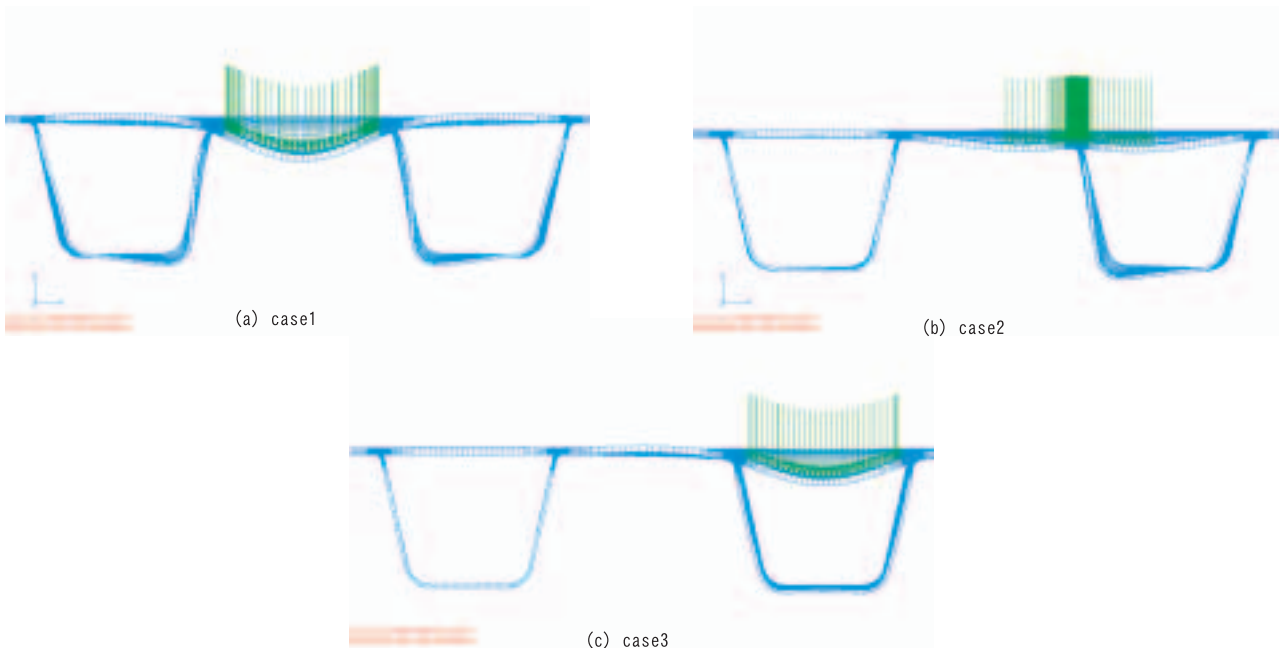


図-13 変形図 (×40倍)

シングルタイヤの荷重時と同様にいずれのケースでもデッキ下面は局所的な板曲げによる大きな橋軸直角方向圧縮応力が発生している。ダブルタイヤでUリブを挟むように荷重したケース2～4が、デッキプレートとUリブの溶接部に最も大きな局部応力の発生する荷重状態で

あることがわかる。

荷重ケース1～5の変形図を図-15に示す。Uリブを支点とする局所的な負曲げが生じるのがわかる。

4-3-2 溶接補強による効果

ダブルタイヤ荷重時に最大応力となるケース3について、補強前とUリブ内面溶接補強後のデッキプレート下

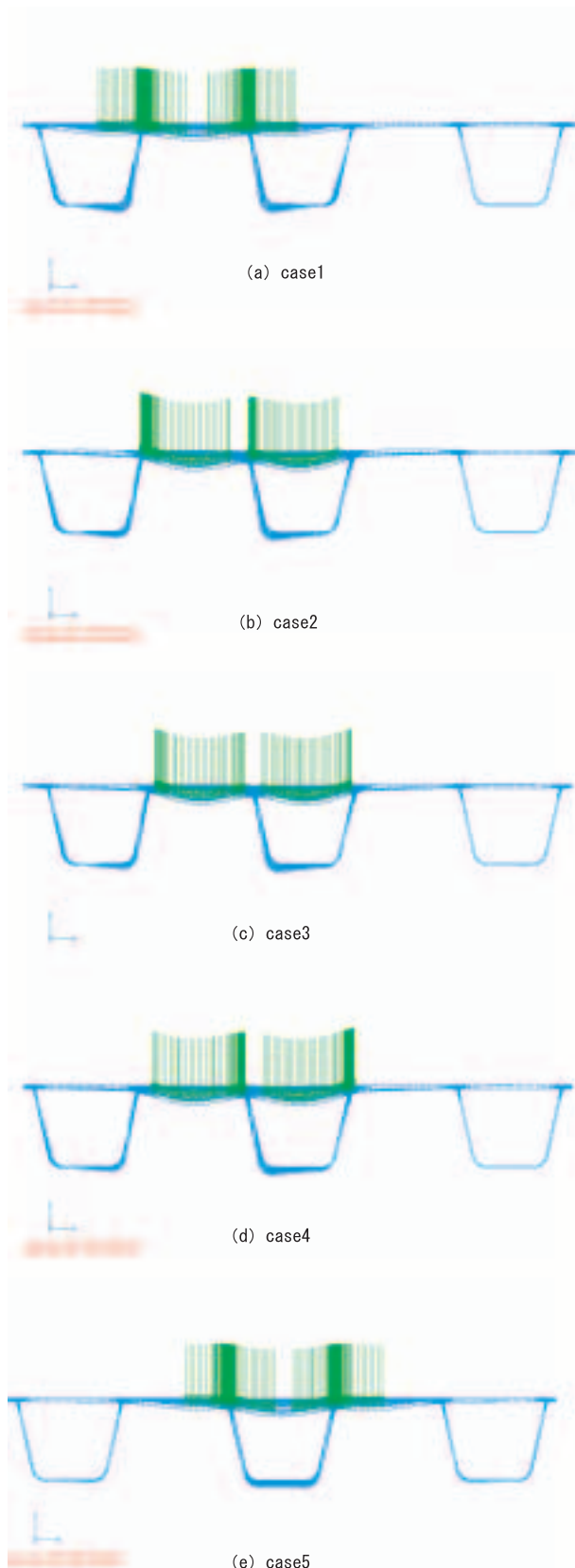


図-15 変形図 (×40倍)

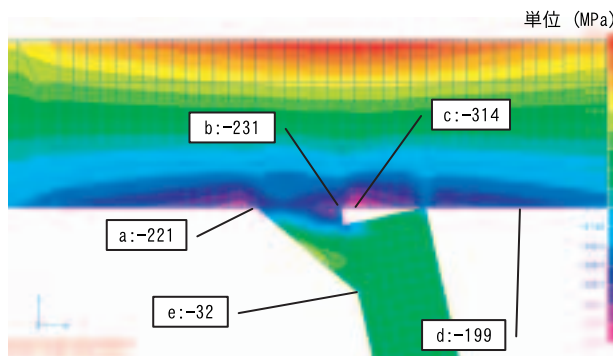


図-16 補強前 case3 溶接部応力

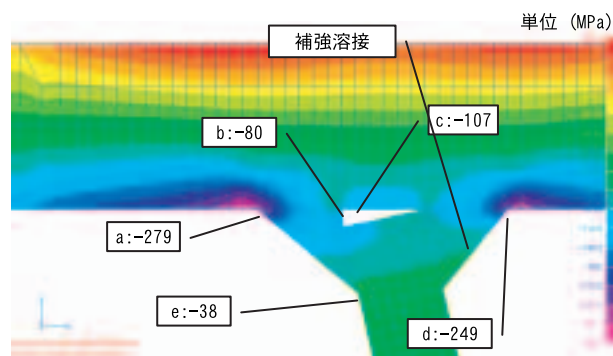


図-17 補強後 case3 溶接部応力

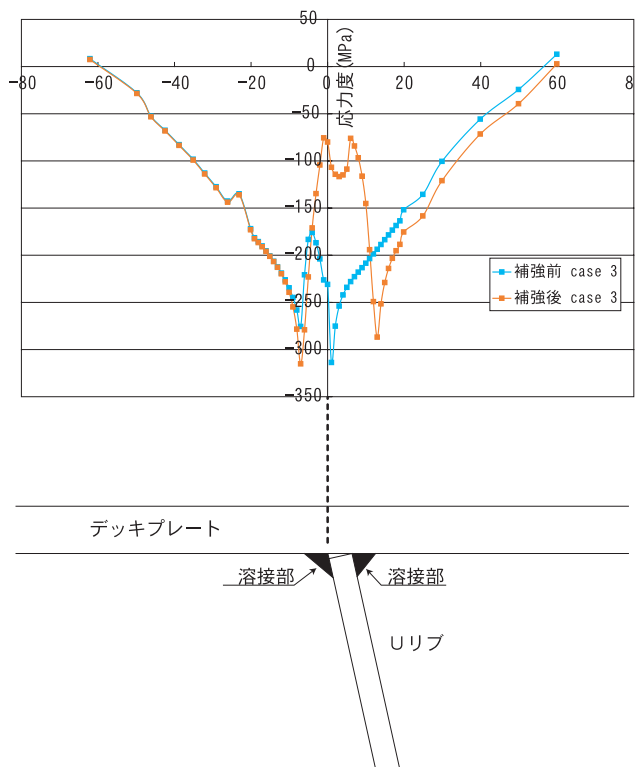


図-18 デッキ下面の応力分布

面の橋軸直角方向の応力を図-16および図-17に示す。100kN の設計荷重による補強前のルート部の応力度は(b)位置で - 231MPa , (c)位置で - 314MPa , 溶接止端部の(a)位置では - 221MPa であり, 補強後はそれぞれルート部において(b)位置で - 80MPa , (c)位置で - 107MPa , 溶接止端部では(a)位置で - 279MPa となった。ルート部に関しては内面溶接により応力レベルが約65%低下するが, 止端部については逆に26%増加する傾向となった。一方, 補強すみ肉溶接止端部(d)では, 既設の溶接部と同等の板曲げにより大きな圧縮応力が発生している。図-18に溶接補強前後のデッキプレート下面の応力分布を示す。溶接補強後では, 局部応力がルート部から止端部へ移行しているのがわかる。

4-3-3 横リブ間隔の影響

1) 変位

荷重の荷重位置をシングルタイヤのケース1とした場合の補修前モデルの変形図を図-19に示す。(a), (b)および(c)は, それぞれ横リブ間隔を1,500mm, 2,000mmおよび2,500mmに変化させた場合の荷重点中央近傍, およびデッキプレートとUリブとの溶接部近傍を拡大して示している。荷重点直下の最大変位は, 横リブ間隔が長くなるに従って全体的なたわみは増加しているものの, デッキプレートの局所的な面外変形(板の曲率)は, 横リブ

間隔によらず, 同程度となっている。

横リブ間隔が1,500mm, 2,000mmおよび2,500mmにおける補修後モデルの変形図を図-20(a), (b)および(c)に示す。荷重点直下の最大変位は, 補修前と同様に横リブ間隔が長くなるにつれ大きくなっているものの, 補修前に比べそれぞれ15%程度減少した。補修後では, 図-19に示す補修前に比べスプライズプレートによりUリブ腹板の剛性が増加したためと考えられる。

Uリブ内のデッキプレートの面外変形については, 補修前と同様に横リブ間隔によらず, 同程度となっている。また, Uリブの首部近傍における腹板の面外変形は, Uリブ腹板の剛性が増加したことで生じにくくなり, 補修前に比べデッキプレートとUリブの首部に局部的に変形が集中している。そのため, 補修後では, 補修前に比べUリブの止端部に応力が集中する可能性がある。

横リブ間隔と最大変位の関係を図-21に示す。縦軸は横リブ間隔1500mmに対する最大変位の比 $d_{max,i} / d_{max,1500}$ をとっている。補修前および補修後ともに, d_{max} はLが長くなるにしたがってほぼ線形的に増加している。補修前の増加割合は, Lが2,000mmで約14%, 2,500mmで30%程度大きくっており, 補修後では, それぞれ, 約12%, 約26%となっている。

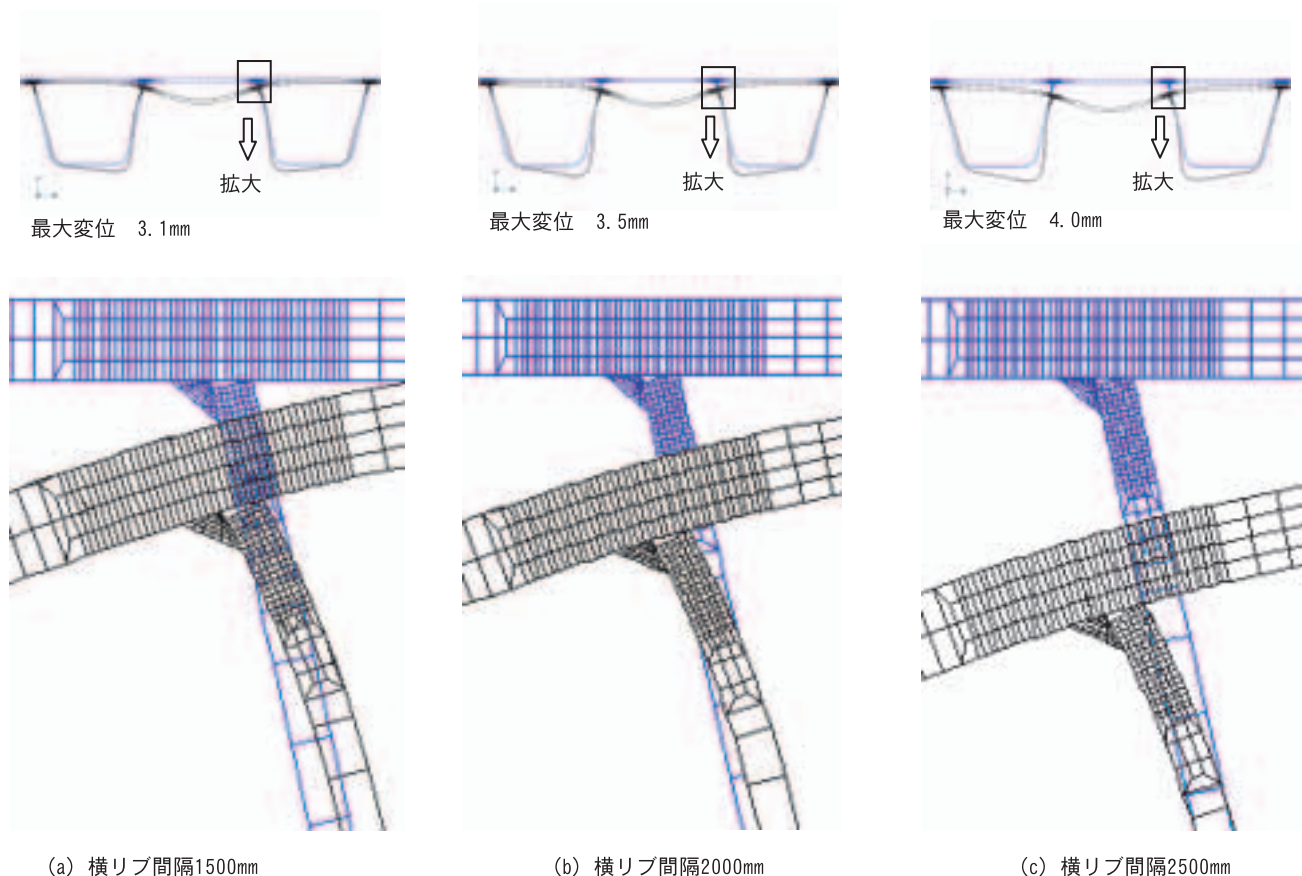


図-19 変形図(補修前)

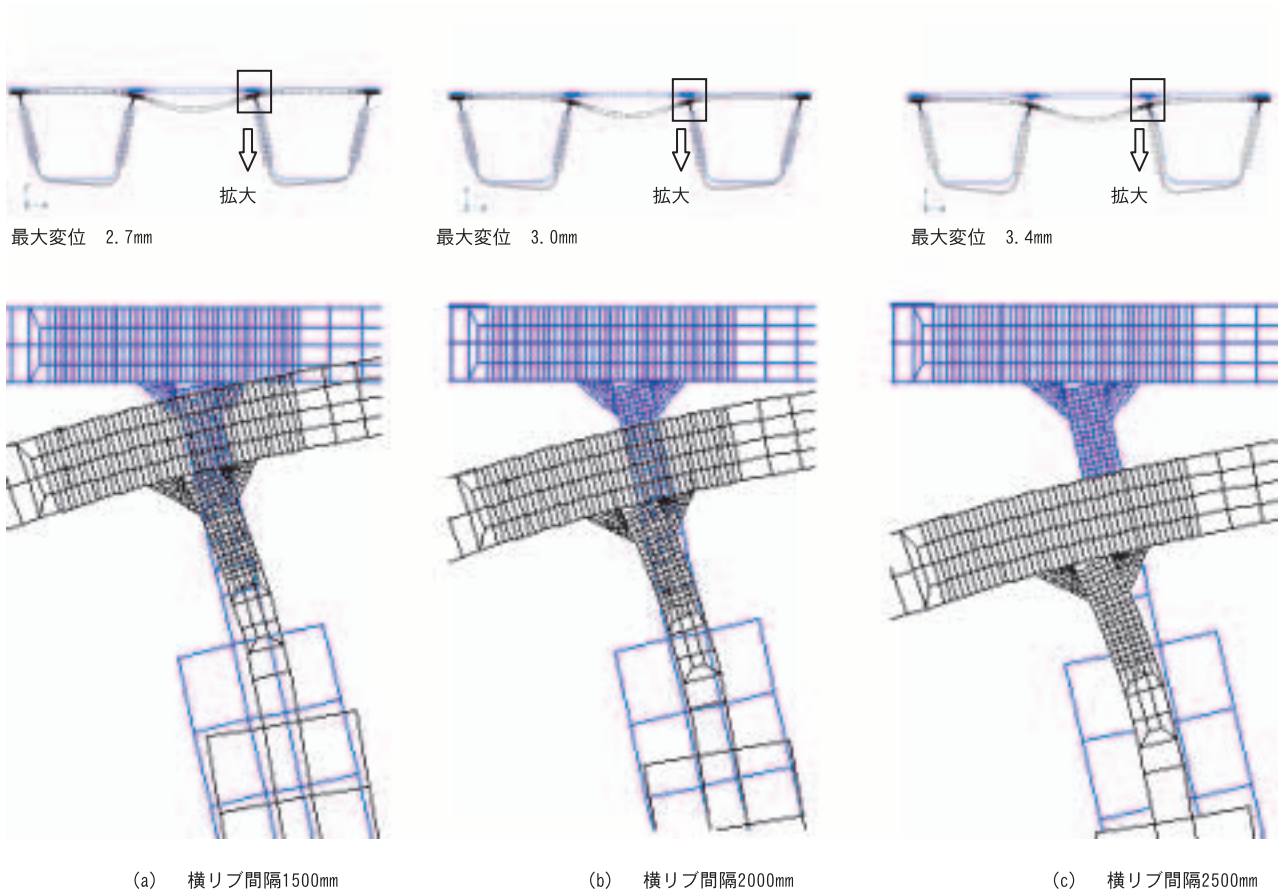


図-20 変形図（溶接補修後）

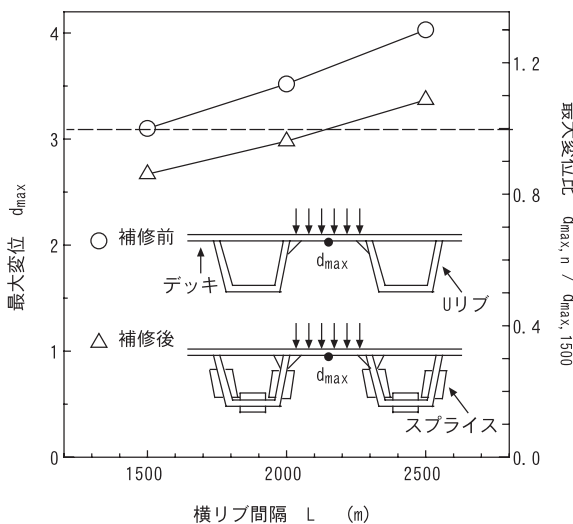


図-21 横リブ間隔と最大変位の関係

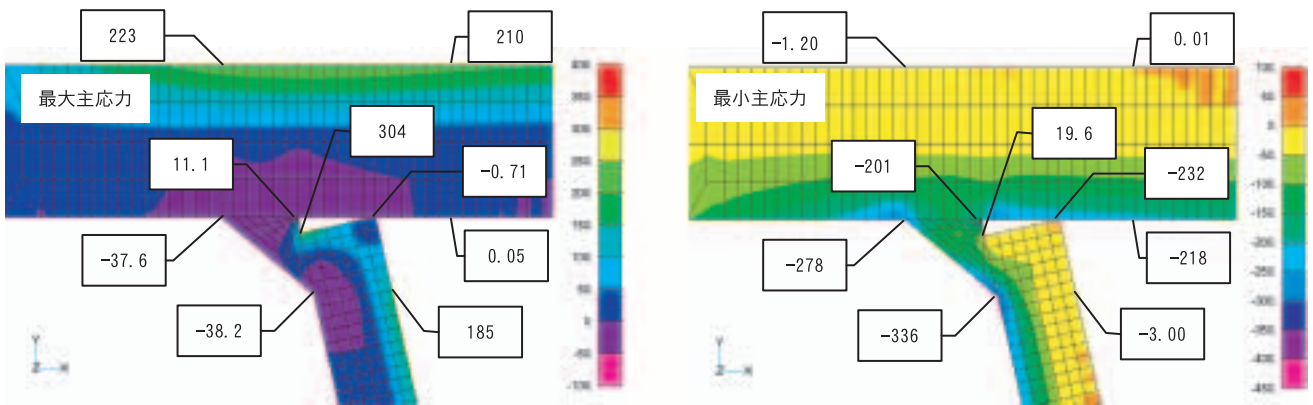
2) 主応力

横リブ間隔を変化させた場合の補修前の最大主応力と最小主応力のコンター図を図-22に示す。デッキプレート側の溶接ルート部には、最大で - 200MPa 程度の圧縮応力が作用しており、Uリブ側の溶接ルート部では約 360MPa の引張応力が生じている。また、デッキプレート側、およびUリブ側の溶接止端部には、約280MPa、および390MPa 程度の圧縮応力が作用している。補修後

の最大主応力と最小主応力のコンター図を図-23に示す。補修後におけるデッキプレート側、およびUリブ側の溶接ルート部の主応力は、最大で約 - 120MPa、および約 - 160MPa となっている。デッキプレート側およびUリブ側の溶接止端部の主応力は、Uリブ外側でそれぞれ約 - 380MPa であり、Uリブ内側では約 - 260MPa、および約290MPa である。補修前では、横リブ間隔にかかわらず、溶接ルート部および溶接止端部に局所的な応力集中が生じており、補修後についても溶接止端部に局所的な応力が生じている。

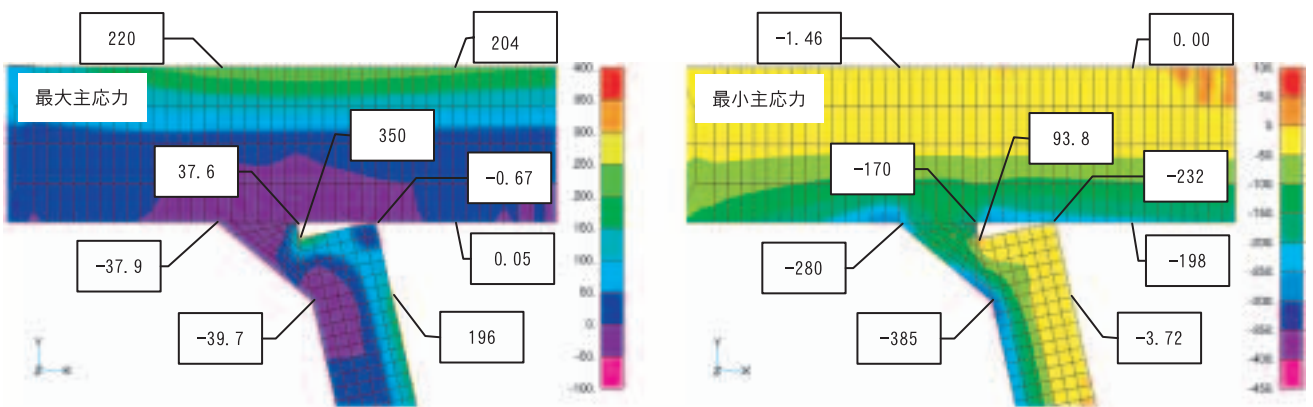
横リブ間隔と主応力比の関係を図-24に示す。図-24(a)は補修前について示している。縦軸は横リブ間隔1500mmに対する主応力の比 $\sigma_i / \sigma_{i,1500}$ であり、横軸は横リブ間隔 L である。溶接ルート部の応力は L の増加に伴い、デッキプレート側では10%程度減少するものの、Uリブ側では約20%増加している。溶接止端部の応力についても、デッキプレート側では若干減少し、Uリブ側では6%程度増加している。

図-24(b)は補修後における横リブ間隔と主応力比の関係を示している。溶接ルート部の応力は、 L の増加に伴いデッキプレート側では変化しないものの、Uリブ側およびUリブ内部では、若干減少している。溶接止端部の



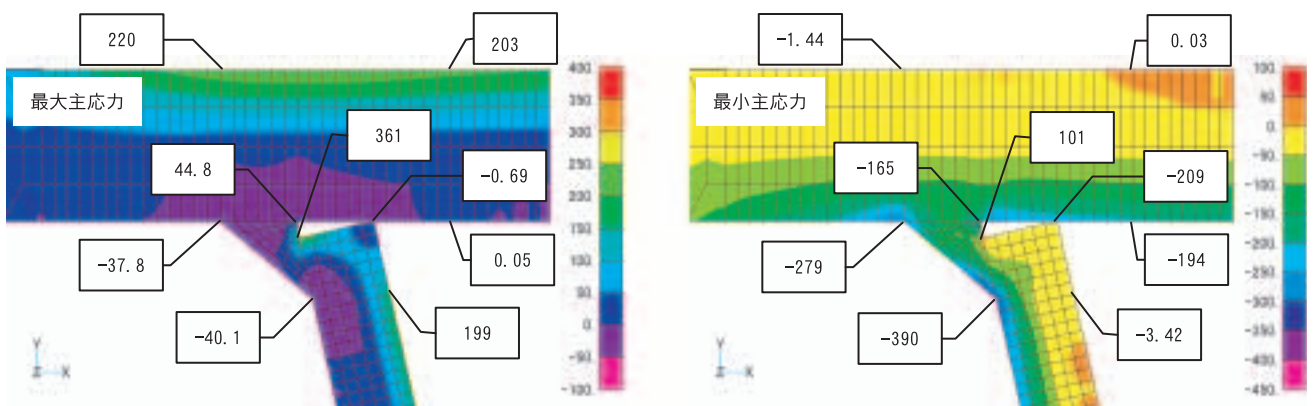
(a) 横リブ間隔1500mm

単位 (MPa)



(b) 横リブ間隔2000mm

単位 (MPa)



(c) 横リブ間隔2500mm

単位 (MPa)

図-22 コンター図 (補修前)

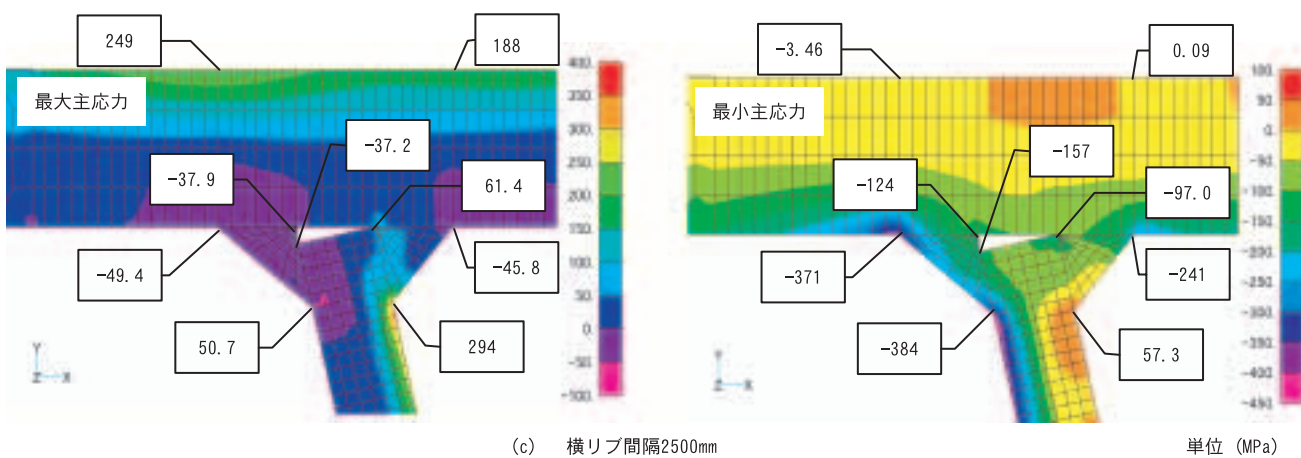
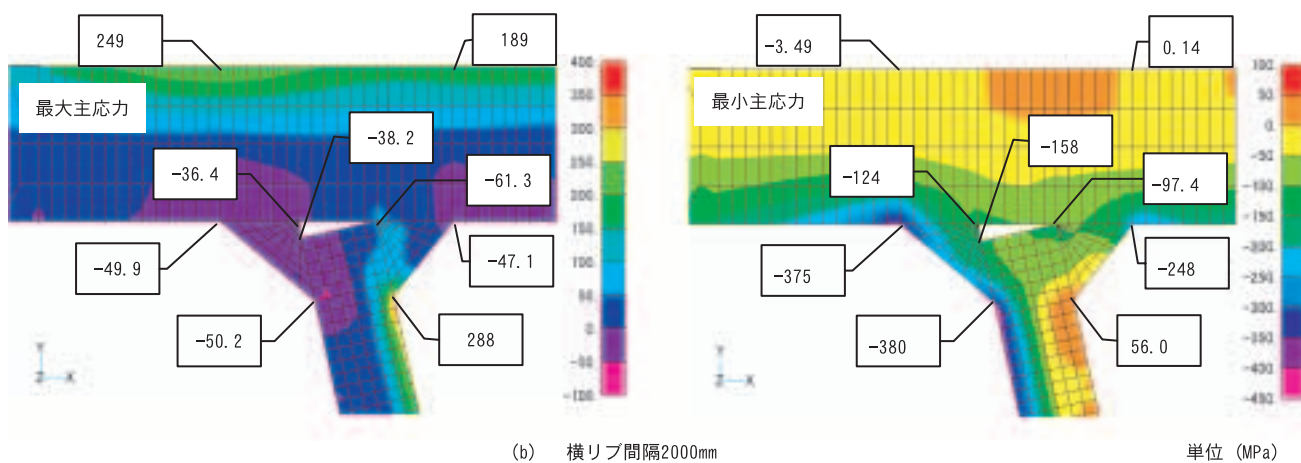
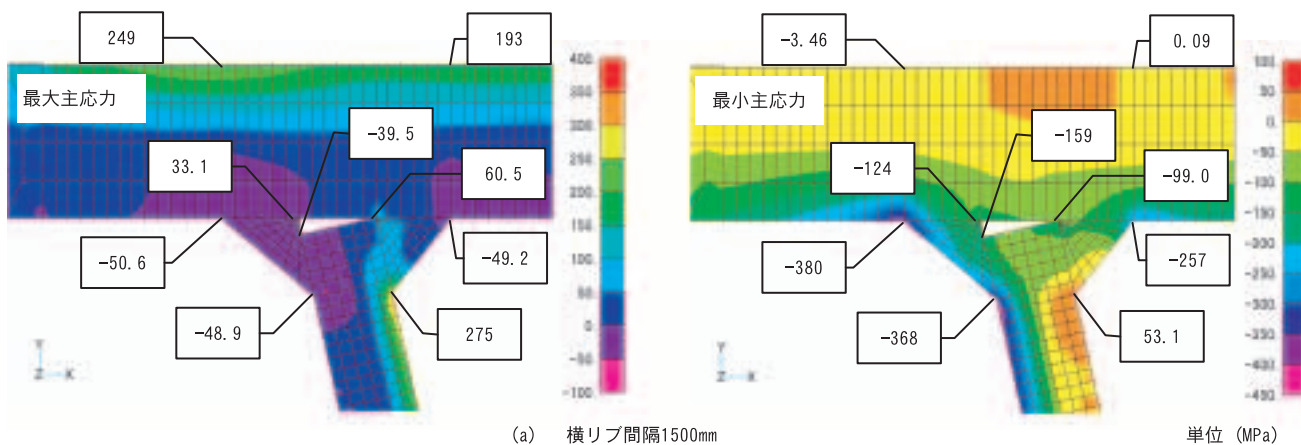
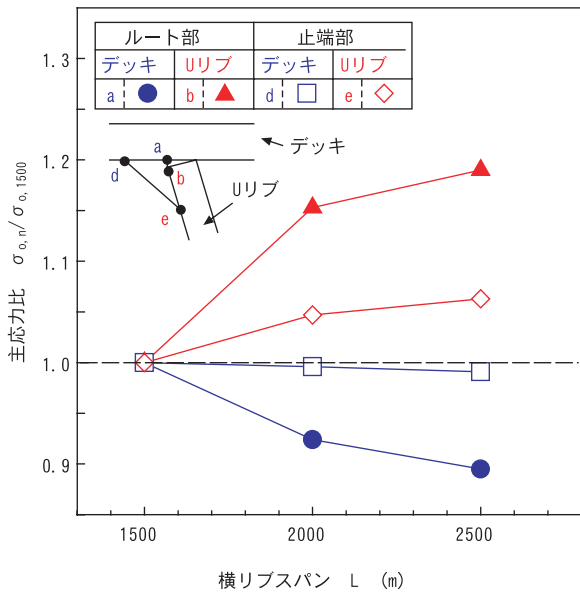
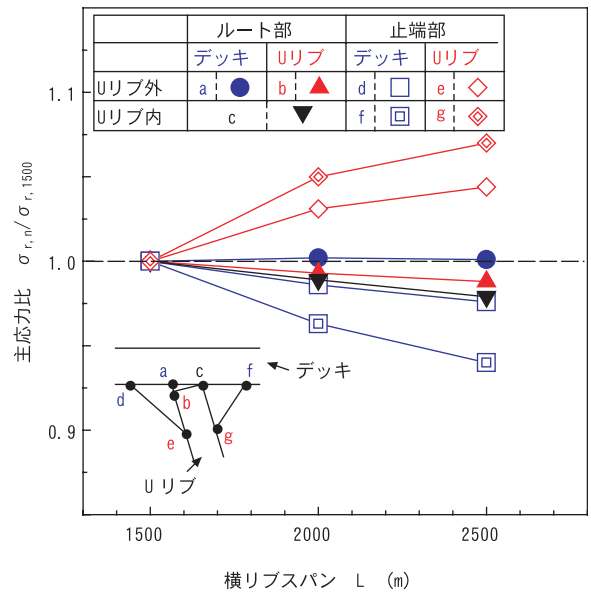


図-23 コンター図 (補修後)



(a) 補修前



(b) 補修後

図-24 横リブ間隔と主応力比の関係

応力は、Uリブ側では最大で7%程度増加するものの、デッキプレート側では約6%減少している。また、Uリブ内側の応力は、外側に比べ3%程度高くなっている。これは、前述したように、Lが大きくなることでUリブの首部近傍の面外変位が大きくなるためと考えられる。

4-3-4 デッキプレート板厚による影響

デッキプレートの板曲げ応力を小さくする方法としては、デッキ厚を厚くすることが最も直接的な方法である。ここでは、実際の補強方法とは別にデッキプレート厚によって板曲げ応力がどの程度減少するかを調べた。Uリブ厚を一定にしてデッキ厚を変化させた場合の溶接部の応力度を図-25に示す。デッキ厚が12mmから14mmと2mm増えるだけでルート部は22~31%減少し、デッキ厚の寄与率が高いことがわかる。

4-4 考察

デッキプレートとUリブ溶接部が後輪ダブルタイヤの間になる荷状態では、上下面の応力差が576MPa（上面：262MPa，下面：-314MPa）の局所的な板曲げが発生する。

既存の鋼床版に生じている疲労亀裂の補強方法として当社の提案する内側補強溶接モデルの解析を行った結果、既設のルート部の応力は大幅に減少して内部亀裂の発生を抑制できると考えられる。一方、止端部に局所的な応力集中が発生する結果となるが、止端部は仕上げることで緩和することができる。したがって、内面の溶接による補強方法はルート部から発生する亀裂に対しては、有効な一手法であることがわかる。

横リブ間隔が長くなることにより、補修前ではルート

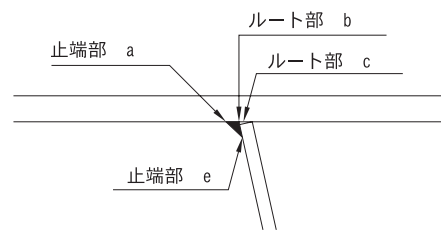
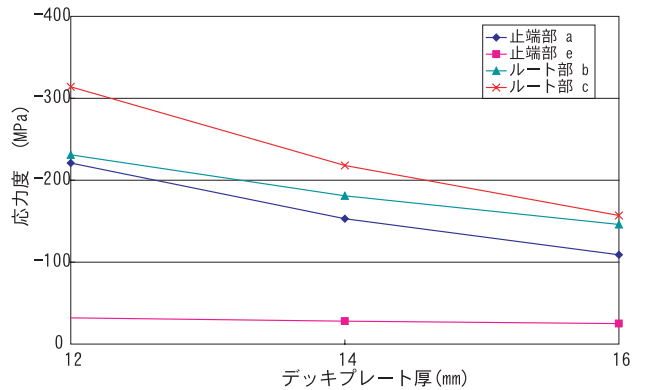


図-25 溶接部の応力

部および止端部の応力がデッキ側で最大1割程度低下し、Uリブ側では最大2割程度上昇することが分かった。一方、補修後では横リブ間隔が長くなるにつれ、溶接ルート部の応力は若干ではあるものの低下する。溶接止端部の応力は、補修前と同様にデッキ側では1割程度低下し、Uリブ側では1割程度上昇することが分かった。横リブ間隔が溶接ルート部および溶接止端部の応力性状に及ぼす影響は最大でも2割程度であり、本実験に用いる横リブ間隔は妥当であると考えられる。

デッキ厚を厚くすることにより溶接部の応力が4割程度緩和されることが分かった。補強施工の環境条件に

よっては、デッキプレートを増厚することが適切な補強手段のひとつとなり得る。また、新設の鋼床版を設計する場合は、溶接部に与えるデッキ厚および縦リブ配置・間隔の影響を考慮した設計を行う必要がある。

5. 疲労亀裂再現試験

5-1 事前検討項目の概要

補修・補強効果確認試験に先立ち、疲労亀裂の再現試験および補修・補強に必要な要素技術の施工性確認試験を実施した。実施項目は下記の通りである。

横リブ中央部におけるデッキプレートとUリブに生じる疲労亀裂の再現疲労試験

上向き溶接の施工性確認試験

止端改良のための TIG ドレッシングの施工性確認試験

実橋と同様な疲労亀裂が再現できるか、つまり設定した載荷荷重によって、Uリブとデッキプレートの接合部に事前に想定した疲労亀裂が再現できるかの確認のため実施した。

試験体は亀裂の発生が見られた後、切断し、マクロ試験を行い、ルート部を起点とした疲労亀裂であることを

確認した。

5-2 亀裂再現のための疲労試験

5-2-1 載荷方法、亀裂の検査

疲労試験には、動的能力300kNの電気油圧サーボ式試験機を用いた。載荷荷重は、上限荷重120kN、下限荷重10kNの荷重範囲100kNで、周波数1.8Hzとした。載荷は橋軸直角方向280mm、橋軸方向130mmとし、板厚30mmの支圧板により橋梁用ゴム沓のネオプレンゴム（厚さ30mm）を介して行った。載荷位置は図-26に示す通り、大型トラックの前輪に相当する荷重を想定し、橋軸直角方向はUリブ間（溶接線4、5のUリブ間）中央に、橋軸方向は横リブ間中央に載荷した。

試験体の支持条件は、載荷に用いたものと同じ寸法の橋梁用ゴム沓のネオプレンゴムにより4隅を弾性支持した。

亀裂の検出は約24時間おきに静的載荷試験を行い、事前の応力測定試験の値より±5%以上変化がでた時点で、目視と磁粉探傷試験を併用して確認を行った。

5-2-2 静的載荷、疲労試験結果

疲労試験開始後、繰り返し回数75万回で載荷位置直下溶接線4、5のほぼ中央に、図-27に示すようなデッキ

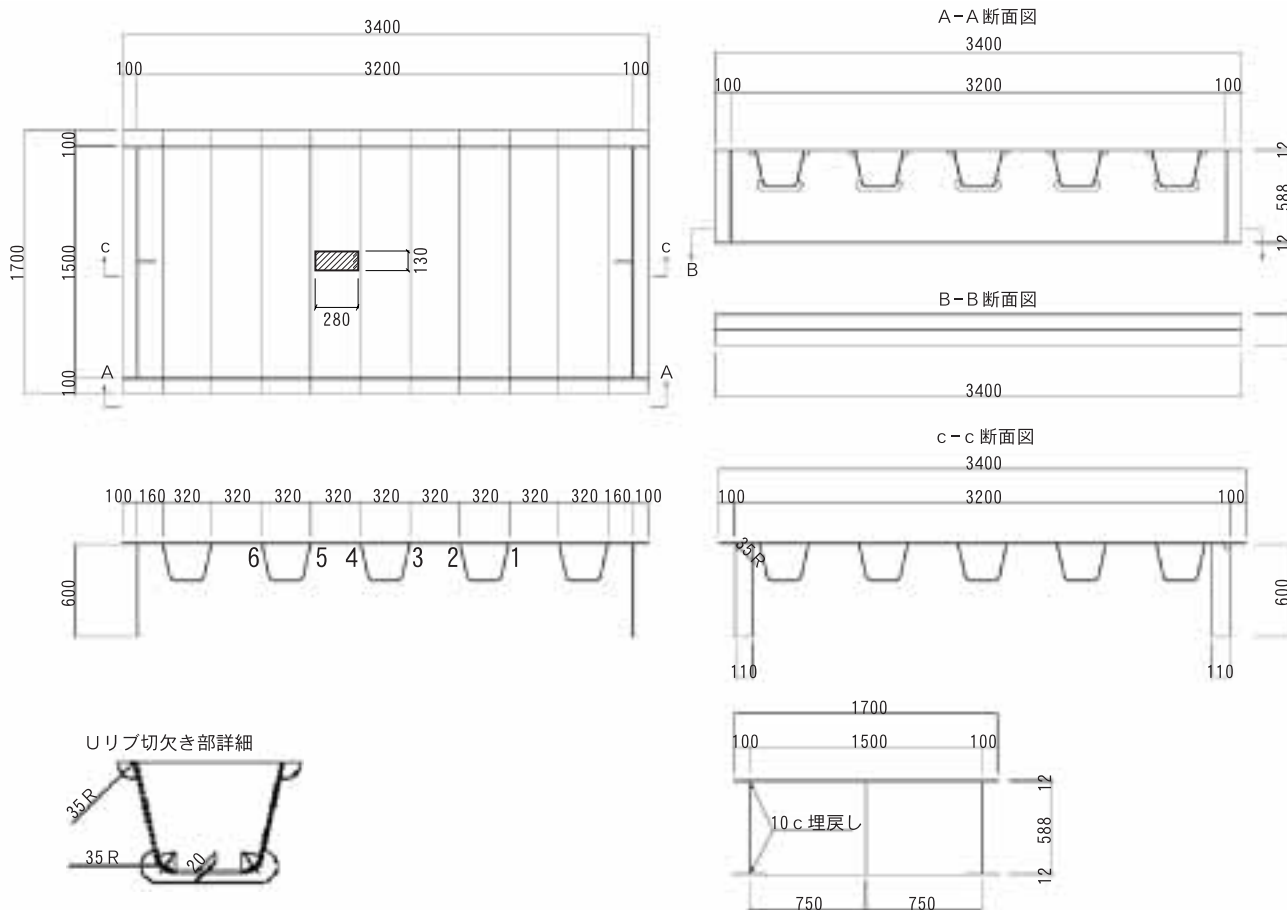


図-26 試験体の形状および寸法

プレート上面および下面に長さ240mm程度の疲労亀裂が確認され、疲労試験を終了した。

5-2-3 再現試験で発生した疲労亀裂のマクロ試験結果

検出された疲労亀裂以外の潜在亀裂の有無を確認するため、図-27に示す位置から、試験片を採取し、溶接部を平滑に仕上げマイクロスコープにより観察した。これにより、写真-1(a)に示す通りルート部を起点とした疲労亀裂が確認できた。引き続き、この試験片の破面試験を行い、この亀裂は橋軸方向に長さ230mm進展していたことを確認した(写真-1(b))。

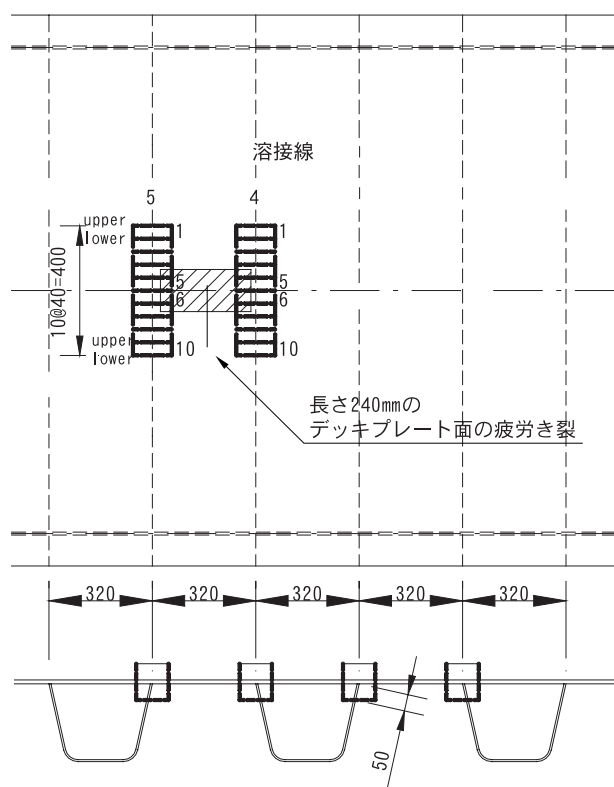
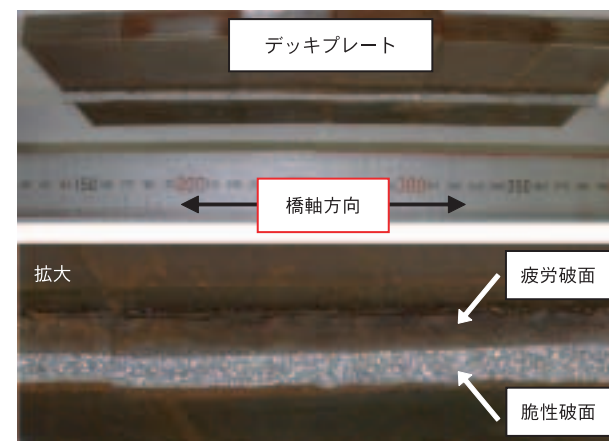


図-27 潜在亀裂調査の試験片採取位置



(a) 橋軸直角方向



(b) 橋軸方向

写真-1 潜在したルート亀裂の進展状況

6. 溶接補修案の疲労試験

本章では、まず提案した溶接補修案が実施可能であることを確認する。次に、静的荷重試験、疲労試験により、補修案の応力性状、変形挙動に対する計測値と解析値の整合性、補修案の補修効果を確認する。

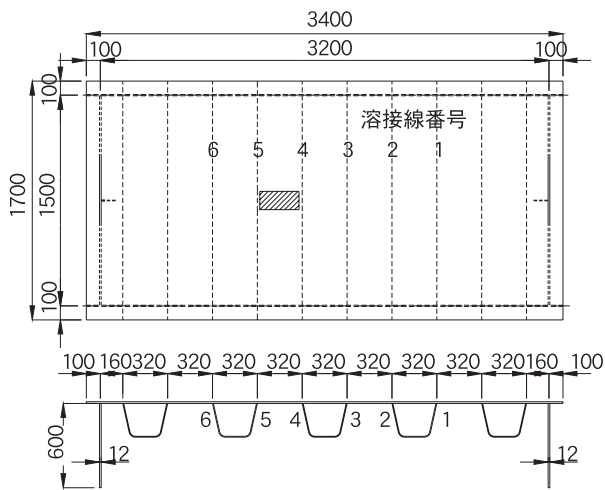
疲労試験を行うに当たっては、まず、ルート部からの疲労亀裂を再現した後に、所定の補修・補強を行う。

6-1 補強前疲労試験

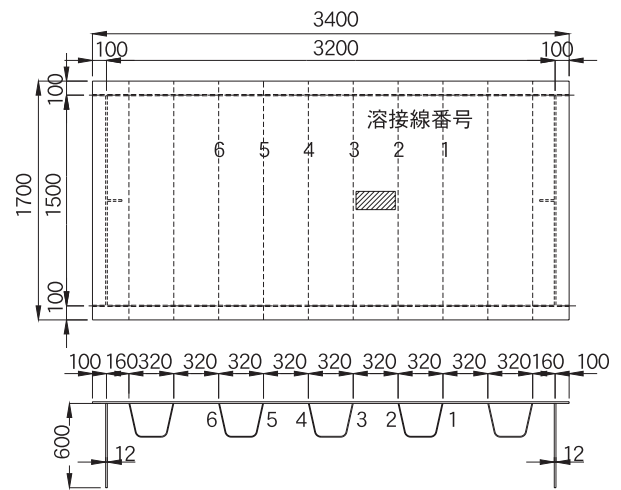
まず、初期の疲労亀裂を導入する目的で、5章と同一形状の試験体(1体)で、疲労試験を実施した。疲労試験には、動的能力300kNの電気油圧サーボ式試験機を用いた。荷重荷重は、5-2-1項よりも10kN減じた上限荷重110kN、下限荷重は10kNと変わらず、荷重範囲100kN、周波数1.8Hzとした。荷重寸法と荷重位置は、図-28に示す通り、溶接線2、3間および溶接線4、5間の2箇所であり、最初に溶接線2、3間に荷重して疲労試験を実施し疲労亀裂を発生させた後、荷重位置を溶接線4、5間に移して疲労亀裂を発生させた。

溶接線2、3間の疲労試験においては、疲労試験開始後、繰返し回数105万回時に、Uリブ溶接止端部に貼った歪みゲージの値に初期値より20%以上の変化が確認された。また、磁粉探傷試験を実施し、溶接線2側に長さ93mmの亀裂を確認できた(写真-2(a))。さらに疲労試験を継続し、繰返し回数120万回時に亀裂長さ124mm、繰返し回数130万回時で亀裂長さ204mmに達した段階で疲労試験を終了させた。

溶接線4、5間の疲労試験においては、疲労試験開始後、繰返し回数120万回時に、Uリブ溶接止端部に貼った歪みゲージの値の変化により、溶接線4側に長さ108mmの亀裂が確認できた(写真-2(b))。さらに疲労試験を継続し、繰返し回数130万回時に亀裂長さ217mm、繰返し



(a) 溶接線4, 5トラフリップ間



(b) 溶接線2, 3トラフリップ間

図-28 载荷寸法および载荷位置

回数135万回時、亀裂長さ230mmの時点で疲労試験を終了させた。

疲労亀裂の確認されなかった溶接線3, 5に関しても磁粉探傷試験を実施したが、疲労亀裂は確認できなかった。また、当該試験体で継続してボルト添接による補修試験を実施しているため、現段階では破壊試験による潜在亀裂の確認は行っていない。

6-2 補修・補強溶接の実施

補修・補強は

亀裂範囲の確認

ガウジングによる亀裂の除去

上向き溶接による補修溶接

上向き溶接による内面すみ肉溶接

ビード仕上げ

の各作業を行った。罫書、補強のための孔開け、雨樋型のカット作業を前作業として行った。前作業が完了した状況を写真-3に示す。

6-2-1 疲労亀裂の存在範囲の確認

5-2-3に示すように、ルート部の疲労亀裂はルート部を長径とした半楕円形に進展する。つまり、ビード表面で確認できる範囲で亀裂を除去すると、ルート部近傍部の亀裂を残存させる可能性がある。このため、以下の方法での亀裂を除去し、表面まで顕在化していないルート部の亀裂を確実に除去するよう手順を定めた。最初に、ビード表面で確認できる亀裂先端部をすり鉢状に

ルート部まで切削し、ルート亀裂であることを確認した。次にすり鉢状に切削した箇所から外側に100mm離れた箇所をすり鉢状に切削し、顕在化していないルート部の疲労亀裂が存在しないことを確認し、ガウジング長さを定めた。すり鉢状の切削結果を写真-4に示す。

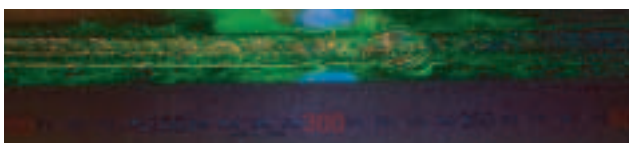
6-2-2 ガウジングによる亀裂の除去、補修・補強溶接

疲労亀裂範囲を特定した後、疲労亀裂をガウジングにより除去した。ルート部を露出させるまでガウジングを行い、磁粉探傷試験を行い、疲労亀裂が残存していないことを確認した。

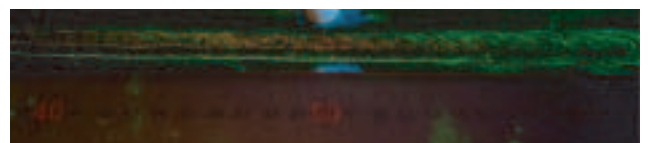
ガウジング部への補修溶接は手溶接の上向き姿勢で、3パスに分け、施工した。溶接条件を表-1に示す。溶



写真-3 前作業完了時の状況

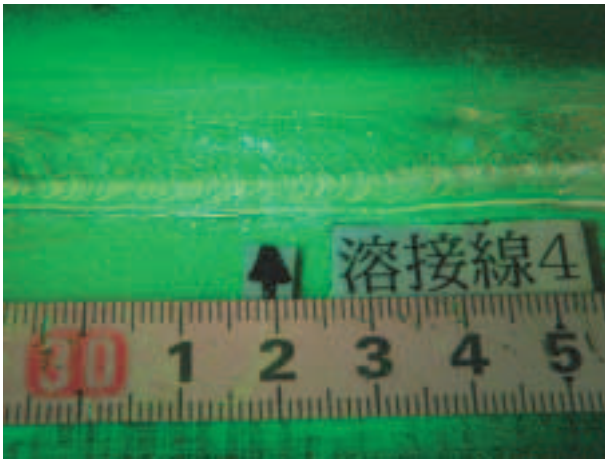


(a) 溶接線2の疲労き裂発生状況

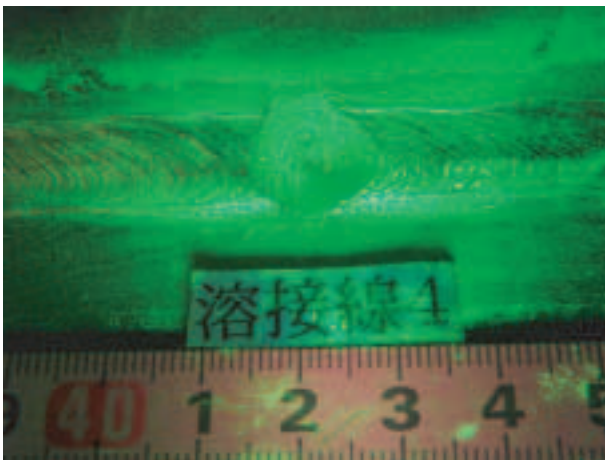


(b) 溶接線4の疲労き裂発生状況

写真-2 疲労亀裂発生状況



(a) 切削前



(b) 切削後

写真-4 すり鉢状切削試験の状況

接の終始端部は、バックステップ法により、終始端部を残存させない様に施工した。

内面すみ肉溶接は手溶接の上向き姿勢で、2パスに分け、施工した。溶接条件を表-1に併せて示す。横リブ近傍部のUリブ閉断面部残し区間において、内面すみ肉溶接の施工性は特に問題を生じなかった。

表-1 内面すみ肉溶接の溶接条件

電圧 (V)	24
電流 (A)	113
速度 (cm/min)	64

の亀裂の除去と 内面すみ肉溶接の順番に関して、溶接線2では、亀裂除去および補修溶接を先行して行い、その後内面溶接を行った。溶接線4では逆に、内面溶接を先行して行い、その後、亀裂除去および補修溶接を行った。

6-2-3 TIG ドレッシング、ビード仕上げ

溶接線2, 3では止端部の形状を改善するために、

TIG ドレッシングおよびロータリグラインダーにより、内面溶接も含めて止端仕上げを実施した。写真-5に雨樋型にカットした状態での、内面溶接部のTIG ドレッシング実施状況を示す。止端仕上げは、疲労亀裂が確認できなかった溶接線3の外面すみ肉溶接部および内面すみ肉溶接部に対しても実施した。TIG ドレッシングの施工条件を表-2に、別途行った施工確認試験における仕上げのマクロ試験結果を写真-6示す。



写真-5 雨樋型のTIG ドレッシング

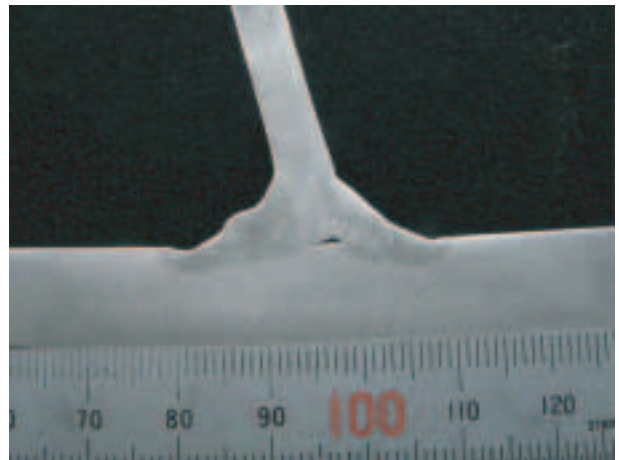


写真-6 TIG ドレッシングマクロ試験結果

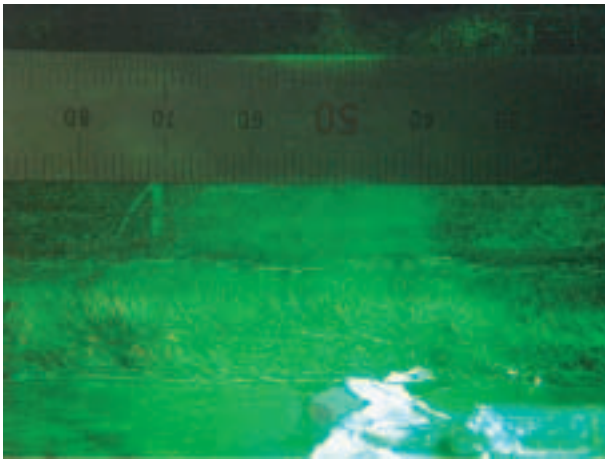
表-2 TIG ドレッシングの溶接条件

電圧 (V)	14
電流 (A)	157
速度 (cm/min)	8

他方、溶接線4, 5は比較のため、TIG ドレッシングおよび仕上げを行わず、補修溶接部および内面すみ肉溶接部は、溶接のままの状態とした。

6-3 補修後疲労試験

疲労試験には、動的能力1000kNの電気油圧サーボ式



(a) 磁粉探傷による指示模様



(b) マイクロスコープによるき裂部状況

写真-7 磁粉探傷 マイクロスコープ

試験機を用いた。その他の試験条件は6-1章と同様であり、載荷荷重は、上限荷重110kN、下限荷重10kNの荷重範囲100kN、周波数1.8Hzで疲労試験を実施した。

6-3-1 載荷位置溶接線4, 5間の試験結果

載荷位置を溶接線4, 5間として疲労試験を実施した。溶接線4, 5は溶接のまま、止端仕上げを施していないものである。繰返し回数41万回でゲージの値に変化が見られ、磁粉探傷試験を実施した結果、溶接線4の外面側のすみ肉溶接部デッキプレート側止端部に41mmの磁粉探傷の指示模様を確認した(写真-7)。この疲労亀裂はロータリグラインダーにより切削したところ、深さ約2mmで指示模様が消滅した。

引き続き疲労試験を継続し、繰返し回数54万回時に溶接線4の内面すみ肉溶接部のデッキプレート側止端に128mmおよび16mm、溶接線5内面溶接部のUリブ側止端に57mmの磁粉探傷指示模様が検出された。この時点で載荷を終了した。

6-3-2 載荷位置溶接線2, 3間の試験結果

載荷位置を溶接線2, 3間に移して疲労試験を実施し



写真-8 TIG ドレッシング施工状況

た。溶接線2, 3はTIG ドレッシングおよびロータリグラインダーにより、内面溶接も含めて止端仕上げを実施したものである(写真-8)。

繰返し回数196万回で溶接線3の外面側のすみ肉溶接部Uリブ側止端部に11mmおよび31mmの磁粉探傷の指示模様を確認した。

引き続き疲労試験を継続し、繰返し回数400万回時に92mmまで亀裂の進展が見られた。疲労試験は400万回で終了したが、他の溶接線では歪みゲージの応力の変化、および磁粉探傷試験における指示模様の検出は見られなかった。

6-3-3 応力測定結果および解析結果の比較

1) 補修前試験体

載荷試験において貼り付けた歪みゲージの貼付位置を図-29に示す。補修前試験体の静的載荷試験結果と解析結果を図-30に示す。図-30(a)および(b)は橋軸直角方向、および橋軸方向の鉛直変位を示している。縦軸は鉛直変位 z であり、横軸は載荷点中心からの距離 X である。図中の実線は解析値を示している。最大変位 z_{max} は載荷点直下で約3.1mmである。橋軸直角方向の z は、床版の全体的なたわみは少ないものの、Uリブ間のデッキプレートで局部的なたわみが生じている。一方、橋軸方向については、 X が300mm程度の範囲に局部的なたわみが生じており、橋軸直角方向に比べて床版の全体的なたわみが大きい。図-30(c)および(d)は橋軸直角方向、および橋軸方向の応力分布を示している。縦軸は橋軸直角方向応力 σ であり、横軸は載荷点中心からの距離 X である。図中の σ_{max} および σ_{min} は、デッキプレート上面、および下面の実験値であり、実線および破線はそれらの解析値を示している。両者はよく一致しており、解析モデルのモデル化や解析条件は妥当であると考えられる。橋軸直

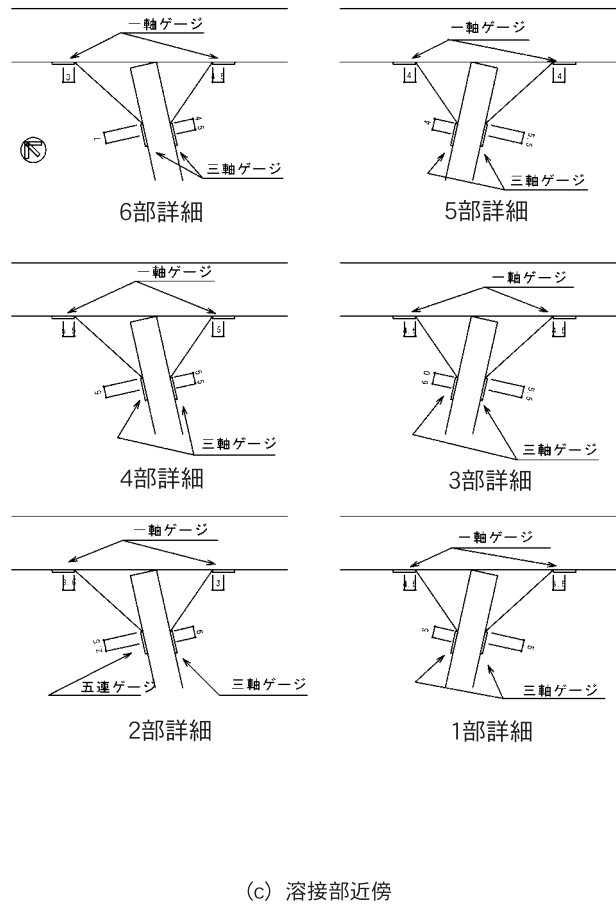
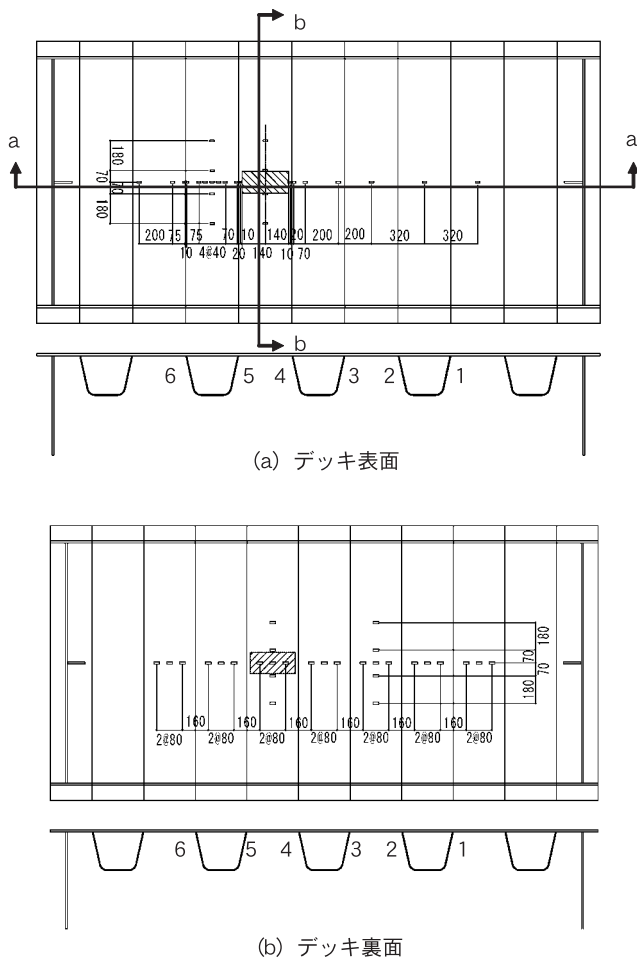


図-29 歪みゲージ貼付位置

角方向の応力分布は、デッキプレートとUリブとの溶接部を節に正負が反転しており、デッキプレートには非常に高い板曲げが生じている。荷重点直下のデッキプレート下面では、約400MPaの引張応力が発生しており、荷重点近傍の溶接部には250MPa程度の圧縮応力が生じている。しかし、荷重点直下と隣接リブ以外のデッキプレートには、ほとんど応力が発生していない。そのため、荷重荷重の応力分担は、荷重点に隣接するUリブとそのデッキプレートであり、それ以外のUリブ、およびデッキプレートには影響しないと言える。また、橋軸直角方向の応力分布についても、荷重点近傍に局所的な応力が生じている。

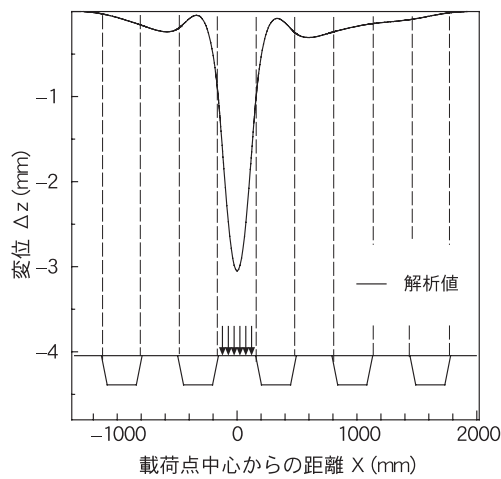
2) 補修後試験体

補修後試験体の静的荷重試験結果と解析結果を図-31に示す。図-31(a)および(b)は橋軸直角方向、および橋軸方向の鉛直変位を示している。図中の Δ は実験値であり、実線は解析値を示している。両者はよい一致を示しており、解析モデルのモデル化や解析条件は妥当であると考えられる。解析による補修後の最大変位 $\Delta_{z,max}$ は荷重点直下で約2.7mmであり、図-30(a)の補修前に比べて1割程度減少した。また、橋軸直角方向および橋軸方向の

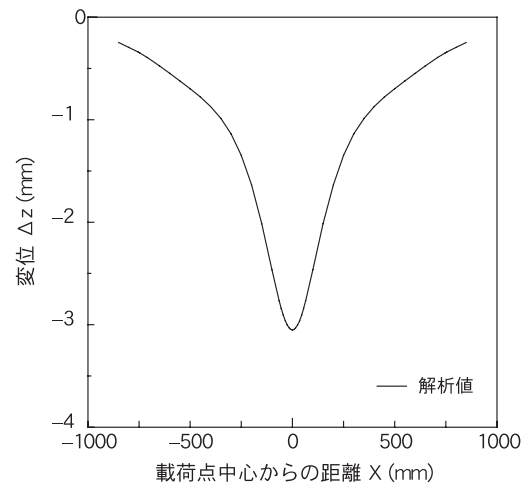
鉛直変位の分布は、補修前と同程度となっている。図-31(c)および(d)は橋軸直角方向、および橋軸方向の応力分布を示している。補修後の応力についても、補修前に比べて1割程度減少した。また、その分布形状は、実験値および解析値ともに補修前と同程度となっている。

(3) 補修前後の比較

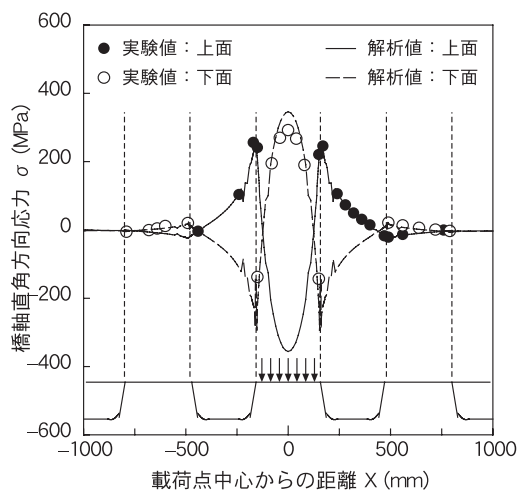
図-32は補修前後における溶接部近傍の応力を比較した結果を示している。縦軸は主応力であり、横軸は補修前後である。図-32(a)に実験値による応力比較を示す。補修を行うことで、Uリブ側の溶接止端部では応力がほとんど変化していない。また、デッキ側の溶接止端部の応力は、補修前後で約4割応力が上昇しているものの、その応力はUリブ側に比べて低い。図-32(b)は解析結果による応力比較を示している。解析値は図-32(a)の実験値に比べ1割程度大きくなっている。Uリブ側の溶接止端部では図-32(a)と同様に応力がほとんど変化していない。また、補修後のUリブ側の止端部における解析値は、実験値に比べ2割程度大きいので、デッキ側とUリブ側の溶接止端部の応力が同程度となっている。一方、溶接ルート部では、補修によりすべてのルート部で応力が低下し、最大で約7割応力が低減している。内面



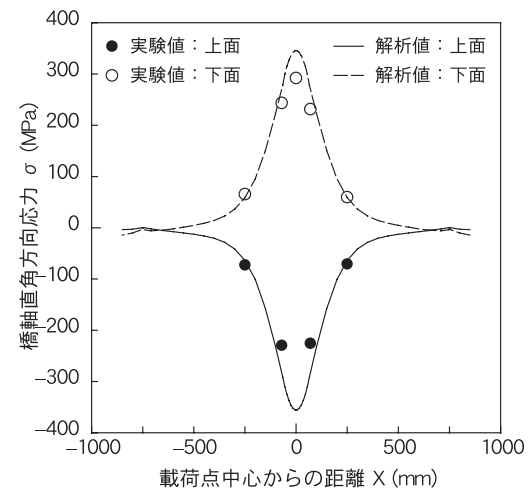
(a) 橋軸直角方向の変位 (a-a断面)



(b) 橋軸方向の変位 (b-b断面)



(c) 橋軸直角方向の応力分布 (a-a断面)



(d) 橋軸方向の応力分布 (b-b断面)

図-30 実験と解析との比較 (補修前)

溶接を行った補修試験体では、止端部については補修効果がないものの、溶接内部からの亀裂に対しては有効な補修効果が期待できる。

7. ボルト補強案の施工性確認試験および効果確認試験

ボルト補強案の施工性、および補修効果を確認するために、6章で使用した試験体を用い静的荷重試験を実施した。

Uリブ内のCT形鋼は、桁内への搬入、横リブ間の長さの制限される場所で設置のため短尺とし、相互の添接が必要となる。この添接はUリブ内の狭隘部での添接作業となるため、トルク管理および施工性を確認する。

また、補強効果を確認するために、亀裂のないケース、亀裂のあるケース、およびUリブ内CT形鋼を省略したケースの荷重試験を行った。

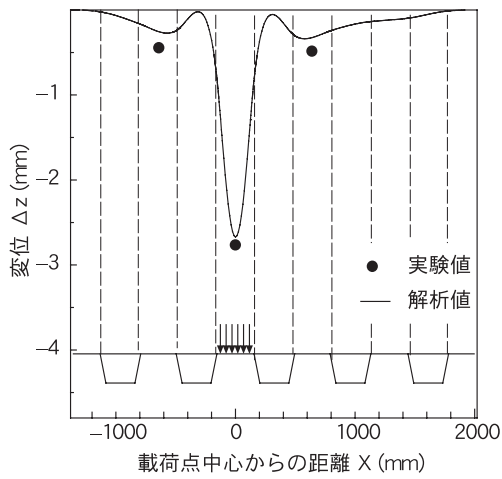
7-4ではFEM解析による検討を行うが、溶接補修

部材をすべて忠実に再現したモデルの他に、補修部材を順次省いて行くモデルの検討を行い、溶接ルート部および溶接止端部の応力を比較することで、各部材の補修効果について考察した。

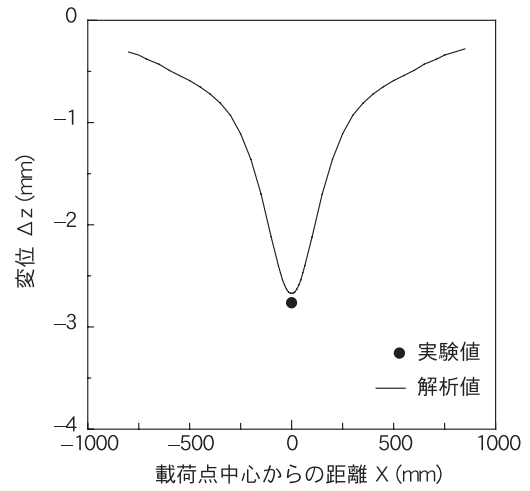
7-1 試験体

ボルト補強案の確認試験体を図-33に示す。疲労試験体のデッキプレートおよびUリブ内にフランジ幅250mm、フランジ厚14mm、ウェブ高165mm、ウェブ厚9mmのCT形鋼を取り付け、デッキプレート上面のデッキカバープレート ($t = 12\text{mm}$ t :板厚)と高力ボルトで接合する構造である。また、デッキプレートとUリブの首部には、板厚6mmのUリブを加工したR部補強材を取り付けた構造となっている。

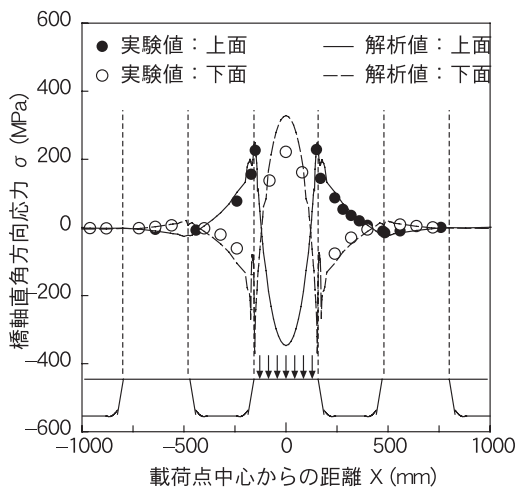
CT形鋼は橋梁用として、フランジ幅251mm、フランジ厚10mm、ウェブ高165mm、ウェブ厚10mmが標準として用いられるが、材料入手の都合により、H形鋼を加工したものを使用した。また、使用した高力ボルトは、油圧



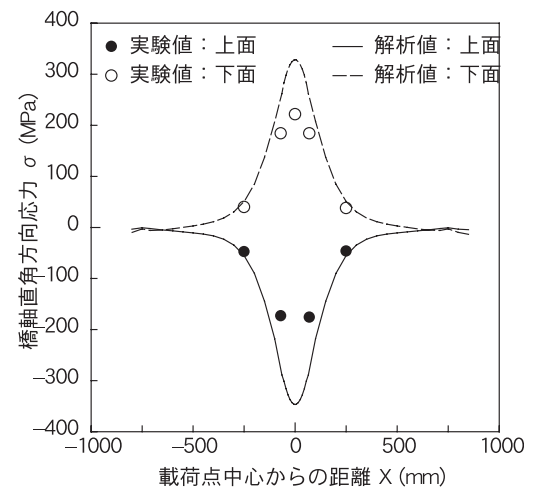
(a) 橋軸直角方向の変位 (a-a断面)



(b) 橋軸方向の変位 (b-b断面)

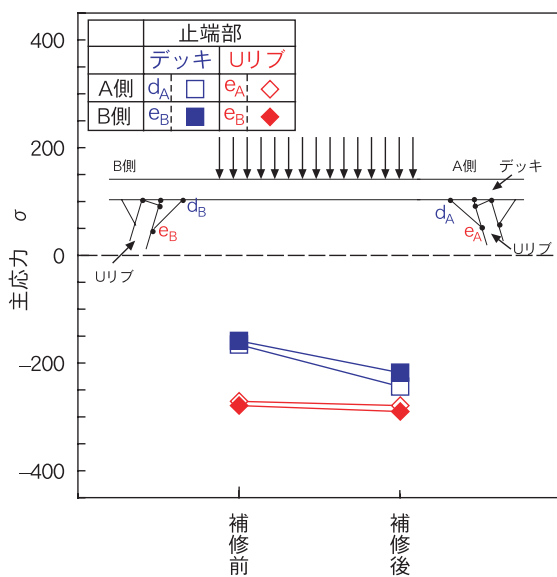


(c) 橋軸直角方向の応力分布 (a-a断面)

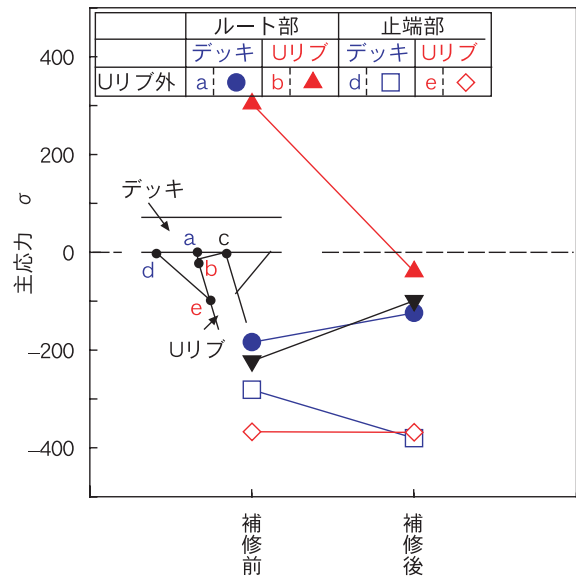


(d) 橋軸方向の応力分布 (b-b断面)

図-31 実験と解析との比較 (補修後)



(a) 実験値



(b) 解析値

図-32 補修前後の応力比較



写真-9 作業空間の写真

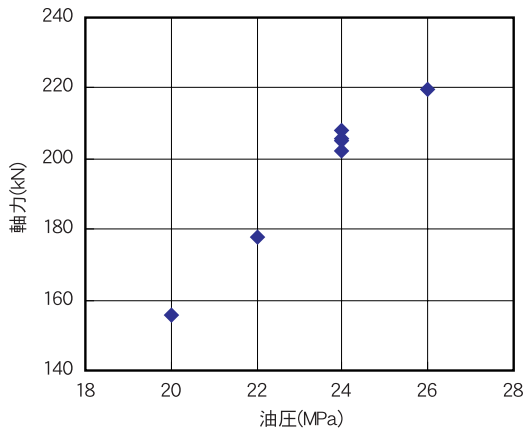


図-34 油圧計のメータと軸力の相関

のため軽量、コンパクトな油圧トルクレンチを用いて施工性の確認を行う。一般的に使用されているトルクレンチを写真-10(a)に、今回施工性確認試験に用いる油圧トルクレンチを写真-10(b)に示す。

油圧レンチのトルクは油圧計のメーターにより管理することになっているが、事前に電気軸力計を用い軸力の確認を行った。油圧計のメーターと軸力の相関を図-34に示す。



(a) 一般的なトルクレンチ



(b) 実験に用いたトルクレンチ

写真-10 トルクレンチの写真

7-4 実験における計測位置および解析モデル

解析モデルは、载荷点直下のデッキプレート、およびその両側のUリブ内にCT形鋼の腹板のみを有効断面としたモデル(以下、I形モデルと呼ぶ)、CT形鋼全体を有効断面としたモデル(以下、T形モデルと呼ぶ)、デッキカバープレート、R部補強材を含むすべての部材を有効断面とし疲労亀裂の補修を行わないモデル(以下、実モデル(亀裂あり)と呼ぶ)、実モデルにおいて疲労亀裂の補修を行ったモデル(以下、実モデル(亀裂なし)と呼ぶ)の計4種類とした。各モデルのメッシュ分割図を図-35に示す。

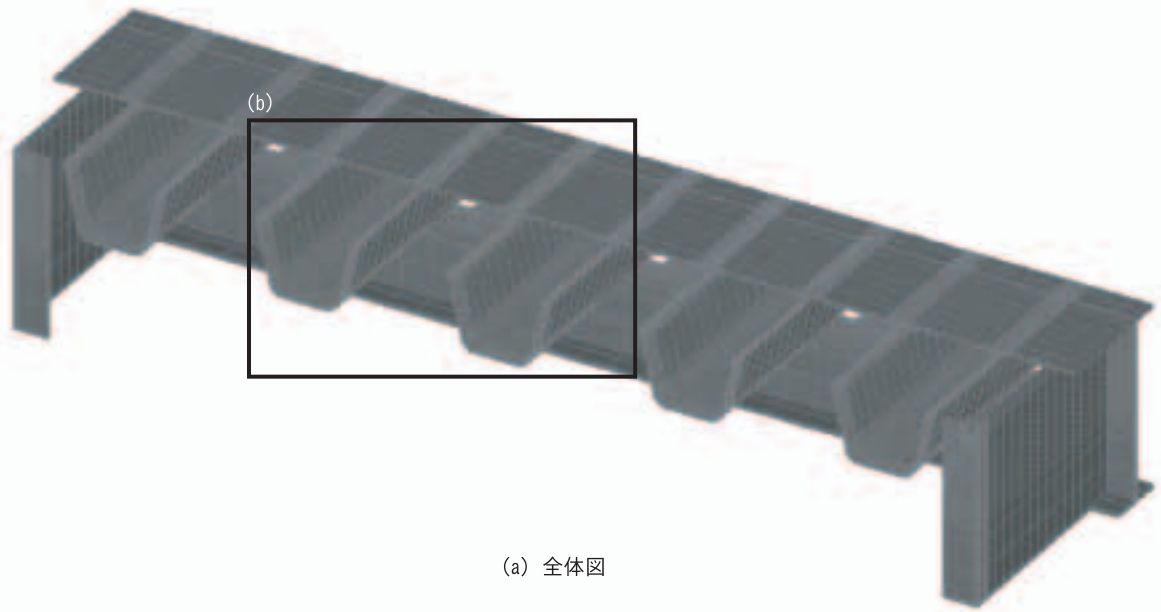
なお、デッキプレートとUリブとの溶接は外側のみのすみ肉溶接とする。

7-5 測定結果、解析結果

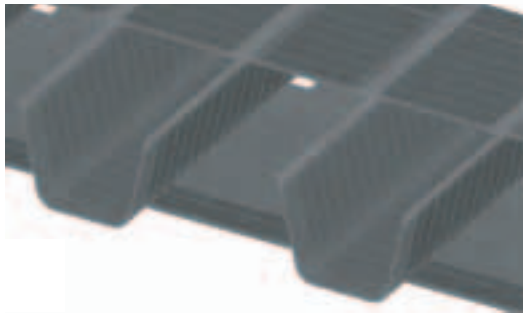
解析結果の一例を図-36に示す。図-36(a)および(b)は、実モデル(亀裂なし)の変形図、およびコンター図を示している。図-36(a)は図-19(a)に示す補修前に比べて変位が著しく減少している。また、図-36(b)に示す主応力についても、図-22(a)の補修前に比べて著しく小さい。実モデル(亀裂なし)の主応力は、Uリブ側溶接ルート部が最も高く、115MPaとなっており、次いでUリブ側溶接止端部の70.9MPaとなっている。

形鋼を用いた補修モデルの最大変位と補修前に対する主応力の比をそれぞれ図-37(a)、および(b)に示す。図-37(a)は各モデルの最大変位を示している。縦軸は最大変位 d_{max} 、および補修前に対する各モデルの最大変位の比 $d_{max,n} / d_{max,o}$ である。Iモデル、およびTモデルでは、最大変位を補修前の約6割、および約7割低減でき、亀裂ありおよび亀裂なしの実モデルでは、それぞれ9割程度まで低減するものと考えられる。

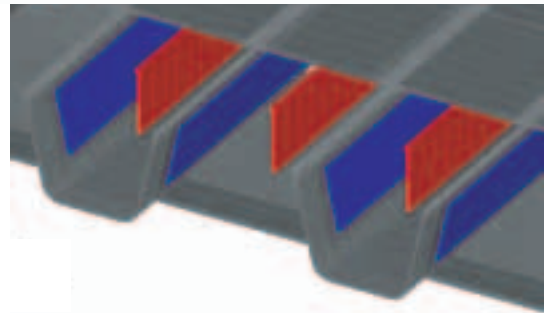
図-37(b)は補修前に対する各モデルの主応力の比を示している。Iモデルでは、Uリブ側溶接ルート部および



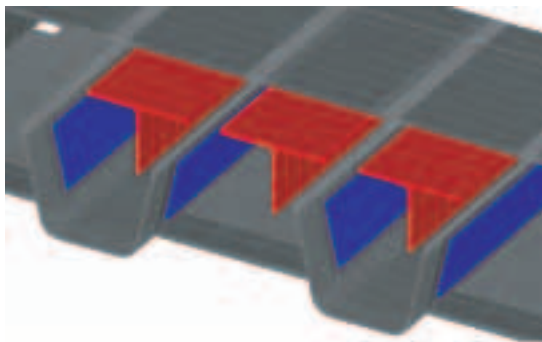
(a) 全体図



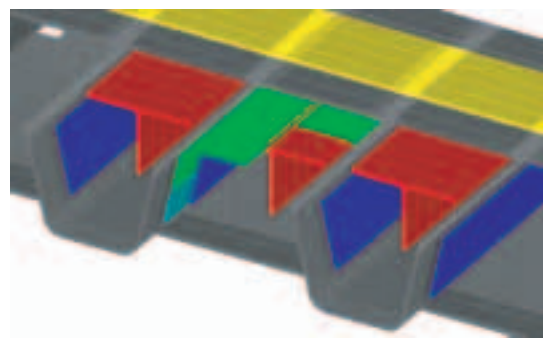
(b) 補修前



(c) I形モデル



(d) T形モデル



(e) 実モデル

図-35 解析モデル図

溶接止端部の応力を補修前の3割程度低減しており、デッキプレート側についてはそれぞれ補修前の約5割となる。これは、Iリブによりデッキプレートの板曲げ応力が補修前の半分程度に減少したためと考えられる。一方、Tモデルでは、Iモデルに比べてデッキプレートの剛性が増加したことにより、デッキプレートの板曲げ応力が補修前の約7割に低減しており、実モデルでは補修前の約9割まで低減されている。また、実モデルにおい

て、疲労亀裂の補修を行わない場合でも、溶接ルート部の応力を約6割低減でき、亀裂を補修することで、補修前の応力を8割程度低減できるものと考えられる。また、溶接止端部の発生応力は、疲労亀裂の補修前後でそれぞれ約8割、および約9割低減するものと考えられる。疲労亀裂の補修を行わなければ、Uリブ側の溶接ルート部の応力が若干高いものの、その他の箇所への応力は疲労亀裂の補修によらず、補修前モデルの8割程度低

減するものと考えられる。

8. 疲労試験および解析結果の考察

疲労試験においては、常識的に1輪当たり50kNと想定される、トラックのシングルタイヤに相当する载荷寸

法で、2倍の100kNで疲労試験を行い、ルートからの疲労亀裂を発生させることができた。これを、110kNとした場合は、ルートからの疲労亀裂および载荷点直下のデッキプレートに貫通亀裂が生じた。非常に過酷な荷重条件で疲労試験を行ったものと思っている。

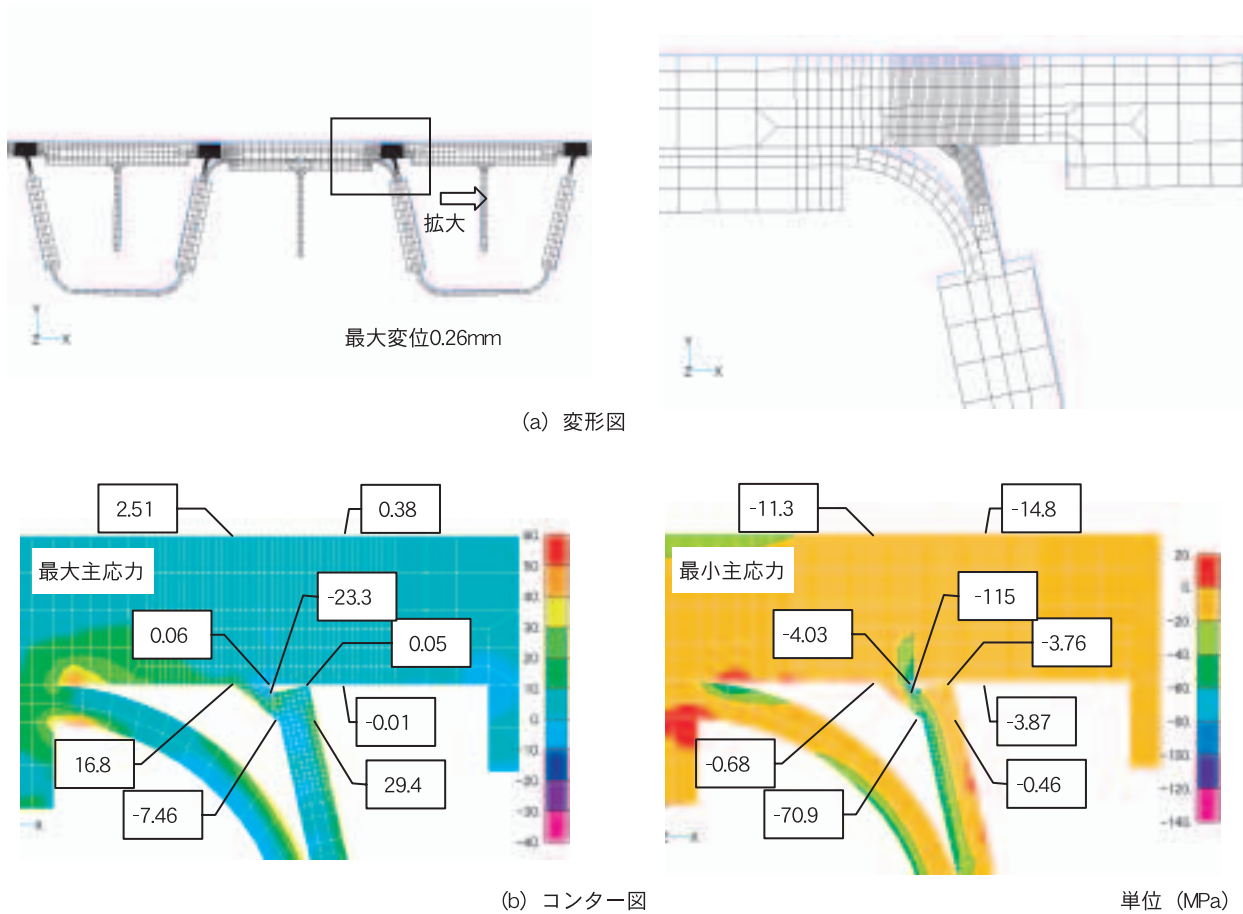


図-36 Uリブとデッキプレート溶接部近傍の変形図とコンター図（実モデル（亀裂あり））

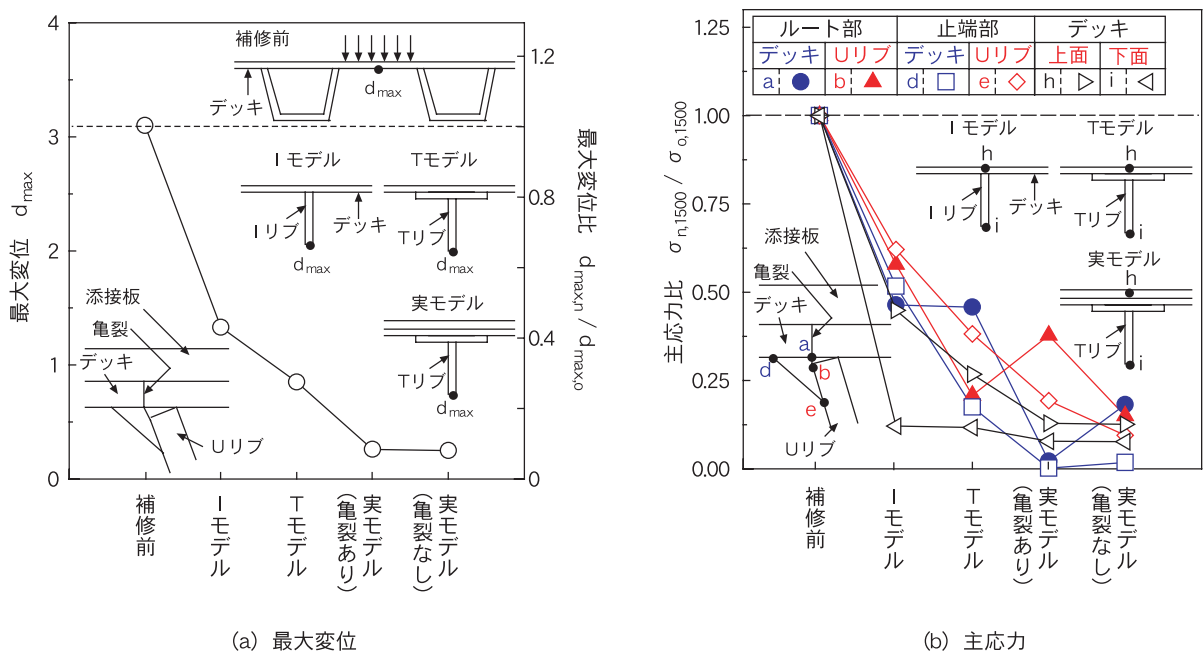


図-37 形鋼を用いた補修効果

補修効果を確認するに当たって比較すべき補修前の亀裂発生寿命は、100kNの載荷荷重で疲労亀裂発生繰返し数および検出亀裂長()内数値)は、105万回(93mm)および120万回(108mm)であるのに対して、補修を行ったものは、亀裂除去部(6-3章溶接線2)では400万回においても、亀裂の発生は見られなかった。しかし、亀裂の補修は行わず、裏すみ肉溶接を施工した部位(6-3章溶接線3)では195万回(11+31mm)に疲労亀裂の発生がUリブ側止端部に見られた。このため、補修効果は約2倍程度と考える。

溶接線2,3の相違点に関しては、今後、マクロ試験片の採取等により詳細な原因の追求を予定している。

上記結果は止端仕上げを併用した部位であり、仕上げなしの場合は発生繰返し数約40万回と約1/2程度しか補修効果が見られず、上向き溶接の補修を行う場合は仕上げを前提にすることが望ましいと考える。

溶接補修案は、3-1-1に述べた通り、ルートからの疲労亀裂を防止するため、裏すみ肉溶接を施工し、ルート部の応力度を低減する方法である。裏すみ肉溶接を施工することにより、ルート亀裂は防止できたが、逆に止端部の応力度は26%高くなっており、ビード仕上げを併用することが前提と思われる。このため、施工者の高い管理能力が必要であり、施工者、管理者は実験等により事前に補修技術を確認する必要があると思われる。

ボルト補修案において、今回提示した詳細構造では1箇所ボルトの挿入ができない箇所が生じたが、簡単な詳細変更で対応可能であり、本提案の施工性は十分確認できた。

ボルト補修案の効果の確認は発生した疲労亀裂の寸

法、位置により異なると思われる。本稿では、CT形鋼をデッキプレート下面に添接板として使用する案を提示したが、疲労亀裂が初期の状態で検出され、比較的短い場合などでは、プレートを添接板として使用することも十分可能と考える。溶接補修案に比べ、簡便に適用可能な補修案であると考えられる。

9. おわりに

荷重を直接受ける床版構造の中でも、鋼床版は薄板を組み合わせることによる軽量化が最も優れた特徴である。一方、その軽量化を追及する段階で板要素の局部的な変形に対する疲労損傷という問題に対して、どのような方法で対処すべきであったかを見直す時期になったと考えられる。既存の鋼床版は全国に多数存在しており、大型交通量の差はあるものの、疲労寿命が徐々に近づいていることは確かである。

本稿で紹介した補修法は、亀裂発生後の対処法であるが、予防保全として、舗装を強固にして鋼床版の耐久性を向上させる補強案も今後の検討課題の一つである。また、疲労強度の高い新しい鋼床版構造の研究も早急に取り組むべき課題である。

【参考文献】

- 1) 藤田勇司, 田中雅人, 川口昭仁, 香丸能輝: 供用下における橋梁補強の実験的検討と実施工, 東骨技術報, No. 29, 1990
- 2) 自動車工業振興会: 自動車ガイドブック, 自動車工業振興会, pp367-378, 2000.

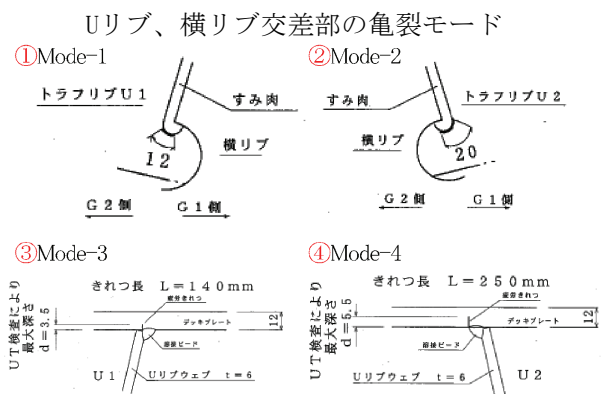
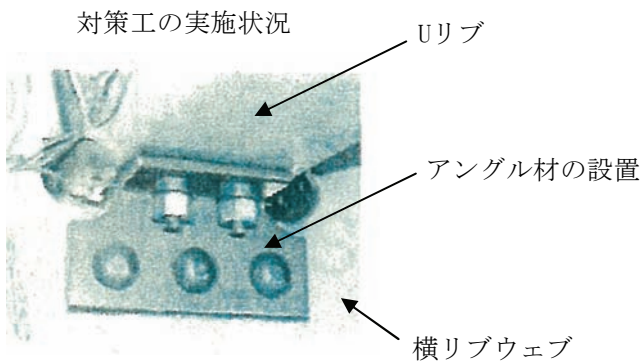
文献NO.	⑤
タイトル	鋼床版のUリブと横リブの溶接部疲労損傷に対する補修方法の提案
出典・著者	土木学会第61回年次学術講演会・平野, 高田, 松井, 坂野

概要

本論分では、鋼床版に発生する亀裂モードのうち、Uリブと横リブ交差部の疲労亀裂に着目し、予防保全・補修工法として横リブとUリブ下面を結合する『アンクル材設置工法』を提案している。効果の検証として、輪荷重載荷試験を行っている。

静的載荷試験及び移動輪荷重載荷試験により、以下のことが確認された。

- ①対策工により、Uリブと横リブ交差部のスカーラップの発生応力範囲が大幅に低下する。
(引張応力最大箇所まで1/5程度に軽減)
- ②Uリブ近傍に発生する各モードの亀裂(下図参照)に対して、対策工により亀裂進展の抑制が確認された。また、新たな亀裂の発生もなかった。



鋼床版のUリブと横リブ交差部の疲労き裂に着目した移動輪荷重試験報告

阪神高速道路(株) 正会員 ○平野 敏彦, 高田 佳彦
 大阪工業大学 フェロー 松井 繁之
 関西大学 正会員 坂野 昌弘

1. はじめに

阪神高速道路において、鋼床版に疲労き裂が多数発見されており、その発生箇所の推定と対策工の開発が道路管理上重要な課題となっている。鋼床版に発生するき裂モードのうち、今回着目したUリブと横リブ交差部の疲労き裂の発生位置は、現場添接部に隣接する横リブのスカールラップに集中する傾向にある。そこで、損傷メカニズムの解明、予防保全・補修工法の対策工の提案を目的に、現場添接部など実橋を再現した供試体を作成し、移動輪荷重試験を実施したので、その概要を報告する。

2. 移動輪荷重試験方法の検討

疲労試験は、大阪大学所有の移動輪荷重試験機を用いた。図-1のように実橋の添接部を再現した中型供試体を作成した。試験装置の制約条件から、供試体の平面寸法は、橋軸方向3.88m×直角方向2.81mとした。Uリブは4本、横リブは3本で構成し、添接板を挟んだ横リブ間隔は実橋とほぼ等しい2.4mとした。デッキプレートとUリブとの溶接は、実橋に準じて、サイズ6mm、Uリブ板厚に対する30%程度溶込みとした。輪荷重の載荷位置は、FEM解析にあわせて、Uリブウェブを挟む形で載荷板を配置し、Uリブウェブ直上に載荷することとした。載荷荷重は、交差部スカールラップに作用する応力範囲が、別途実施しているFEM解析から、実橋とほぼ等しくなる $T=118kN$ とした。

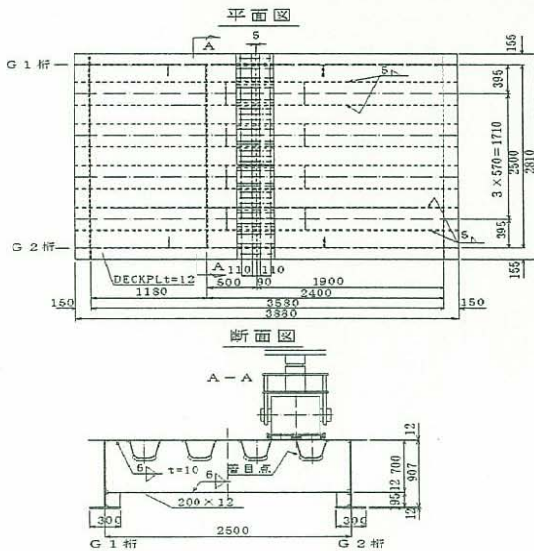


図-1 移動輪荷重試験用中型供試体の構造概要

3. 静的載荷試験

鋼床版試験体の応力性状を把握し、対策工による応力低減効果を把握するため、静的載荷試験を実施した。載荷荷重は、118kNとした。実橋でのき裂発生位置に対応させ、Uリブと横リブ交差部のスカールラップのUリブウェブ廻し溶接部（以下、着目部という）に写真-1に示すように5連式応力集中ゲージを設置した。同箇所はFEM解析でも、応力集中が確認されている¹⁾。

対策工は、図-2、写真-2のように、横リブウェブとUリブ下面を結合するアングル材設置工法を対象とした。図-3～図-4に対策前後の着目部の発生応力を示す。図中の折れ線は5連式応力集中ゲージの端子で②、⑤は対策前、②'、⑤'は対策後を示す。横軸は図-5に示す橋軸方向の載荷位置を示す。

対策前では、添接部上のF点載荷時が、発生応力が最も高い。C点（横リブ上）載荷時の発生応力は、F点の1/3程度である。発生応力図に端子②のFEM解析結果¹⁾も記載したが、実験結果とほぼ一致している。対策前は、図-3は、発生応力は全て引張領域であり、一方、図-4では全て圧縮領域となり、Uリブはねじり力が卓越していると考えられる。

対策工の前後を比較すると、図-3の②と②'について、引張場での最大値となるF点の載荷では $122N/mm^2$ から $29N/mm^2$ と1/5程度に低下する。一方、対策後A点～E点の載荷において、C点（横リブ上）で $-27N/mm^2$ の圧縮応力が発生しており、応力場が引張領域から圧縮領域に変化している。しかし、対策により、応力範囲は、約1/2となり、疲労耐久性は向上すると考えられる。図-4においても同様に比較すると、対策前後（②と②'）で最大 $-96N/mm^2$ から $4N/mm^2$ と、応力範囲が大幅に低下する。



写真-1 着目部の5連式応力集中ゲージ貼付状況

キーワード : 鋼床版, Uリブ, 疲労き裂, 移動輪荷重走行試験, Uリブと横リブ交差部

連絡先 〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3 阪神高速道路(株)技術管理室技術開発グループ 電話 06-6252-8121

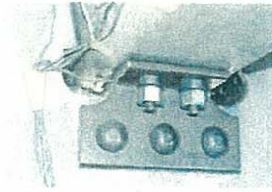


写真-2 対策工の実施状況

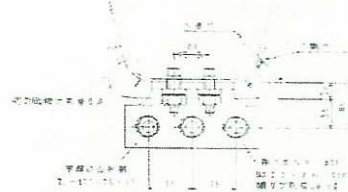


図-2 対策工の構造概要

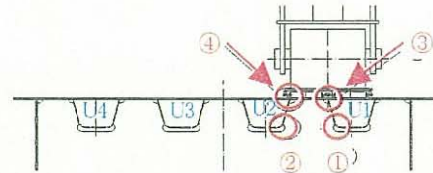


図-6 移動輪荷重試験終了時のき裂発生位置

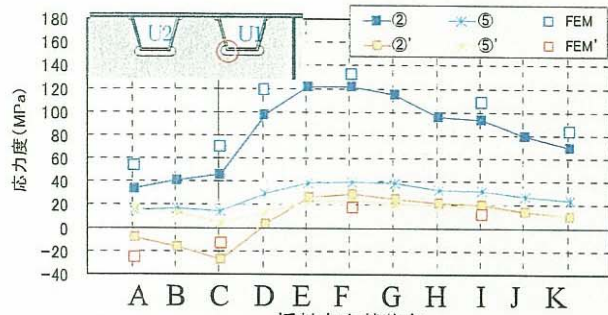


図-3 対策前後の着目部の発生応力 (U2 リブ側)

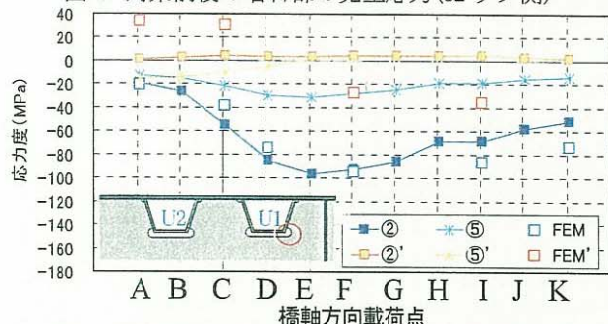


図-4 対策前後の着目部の発生応力 (垂直補剛材側)

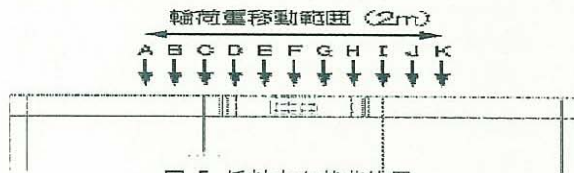


図-5 橋軸方向荷重位置

4. 移動輪荷重試験結果 (対策前)

載荷荷重 118kN で、96 万回 (48 万往復) 輪荷重走行させた。その結果、図-6 に示す位置①～④に図-7 のように以下の4モードのき裂が発生した。

- ①Mode-1, ②Mode-2: 着目している、Uリブと横リブ交差部スカーラップ廻り溶接部止端を起点に、Uリブウェブ母材に進展
- ③Mode-3: 載荷直下の、Uリブとデッキプレート溶接ビード不溶着部を起点にデッキプレート板厚方向に進展
- ④Mode-4: 載荷Uリブの隣接のUリブとデッキプレートとの溶接部止端を起点にデッキプレート板厚方向に進展

Mode-1, Mode-2 は、69 万回で発見された。ともに、き裂発生部は、引張領域である。き裂長は、Mode-1 が $L=12\text{ mm}$ 、Mode-2 が $L=20\text{ mm}$ である。

Mode-3 は、横リブ交差部近傍に位置し、溶接ビードの内面にき裂は位置するため、目視での発見は不可能であり、試験終了時に超音波探傷試験 (UT) で発見した。

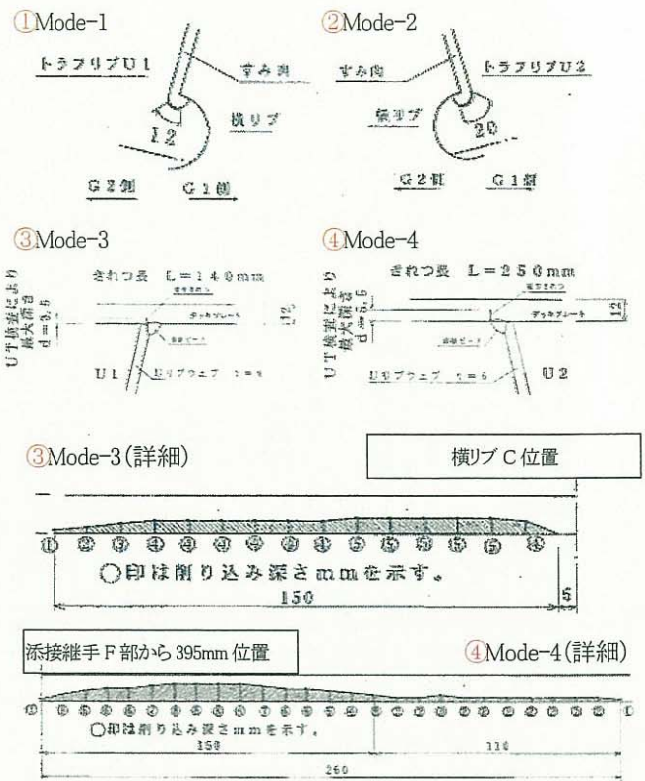


図-7 移動輪荷重試験終了時のき裂発生状況

Mode-4 は、57 万回で発見された。ただ UT で確認できたのは、76 万回時点である。進展が確認され、試験終了後の削り込み調査の結果、き裂長は $L=250\text{ mm}$ 、き裂深さ (削り込み深さ) は最大 8 mm である。このき裂モードは、阪神高速道路の実橋ではこれまで発見されていない。き裂位置は、載荷板が長手方向端部にかかっており、荷重の偏心による影響が考えられる。

5. 移動輪荷重試験結果 (対策後: アングルあて板設置)

着目部に発生した疲労き裂に対して、アングル材あて板を設置し、移動輪荷重試験を実施した。その際、Mode-1, Mode-2 のき裂はストップホールなどの処置は一行わず、Mode-3 および Mode-4 は溶接接合による処置を施した。

150 万回 (75 万往復) 輪荷重走行後、Mode-1 および Mode-2 ともき裂の進展は見られなかった。着目部近傍など Uリブと横リブ交差部において、新たなき裂の発生はなかった。アングルあて板設置による対策の効果が確認できた。今後、実橋での施工に対する対策効果を検証したいと考えている。

<参考文献>

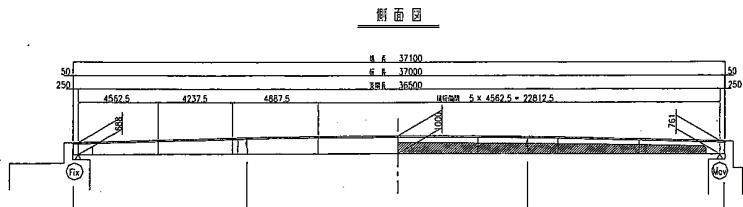
- 1) 夏秋ら: 鋼床版の Uリブと横リブ交差部の疲労き裂に着目した FEM 解析による対策検討, 土木学会平成 18 年度第 61 回年次学術講演会 (予定)

文献NO.	⑥
タイトル	QS Bridgeの製作・施工に関する報告
出典・著者	宮地技報No. 22・田川, 永谷

概要

QSブリッジは、架設後の足場・支保工が省略でき全て桁内側から作業可能である（片面施工可能）という特徴がある。桁下空間の制限が厳しい、橋梁本体外での作業に制限がある、という条件のもと、上記特徴のあるQSブリッジが使用された事例が紹介されている。

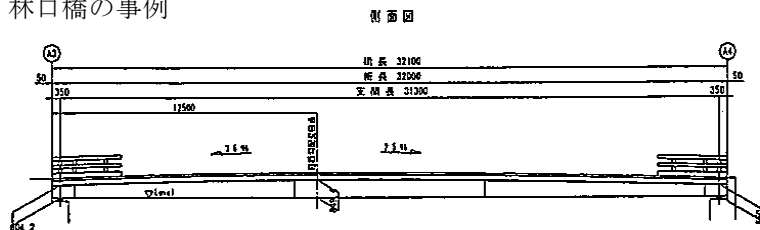
水無橋の事例



特徴

JR路線上であり、急速施工が求められ基本的に橋梁本体外での作業が不可。
 (→一括架設が可能以上に架設後の足場が不要で全て桁内側からの作業が可能なQSブリッジが採用された。)

林口橋の事例



特徴

河川との建築限界の関係で、桁高の低い橋梁形式としてQSブリッジが採用された。

QS Bridgeの製作・施工に関する報告 —水無橋, 林口橋—

Fabrication and Construction of QS Bridge — Mizunashi Bridge and Hayashiguchi Bridge —

田川 拓哉*¹ 永谷 秀樹*²
Takuya TAGAWA Hideki NAGATANI

Summary

Nearly 20 years have passed since the QS Bridge, a composite slab bridge, was developed. During this period, we have erected nearly 30 such bridges. This report describes the features of fabrication and construction works of Mizunashi Bridge and Hayashiguchi Bridge, which were the most recently constructed QS Bridges. Also, we report workability testing, etc. which was implemented for streamlining the method of filling rigid urethane.

キーワード：QSブリッジ、合成床版橋、硬質ウレタン、施工試験

1. はじめに

合成床版橋（QSブリッジ）は、開発後およそ20年近く経とうとしており、その間に30橋近い施工実績を残してきた。QSブリッジは、以下の従来橋梁に比べ、以下に示す2つの大きな優位性があり、国土交通省の新技術情報システム（NETIS）にも登録されている。

- ① 従来橋梁にはない低桁高（支間比1/25～1/40）を実現できるため、設計・施工条件に対する制約が小さい。
- ② 架設時の足場・支保工が省略でき、施工時の省力化と急速施工が可能で、架設時の安全性も向上する。

本報告においては、近年施工されたQSブリッジの中でも最も新しいものとなる“水無橋”（写真-1）と“林口橋”（写真-2）の製作・現場施工に関する特徴につい

て、両橋梁の構造的ならびに施工方法の相違点も併せて報告する。また、これらの施工に関連して別途実施した、充填される硬質ウレタンの施工方法の合理化検討と施工試験の報告を行う。

2. “水無橋” 工事概要

(1) き裂調査結果

水無橋は、JR山手線 渋谷～原宿間の線路上に架かる橋梁である。本橋梁が架設される前からも水無橋は存在しており、街の迂回路として頻繁に使用されていた。その旧水無橋については橋梁形式も古く、また腐食等による老朽化がかなり進行していた。そのため、架け替えが計画されたが、以下の設計・施工上の制約があった。

- ① 桁下には電車が通過するため、桁下空間の制限が厳しく、それに伴い桁高が制限される。

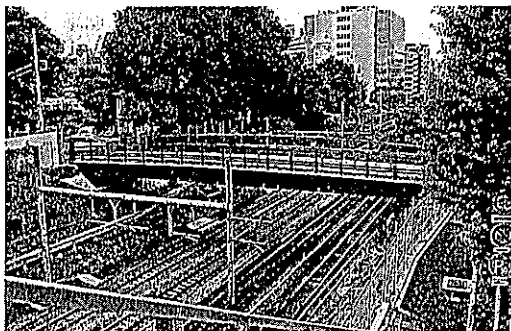


写真-1 水無橋

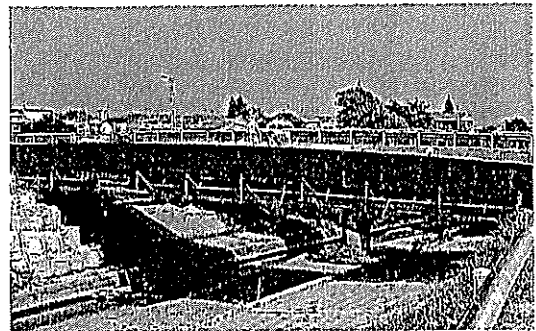


写真-2 林口橋

*¹技術本部設計部設計グループ

*²技術本部設計部技術開発グループ課長代理

側面図

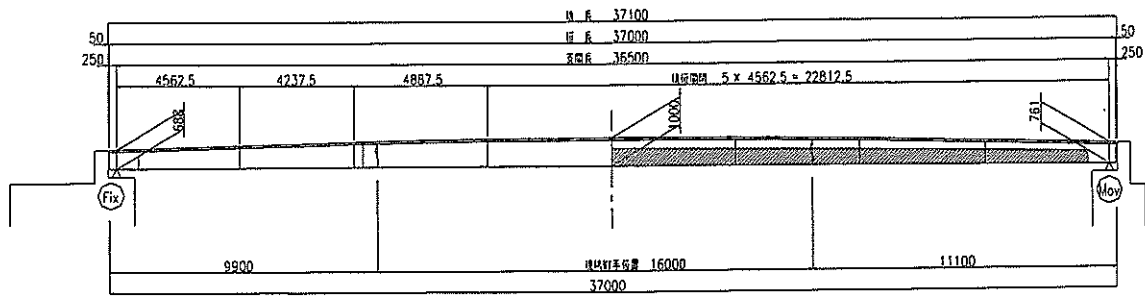


図-1 側面図

表-1 設計条件

設計条件	
道路規格	4種4級 V=30km/h
橋長	37.100m(道路中心線)
支間	36.500m
幅員	4.0m+2.2m
橋種	合成床版橋
商重	A活荷重
斜角	90°
平面線形	R=∞
橋断面配	奥道路2.0% 歩道部1.0%
使用鋼材	SS400, SM400A, SM490YA, SM490YB SMA490BW, SMA490AW, SMA400AW
粗	コンクリート σ _{ck} =30 N/mm ²
架設方法	クレーン架設
形式	A1逆T式橋台 A2パイラメント式橋台
基礎形式	橋脚柱径φ1000
基礎鋼筋	σ _{ck} =24 N/mm ²
基礎コンクリート	σ _{ck} =24 N/mm ²
設計強度	A1橋台 kh=0.25 A2橋台 kh=0.23
適用示方書	道路橋示方書(日本道路協会)平成14年3月

断面図

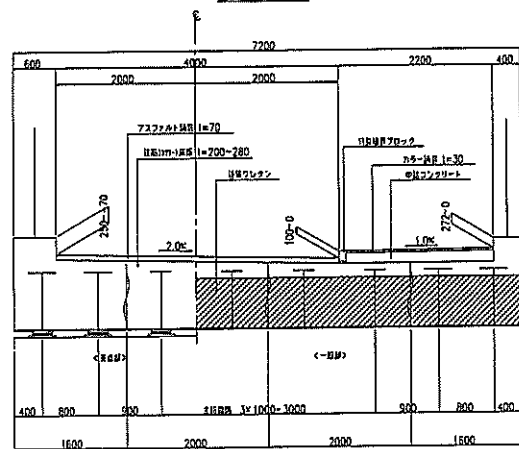


図-2 断面図

② JR 山手線・京浜東北線ということもあり、急速な施工が求められ、また基本的に橋梁本体外での作業を行ってほならない。

そこで、低桁高構造(桁高=1/39L, L:支間長36.5m)であり、一括架設が可能な上に架設後の足場が不要で全て桁内側から作業可能であるQSブリッジが採用されている。

(2) 橋梁概要

水無橋の橋梁概要について、側面図・断面図および設計条件を図-1・2、表-1に示す。本橋梁は支間長36.500mというこれまでに施工されてきたQSブリッジの中で最も長い橋梁という特徴を有している。

(3) 製作・現場施工に関する特徴

本橋梁の製作時、現場施工時の特徴について以下に示す。

① 側板と主桁の取り合い

本橋梁は、主桁と側板の間隔が非常に狭く、製作時の

溶接施工性を確保するため、側板と下フランジとの溶接方法を図-3に示す形式に変更を行った。

② 主桁貫通鉄筋によるずれ止め

桁高を可能な限り低くするために、上フランジをコンクリートに埋め込み(図-4)、ずれ止めとして床版主鉄筋を主桁ウェブに貫通させる構造が採用されている。し

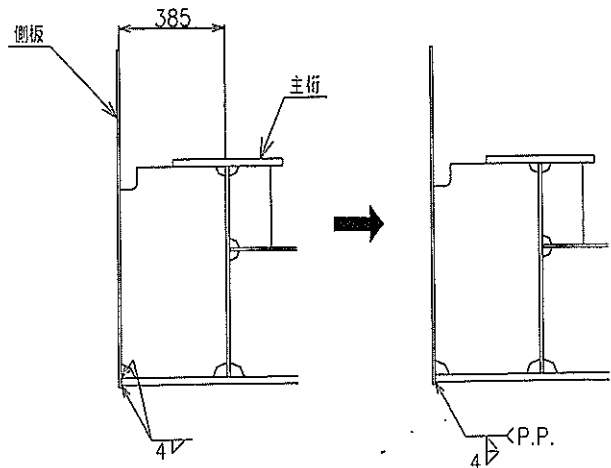


図-3 側板溶接方法の変更

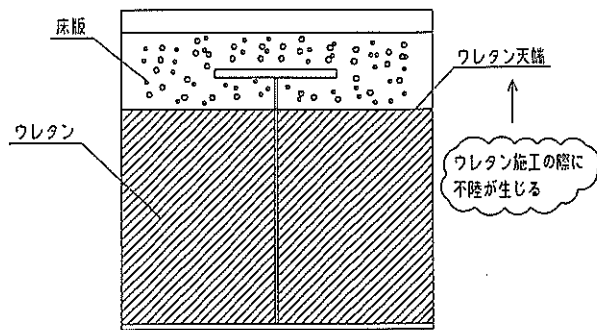


図-4 主桁詳細図

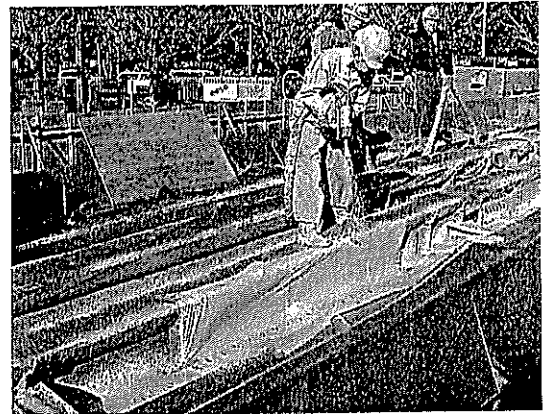


写真-4 ウレタン施工状況

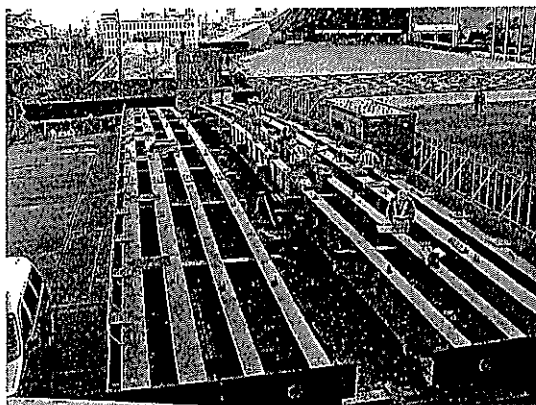


写真-3 地組状況

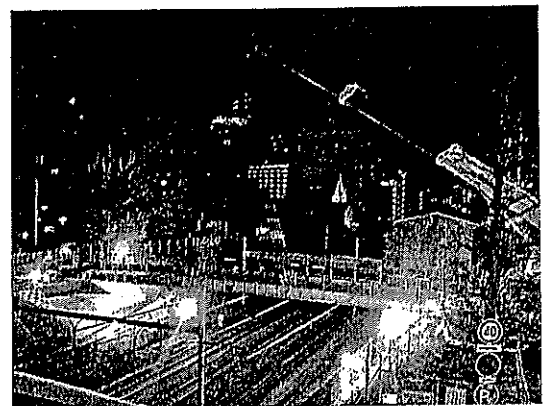


写真-5 一括架設状況

かし、この構造では現場で架設後に配筋を行うことが困難であった。そのため、地組時に予め主鉄筋については配筋を行うことにした。このような方法をとることにより配筋は可能となったのだが、以下の事項が今後の課題として残った。

- ・主鉄筋を架設前に配筋するため、一括架設時の架設重量が増加した。
- ・本工事では地組ヤードは国立競技場の駐車場の一角借りて行ったが、作業スペースが狭く配筋の際に時間がかかった。

③ ウレタン施工時の不陸

本橋梁では、自重の軽減のため埋め込み型枠として硬質ウレタンを充填する構造を採用している。ここで、硬質ウレタンは、A液とB液という液体原料を使用し、この2液を混合させた液体を吹き付け発泡させることにより充填する。このように流動性と膨張性が高い材料を使用するため、慎重に施工を行ってもウレタン天端に±20～30mm程度の不陸が生じた。そのため、現場施工においては、そのウレタン天端の不陸を平らにならす作業工程が必要となった。

なお、本橋梁の現場施工を通じ、技術的課題として、硬質ウレタンの充填施工について一層の合理化を進める必要性が確認された。このため、後述するような硬質ウレタンの充填施工に関する試験を実施し、施工方法の合理化検討を行っている。

(4) 現場施工時状況

本工事を行った際の現場施工時状況を以下に示す。

写真-3 …地組状況

- ・市街地ということもあり、十分なヤード確保が難しかった。

写真-4 …ウレタン施工状況

- ・本工事はJR上での架設となったため、架設後のウレタン施工に制限があり、殆どのウレタン施工は地組時にを行い、その後架設を行った。

写真-5 …一括架設状況

- ・JR山手線上の架設ということもあり、架設時間の制限が非常に厳しかった。

なり、施工誤差を出来る限り無くす管理を行った。

③ 硬質ウレタンの充填施工方法

従来の硬質ウレタンの充填施工方法では、ウレタン天端に不陸が生じ、これによりウレタン施工後に表面の仕上げが必要であった。この仕上げ作業に必要とされる時間と手間は無視出来ないものであり、施工の合理化、工程短縮および品質向上を目的として本工事では以下に示す新たな硬質ウレタンの充填施工方法を採用した。なお、この新たな充填施工方法については、事前に後述の施工試験を行い施工性、出来形、充填性の確認を行っている。

従来の充填施工方法では、硬質ウレタンを吹き付け、所定の高さ位置を目標に発泡させるのみであり、特別な施工上の対策をとってはいなかった。

一方、本工事で適用した新たな充填施工方法では、まず通常通りウレタンを吹き付け、出来上がり高さから100mm程度低い高さまで充填する。その後、ウレタンボードを使用し写真-6のように所定の高さに設置する。また、ウレタンボードと上フランジとの境界から桁内への水の浸入に配慮して、ウレタンボードと上フランジ下面が接触する箇所は止水スポンジを設置している。最後に、ウレタンボードに孔を明け、その孔よりウレタンを

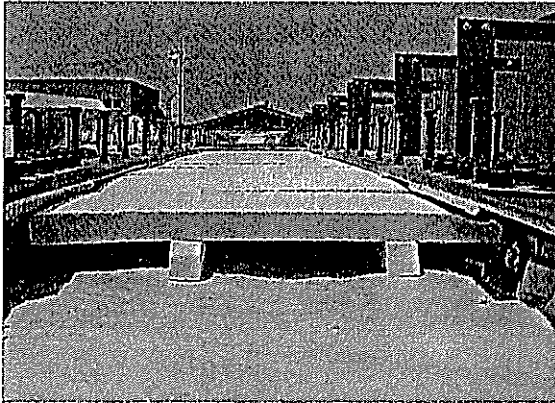


写真-6 ウレタンボード組立状況

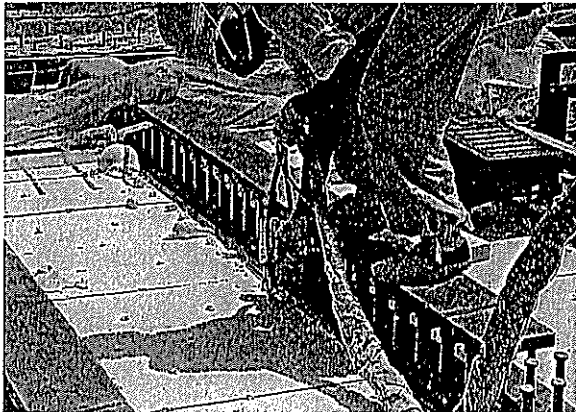


写真-7 ウレタン注入状況

注入する(写真-7)。

本充填施工方法を採用することにより、ウレタン天端の不陸をほぼ無くすことができた。今回の工法は、床版下面が主桁上フランジよりも上側に配置するから採用出来た。なお、前述の水無橋のように主桁上フランジがコンクリートに埋め込まれる構造では、本充填施工方法はそのまま適用できないので、その場合には再度検討が必要となる。

4. 硬質ウレタンの充填施工に関する試験

今回報告を行った2つの橋梁の硬質ウレタンの充填施工に関連して、施工方法の合理化等を目的とした以下に示す2種類の試験を実施している。

- ① 付着強度確認試験
- ② ウレタン充填施工試験

その詳細については別途報告を行うものとし、本報告では各試験の概要について述べるものとする。

(1) 付着強度確認試験

本来、ウレタンは充填により鋼板と密着するため、特に鋼板とウレタンとの付着力には期待していない³⁾。しかし、付着力は鋼桁と充填ウレタンの一体性向上に寄与するため、付着強度の確認試験を行い基礎的データの収集を行った。

QSブリッジ内面の主桁、底鋼板は、現場でのウレタン充填までの一時防錆用に塗装を行う場合がある。このため、表-2に示す5種類の塗装仕様について試験を行った。

試験では、5cm×5cmの塗装した鋼板にウレタンを吹き付けた試験体を製作し、引張、せん断の2方向の付着強度の確認を行った。

表-2に、引張、せん断の各付着強度をウレタン本体の引張強度(=σu)、せん断強度(=τu)に対する比率で示している。この結果より、塗装仕様のよる各付着強度の明確な違いは確認されなかった。

また、せん断方向の付着強度はウレタン本体のせん断強

表-2 付着強度一覧

No.	塗装仕様	①引張 σu:276kN/m ²	②せん断 τu:88kN/m ²
1	無機ジンクリッチプライマー(15μm)	0.40	0.97
2	無機ジンクリッチペイント(30μm)	0.40	1.00
3	厚膜無機ジンクリッチペイント(75μm)	0.39	0.85
4	有機ジンクリッチペイント(30μm)	0.34	1.16
5	エッチングプライマー(15μm)	0.50	1.03

度とほぼ同等であるが、引張方向の付着強度は引張強度の50%以下となる。ただし、引張方向と付着強度はウレタン本体のせん断強度以上であり、引張方向とせん断方向の付着力はほぼ同等となる。

(2) ウレタン充填施工試験

従来の施工方法では、ウレタン天端の平坦性を確保するため、前述の施工報告のとおりウレタン充填完了後に表面仕上げを行っていた。今回、この表面仕上げ作業を省略し、施工の合理化、工程短縮と品質の向上を目的として、施工方法の改良検討を行った。

事前に、小型試験体、実物大試験体を用いた試験施工を行い、施工性、ウレタンの充填性の確認を行い、今回新たに図-7に示す主桁間にウレタンボード設置する施工方法を提案した。

この施工方法は、以下の手順でウレタン充填を行う。

- 手順1：従来の施工方法と同様に、ウレタン天端から100mm程度下がった位置まで充填を行う。
- 手順2：上フランジ下面のウレタンボードとの接触面に止水パッキン（30mm程度）を設置する。
- 手順3：支持材（ウレタン）を用いてウレタンボードを所定の位置に設置し、ウレタンボードにウレタン注入孔の孔明けを行う。
- 手順4：上記の注入孔から、図-7に示す順番で残り空間のウレタン充填を行う。なお、なお最終の3番目の充填は、充填性の向上に配慮して、2回目からある程度時間を空けて先の充填ウレタンが安定した状態で行った。

最終的に、この施工方法を用いた実物大の試験体による施工試験を行い、以下の項目の確認を行った。

- ① ウレタン充填の施工性
- ② ウレタン天端の平坦度（図-8参照）

写真-8に手順1の先施工分のウレタン充填状況を示す。また、写真-9にウレタン充填完了後の状態を示す。

この施工試験結果より、以下の結論が得られた。

・従来の施工方法に比べ、ウレタン表面の平坦度確保のための仕上げを省略できるため、ウレタンボード設置

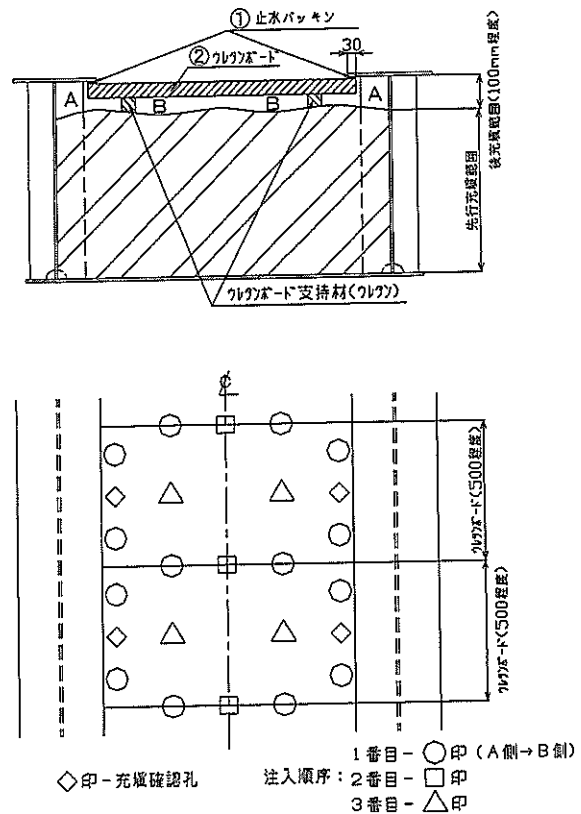


図-7 ウレタン充填施工手順

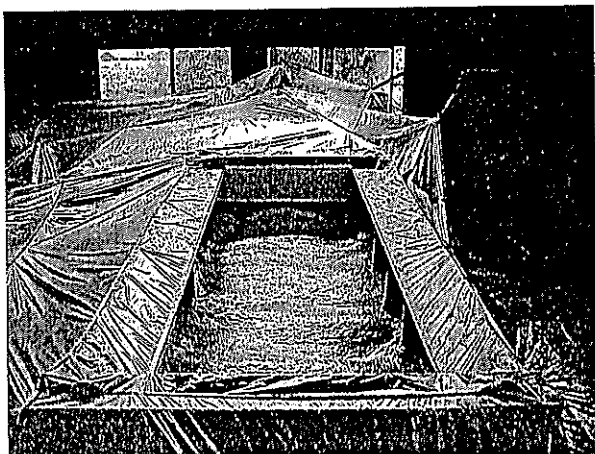


写真-8 先行施工ウレタン充填状況

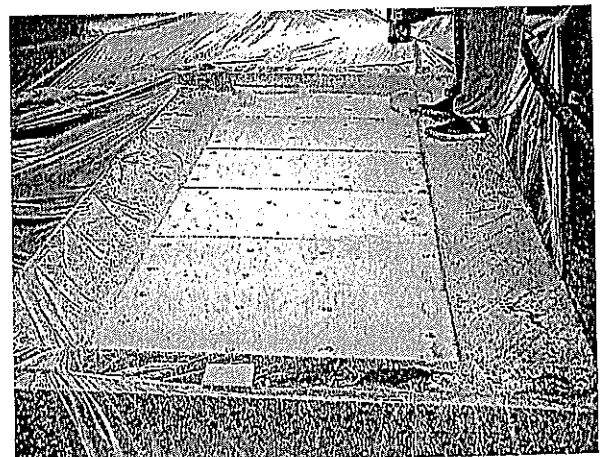


写真-9 ウレタン充填完了状態

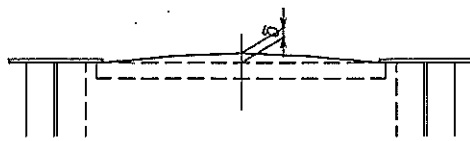


図-8 ウレタン天端の平坦度

の作業等が追加となるが、全体的な施工性は向上する。

充填完了後のウレタン天端の δ は最大11mmであった(図-8参照)。したがって、今回の施工方法は、従来の施工方法に比べ非常に高いウレタン天端の平坦度が確保できる。

5. おわりに

水無橋および林口橋の製作・現場施工において、製作性の向上、硬質ウレタンの充填施工の合理化について課題の抽出と改善を進めてきた。しかし、コスト縮減も含め、更なる構造および施工方法の改善・合理化を進める必要があり、今回の2つの工事で得られた経験と知識を

基により一層の努力を行うこととする。

最後に、本報告の2橋梁の施工にあたり、多大なるご指導を頂いた渋谷区土木部(水無橋)、広陵町都市整備課および(株)奥村組(林口橋)の方々に対し深く感謝の意を表します。また、ウレタン充填の施工方法の改良にあたり、多大なるご協力を頂いたイノアック特材(株)の関係者の皆様に対して深く感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 太田, 深沢, 檜貝: 硬質ウレタンを充填した合成型枠橋の開発研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1279~11288, 1993年3月
- 2) 保呂, 奥村, 佐藤: 合成床版橋(QS Bridge)の紹介, 宮地技報第20号, pp.17~22, 2005年3月
- 3) 合成床版橋研究会: 合成床版橋 設計・施工指針(案), 平成10年

2007.2.26 受付

グラビア写真説明

須津川橋

本工事は、須津川橋: 鋼13径間連続合成鉄桁と比奈橋: 鋼3径間連続合成鉄桁の建設を行う鋼上部工工事で、暫定2車線から完成3車線に拡幅可能な構造を採用していることが特徴です。上部構造は、暫定系/完成系における構造特性、耐久性、経済性、拡幅時の施工性等を考慮して「合成床版を横桁で支持する鋼2主鉄桁」を新たに開発し採用しました。

構造的特質

- ① 床版支間を横桁間隔(3.5m)とすることで床版厚が低減、死荷重軽減を可能とした。
- ② 合成床版のハンチを省略、底鋼板を考慮し下段鉄筋を省略、床版構造の合理化を実現。
- ③ 橋軸方向が床版支間となり、幅員方向の拡幅に優位な構造を採用。

(栗田 裕之)

かぐら大橋(西東橋)

西東橋は、現在の飯田市(旧南信濃村)に位置し、遠山川にかかる国道152号和田バイパスの一部である。国道152号は、遠山谷に生活する人々の生活道路であり、飯田伊那地方と静岡県を結ぶ幹線道路である。この地域は、深い谷間に位置し、幅員が狭く、カーブが多いため、見通しも悪く大型車のすれ違いが困難です。本橋は、交通渋滞を緩和し、より快適な走行ができるよう、地域の方々の期待をもって作られた橋です。

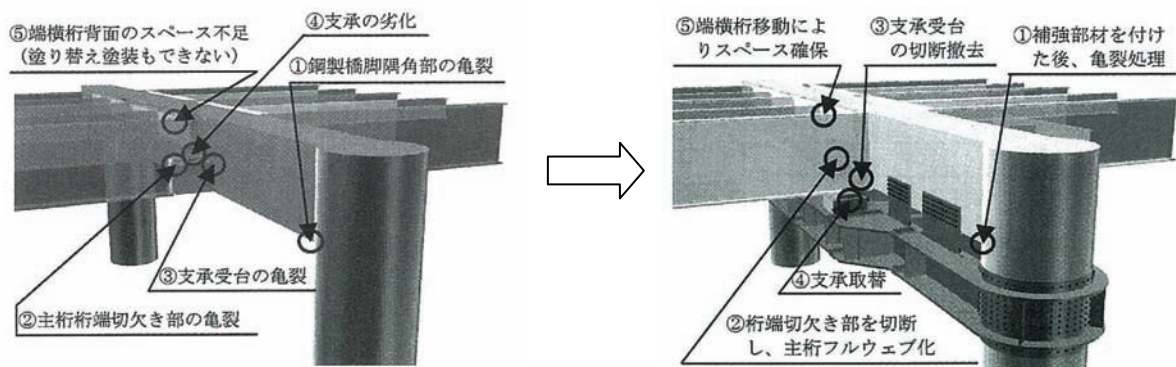
(山田 豊)

文献NO.	⑦
タイトル	鋼製橋脚大規模補強工事（フルウェブ化）の報告
出典・著者	宮地技報No. 20・増田、永山

概要

重交通という過酷な環境下で40年近くが経過している首都高速環状線の神田橋ランプ付近の橋梁において、主に橋脚近傍に生じている問題に対して、大規模な補強計画が提案され、パイロット工事を実施した結果について報告されている。

- ①鋼製橋脚隅角部に生じたき裂
⇒補強部材の設置後に亀裂処理を行った。
- ②主桁桁端切欠き部に生じたき裂
⇒切り欠き部を切断し、主桁をフルウェブ化した。
- ③支承受台に生じたき裂
⇒支承受台の撤去を行った。
- ④線支承の経年劣化
⇒支承交換を行った。
- ⑤端横桁背面の維持管理性の確保
⇒端横桁を移動して維持管理空間を確保した。



鋼製橋脚大規模補強工事（フルウェブ化）の報告

Large-Scale Reinforcement Work of Steel Bridge Pier (Full-web work)

増田 高志*¹ 永山 弘久*²
Takashi MASUDA Hirohisa NAGAYAMA

Summary

In the bridge piers near Kanda-bashi of the Inner Circular Route of the Metropolitan Expressway, which has been used for almost 40 years, fatigue damage has been found in corners of bridge piers, notches of main girders and pedestals for bearings. Then, large-scale reinforcement work was conducted. In the reinforcement work, extended stringers and crossbeams were provided, the main girders were jacked up, the pedestals for bearings were removed and the full-web work of main girders was performed. The parts damaged by fatigue were then maintained.

キーワード：フルウェブ化、増設横梁、増設縦桁、増設横桁、ジャッキアップ、疲労き裂

1. はじめに

首都高速都心環状線の神田橋ランプ付近に位置する本橋梁は、昭和39年の東京オリンピックの年に開通した区間である。重交通という過酷な環境下で、建設されてから40年近くが経過し、主に橋脚近傍のいくつかの部分に問題を生じていた。主な問題点は、以下の5点であった。（問題を生じている箇所を図-1に示す）

〔問題点〕

①鋼製橋脚隅角部に生じたき裂（写真-1）

横梁ウェブと円柱の交差部に多く発生している。

②主桁桁端切欠き部に生じたき裂（写真-2）

切欠き主桁のコーナー部に発生しており、昭和54年にあて板補強工事を実施している。

③支承受台に生じたき裂（図-2, 写真-3）

桁受ブラケット上フランジが横梁ウェブを貫通した構造で、スリット周りの溶接に多く発生している。

④線支承の経年劣化

目視で確認できるほど劣化している。可動支承に対しては、夏季と冬季でそれぞれ移動量調査を実施したが、気温の変化による桁の移動が確認できなかった。

⑤端横桁背面の維持管理性

端横桁背面には頭も入らないスペースしかないため、床版端部の点検や背面の塗り替え塗装が行えない。

これらの問題点は神田橋ランプ近傍の橋脚に共通した問題点となっていた。

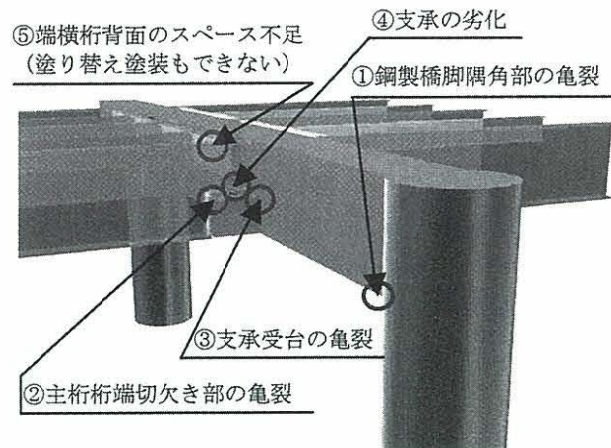


図-1 本橋梁の問題点

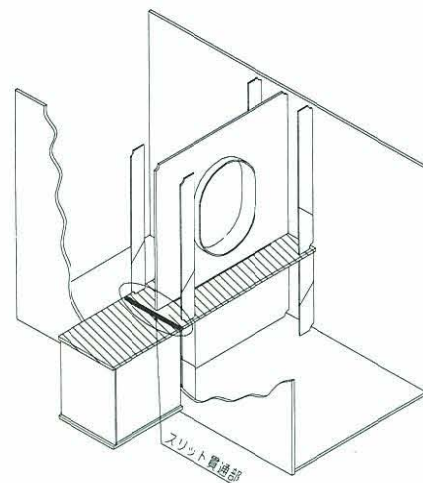


図-2 差込フランジ

*¹技術本部保全部保全技術課

*²技術本部設計部設計一課課長



写真-1 横梁ウェブと円柱の交差部

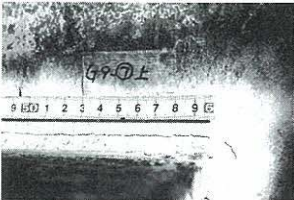


写真-3 桁受けブラケット



写真-2 主桁桁端切欠き部

そこでこれらの問題点を同時に解決するため、大規模な補強計画（以降、フルウェブ化）が提案され、「支承・連結装置耐震性向上工事1-22」（環4038脚）においてパイロット工事を実施したので、その詳細について報告する。

2. 既設橋梁の構造諸元

(1) 構造諸元

本橋梁の構造諸元は以下のとおりである。

上部工：スパン30mの単純合成桁

桁端部は切欠き構造（切欠き部にあて板補強有）

起点側：オンランプ3主桁、本線6主桁、オフランプ3主桁

終点側：オンランプ3主桁、本線9主桁

下部工：円柱と矩形横梁からなるラーメン橋脚

隅角構造は以下の2タイプ

- ・隅角部（差込みウェブ 図-3）
：横梁ウェブがパイプに差し込まれている。パイプと差込みウェブに囲まれた密閉部が存在する。
- ・隅角部（ドン付 図-4）：横梁が円柱にドン付。

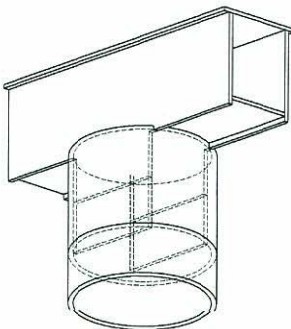


図-3 差込みウェブタイプ

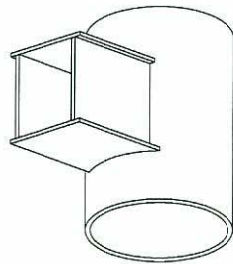


図-4 ドン付タイプ

(2) 現場施工条件

- ・日本橋川の河川上にある。
- ・河川内へのベント設置は莫大な費用と時間を要するため極めて困難である。
- ・部材取付時の台船使用は可能である。
- ・ジャッキアップ時も高速道路交通は止められない。
主桁・橋脚の既設図面を、それぞれ図-5, 6に示す。
また、補強前の状況を写真-4に、補強後の状況を写真-5に示す。

3. フルウェブ化概要

前述の5つの問題点に対して、本工事では図-7のように対応することにした。（図-1の問題点に対する解決策を示す）

[解決策]

- ①鋼製橋脚隅角部に生じたき裂については、増設横梁（後に詳細を記述）を取付けることで、活荷重応力を

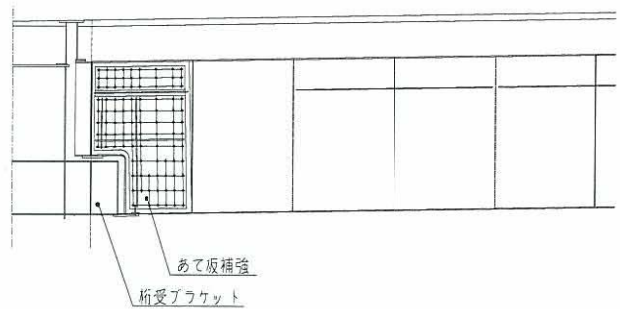


図-5 既設区（主桁図）

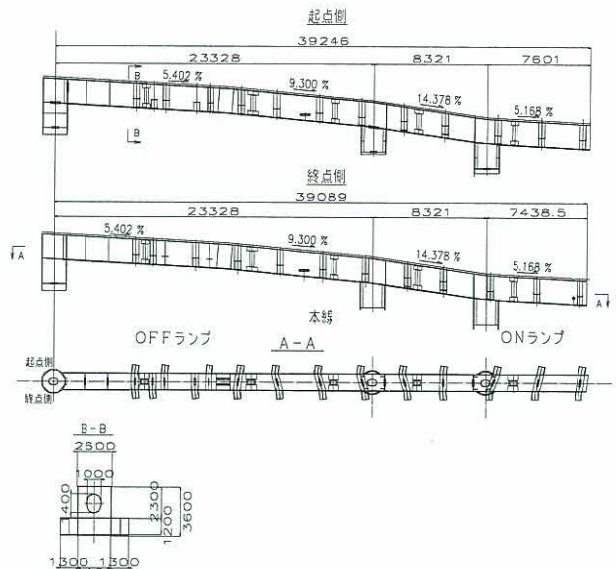


図-6 既設図（橋脚図）

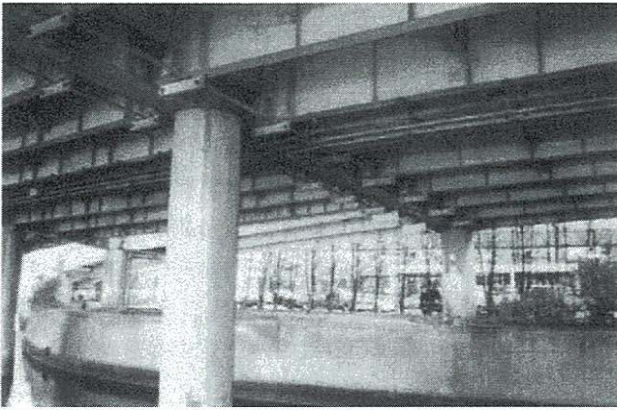


写真-4 補強前状況

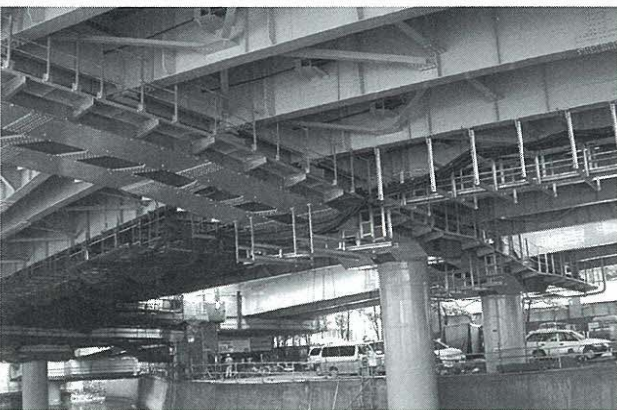


写真-5 補強後状況

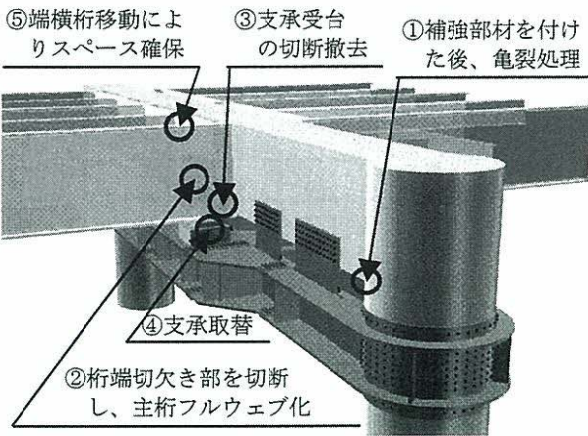


図-7 フルウェーブ化による解決策

低減した後、き裂の除去作業を行う。

- ②主桁切欠き部に生じたき裂については、増設横梁・増設縦桁・増設横桁を用いてジャッキアップを行い、桁端切欠き部を切断し、切断形状にあった部材をHTBで接合し、切欠き主桁をフルウェーブ主桁とする。
- ③支承受台に生じたき裂については、ジャッキアップ中に支承受台を切断、撤去すると同時にき裂も除去する。
- ④線支承については、主桁を切欠き桁からフルウェーブ桁にした後、増設横梁上に設置したBP-B支承に交換する。

- ⑤端横桁背面のスペース不足に対しては、フルウェーブ化が完了したジャッキダウン後に1ヶ所ずつ、350mm支間中央側に移動した新端横桁に交換しスペースを確保する。

4. フルウェーブ化施工手順

本工事で採用したジャッキアップ工法は橋脚側に増設横梁、主桁側に増設縦桁・増設横桁を設置し、増設横梁上で増設縦桁をジャッキアップする工法を採用した。増設横梁上で主桁を直接ジャッキアップする工法も考えられたが、本工事では以下の理由により採用しなかった。

- ・FEMなどによらず、簡単な骨組解析で、各部材の応力・挙動を適切に把握できる
- ・直接ジャッキアップでは脚中心からの張り出しが大きくなるため、脚のねじれ変形等に対する検討が必要となる。
- ・直接ジャッキアップでは、ジャッキアップ時の桁端跳ね上がりに対する検討が必要である。

本工事の施工手順について、施工順に説明する。

①増設縦桁・増設横桁の取付

主桁に増設横桁の仕口を取付け、仕口間に増設横桁・増設縦桁を取付ける。仕口部は、疲労耐久性を考慮し、スプリットティー構造を採用した。(図-8, 9)

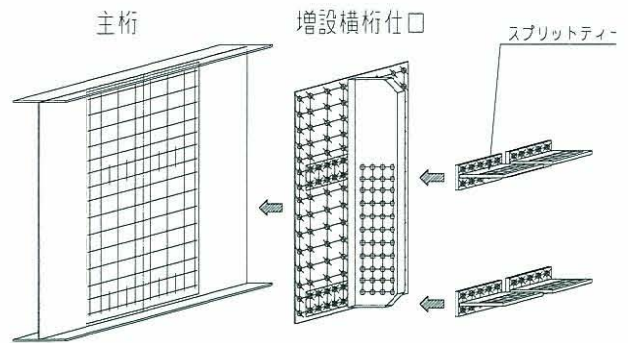


図-8 増設横桁の取付け

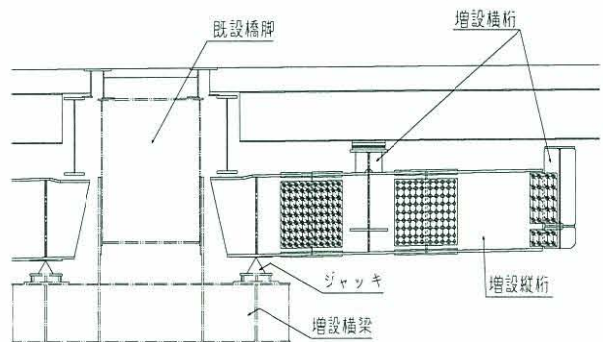


図-9 増設縦桁の取付け

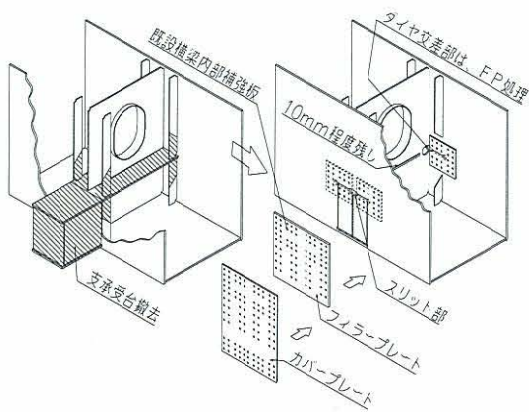


図-12 支承受台の撤去とスリット部のカバープレート

⑥主桁フルウェブ化

主桁切断部に合わせた部材を設置した。取付けは、切欠き部あて板の孔を利用するため、既設のあて板を工場に持ち帰り、そこからアテモミで補強部材に孔明をした。(図-13)

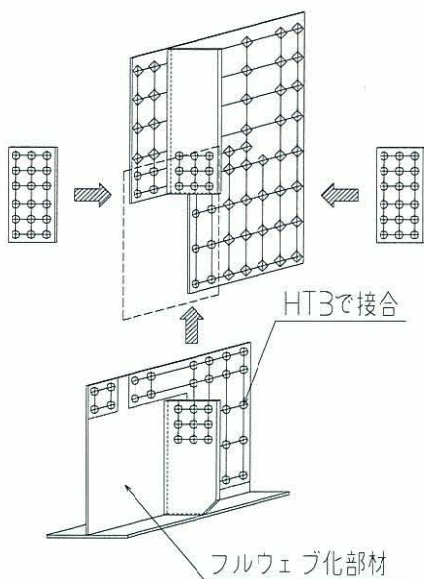


図-13 主桁のフルウェブ化

⑦ジャッキダウン

増設横梁上に新しい支承 (BP-P) を設置し、ジャッキダウンした。

⑧端横桁の交換

増設縦桁端部を撤去し、1パネルずつ、既設端横桁を撤去し、新設の端横桁を350mm支間中央側に移動した位置に取付けた。(図-14)

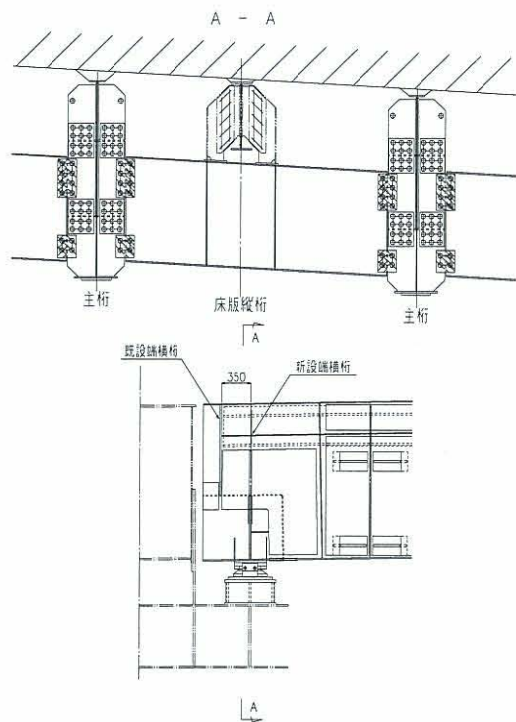


図-14 端横桁の交換

⑨増設縦桁・増設横桁の撤去

追加重量の軽量化のためフルウェブ化完了後、増設横桁・増設縦桁は撤去することにした。

⑩付属物の取付け

落橋防止装置 (PC ケーブル)

- ・ 支承の変位制限機能、桁かかり長を満足する増設横梁と合わせて、落橋防止システムを構成する。

- ・ 点検歩廊

支承、隅角部への点検通路と、通信ケーブルのラックを兼ねる。

- ・ 鳩害防止ネット

増設横梁は将来の維持管理性から開口が大きい箱構造としたので、全体に鳩害防止ネットを取り付けた。

5. 支承受台内部腐食状況

本工事を実施するにあたり、ジャッキアップ後に支承受台の撤去を行った。受台ウェブにあるスカーラップから水が侵入したため、下フランジ上面には泥がたまり、腐食していた。腐食による減肉量は最大で3mmであった。(図-15, 写真-8)

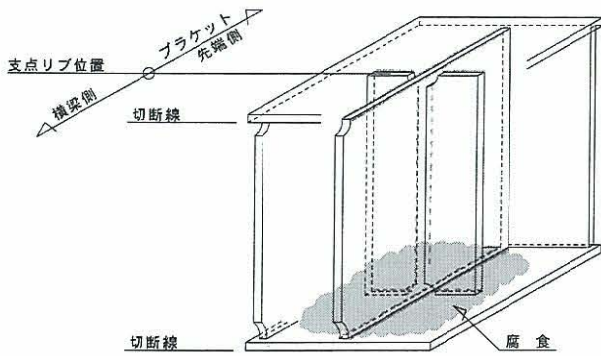


図-15 支承受台内部腐食



写真-8 支承受台内部腐食

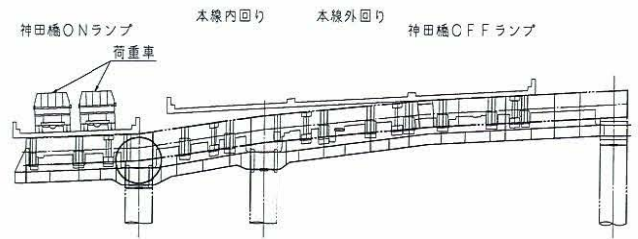
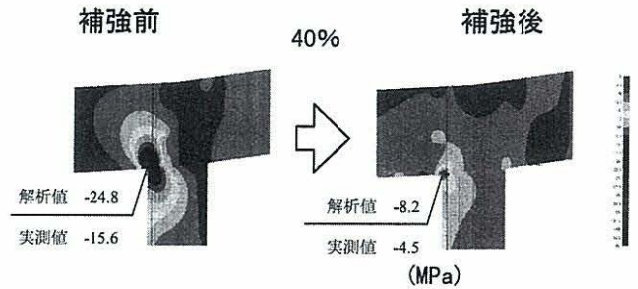


図-16 荷重車試験



	前	後	後/前
解析値	-24.8	-8.2	33 %
実測値	-15.6	-4.5	29 %

図-17 隅角部補強効果

6. 隅角部補強効果の確認

鋼製脚隅角部の補強効果を確認するために、FEM解析と、荷重車走行試験を実施した。荷重車は、オンランプ部で25t車2台を一時静止させて応力を計測した。解析・計測とも補強前に比べて補強後の応力が40%以下になっていることを確認した。(図-16, 17)

7. 円柱現場溶接線のズレへの対応

既設円柱の現場溶接線に最大5mmのズレがあることが判明した。せん断力を伝達するウェブ近傍のズレ部のみフィラーを入れ、その他の肌隙部分には、エポキシ樹脂を注入してズレに対応した。(図-18)

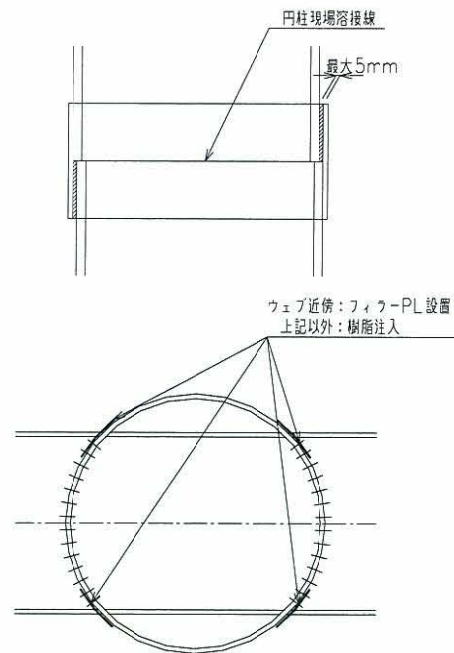


図-18 円柱ズレへの対応

8. 差込ウェブ隅角のき裂処理

神田橋工区の特徴である差込ウェブの隅角構造を図-19に示す。T形横梁ウェブを円柱に差込んだ、差込みウ

ェブ構造となっている。

隅角のき裂は横梁ウェブと円柱の交差部に集中して発生しており、その例を図-20と写真-9に示す。

橋梁ウェブと円柱交差部に発生したき裂に対して以下のような処理を行うこととした。(写真-10, 11)

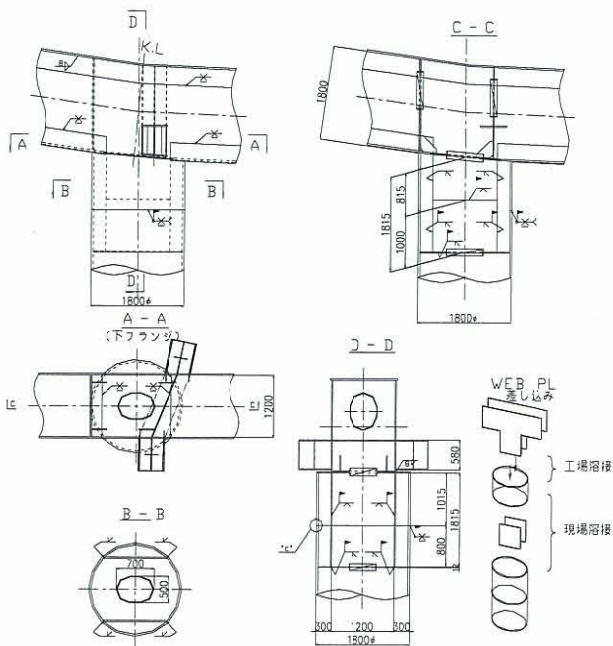


図-19 差込ウェブの隅角構造

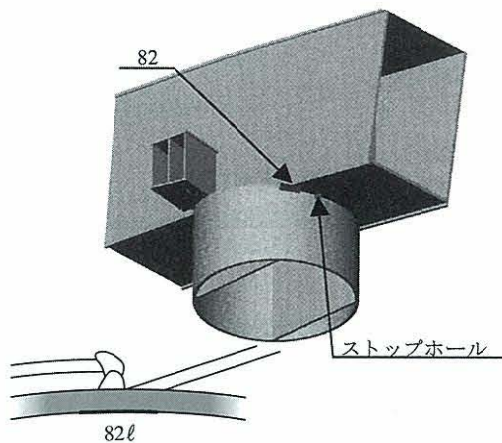


図-20 差込ウェブ隅角のき裂



写真-9 差込ウェブ隅角のき裂

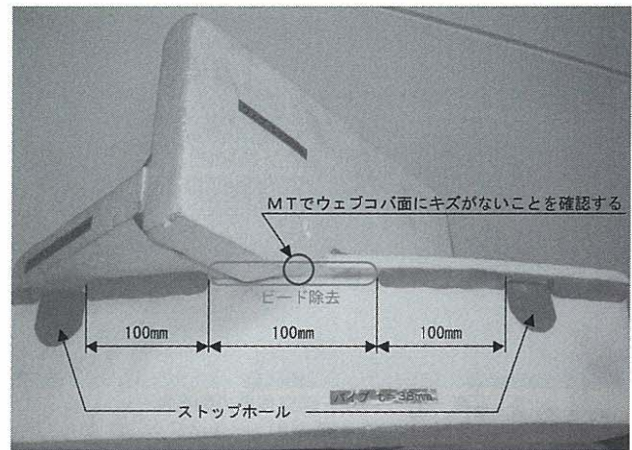


写真-10 隅角き裂処理 (外面)

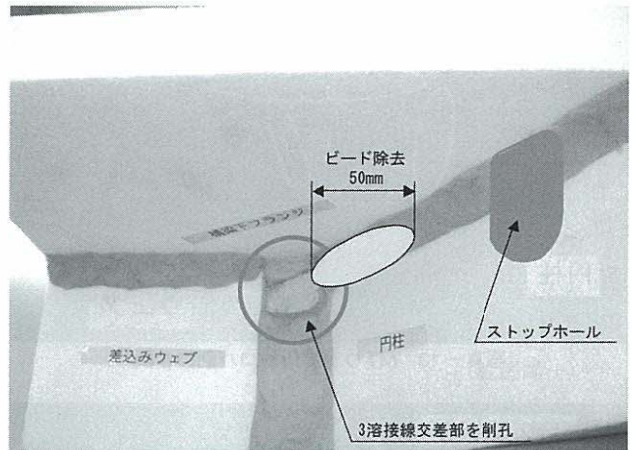


写真-11 隅角き裂処理 (内面)

〈外面〉

1. 梁・柱交差部のビードを100mmの範囲でグラインダーで削る。
2. MTでウェブコバ面にキズがないことを確認する。
3. ストップホールを施工する。

〈内面〉

1. 三溶接線交差部を削孔して、鉛直方向のビード（パイプウェブ）にき裂が進展しないようにする。差込ウェブコバ面にき裂がないことを確認する。
2. 内面ビードを50mmの範囲でグラインダーで削る。

以上の処理を、表面き裂のある3ヶ所に対して実施した。そのうちの1ヶ所で差込ウェブ母材コバ面へのき裂の進展が確認された（写真-12, 13 (③が母材コバ面のき裂), 14)ため、カバーPL端部を除去したところ（図-21）、長さ3mmの母材コバ面のキズを確認した。（写真-15）

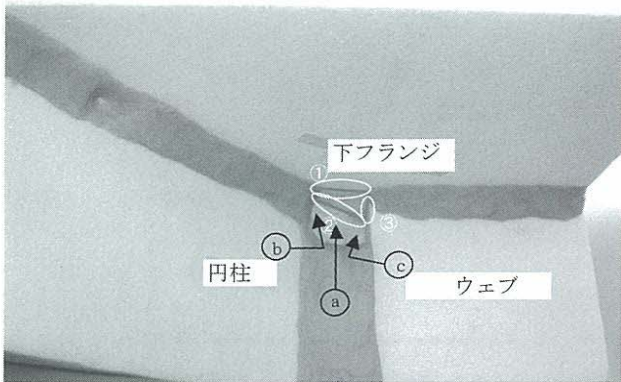


写真-12 内面三線交差部の削孔部



写真-15 カバーPL端部の除去



写真-13 MTウェブ母材コバ面のき裂



写真-16 カバーPL端部の最終形状 (外面)

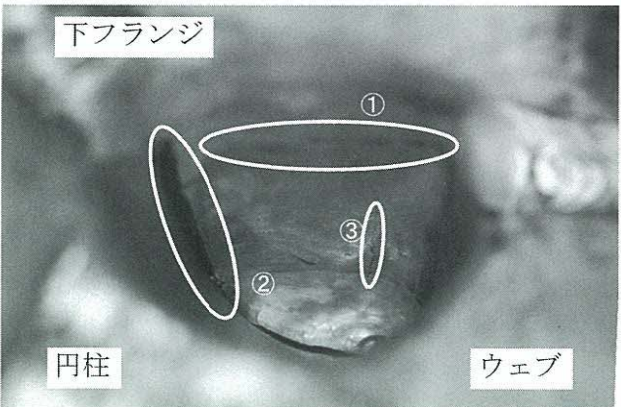


写真-14 マクロ

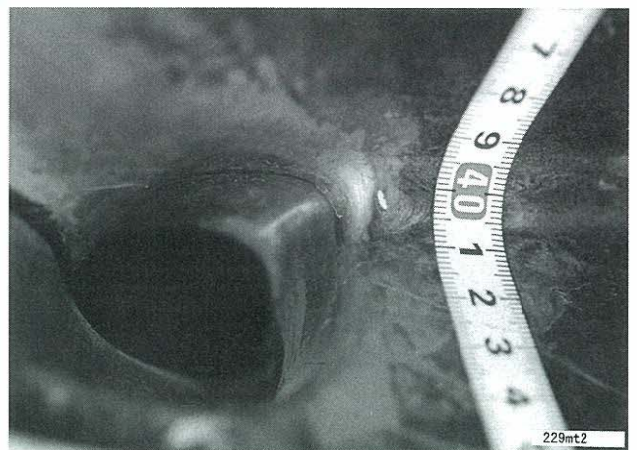


写真-17 内面三線交差部の最終形状

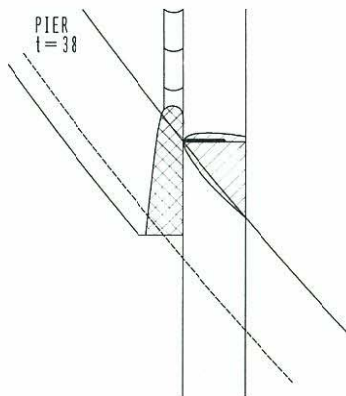


図-21 カバーPL端部の除去

母材コバ面のキズを外側側からと、内面側から切削することで除去した。最終形状は写真-16, 17のように仕上げた。

9. まとめ

首都高速都心環状線の神田橋付近の橋梁に対して、MT詳細調査を実施した結果、橋脚隅角部、主桁桁端切欠き部、桁受ブラケットに疲労き裂が多数発見された。また、支承の劣化、端横桁背面のスペース不足の問題もあり、5つの問題点を同時に解決する方法として、フルウェブ化工法を提案し、パイロット工事として施工した。現在は本パイロット工事の経験と反省を踏まえ、さら

に改善を加えその他の橋脚6脚を対象とした工事「鋼製橋脚隅角部補強工事1-6(東京)」を全社一丸となって進めている最中である。

最後に本工事の実施にあたり多大な御指導お頂きました、首都高速道路公団西東京管理局および(財)首都高速道路技術センターの皆様には、紙面を借りまして深く感謝の意を表します。

2005.1.12 受付

グラビア写真説明

大通二号橋

大通二号橋は、八代地域(宮原町)と五木村周辺地域(五木村)を結ぶ交流道路の途中に建設され、両地域間における重要な観光ルートとしての役割、及び険しい山地を結ぶことによる、利便性の向上の役割もっております。本橋梁の架設位置は、大通峠をひかえた縦断勾配及び曲率のきつい道路線形の現場であり、メタル橋箱桁の利点を生かした現場と言えます。架設は、現道の確保から仮橋を設置し切り回しを行ないながら、地組を行い、360ton吊り油圧クレーンを用いたベント架設工法を採用しております。

(渡部陽一)

たっぷ大橋(岩見沢大橋架換)

明治以来、この場所では、人・物資の往来は渡船で行われてきましたが、昭和35年に待望の旧岩見沢大橋(トラス構造)が完成しました。昭和44年に両側を延伸し、現在に至るまで活躍していました。しかし近年の交通量増加に伴う老朽化、河川改修事業により移設が必要となり、交流ふれあいトンネル橋梁整備事業により、2代目岩見沢大橋が最新技術を屈指した2面吊り斜張橋として完成しました。新しい橋名は“たっぷ大橋”と決まり、平成16年9月に供用が開始され、地域のシンボリックな施設となっております。下流には、美原大橋1面吊り斜張橋が建設中で、平成17年3月に開通となります。

(斎木 敦)

摺上川ダム歩道橋

阿武隈川水系の摺上川に建設中の摺上川ダムに取水塔の管理橋として、平成17年度ダム完成に向けて施工された吊橋です。本ダムは飯坂温泉の上流サイドにあり観光資源としても活用する為、斜張橋も含め検討されたが吊橋となり、とても美しい景観となっております。

(有沢一民)

三条大橋(仮称:新三条大橋)

信濃川に架かっている1期線に、2車線を増やす2期目の工事でした。主桁が変断面箱桁でありながら架設を2主桁同時送出しを行い、客先より非常に高い評価を得ることができました。現場は冬に積雪の多いところだったので、添接部の現場塗装が行える日が竣工近くに少なく、大変苦労しました。工事前は、ボトルネックの渋滞ポイントでしたが、今ではその渋滞も解消され地元の流通に大変貢献しています。

(伊藤浩之)

文献NO.	⑧
タイトル	片面施工摩擦接合用トルシア形高力ボルトの実用化に関する一検討
出典・著者	・鈴木, 中島, 勅使川原
<p>概要</p> <p>本論文では、片面施工用トルシア形高力ボルト（以下、OS-ボルトと呼ぶ）の土木分野への実用化に向け、OS-ボルトを用いた継手の力学的性能について下記の2試験を行い、調査している。 また、OS-ボルトの締付機構についても紹介している。</p> <p>OS-ボルトの力学的性能試験 ①軸力リラクセーション試験 ②摩擦接合継手の疲労試験</p> <p>上記2試験において、通常の高力ボルトと各々性能比較したところ、通常の高力ボルトの場合と同等以上の性能を有していることが確認されている。</p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  <p>図-1 片面施工用トルシア形高力ボルト</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図-2 片面施工用トルシア形高力ボルト締結概要</p> </div> </div>	

片面施工摩擦接合用トルシア形高力ボルトの実用化に関する一検討

明星大学
㈱ロブテックスファスニングシステム
明星大学

正会員 鈴木 博之
正会員 中島 一浩
学生会員 ○勅使川原 孝

1. はじめに

片面施工用トルシア形高力ボルト(以下、OS-ボルトと呼ぶ)は、部材接合を片側から施工出来るため、閉断面部材の補修・補強に有効なボルトであると考えられる。しかしながら、土木分野へのOS-ボルトの適用のためには、OS-ボルトを用いた継手の力学的性能について明らかにしなければならないことも残されている。本実験では、このOS-ボルトの軸力リラクセーション試験とOS-ボルト摩擦接合継手の疲労試験を行い、OS-ボルトに関する力学的性能について調査する。

2. 片面施工用トルシア形高力ボルトの概要

OS-ボルトは、図-1に示すように、ボルト頭を形成するバルブスリーブ、バルブスリーブを支持するグリップスリーブおよびシャワーワッシャー、グリップスリーブを確保するベアリングワッシャー、ピンテール溝の付いたコアピン、ナットの6部品から構成されている。このボルトは、部材接合を片側から施工することができ、締結は専用電動シャワーレンチを使用することにより、約60秒で締付けが完了する。



図-1 片面施工用トルシア形高力ボルト

OS-ボルトの締結概要は以下の通りである(図-2参照)。

- ① OS-ボルトをボルト孔に挿入し、専用電動シャワーレンチでナットを締付ける、
- ② コアピンの先端のピンを固定し、ナットを回転することにより、バルブ頭を形成する、
- ③ シャワーワッシャーがせん断され、ボルトへの軸力導入を開始する、
- ④ 所定の軸力が導入されると、ピンテールが破断し、締結が完了する。

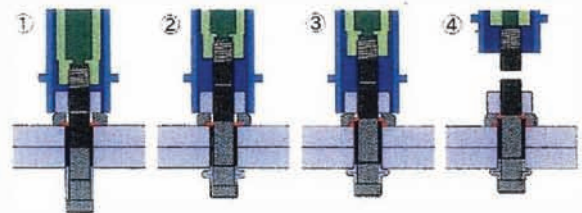


図-2 片面施工用トルシア形高力ボルト締結概要

バルブスリーブの座屈変形に要する軸力は、シャワーワッシャーのせん断により一旦解放され、その後、所定の軸力が導入されると、ピンテールが破断する。このようにOS-ボルトの軸力導入は、2段階の締結手順となっている。締付け前後のボルトを写真-1に示す。

3. 軸力リラクセーション試験

疲労試験前に軸力リラクセーション試験を行った。OS-ボルトの軸力と経過時間の関係を図-3に示す。図中には今回使用したOS-ボルトの軸力管理値も示している。ボルト軸力は、締め付け後、約1日経過までは急激に低下し、その後緩やかに減少する。約1週間経過後には、ほぼ一定の軸力で安定し、14日経過後の軸力減少量は、締め付け時の軸力を100%とした場合、約4.5%である。これは通常の高力ボルトにおけるリラクセーション試験と同様な傾向である。

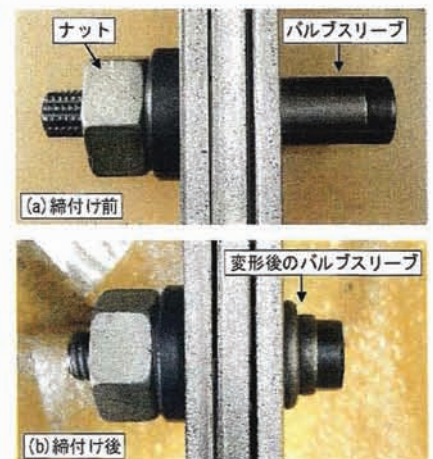


写真-1 締め付け前後の OS-ボルト

キーワード 片面施工用トルシア形高力ボルト、疲労耐久性、繰返し載荷試験、リラクセーション

連絡先：〒191-8506 東京都日野市程久保2-1-1 明星大学理工学部土木工学科 TEL/FAX 042-591-9632

4. 疲労試験方法

試験体は、図-4に示すように、母材と2枚の添接板をOS-ボルトで接合した2面摩擦接合継手である。使用したボルトはOS-ボルトM24である。ボルト孔径はφ26.0mmとし、母材および添接板の摩擦面はサンドブラスト処理とした。試験体は3体(M1, M2, M3)である。添接板端部から25mmの位置にひずみゲージを貼付した。疲労試験の試験応力は疲労試験前に行った静的载荷試験における、このひずみゲージの測定値に基づいて決定した。「鋼道路橋の疲労設計指針」によると、高力ボルト摩擦接合継手の強度等級はB等級、 2×10^6 回基本許容応力範囲は155MPaであるが、本試験はOS-ボルト摩擦接合継手の疲労性能を検証する初めての試みであるため、強度等級を1ランク上のA等級に設定し、作用応力範囲は190MPaとした。疲労試験は、振動数を6Hzとし、繰返し回数は1,000万回を上限とした。各鋼板の機械的性質を表-1に示す。

5. 試験結果および考察

図-5にOS-ボルト摩擦接合継手の疲労試験結果を示す。図中には鋼道路橋の疲労設計指針における強度等級B等級のS-N曲線も示した。試験体M1は繰返し回数1,000万回まで破断せず、試験を打ち切った。試験体M2は繰返し回数約495万回、M3は約500万回で母材のボルト孔から板幅方向へき裂が進展し、母材が破断した。M2およびM3の破断状況を写真-2に示す。本実験では、高力ボルト摩擦接合継手の 2×10^6 回基本許容応力範囲155MPaの約1.8倍の応力範囲190MPaに対して、疲労限の目安の一つである200万回の約2.5倍以上という寿命を得た。この結果から、OS-ボルト摩擦接合継手は、従来の高力ボルト摩擦接合継手と同等以上の疲労性能を有していると結論される。

6. まとめ

本実験ではOS-ボルトの軸力リラクゼーション試験とOS-ボルト摩擦接合継手の疲労試験を行い、従来の高力ボルトの場合と性能を比較した。その結果、OS-ボルトおよびOS-ボルト摩擦接合継手は、従来の高力ボルトの場合と同等以上の性能を有していることが確認された。

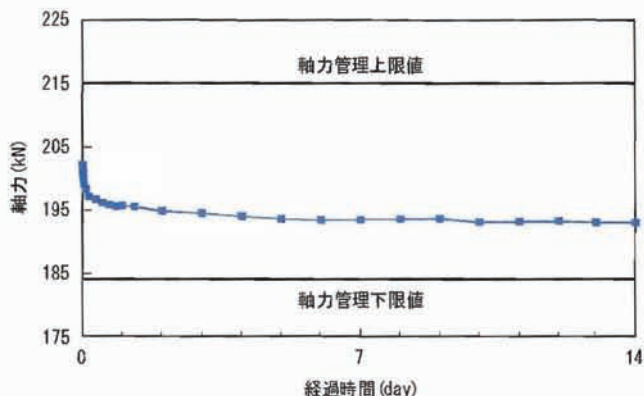


図-3 軸力リラクゼーション試験結果

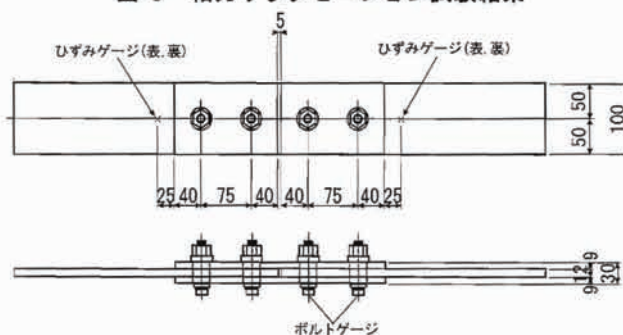


図-4 試験体形状

表-1 鋼板の機械的性質

	材質	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
添接板	SS400	9	311	442	29
母材	SM400A	12	333	458	30

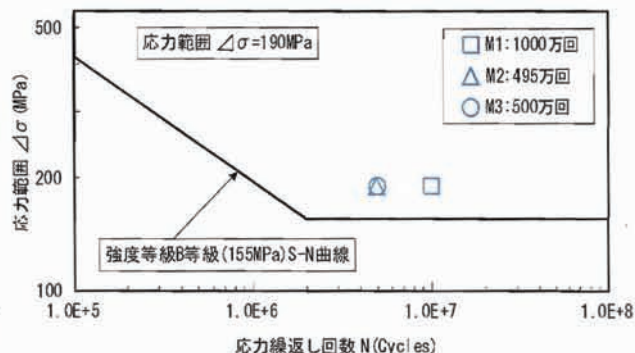


図-5 疲労試験結果

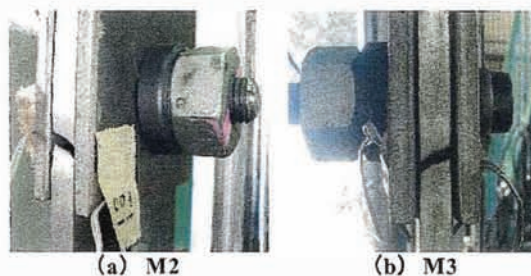


写真-2 M2, M3の破断状況

文献NO.	⑨
タイトル	ワンサイドボルトによる矩形鋼製断面柱の角補強効果に関する実験的研究
出典・著者	第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集(2006年2月)・松村, 北田, 吉津, 木地谷, 村本
<p>概要</p> <p>本論文では、小型の矩形断面部材に対して、角部の溶接が不足し、かつ、断面が小さいが故に内側から補強部材を設置・施工が困難な場合の角部の補強工法を実験により提案している。</p> <p>補強方法は断面角部を外側からL形材をワンサイドボルトを用いて接合する。</p> <p>実験方法としては、板パネルが座屈する場合に対する角補強効果を矩形断面の角部のみを実寸法でモデル化した部分実験とする。</p> <p>実験の目的としては下記5点</p> <ol style="list-style-type: none"> ①終局状態における角溶接部の崩壊モードの把握 ②L形材を用いる角補強効果 ③L形材による隅肉溶接の割れ防止効果 ④ワンサイドボルトの破断可能性 ⑤ワンサイドボルトの施工性 <p>結果として、以下のように報告されている。</p> <ol style="list-style-type: none"> ①鋼板が断面外側へ変形する場合には溶接部の割れが発生 ②, ③圧縮実験ではL形材と母材との間に隔離が生じ、引張実験では補強前断面と同様に、鋼板が断面外側へ変形する場合に溶接部の割れが発生する。しかし、破断時の荷重は約1.6倍、変位は1.15倍に改善された。 ④ワンサイドボルトには破断などの損傷は見られなかった。 ⑤ワンサイドボルトの締付ミスが認められたが、施工不良の確認は容易であった。 	

ワンサイドボルトによる矩形鋼製断面柱の 角補強効果に関する実験的研究

松村政秀¹・北田俊行²・吉津宏夫³・木地谷充良⁴・村本和之⁴

¹正会員 博(工) 大阪市立大学講師 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

²正会員 工博 大阪市立大学教授 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

³正会員 国土交通省近畿地方整備局奈良国道事務所, 管理第二課長 (〒630-8115 奈良市大宮町3-5-11)

⁴正会員 財団法人 海洋架橋・橋梁調査会 近畿支部橋梁第3課 (〒540-0012 大阪市中央区谷町1-3-5)

1. はじめに

既設道路橋では、レベル2地震動に対する耐震性、および大型車交通量の増加による耐荷力が十分でないことが指摘されている。とりわけ、1970年前後に建設された道路橋には、断面寸法が小さく、かつ、断面角部に溶接寸法の不足したすみ肉溶接が採用されている矩形断面柱、すなわち、活荷重による作用応力に対して断面が不足し、かつ、地震時に板パネルが座屈変形した場合に角溶接部が破断する危険性が想定される矩形断面部材の使用が見られる。このような小型の矩形断面部材に対しては、断面積を増加して耐荷力を、角部の割れを防止して耐震性を向上できる補強方法の採用が最良であると考えられる。

これまで実施されてきた矩形断面の角補強は、断面の内側から行う方法が一般的であり、その設計法も提案されている¹⁾²⁾。しかしながら、断面が小さく、内側から補強部材の設置・施工が困難な場合の角部の補強方法は提案されていないのが現状である。

そこで、本研究では、角部の溶接が不足し、かつ、断面が小さく内側から補強部材を設置・施工できない鋼製の矩形断面部材を対象として、断面の外側から断面角部にL形材を、断面外側のみから締結可能なトルシア型高力ワンサイドボルト(以下、単にワンサイドボルトという)を用いて接合する角補強⁴⁾する場合の補強効果を、耐荷力実験により検討する。

断面角部を外側からL形材をワンサイドボルトを用いて設置し補強する補強効果および有効性については、これまでに検討された事例がない。また、縮小模型を用いる実験では、ワンサイドボルトを用いる施工性あるいは補強効果を検討することは困難である。そこで、本研究では、板パネルが座屈する場合に対する角補強効果を矩形断面の角部のみを実す

法でモデル化した部分実験を実施している。

2. 実験の目的および実験供試体

角溶接サイズが不足すると考えられる矩形断面の角溶接部を部分的にモデル化した小型载荷実験を実施し、(i)終局状態における角溶接部の崩壊モードの把握、(ii)L形材を用いる角補強効果、(iii)L形材によるすみ肉溶接の割れ防止効果、(iv)ワンサイドボルトの破断可能性、および(iv)ワンサイドボルトの施工性、を検討する。

対象とする矩形断面は、ウェブプレートの板厚が25mm、フランジプレートの板厚が25mmであり、断面角部にサイズ7mmのすみ肉溶接が施された鋼製矩形断面とした。ただし、後述の実験方法による偏心载荷をさけるため、図-1の対象断面に対して、左右対称となるように実断面寸法を調整している。角部の補強に用いるL形材のサイズは200×200×20mmとし、JIS規格サイズの山形鋼を想定している。

ここで、L形材を角部に追加した補強後の矩形断面には、図-2に示すような座屈変形モードの発生が想定される。そこで、小型载荷実験に用いる実験供試体は、同図中の点線に囲まれる断面角部をモデル化し、圧縮力あるいは引張力を漸増して作用させる圧縮実験、および引張実験を実施した。

表-1には、小型载荷実験に用いる実験供試体の内訳を示す。各実験供試体の角部の詳細、およびワンサイドボルトの配置位置は、図-3および図-4に示すとおりである。

実験供試体の製作には、SM490A材を使用する。L形の補強材にも同等の鋼種が望ましいが、実験実施時にはSM490A材のL形材の入手が困難であったた

め、SM490A 材の鋼板を用いて溶接により組立てた L 形材を使用する。鋼種の異なる 2 種類の L 形材の機械的性質に有意な差異がないことを確認するために、図-5 に示すように溶接組立てた山形鋼と等辺山形鋼（ともに SM400 材）を用いた比較実験も実施する。

なお、供試体数の制約から、供試体 9 には圧縮力のみを作用させている。供試体 2 および 3 を用いて、等辺山形鋼とビルトアップした L 形材との違い、供試体 4, 5, 6, 7 ではボルト本数の違いや山形鋼の取付け方の違いによる角溶接部の補強効果の検討を実施する。また、供試体 8 を用いて断面角部の溶接が 7 mm のすみ肉溶接である場合と完全溶け込み溶接を施した場合との違いを検討する。さらに、供試体 5 および 9 では、圧縮力作用時に内側を補強する場合と外側を補強する角補強効果を比較検討する。

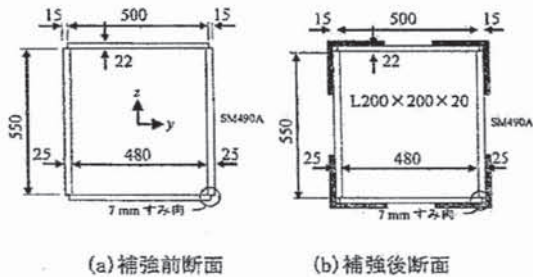


図-1 対象とする矩形断面（単位：mm）

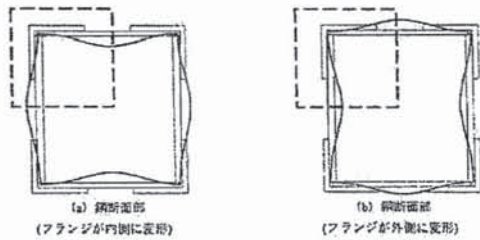


図-2 想定される補強後断面の座屈変形モード、およびモデル化の範囲

表-1 実験供試体の内訳

供試体の番号と名称	使用鋼種	隅角部の溶接	ボルト配置	ボルトピッチ
1 補強前（現状）	SM490A		-	-
2 型钢材性能試験用（等辺山形鋼）	SS400		1列配置	85 mm
3 山形鋼性能試験用（溶接組立て山形鋼）	SS400		1列配置	85 mm
4 ボルト補強 ***無し	SM490A	7mmすみ肉溶接	千鳥配置	60 mm
5 ボルト補強	SM490A	7mmすみ肉溶接	1列配置	85 mm
6 ボルト補強	SM490A	7mmすみ肉溶接	1列配置	170 mm
7 溶接補強	SM490A	完全溶け込み溶接	1列配置	-
8 ボルト補強	SM490A	7mmすみ肉溶接	1列配置	85 mm
9 ボルト内側補強	SM490A	7mmすみ肉溶接	1列配置	85 mm

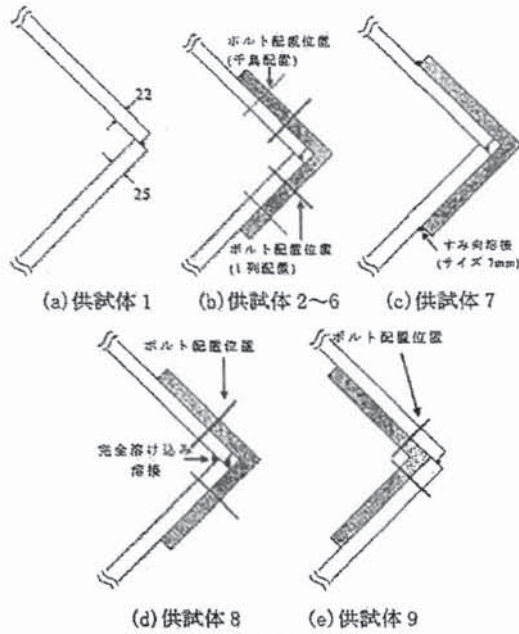


図-3 角部の詳細

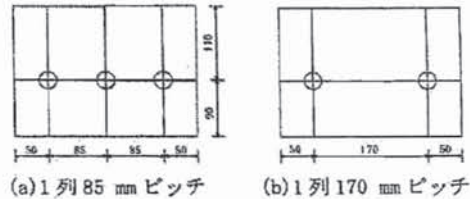


図-4 ボルトの配置（単位：mm）

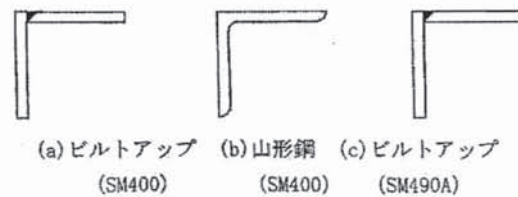


図-5 使用した L 形材（200×200×20 mm）

3. 使用材料

(1) トルシア形高カワンスайдボルト

図-6 および写真-1 にはトルシア形高カワンスайдボルトの構造を、図-7 には専用のレンチを用い

たワンサイドボルトの締結過程を示す。表-2 は、ワンサイドボルトの機械的性質（製品検査時の試験データ）を示す。ここで、降伏耐力は、ひずみ 0.2% のオフセット値として求めた値である。使用するワンサイドボルトの型番は、締結する板厚に応じてサイズの異なる 2 種類、すなわち、MUTF24-40 あるいは MUTF24-45 であり、呼び径は 24 mm、第 2 スリーブの長さは 40~45 mm である。これらは、強度的に、普通高力ボルト F8T に相当する。同表より、トルシア形高力ワンサイドボルトはトルシア形高力ボルトと同様に、ボルトへの導入軸力にばらつきが少ないことが確認できる。

表-2 ワンサイドボルトの機械的性質

機械的性質 ロット番号	降伏耐力 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	絞り (%)	伸び (%)	初期軸力 (kN)
F030130	1112.0	1195.3	52.7	15.0	197.0
F030114	1112.0	1195.0	53.0	15.0	205.0
規格値	1006 以上	1118-1216	40 以上	14 以上	184-215

(2) 鋼材

実験供試体の製作には、SM490A 材を使用した。図-8 および表-3 には、実験に先立って実施した SM490A 材の引張試験結果を示す。同表に示すとおり、実験供試体の製作に使用した鋼材はすべて、SM490A 材の規格を満足するものであった。

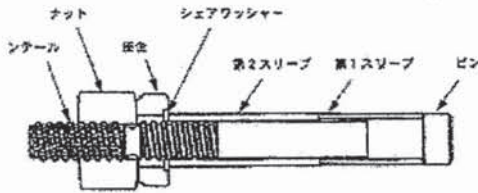


図-6 トルシア型高力ワンサイドボルトの構造

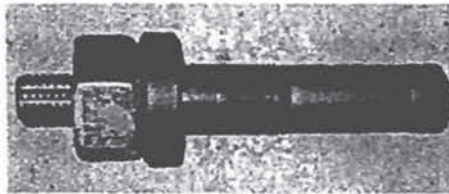


写真-1 トルシア型高力ワンサイドボルト

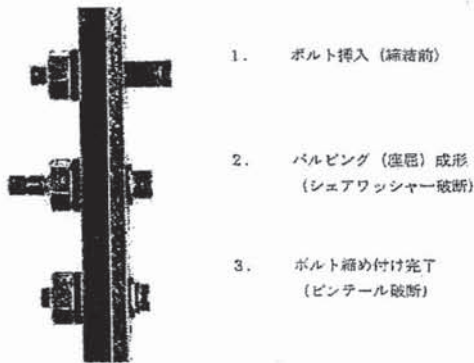


図-7 ワンサイドボルトの締結順序

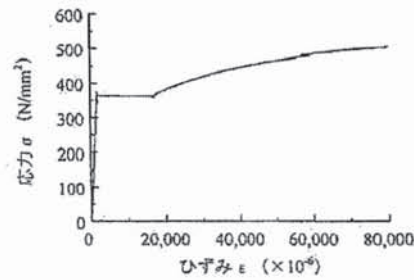
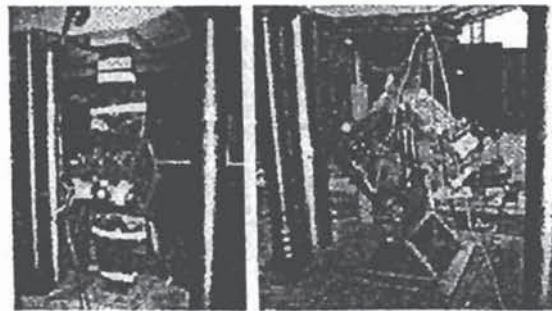


図-8 鋼材の応力ひずみ関係の一例 (SM490A 材)

4. 小型载荷実験

断面角部をモデル化した実験供試体に、圧縮力あるいは引張力を一方向に作用させる圧縮実験および引張実験を実施した。写真-2 には、圧縮実験および引張実験の実施状況を示す。



(a) 引張実験 (b) 圧縮実験

写真-2 実験の実施状況

表-3 鋼材の材料試験結果

方向 鋼種	ロール方向				ロール直交方向			
	試験片寸法 (mm×mm)	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)	試験片寸法 (mm×mm)	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)
SM490A	24.72×40.1	399	548	30	24.75×40.2	365	538	29
	19.96×40.1	397	530	26	-	-	-	-
	20.09×40.1	397	532	25	20.04×40.2	381	546	25
	規格値	315 以上	490-610	21 以上	規格値	315 以上	490-610	21 以上

(1) 計測項目および計測方法

軸方向の伸縮量，角部の水平変位，およびL形材の母材からの離間量を測定するため，図-9に示すように変位計を取付ける．変位計のサイズなど計測項目の一覧を表-4に示す．

表-4 計測項目一覧

計測項目	計測位置 (図-9)	計測器具
鉛直変位	①	50mm 変位計
水平変位	②, ③	25mm 変位計
角部 (角度)	④, ⑤, ⑥, ⑦	クリップ型変位計
母材とL形材離間	⑧, ⑨, ⑩, ⑪, ⑫, ⑬, ⑭	10mm, 25mm 変位計

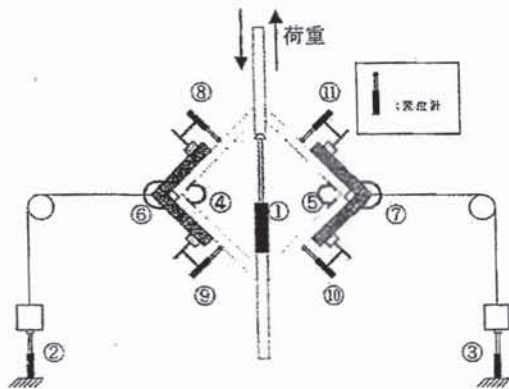


図-9 変位計取付け概略図

(2) 実験結果

図-10には，荷重—載荷方向の変位①曲線を示す．

荷重は圧縮力をマイナス，引張力をプラスで表し，変位は載荷方向の伸縮量である．表-5には，引張実験から得られたすみ肉溶接部破断時の荷重と載荷方向の変位をまとめている．

まず，図-10(a)，および表-5より等辺山形鋼を用いた供試体2とビルトアップ山形鋼を用いた供試体3とを比較すると，圧縮実験および引張実験ともに，同様の値が得られた．これより，ビルトアップL形鋼と等辺山形鋼とで断面角部の拘束度に有意な違いはないことがわかる．

また，図-10(b)より SM490A 材を用いた供試体5と SM400 材を用いた供試体3もほぼ同様の挙動を示し，異なる鋼材を用いてビルトアップしたL形材を用いる場合にも角部の拘束の程度に顕著な差は見られないことがわかる．

つぎに，図-10(c)より，ボルトを千鳥配置にした供試体4，1列配置で85mmピッチにした供試体5，および1列配置で170mmピッチにした供試体6とを比較すると，補強部材を取付けるためのボルト本数の違いが，圧縮実験および引張実験の結果に及ぼす影響は顕著に認められない．表-5より，引張実験において，すみ肉溶接部破断時の荷重に着目すると，ボルトを千鳥配置にした供試体4が最も高い荷重を示している．

また，図-10(d)よりL形材の設置方法の違いが補強効果へ及ぼす影響に着目すると，L形材を溶接により設置した供試体7が，引張実験における角部すみ肉溶接部破断時の荷重が最も高く，圧縮実験時は

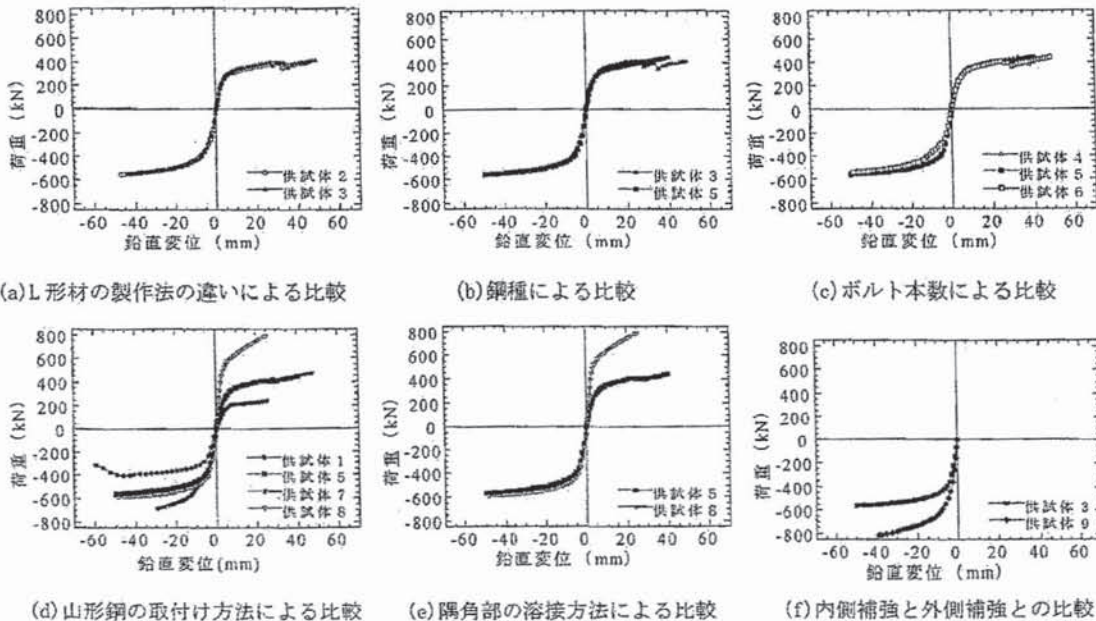


図-10 荷重—変位①曲線

供試体 8 が最も高い耐荷力を示した。これは、圧縮実験時、L 形材をボルトで接合する場合には、ボルト設置位置よりも外側において L 形材と板パネル（母材）との間に離間が発生するが、L 形材を溶接接合する場合には、この離間が発生しないためである。

また、図-10(e)より角部の溶接がサイズ 7 mm の供試体 5 と隅角部の溶接が完全溶け込み溶接の供試体 8 の違いを比較すると、圧縮実験時では顕著な差違が認められないが、引張実験時では大きな差違が見られた。角部の内側に引張応力が集中する場合に、角部の溶接状態が耐荷力に及ぼす影響が大きいことを示している。

図-10(f)より外側補強の供試体 5 と内側補強の供試体 9 の違いは、圧縮実験の載荷結果のみではあるが、内側補強の方が優れているのがわかる。

図-11 には、荷重と離間量（L 形材と供試体間の離間量）との関係を示す。表-6 には、圧縮実験時に L 形材と母材との離間量が 0.5 mm に達した時の荷重と鉛直変位をまとめている。表-6 より、L 形材を用いた供試体 2 とボルトアップした L 形材を用いた供試体 3 による違いは見られない。SM400 材を用いた供試体 3 と SM490A を用いた供試体 5 による鋼材の違いは、SM490A を用いた供試体 5 が若干、早期に離間が生じていることがわかる。また、隅角部がサイズ 7 mm のすみ肉溶接の供試体 5 と完全溶け込み溶接の供試体 8 とを比較すると、隅角部の溶接状況が、離間の発生に大きく影響することも確認できる。

実験終了後の損傷状況を写真-3 に示す。

写真-3(a)に示すように、圧縮実験では L 形材と母材との間に離間が発生する。また、写真-3(b)および(c)に示すように、引張実験では補強前断面と同様に、鋼板が断面外側へ変形する場合に溶接部の割れが発生することを確認した。ただし、いずれの載荷ケースにおいても、ワンサイドボルトに破断などの損傷は観察されなかった。これは、普通高力ボルトとネジ部の構造が異なるためである。

表-5 すみ肉溶接破断時の荷重と変位（引張実験）

破断時 供試体名	荷重(kN)	鉛直変位 (mm)
1	243.8	26.7
2	392.6	31.4
3	392.4	34.7
4	436.0	32.8
5	406.0	25.0
6	405.0	24.3
7	474.0	48.4

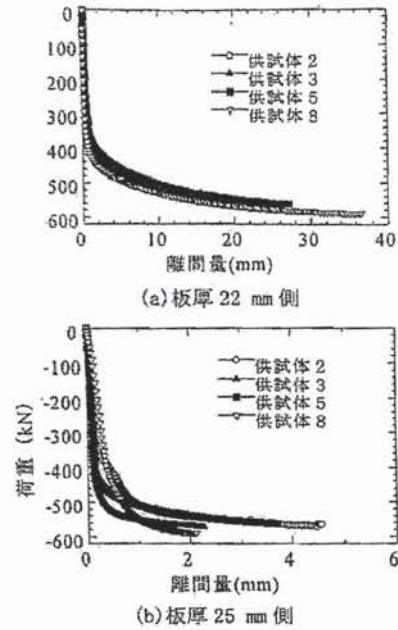
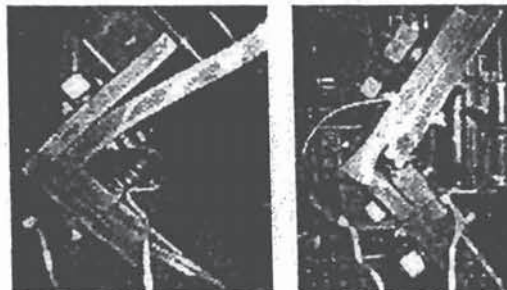


図-11 荷重—離間量曲線

表-6 離間量 0.5mm の時の荷重および鉛直変位

着目 供試体名	荷重(kN)	鉛直変位 (mm)
2	365.0	5.9
3	343.7	5.2
5	296.6	3.2
8	404.5	12.2



(a) 圧縮実験 (b) 引張実験



(c) 角部の拡大図

写真-3 実験終了時の変形状況（供試体 5）

5. まとめ

すみ肉溶接の不足すると考えられる矩形鋼製矩形断面部材を対象として、断面外側から L 形材をトルシア形ワンサイドボルトを用いてボルト接合する角補強効果を、断面の角部のみを部分的にモデル化した小型載荷実験により検討した。

本研究によって得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 断面角部のすみ肉溶接の寸法が不足する鋼製矩形断面で、鋼板が断面外側へ変形する場合には溶接部の割れ発生が確認された。
- 2) 断面角部を L 形材により補強すると、圧縮実験では L 形材と母材との間に離間が生じ、引張実験では補強前断面と同様に、鋼板が断面外側へ変形する場合に溶接部の割れが発生するが、破断時の荷重は約 1.6 倍、変位は 1.15 倍へ改善できる。また、L 形材を取付けるためのボルト本数の違いが断面角部の形状保持効果に及ぼす影響は小さい。
- 4) 断面内側に板パネルが変形する場合には、断面外側よりも断面内側に L 形材を設置する方法が有効である。
- 5) L 形材を溶接接合する場合では、L 形材と母材との溶接割れは確認されなかった。したがって、L 形材を溶接接合する方法も、作業性、溶接性、および疲労耐久性を考慮した上で採用することが可能であると考えられる。
- 6) 圧縮実験において、供試体と山形鋼との間に離間が発生し、ボルト軸が観察できる状態まで荷重したが、ワンサイドボルトには破断などの損傷は見られなかった。これは、普通高力ボルトとネジ部の構造が異なるためである。
- 7) 実験準備中に 2 つのワンサイドボルトについて締結ミスが認められたが、施工不良の確認は容易であった。

6. 謝辞：本研究を実施するにあたり、『米谷橋補強技術検討会』の松井繁之委員長、国土交通省近畿地方整備局・奈良国道事務所の有野充郎所長（当時）、同じく川西誠一副所長、（財）道路保全技術センターの山下和彦氏、および早川 充氏（当時）には、多大な配慮をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ．鋼橋編，2002年3月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ．耐震設計

編，2002年3月。

- 3) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（総括編），共同研究報告書第 219 号，1999年3月。
- 4) 国土交通省近畿地方整備局・奈良国道事務所・米谷橋補強技術検討会，2003年5月。

文献NO.	⑩
タイトル	鋼逆ランガー橋の補強設計－25号名阪米谷橋（上り）橋梁補修工事－
出典・著者	土木技術59巻7号（2004.7）・吉津，藤井

概要

本論文では、鋼逆ランガー橋（橋長：172m、中央支間：112m）の疲労損傷補強方法や耐震補強方法の検討経緯、これらの妥当性を検証した結果、および今後検証していく内容等について報告されている。矩形鋼製断面柱であるアーチリブの角補強でワンサイド高力ボルトを使用した実験・検討が行われている（文献No. ⑩と類似）。

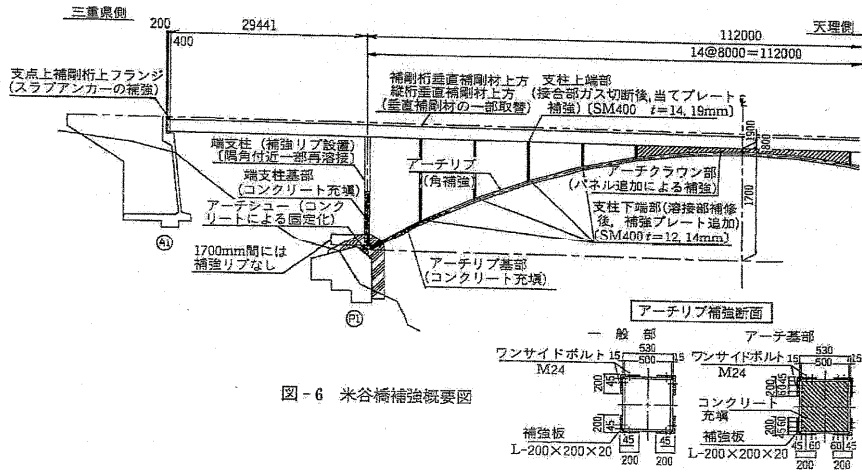


図-6 米谷橋補強概要図

鋼逆ランガー橋の補強設計

—25号名阪米谷橋（上り）橋梁補修工事—

Hiroo Yoshizu 吉 津 宏 夫*
Kōjirō Fujii 藤 井 恒 二 郎**

1. はじめに

米谷橋（写真-1、図-1）は、名阪国道にあって、昭和40年（上り線）および昭和45年（下り線）に建設された鋼逆ランガー橋（橋長：172 m、中央支間：112 m）である。本橋は建設後概ね40年が経ち、交通量の増加や大型化に対する疲労耐久性、耐荷力の向上、および耐震性の向上を目的とした抜本的な橋梁補強が現時点の重要課題となっている。

アーチ系の長大橋梁において疲労損傷補強と耐震補強を同時に行った事例が少ないことから、本橋梁補修工事においては検討方法や検討内容について、学識経験者を委員とした『米谷橋補強技術検討会』を設置、そこでの意見や助言をもとに試験や実験によって検証を行いながら検討を進めるという方法をとった。

本稿は、本橋の疲労損傷補強方法や耐震補強方法の検討経緯、これらの妥当性を検証した結果、および今後検証していく内容等について報告するもの

* 国土交通省近畿地方整備局奈良国道事務所管理第二課長

** (同管理第二課) 修繕係長

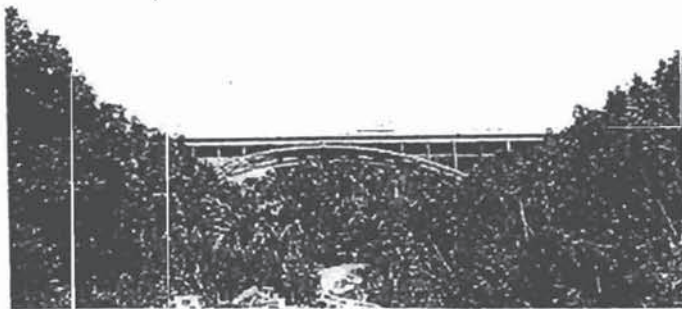


写真-1 米谷橋全景



図-1 位置図

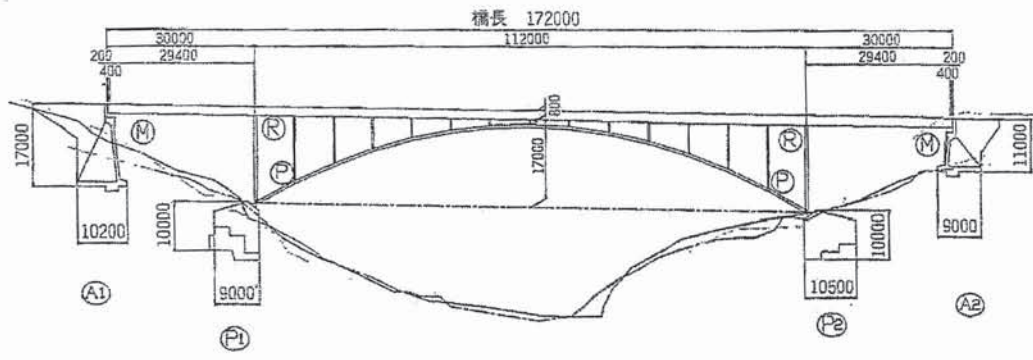


図-2 一般図

表-1 米谷橋の諸元

	上り線	下り線
橋長	172.0 m	
支間割	30.0 m + 112.0 m + 30.0 m	
有効幅員	8.85 m	
設計荷重	TL-20	
上部工形式	鋼3径間連続逆ランガ-桁橋	
アーチ拱台形式	直接基礎	
橋台形式	扶壁式橋台(直接基礎)	
床版	I形鋼格子床版	鉄筋コンクリート床版
適用基準	溶接鋼道路橋示方書(昭和31年)	鋼道路橋示方書(昭和42年)
竣工	昭和40年	昭和45年

である。本橋の現況橋梁諸元を表-1に、一般図を図-2に示す。

2. 疲労損傷補強設計

1) 現況の疲労亀裂

磁粉探傷試験により疲労亀裂の有無および長さを調査し、疲労損傷があった場合、超音波探傷試験により疲労亀裂の深さを調査した結果、図-3に示すように、疲労損傷が懸念された多くの箇所で疲労亀裂が認められた。

2) 垂直補剛材接合部

垂直補剛材と補剛桁や縦桁上フランジとの接合部における疲労亀裂は、横桁取付け位置で顕著であり、主な要因として、ウェブギャップ(輪荷重による桁の首振り現象)の影響と、溶接止端部仕上げに対する配慮不足等が考えられた。

損傷を再発させないように溶接接合部を改良するものとし、垂直補剛材の上部を幅広の厚板取替え接合部の応力軽減を図るとともに、接合部付近にドッグボーン(半円孔の切欠き)を設

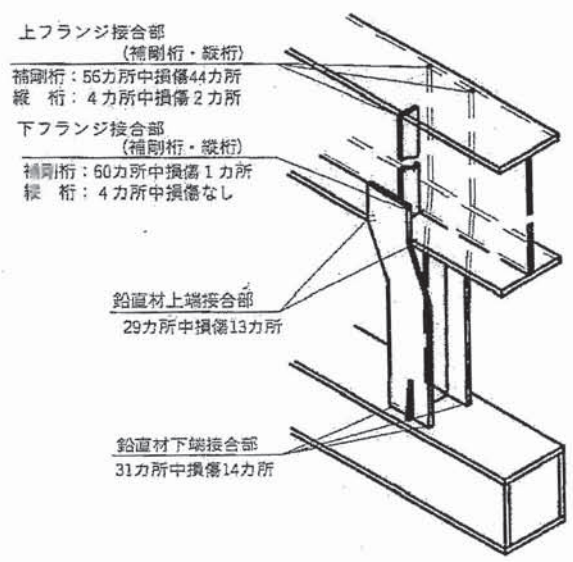


図-3 疲労損傷図

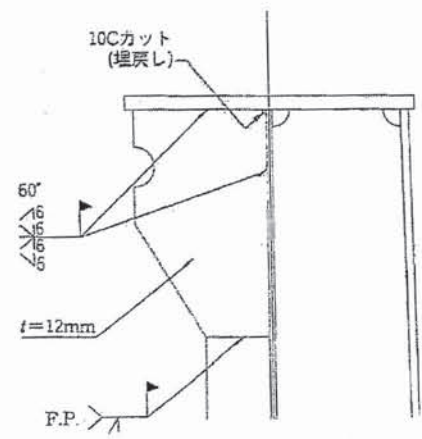


図-4 垂直補剛材の疲労損傷補強図

表-2 構造変更による疲労損傷補強の比較（解析値/許容値）

		現況	支承固定化	斜材増設	クラウン固定化	コンクリート充填
アーチ支承条件		ピン	固定	固定	固定	固定
鉛直材結合条件		剛結	剛結	剛結	剛結	剛結
B活荷重		全載荷	全載荷	全載荷	全載荷	全載荷
アーチリブ	クラウン部	1.23	1.22	1.27	1.08	1.11
	アーチ支間/4	1.24	1.24	1.16	1.22	1.19
	基部	1.35	2.05	1.36	1.55	1.77
補剛桁	端支柱直上	1.32	1.12	1.08	1.28	1.14
鉛直材	クラウン部	0.40	0.39	0.37	(一体化)	0.61
	クラウン直近	4.66	4.61	4.62	(一体化)	4.54
	アーチ支間/4	1.91	1.87	1.56	0.92	1.82
鉛直材接合部応力軽減効果		—	効果なし	効果なし	最も有効	効果なし

けて応力集中の緩和を図った（図-4）。

3) 鉛直材接合部

鉛直材と補剛桁およびアーチリブとの溶接接合部では、アーチクラウン部近傍で著しい疲労亀裂が生じているが、アーチ基部近傍では損傷が軽微であった。本橋は、アーチ支間に対してアーチリブ断面が小さく、活荷重により橋軸方向の変形が生じやすい構造となっていることから、曲げ変形を起しにくい短い鉛直材の上下端に大きな曲げ（2次応力）が負荷されたこと、溶接止端部仕上げに対する配慮不足等が主な損傷要因と考えられた。

1次部材である鉛直材接合部の損傷は、隣接する健全な鉛直材への応力増加を招き、橋全体の耐荷力低下につながることから、疲労損傷補強を最優先課題とし、損傷部の補修にとどまらず、応力緩和や耐久性向上を目指した構造変更まで踏込んだ検討を行った。

このとき、実橋実験（静的載荷実験、振動実験）をもとに、補剛桁と床版の間には完全ではないが合成作用があること（合成効果79%）、鉛直材とアーチリブとの接合は剛結に近いことを確認し、これらを同定した3次元骨組モデルを用いて、2次応力軽減方法を比較検討した。

その結果、表-2に示すように、アーチクラウン部を固定化する方法が最も有効であることを確認した。なお、地震時の浮上り防止のためアーチ支承の固定化を考えているが、このこと

については、『4. 耐震補強設計』の項で記述する。

3. B活荷重耐荷力補強設計

疲労耐久性の向上を目的とした『アーチクラウン固定化』では、表-2に示すようにアーチリブの応力超過を解消することができない。このため、アーチリブについては、断面アップやコンクリート充填等の補強が必要となるが、これらは耐震補強も兼ねるので、耐震性を満足する補強断面を決定した後、B活荷重耐荷力を検証する方法をとり、安全であることを確認した。

4. 耐震補強設計

1) 現況の耐震性

レベル2の耐震性についてアーチリブや端支柱は降伏するが、現況断面はアーチリブが角部片側スミ肉溶接の箱断面、端支柱が幅厚比の大きい無補剛箱断面であり、塑性域での断面保持が不安定な構造となっている。また、アーチ支承に大きな浮上りが生じるが、現況構造ではこれに抵抗できない。これらのことから、耐震補強が必要であるとし、地震の影響が大きい橋軸直角方向に着目して、補強断面を決定するものとした。

2) 耐震補強方法の検討

最優先課題である疲労損傷補強案をベースに、座屈や過度の変形が生じないように留意し、橋

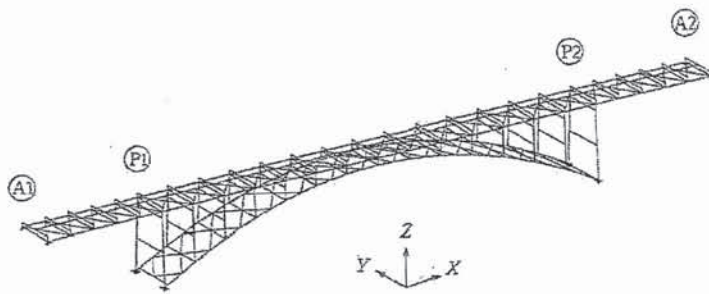


図-5 解析モデル

の一部を塑性化させて地震エネルギーを吸収する方法をとった。このとき、部材の塑性化（材料非線形）に加えて、アーチの変形による影響（幾何学的非線形）、軸力の変化に応じた曲げ耐力の変化（軸力変動の影響）、軸力と2軸曲げモーメントとの応力相関等を考慮した。図-5に解析モデル、表-3に要素モデルを示す。

特に、アーチリブへの負荷軽減が耐震補強規模を決定づける指標となるので、床版を抵抗体として評価できるように、スラブアンカーに関する検討も行い、補強の合理化を図った。

一方、本橋の橋軸直角方向の振動特性として、全死荷重の約80%が床版と補剛桁に集まっていることから、1自由度系モデルに近い振動特性をもつこと、1種地盤では長周期化の影響が比較的短い周期から現れることから、長周期構

表-3 要素モデル

		材料特性	要素
アーチリブ		弾塑性	ファイバー (or 面)
アーチ横構		弾塑性	棒
鉛直材	中央	弾塑性	ファイバー (or 面)
	端部	弾性	棒
端支柱	一般	弾塑性	ファイバー (or 面)
	隅角	剛体	棒
補剛桁		弾性	棒
補剛桁下横構		弾性	棒
床版		弾塑性	棒

造物と同じような応答特性（変位一定則）をもつことが認められた。このような振動特性を利用して、補強方法や補強範囲を検討した。

主要各部の最大応答時のひずみをパラメータとして動的に耐震性を検証した結果（ただし、RC部材である床版については、曲率に着目した）、アーチリブの角補強、アーチ支承の固定化、端支柱のリブ補強、スラブアンカー補強等から成る補強方法が、必要最小限の耐震補強法であることを確認した。図-6および表-4に、耐震性と同時に疲労耐久性およびB活荷重耐力も満足する本橋補強の概要を示す。

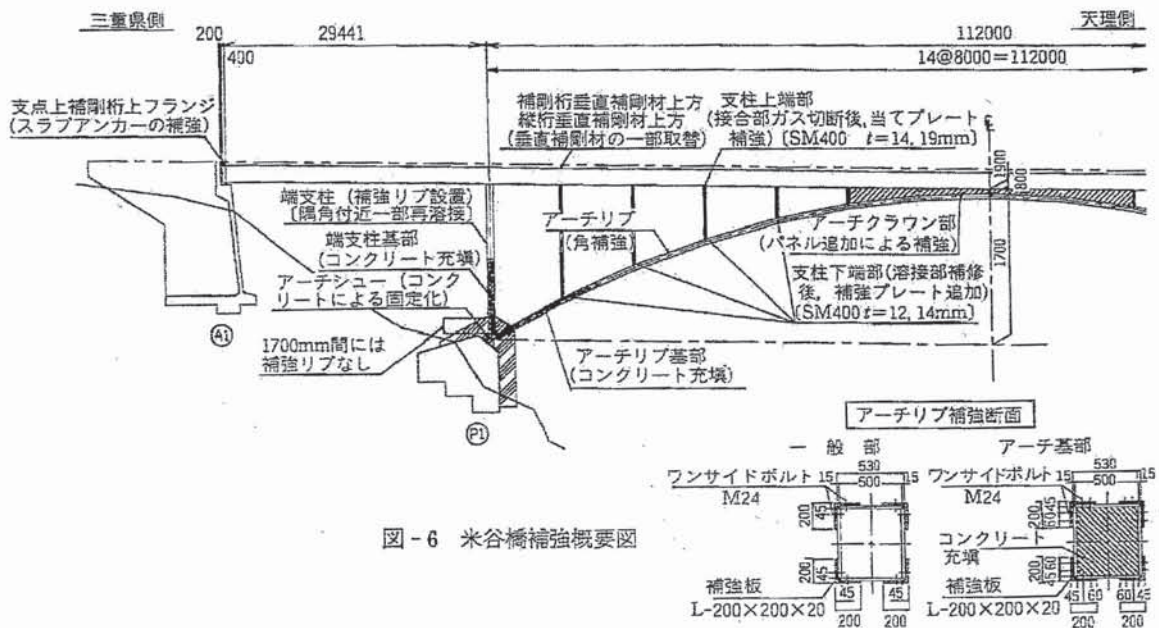


図-6 米谷橋補強概要図

表-4 米谷橋の補強概要

主な工種	補修補強工概要	疲労損傷 対 策	B活荷重 対 策	耐震対策	既往損傷 対 策
1 橋台支承取替工	ローラー支承からゴム支承への取替え				○
2 端支柱トッププレート補強工	ダイヤフラム設置				○
3 端支柱リブ補強工 (一部溶接部の再溶接)	局部座屈を防止するためにリブを設置 塑性状態で形状保持のため隅角部を再溶接 (F.P.)			○	
4 垂直補剛材補強工《補剛桁》	細部構造変更による溶接接合部の応力低減	○			
5 垂直補剛材補強工《縦桁》	細部構造変更による溶接接合部の応力低減	○			
6 鉛直材補強工	上端：まわし溶接部の除去 下端：細部構造変更による溶接接合部の応力低減	○	○		
7 アーチクラウン補強工	クラウン部を鋼板補強して鉛直材接合の2次応力を低減	○	○		
8 アーチリブ補強工	L形プレート設置によるアーチリブの耐力を向上 角溶接補強も兼用		○	○	
9 コンクリート充填工《端支柱基部》	レベル2地震に対する耐力とじん性の向上			○	
10 コンクリート充填工《アーチリブ基部》	B活荷重時に対する耐力の向上 レベル2地震に対する耐力とじん性の向上		○	○	
11 床版スラブアンカー補強工	レベル2地震における補剛桁と床版の一体性の強化			○	
12 アーチ支承固定化工	レベル2地震におけるアーチ支承の浮上り防止			○	

5. アーチリブ部分模型実験

本橋のアーチリブ補強では、角補強と断面アップを目的として、四隅にL形鋼を増設する方法を採用している。箱断面の角補強は、内側から行う方法が一般的であり、性能を保证するためのディテールも確立しているが、本橋では箱断面が小さいため、L形鋼を外側からワンサイドボルトで取付ける方法をとっている。このような角補強構造については、塑性域での変形性能が検証されていないので、工事に先立って模型実験を行い、本構造の性能を検証した。

1) 角部断面形状保持の検証(小型模型実験)

現況のアーチリブ角部を実寸法で部分的にモデル化した小型模型実験では、角部にL形鋼を取付け、角部が開く座屈モードと角部が閉じる座屈モードが再現できるように荷重を漸増載荷して、角補強構造の角部形状の保持効果、現況スミ肉溶接の割れ防止効果を検証した。補強

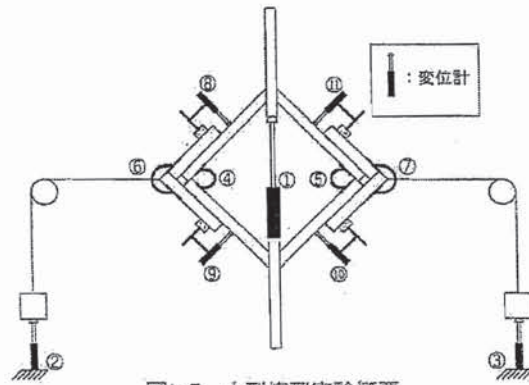


図-7 小型模型実験概要



写真-2 圧縮時



写真-3 引張時

断面7ケース（ボルト間隔変化等）と、現況断面1ケースで実験を行った（図-7、写真-2、3）。

実験結果から、角部スミ肉溶接に割れが生じる荷重が、補強断面模型では現況断面模型に比べ1.6倍に増加することや、角部スミ肉溶接破断後も荷重低下はなくL形鋼が有効に機能していることが認められた。これらのことから、角補強構造が断面形状保持機能を十分に有していることが確認できた。

2) 変形性能の検証（大型模型実験）

断面全体を実寸法でモデル化した大型模型実験では、死荷重相当の圧縮応力（ $0.3\sigma_y$ ）を導入した状態で角部にL形鋼を取付け、6,000 kN ジャッキで曲げモーメントが増加しなくなるまで1方向に漸増載荷して、角補強構造の変形性能を検証した。補強断面2ケース（コンクリート充填、無充填）と、現況断面1ケースで実験を行った（図-8、写真-4）。

実験結果から、現況断面模型に対する補強断面模型の曲げ剛性増加率（弾性内）が、設計値とほぼ等しくなっていることが分かり、補強部材が有効に機能していることが確認できた。また、補強を施した実験供試体には、実験終了後、座屈変形等はほとんど認められなかった。

これらの実験結果や、実験におけるひずみ状態に比べて、設計で想定している塑性ひずみが格段に小さいレベルにあることから、本橋に採用した角補強構造が目標とする変形性能を十分に有していることが確認できた。

3) ワンサイドボルト

ワンサイドボルト（図-9、写真-5）のネジ部は、普通高力ボルトに比べて破断しにくい構

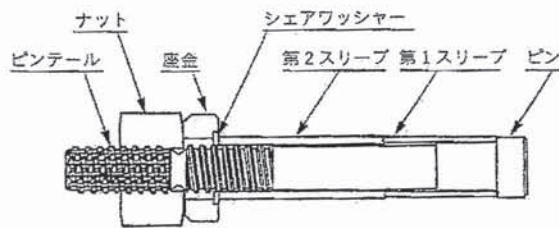


図-9 ワンサイドボルト

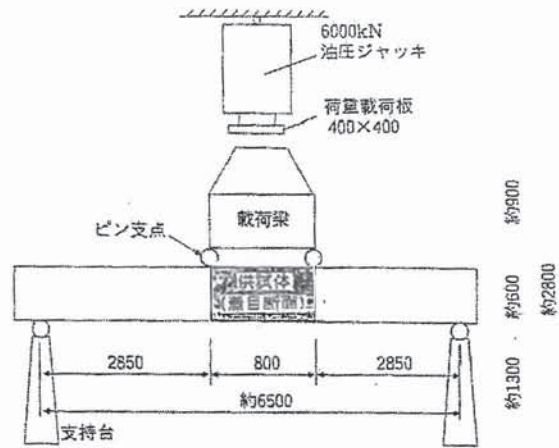


図-8 大型模型実験概要

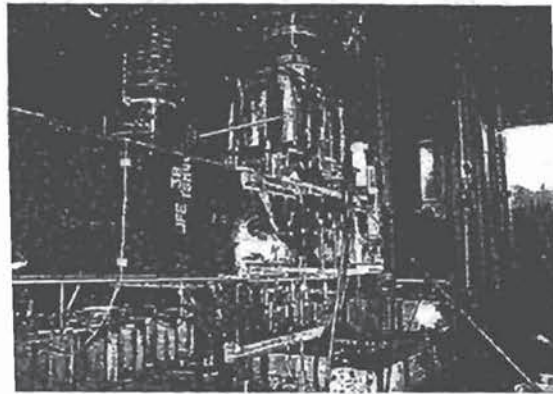


写真-4 大型模型実験風景

造になっており、実験では、ワンサイドボルトに破断等の損傷は認められなかった。

6. 既設鋼材の溶接性に対する検証

本橋は昭和40年代に建設された鋼橋であり、溶接によって有害な亀裂を生じさせる硫黄（S）分が多く含まれており、厚板の溶接で問題となるラメラテア（板厚方向の割れ）が懸念された。そこで、鋼材成分を調査するとともに硫黄分の偏析を観察し、その結果を溶接方法に



写真-5 ワンサイドボルト

表-5 鋼材成分試験結果

項目		S	Si
下り線鋼材の含有量 (%)		0.030	0.35
上り線鋼材の含有量 (%)		0.019	0.46
道示	溶接構造用鋼材 (%)	0.035	0.55
	耐ラメラテア性能 (%)	0.010	—

反映させるものとした。

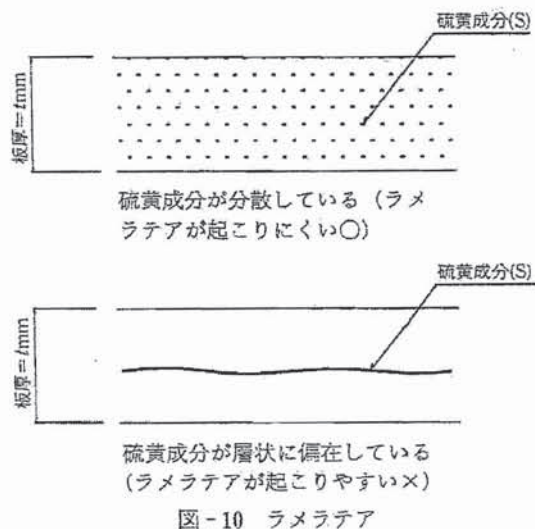
1) 鋼材成分調査

本橋の鋼材の S や Si (じん性が問題となる因子の一つ) の含有量は、表-5 に示すように道路橋示方書の溶接構造用鋼材の規定を満足しており、通常の溶接性には問題はないと考えられる。

しかし、耐ラメラテアという面では、S の含有量は道路橋示方書規定の 2~3 倍以上の値を示していることから、偏析状態を調べるものとした。

2) 偏析物観察 (サルファプリント)

溶接性によるラメラテアについては、硫黄分等の含有量だけではなく、偏析物が板厚中どのように分布しているかが問題となる。例えば、図-10 に示すように層状に偏析している場合に、溶接割れが生じやすくなる。そこで、鋼材片の表面を薬品処理して、鋼材内に含まれる硫黄分の偏析状態を観察した (板厚 $t=10\text{ mm}$:



2 試料, $t=19\text{ mm}$: 2 試料, $t=36\text{ mm}$: 2 試料)。

ラメラテアに対して要注意な鋼材の事例として、本橋と、昭和5年に建設された鋼橋に用いられていた鋼材における偏析物の分布状態を表-6 に示すが、偏析物が明らかに層状に偏在している昭和5年の橋に比べ、本橋は表-6 に示すように硫黄分の偏析が全ての試料で分散していることを確認することができた。よって、溶接によるラメラテアについては問題ないと考えられる。

7. 今後予定している補修補強効果の検証

工事期間中に検証可能な事項は、疲労損傷補強効果、B 活荷重耐荷力性能である。実際の効果を検証するため、活荷重による動的なひずみ (応力度)、動的な変位 (たわみ) に着目して計測を行うものとし (表-7, 8), また、溶接に伴う既設鋼材の温度上昇も、既設鋼材の溶接性を検証するため計測を行うものとしている。

なお、たわみ特性や振動特性に関する最終的な補強効果の検証は、最終工種であるアーチ支承の固定化を待って実橋実験を行う予定である。

8. おわりに

本補強工事は平成16年3月に工事契約締結

表-6 サルファプリント結果

a : 本橋の場合 ($t=36\text{ mm}$ の例) 偏析物が分散している	
b : 他橋での例 (昭和5年に建設された鋼橋) 偏析物が層状に分布している	

表-7 ひずみ計測箇所

		垂直補剛材		鉛直材		アーチ リブ	補剛桁	合 計		
		補剛桁	縦 桁	上 端	下 端	1/4 支間	中間支点			
		横桁位置	横桁位置							
①	工事前	現況 (疲労亀裂部は補修)	1	1	2	2	4	2	12	
		既存補剛材にドッグボーン設置	2	2	—	—	—	—	—	4
	合 計	3	3	2	2	4	2	—	16	
②	施工時 (疲労)	補剛材補修後	2	2	—	—	—	—	—	4
		まわし溶接部切断後	—	—	2	—	—	—	—	2
		鉛直材補強後	—	—	2*+2	3	—	—	—	7
③	施工時 (B活)	アーチクラウン固定化後	2	2	2	3	4	2	—	15
		アーチリブ角補強後	—	—	—	—	4*+4	—	—	8
		スラブアンカー補強後	—	—	—	—	—	2*+2	—	4
		合 計	4	4	8	6	12	6	—	40
工事後	上下線工事後	2	2	2	3	4	2	—	15	

* : ボルト穴削孔後

表-8 計測方法

対象車両	試験車 (20 t~25 t)
載荷方法	2 台並列載荷
交通規制	標識車 (2 台) による頭抑え (2~3 回)
規制時間	混雑時を除く昼間
計測方法	動ひずみ計, リング式たわみ計
活荷重位置確認	ビデオカメラ

を行い、現在施工中である。今回、補強方法が詳細に検討され、補修補強の効果を実橋で検証できることは、本橋補強の妥当性の検証に止まらず、その結果を次の下り線工事に反映でき、非常に意義の深いものであると考えられる。また、本橋の今後の維持管理や同種の鋼構造物の補強に有効に生かしていく予定である。

最後に、『米谷橋補強技術検討会』を通じて貴重な助言や御指導を頂いた大阪大学大学院松井教授、大阪大学 金教授、大阪市立大学大学院 北田教授、松村助手ならびに(財)海洋架橋・橋梁調査会の関係各位に謝意を表します。

(完)

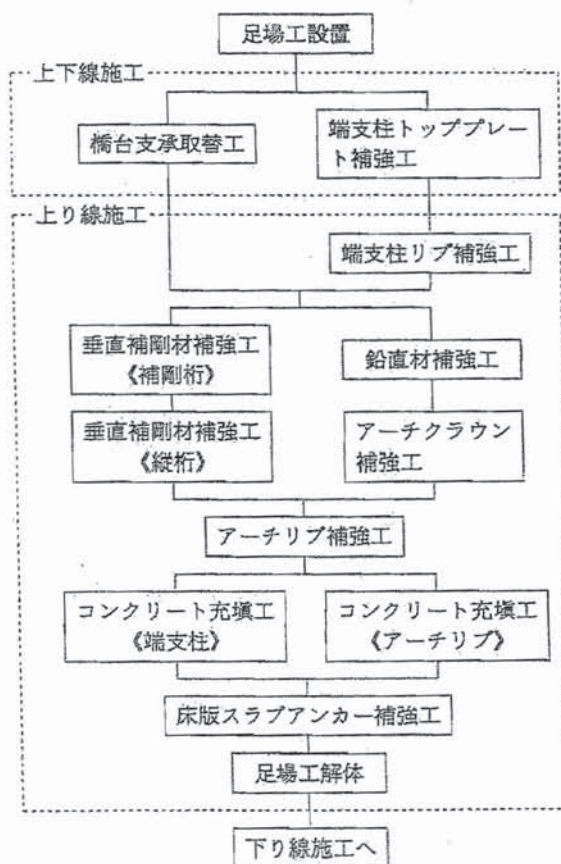
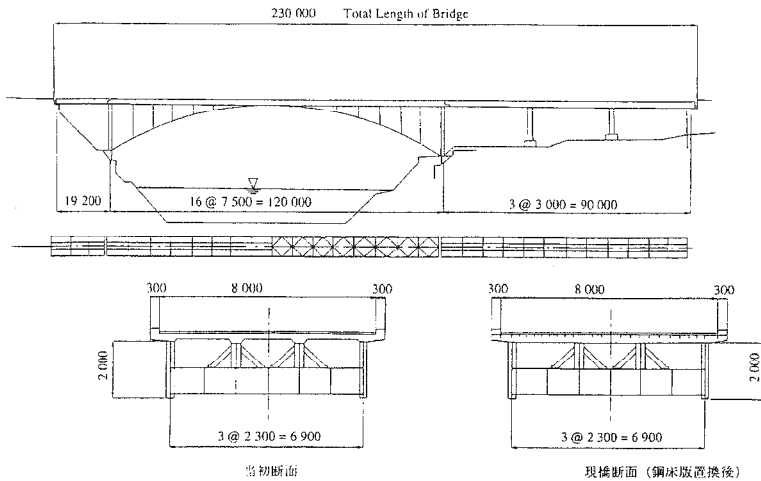


図-11 補強工事フロー図

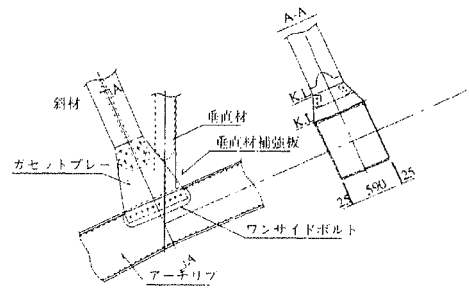
文献NO.	⑪
タイトル	上路式ランガー桁拡幅補強工事報告
出展・著者	横河ブリッジ技報 No. 24 1995年1月 ・小林, 颯原, 友廣

概要

上路式ランガー桁の歩道拡幅と下水道管添架を行うために、構造形式をランガー構造からスパンドレルブレースアーチ構造に補強工事、および垂直材取付部におけるガセットプレート溶接部の疲労損傷に対する局部補強工事の補強設計と現地施工を行った内容について報告されている。また、補強効果の確認のために実施された、構造形式改造前後の応力変位計測結果についてもその概要を述べられている。さらに、既設部材への新規部材の取付に片面施工用高力ボルトを使用されているが、その施工上の留意点や施工時の騒音測定結果なども合わせて報告されている。



橋梁一般図



片面施工用高力ボルト使用例

上路式ランガー桁幅補強工事報告

小林 一雄* 穎原 謙三** 友廣 元寿***

Strengthening Report of a Deck-Type Langer Girder Arch

Kazuo Kobayashi, Kenzou Ebara and Motohisa Tomohiro

Recently, as the number of travelling vehicles and large-size cars are increasing, passengers are exposed to more danger. Therefore, sidewalk is desired to be separated from roadway for passenger's safety. But in case of widening the width of road section, the bridge structural members are required to be reinforced for additional load.

In this report, a deck-type Langer girder bridge is reinforced with additional plate attached to lower flange of stiffening girder and additionally installed diagonal members and sway bracings. In addition, one-side high strength bolts which can be fastened from only one-side are used for the first time in real construction.

1. まえがき

近年、交通量の増大、大型車両の通行に対する、歩行者の安全を確保するため、歩車道分離構造へ改造する事例が増えている。この場合、車道幅員を確保する観点から拡幅により歩道を分離することになる。プレートガーダーのように比較的短い支間の場合には、増桁あるいは縁縦桁を有するブラケット構造により拡幅が可能であり、その際の既設部材の補強はほとんど必要としない。しかし、2主構構造であるトラスやアーチでは、縁縦桁を有するブラケット構造で対処する場合に主構造の応力超過は避けられず、補強が必要となる。

今回、上路式ランガー桁の歩道拡幅と下水道管添架を行うために、構造形式をランガー構造からスパンドレルブレースドアーチ構造に改造した補強工事、および垂直材取付部におけるガセットプレート溶接部の疲労損傷に対する局部補強工事の補強設計と現地施工を行ったのでその内容について報告する。また、補強効果の確認のために実施された、構造形式改造前後の応力変位計測結果についてもその概要を述べる。

さらに、本工事では、既設部材への新規部材の取付に片面施工用高力ボルトを使用した。その施工上の留意点や施工時の騒音測定結果なども合わせて報告する。

2. 補強橋梁の概要

本橋は、昭和39年に架設された、橋長230.0m、幅員8.0mの橋梁で、上路式ランガー桁、非合成単純鉄桁、

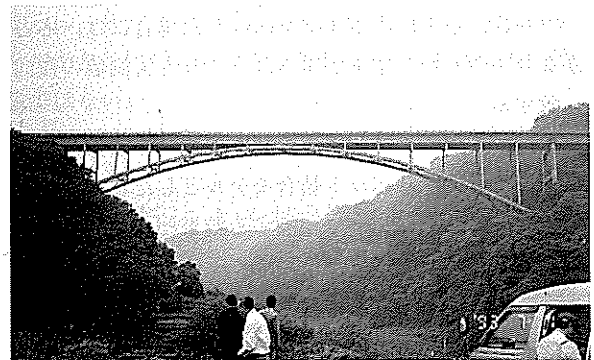


写真-1 全景（斜材増設前）

* 生産本部・東京生産技術部第一課主任
** 崎横河メンテック・工事部工事課
*** 崎横河メンテック・技術管理室開発課

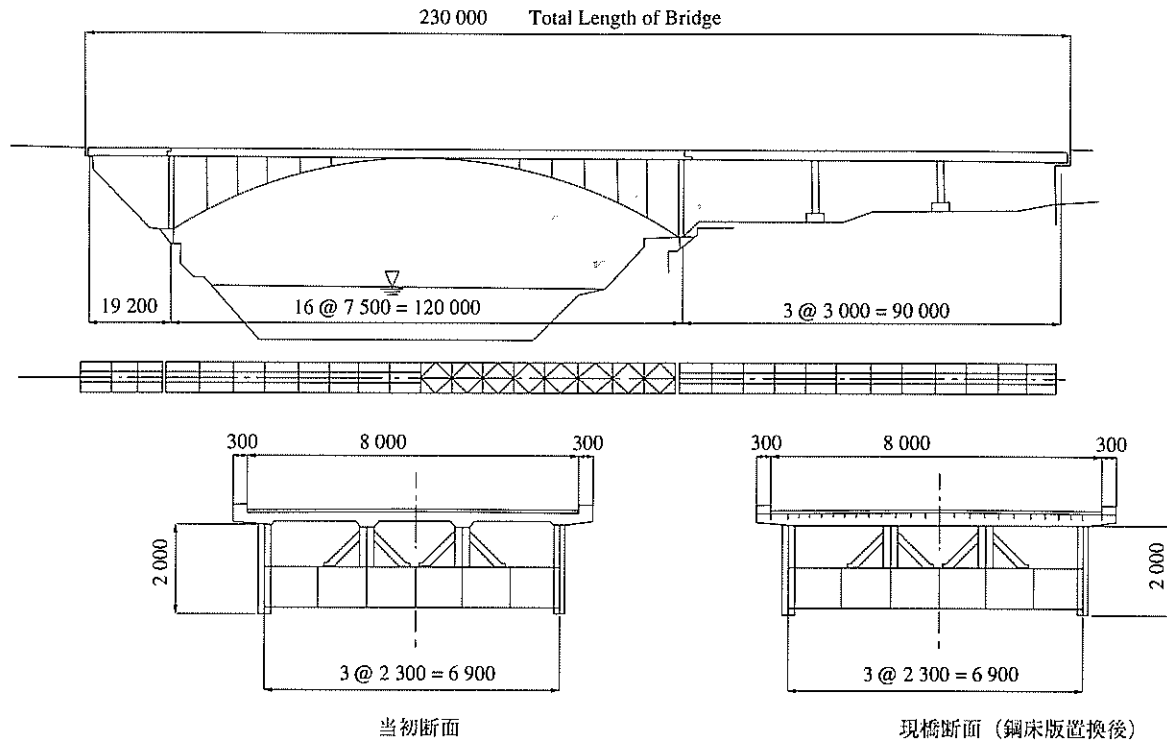


図-1 一般図

および非合成連続鉄桁から構成されている。建設当初の橋梁諸元を以下に示す。

- 形式：単純鉄桁
上路式ランガー桁
3径間連続鉄桁
- 橋格：一等橋 (TL20)
- 橋長：230m
- 支間：19.2+120.0+3@30.0m
- 幅員：8.0m (歩道なし)
- アーチライズ：18m ライズ比=1/6.7
- 平面線形：直線
- 縦断勾配：アーチ部は0.5%放物線勾配
鉄桁部は1%直線勾配
- 床版：鉄筋コンクリート床版

補強前橋梁の写真を写真-1、一般図を図-1に示す。本橋梁は竣工後5年を経過した頃より、RC床版部にひび割れが発生し、鋼床版への置き換え工事が行われている。

また、近年垂直材と補剛桁およびアーチリブ接合部において、疲労損傷の発生が確認されている。損傷概要としては、垂直材取り付け用ガセットプレートと補剛桁およびアーチリブの溶接線に沿って、ガセットプレート止端部からきれつが発生している。

3. 補強設計

3.1 新設歩道の形式選定

本橋は建設当時に比べ、車両交通量の増大と共に、車両の大型化が進んでいる状況下であり、歩行者の安全性確保を目的に、歩道を新たに設置することとなった。

歩道設置形式については、現橋と並行に自転車、歩行者の専用橋を新設する単独橋案と、現橋に歩道添架を行う拡幅案の2通りの方法に関して検討した。検討案を以下に示す。

- 単独案：上路式ランガー桁橋案
鋼ラーメン橋案
PCラーメン橋案
鋼斜張橋案

- 拡幅案：現主構補強案
主構増設案

上記6案を選定したが、単独案の中から景観性を考慮しラーメン橋案を比較対象外とし、表-1に示す4案について比較検討を行った。この結果、構造特性、経済性、維持管理性および、景観性に優れ、また施工期間が短く、さらに現橋の持つ構造特性の改善も同時に行える、「第3案 現主構補強案」を採用した。

3.2 補強設計

(1) 構造系の変更

現橋主構面の垂直材間に新規斜材を取付け、上路式ランガー桁形式からスパンドレルブレスドアーチ形式へと構造系の変更を行った。この変更により次のような効果が期待できる。

- 歩道添架による死活荷重増加に対して既設部材の応力増加は、垂直材を除いてはさほど大きなものとならない。
- 構造物の全体剛性が向上する。

(2) 補強部材の連結方法

基本的方針としては高力ボルト（トルシア形）によって連結するものとした。溶接による連結は、既設構造物に対する熱影響による変形の問題、また作業時の気象条件の影響を受け易いこと、さらに既設部材と新設部材の取り合い構造が複雑であり、多様な溶接姿勢を要求されることによって、精度、作業性に問題が生じ易いことなどから、極力用いないこととした。しかしアーチリブや垂直材等の閉断面部材に連結板を取りつける場合、普通高力ボルトあるいはトルシア型高力ボルトを使用するには、新たにハンドホールやマンホールを設置することが必要となる。今回の工事では、片面施工用高力ボルト（ハックリミテッド社製 商品名USBB 以下、ワンサイドボルトと称す。）を使用することにより、ハンドホール、マンホールを設置しないで施工できる連結工法を採用した。本工事で使用したワンサイドボルトを図-2に示す。

ワンサイドボルトの締付け機構や、それを使用した場合の摩擦接合継手の基本的性状に関する詳細については文献1)2)を参照されたい。締付け機構の概略は次の通りである。ピンテールを専用の電気式油圧締付け機でつかみ、カラーと座金および第二スリーブに反力を受け持たせて引っ張ることにより、第二スリーブが第一スリーブを押し広げ、ボルト頭が形成される。引き続き、ピンを引っ張ると締付け機の筒先でカラーが塑性形成され、ピン軸部に食い込むとともに締め付け軸力が導入される。不要になったピンテールは引張破断され、締め付けは完了する。

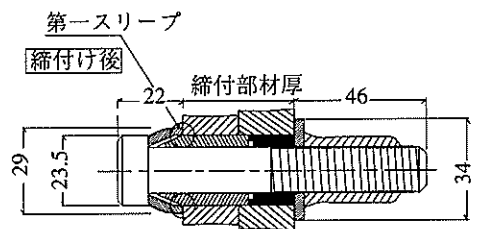
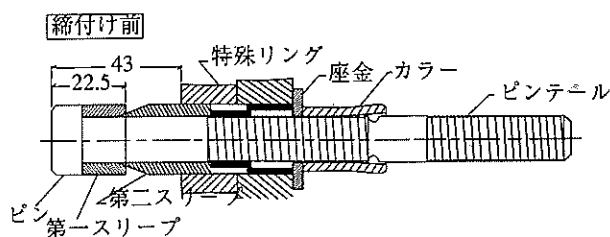


図-2 ワンサイドボルトの形状、寸法

表-1 比較案

第1案	(単独橋)	上路ランガー桁案
第2案	(単独橋)	斜張橋案
第3案	(添架案)	現主構補強案
第4案	(添架案)	主構増設案

(3) 応力照査と補強要領

スパンドレルブレスドアーチ系に対して、歩道添架後の死荷重、活荷重を載荷したときの応力照査結果、補強方針を以下に示す。また補強箇所を図-3、歩道添架後（スパンドレルブレスドアーチ系）の断面力を図-4に示す。また、補強前後の断面力の比較を表-2に示す。

① ランガー桁

・補剛桁

鋼床版断面を無視した場合、格点⑥、⑦の下フランジにおいて、応力度が大きく許容値を超過する。鋼床版の断面を有効とした場合は、いずれも許容値内となるが、安全側を考え、図-5に示すように下フランジ下面に補強板を取り付けることとした。

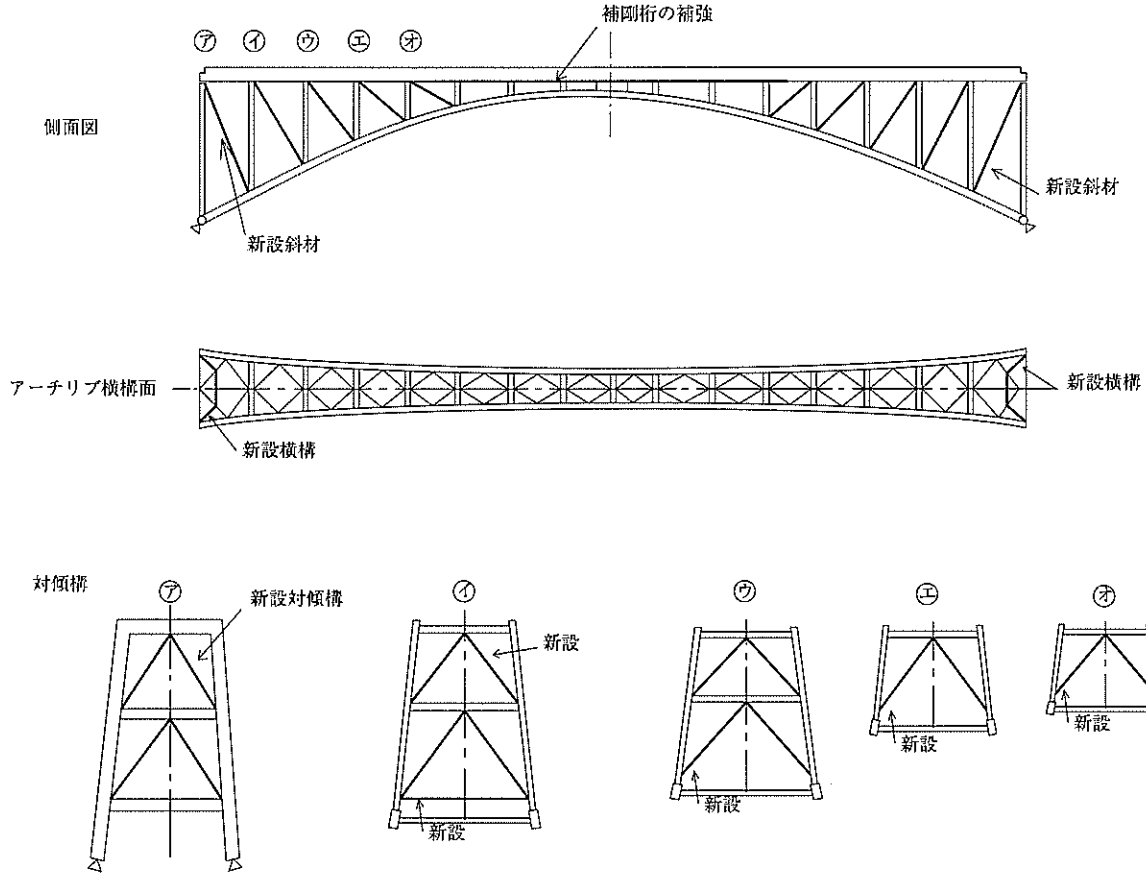


図-3 補強内容

表-2 補強前後の断面力

補剛桁		(tf, tf·m)								
		②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	
曲げモーメント (正)	当初計画	302	496	607	614	572	506	418	391	
	歩道拡幅	74	87	117	181	576	558	466	363	
曲げモーメント (負)	当初計画	-201	-308	-363	-375	-337	-259	-172	-108	
	歩道拡幅	-75	-87	-117	-181	-652	-436	-220	-350	
軸力 (圧縮)	歩道拡幅	25	56	90	124	122	122	122	122	

アーチリブ		(tf)								
		⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	
軸力 (圧縮)	当初計画	634	615	599	583	572	562	656	553	
	歩道拡幅	746	720	699	684	658	550	543	540	

垂直材		(tf)								
		①-⑩	②-⑪	③-⑫	④-⑬	⑤-⑭	⑥-⑮	⑦-⑯	⑧-⑰	⑨-⑱
軸力 (圧縮)	当初計画	59	50	43	39	39	41	45	47	48
	歩道拡幅	161	101	99	89	82	146	34	34	34

斜材		(tf)				
		①-⑪	②-⑫	③-⑬	④-⑭	⑤-⑮
軸力 (圧縮)	歩道拡幅	33	33	27	8	75
軸力 (引張)	歩道拡幅	57	58	56	52	142

アーチリブ、補剛桁、垂直材、斜材の軸力はすべて圧縮力

単位：tf

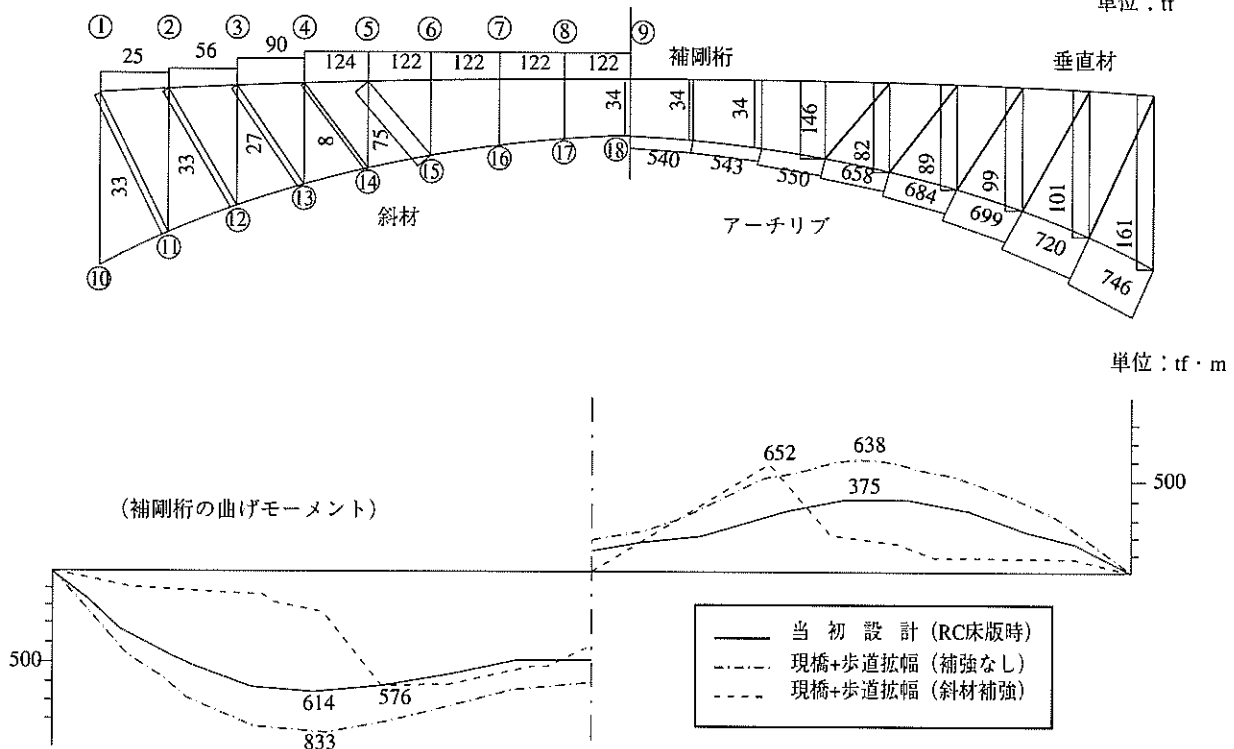


図-4 補強後の断面力図

なお、垂直材取付部で補強材の連続性を失う事になるが、鋼床版を有効とした場合は、各部で許容応力度内であること、また、垂直材ガセット部への補強材の取付けを考えると、無理に補強を連続させることは、いたずらに構造を煩雑とすることとなる。このようなことから、垂直材取付け部位での補強材の連続は行わないこととした。

・アーチリブ

いずれも許容応力度内であり補強を必要としない。

・垂直材

格点⑤⑥取付の垂直材において、許容応力度を超過するので、垂直材外面に補強板をワンサイドボルトを用い取り付け。さらに、アーチリブ、補剛桁との連結部は、リベットから高力ボルトに取り替えた。(図-6参照)

・斜材 (新設部材)

スパンドレルブレードアーチ構造とした解析結果を基に、アーチリブとの連結詳細を図-7に示す。

アーチリブの側面にガセットプレートにワンサイドボルトで連結し、そのガセットプレートに新設材をボルト接合する詳細である。

・対傾構 (新設部材)

歩道設置のための荷重増加に対してではなく、現行ラーメン構造の剛性改善を目的として、道路橋示方書・同解説 (鋼橋編)³⁾ に規定されている細長比

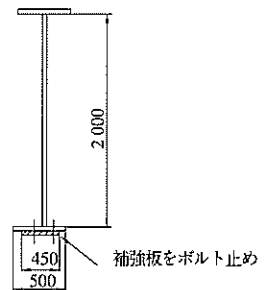


図-5 補剛桁の補強

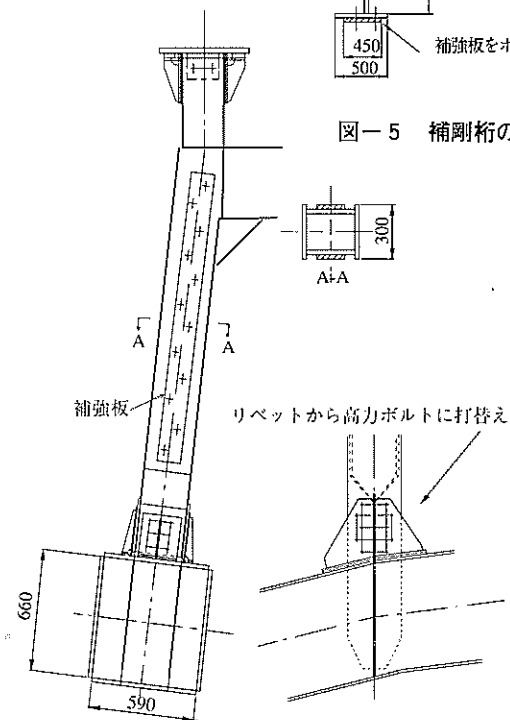


図-6 垂直材の補強例(格点⑤-⑥)

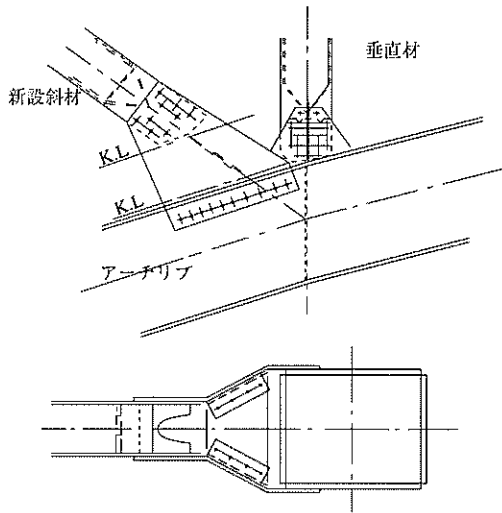


図-7 新設斜材とアーチリブのとりあい(格点⑬)

により断面決定した。

・横構関係

当初設計において風荷重に対し断面決定されているが、補強後においても、風荷重を受ける有効投影面積に大きな変化は生じない。また、鋼床版の置き換えによって、全死荷重強度が当初設計時より減少しているの、地震荷重が当初設計値を上回ることではない。よって補強は行わないこととした。

・アーチ脊

ピンに3%程度(33kgf/cm²)の許容応力度の超過が生じているが、この程度であれば安全性に問題はないと判断し補強は行わないこととした。

② 単純鉄桁

支間中央部の下フランジで許容応力度の超過が生じているが、その値は5%程度と小さい。また、鋼床版断面を有効とした場合には、許容応力度内である。僅かな応力超過のために、補強を行うこと必ずしも得策ではないと判断し、補強は行わないこととした。

③ 3径間連続鉄桁

端支間中央断面下フランジで、8%程度の応力度超過が生じている。また、中央径間中央部の下フランジでは若干の応力超過が生じているが、その値は小さく問題ないと判断できる。鋼床版を有効とした場合には、いずれの照査断面においても、許容応力度内である。これらのことより、単純鉄桁と同様に、補強は行わないこととした。

④ 3径間連続鉄桁鋼製脚

部材断面が、(風荷重+鉛直反力)で決定されている。合計鉛直反力で、21.3tonf(約11%)増加しているが、断面決定において鉛直反力の占める割合は小さく、また、当初設計時において許容値に対し

余裕があることから、補強設計対象外とした。

(4) 垂直材接合部の疲労損傷対策

疲労きれつが発生したガセットプレート止端部における応力集中を低減させる目的で、L型の部材を補剛桁、アーチリブ側両方の垂直材取り付け用ガセットプレート部に接合することで行った。接合方法としてはボルト接合とし、アーチリブの密閉断面への取り付けはワンサイドボルトを使用した。(図-9参照)

4. 実施工

4.1 施工手順

施工手順を図-8に示す。

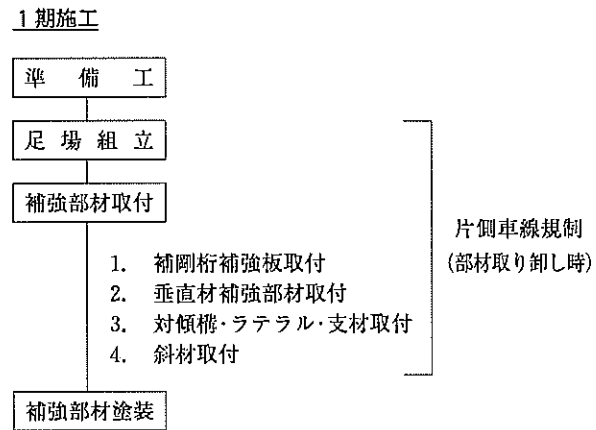


図-8 施工手順(1期分)

4.2 施工上の問題点と解決策

(1) 垂直材補強板取付け

垂直材接合部への補強材の連結は、図-9に示すように高力ボルトとワンサイドボルトを併用して行った。既設部材への補強部材の連結に関しては、狭い箇所での作業になり易く、ボルト締付けのための十分な作業空間が確保できない場合がある。図-9に示した垂直材への補強板の連結に際しても、ワンサイドボルトを高力ボルトが近接しており、高力ボルトの機械締めが不可能な部位もあった。したがってこのような狭い部分の詳細構造の決定にあたっては、設計段階で十分検討が必要である。

(2) アーチリブ補強工

斜材の取付けに際しては、現橋が設計寸法どおりの形

状態を保持していない事も懸念されたためガセットプレートをアーチリブおよび垂直材に取付けた後にガセットプレートのボルト孔間の実測を行い、新設斜材の工場製作に反映させた。その結果、現場での取付け作業は継手部の孔の誤差もなく施工することが可能であった。

なお、斜材の取入れは取付位置にて部材角度を調整できるように、玉掛けワイヤにチェーンブロックを仕込み、25トン吊りラフタークレーンにより橋面上から取卸した。

斜材の架設状況を、写真-2、3に、斜材増設前後における橋梁外観を写真-1、4に示す。

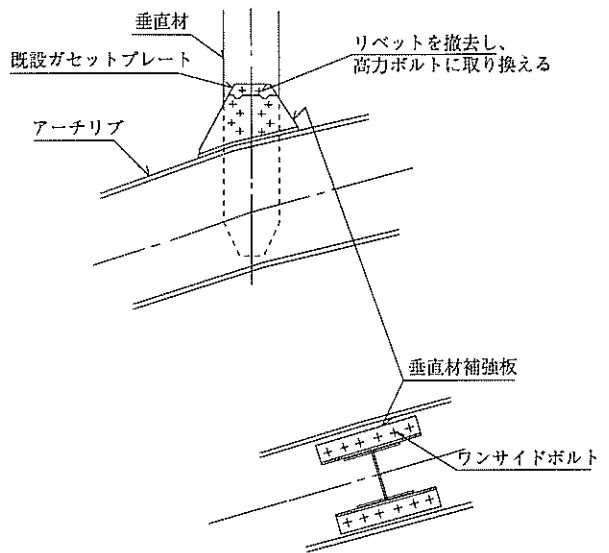


図-9 垂直材格点部補強 (実施工)

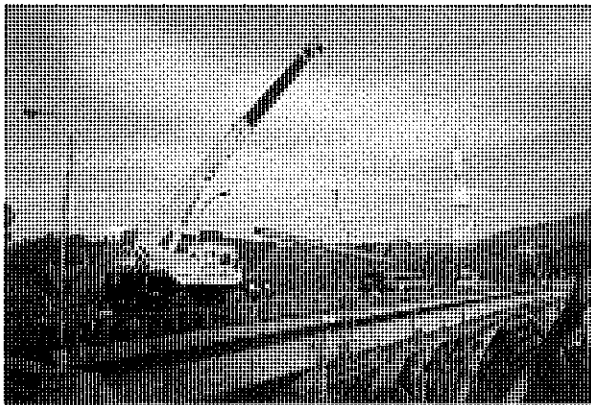


写真-2 斜材の取り卸し

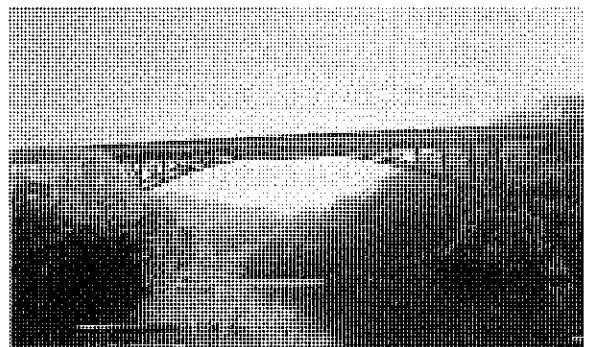


写真-4 全景 (斜材増設後)

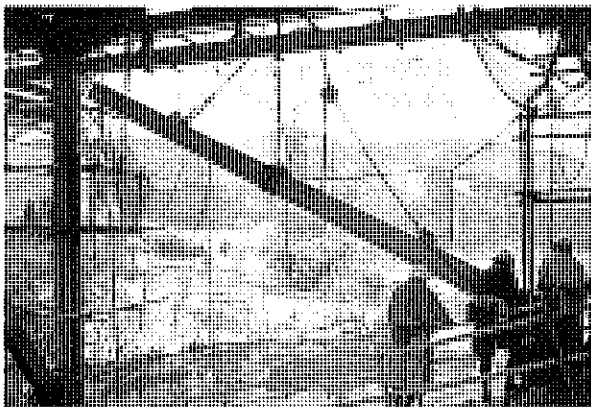


写真-3 斜材の取付

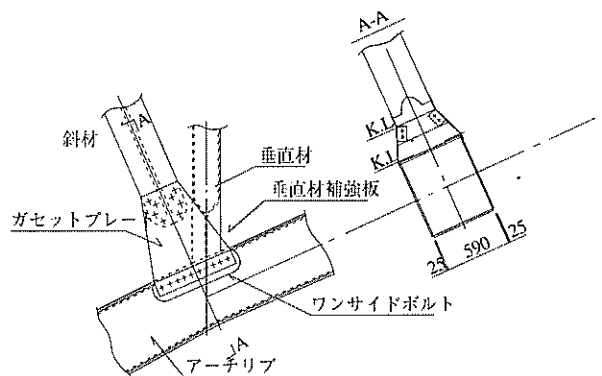


図-10 アーチリブ付ガセットプレート (実施工)

4.3 ワンサイドボルトの施工上の問題点と解決策

ワンサイドボルトの主な使用箇所は以下の通りとした。

- ① アーチリブおよび斜材と新設斜材ガセットプレートとの接合部。
- ② アーチリブと垂直材補強板との接合部。
- ③ 垂直材の腹板補強板の接合部。

ワンサイドボルトの使用箇所を図-11に示す。また、ワンサイドボルトの締め付け状況を写真-5に示す。

このボルトの使用に際しては、その締め付け機構上、所要締め付け軸力を得るために軸径に対してボルト頭側材片における孔径の許容クリアランス量を極力小さくす

ることが必要である。実施工に先立ち行われた締め付け軸力の測定結果から呼び径M22ボルトに対するボルト頭側材片の孔径については最大で24.5mmとした。この場合、現場施工であることの特長性を考えると添加材と既設部材間との孔ずれの問題を生じやすくなることから、ボルト挿入および締め付け作業性を考慮し締め付け側に当たる添加材の孔径については26.0mmを標準とした。

また、締め付け機械の寸法（径70mmφ、長さ500mm）が大きいため狭い場所では締め付けが不可能となる場合もある。施工に先立って現状調査を十分に行い、ボルト締め付けの作業性について検討を行っておくことが必要である。

なお、ワンサイドボルトの施工時には、特殊リングの破断およびピンテールの破断に伴い音が発生する。この破断音について騒音測定を実施したところ、施工部位から25mm程度離れた位置で90ホンを超える音が確認された。暗騒音の程度にもよるが、周辺環境への配慮が必要な場合には、破断音を発生させない対策が必要である。このボルトに関しては、締め付け軸力の管理が図-12に示すカラーの塑性変形量でなされ、適正な変形量を確保することで締め付け軸力を保証する。したがって、トルクシアボルトの場合と異なり、ピンテールの破断は直接的に締め付け軸力の導入に関与するものではなく、締め付け後におけるピンテール部の残置を無くすためのものである。そこで、今回の現場施工では、十分な締め付け軸力を与えた後に締め付け機器のリミットスイッチを作動させ、ピンテールの破断を起こさせないようにした。ピンテール部については、後日、グラインダーにより機械切断している。なお、リミットスイッチの作動が正常になされているかどうか締め付け作業前に軸力計を用いて確認するとともに、締め付け後のカラーの形状について抜き取り計測を行い、所定形状に変形しているかどうかの確認を実施した。形状確認の検査基準を図-12に示す。

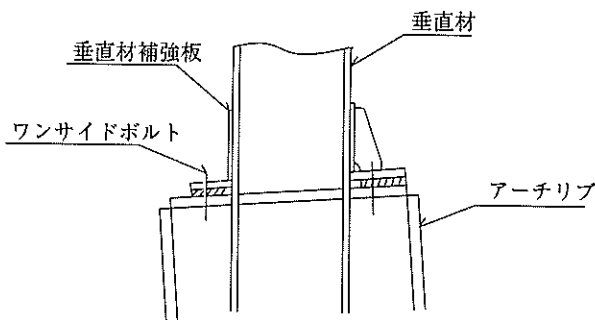


図-11 ワンサイドボルト使用箇所

	基準寸法
締め付け後のカラー高さ H (mm)	27.8以上
締め付け後のカラー径 W (mm)	27.4以下
ボルトの余長 a (mm)	0~7.5

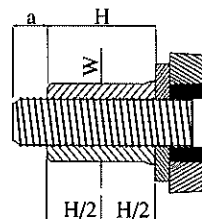


図-12 ワンサイドボルト締め付け後の検査基準

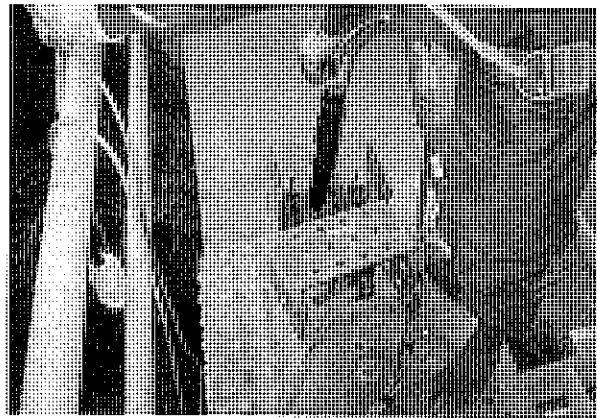


写真-5 ワンサイドボルト締め付け状況

5. 補強効果の確認

補強効果の確認のため、補強前後に応力、変位測定を行った。

5.1 測定概要

(1)測定方法

測定内容は、試験車を用いた静的载荷測定と、一般車による実交通下での応力頻度測定である。

静的载荷試験では試験車を2台を用い、図-13に示すように配置した。橋軸方向には7ケース、幅員方向には3ケースの载荷ケースを設定した（図-14参照）。

応力頻度計測については、24時間連続で一般車の走行時の発生応力を測定した。

5.1.2 測定位置

格点⑬付近の垂直材および取り合いガセット、斜材、アーチリブ、補剛桁の各部にワイヤーストレインゲージを貼付しひずみを測定した。また光学式変位計（写真-6）を用い支間中央アーチクラウン部の変位を計測した。



写真-6 非接触変位測定状況

5.2 測定結果

(1) 静的載荷試験結果

① 計測結果

補強前後における計測結果の代表例を図-15に示す。なお、補強前後の計算値も図中に併記した。

② 載荷ケースの解析

解析は2次元平面骨組解析により行った。また、応力測定結果から補剛桁の中立軸が上フランジ側へ偏心しているため、鋼床版を補剛桁の有効断面として考慮した。横断方向載荷ケースにおいては横断方向係数(η)については1-0法にて算出し、平面骨組解析の格点荷重載荷時の断面力に横断方向係数(η)を乗じ、必要な断面力を求めた。

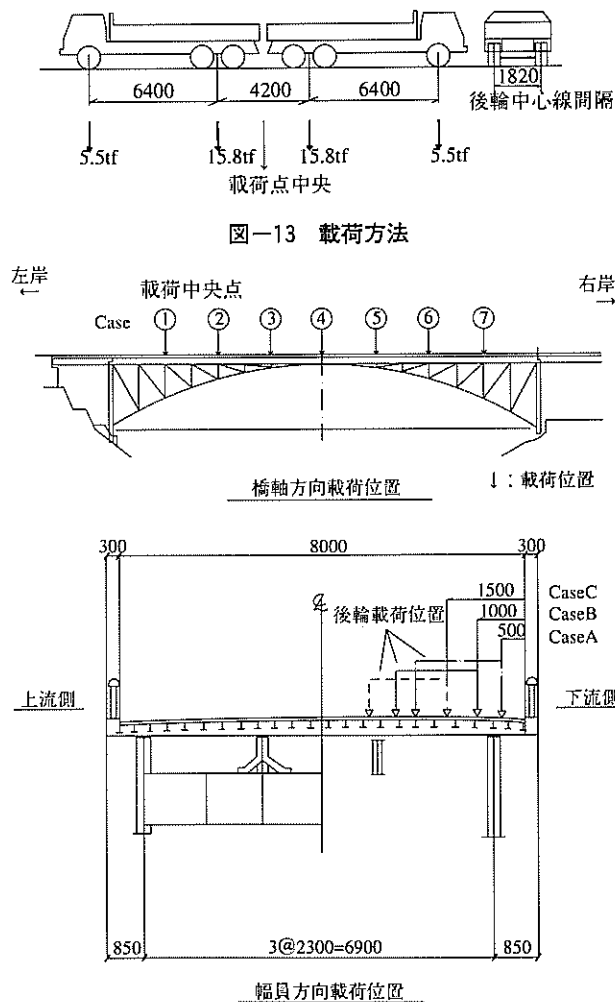


図-13 載荷方法

図-14 車両載荷位置

(2) 応力頻度測定

① 概要

垂直材ガセット取付部および補剛桁本体の応力頻度を測定することにより、溶接継手部の疲労寿命および部材の最大実応力を推定した。

なお応力頻度の解析は2次元レイフロー法によった。

② 計測結果

応力頻度計測結果の一例を図-16に示す。

③ 疲労寿命の推定

応力頻度計測結果をもとに「鋼構造物の疲労設計指針同解説：日本鋼構造協会編」⁴⁾を参考にして、各部位の疲労寿命を推定した。

累積損傷度は「鋼構造物の疲労設計指針同解説」に基づいて行った。

疲労寿命の推定結果を表-3に示す。

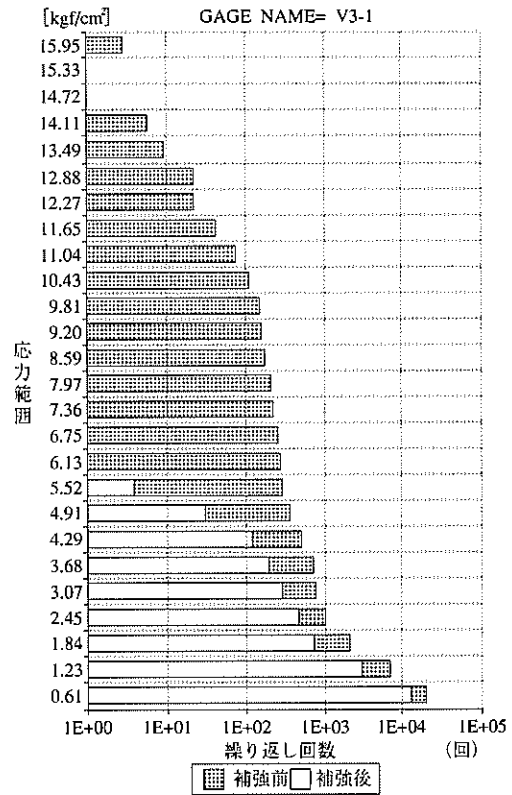
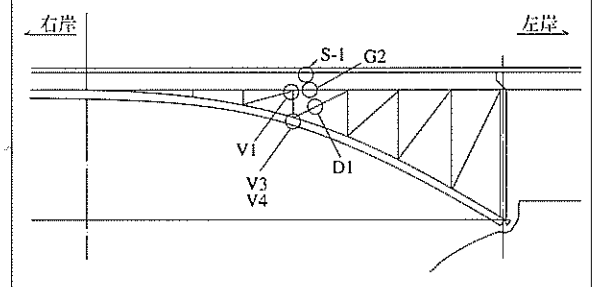


図-16 応力頻度計測結果

表-3 疲労寿命

測点部	強度等級	疲労寿命(年)	
		補強前	補強後
1 補剛桁下フランジ	G 2 E	94	8249
2 垂直材取付ガセット	V 1 F	3	2371
3 (補剛桁側)	V 1 G	2	622
4 垂直材取付ガセット(ア-リア側)	V 3 F	11	36590
5 新設斜材(下流側)	D 1 E		18853
6 垂直材取付新設ガセット(ア-リア側)	V 4 E		無限
7 鋼床版横リ下フランジ	S 1 G		11662



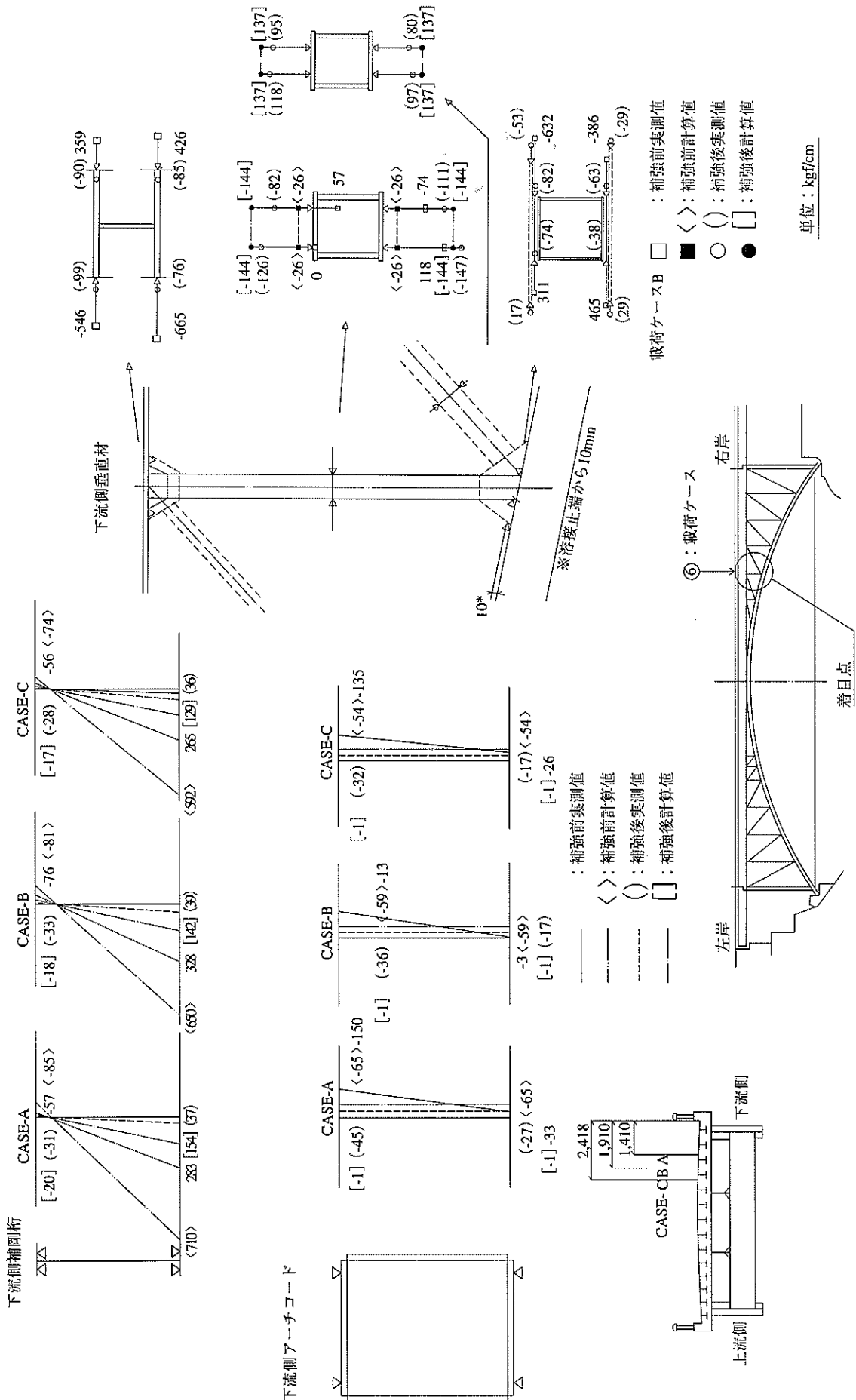


図-15 応力分布図

5.4 補強の効果

静的載荷試験の結果より、補剛桁（G1）、垂直材取付部（V1、V11）においては、実応力値の低減が顕著に見られる。しかし、垂直材（V2）については補強後の実応力度の増加が見られる。また、各部位とも補強に伴う応力度の増減は計算値と実測値でよく一致した傾向にあり、設計仮定の妥当性が確認できる。補強後においてアーチクラウン部における鉛直方向の変位量は減少しており全体剛度が増していることが分かる。また、疲労寿命に関しては、アーチリブ部を除いて、大幅な寿命の増加が見られ、疲労に関しても十分な補強効果が確認できる。

これらのことより今回の補強により、橋梁全体の剛度の向上、応力集中部位での応力振幅の低減、疲労寿命の増加が見られることが確認できた。

6. あとがき

本橋は、1期工事のスバンドレルブレストアーチへの改造が既に完了している。応力および変位計測結果からは構造形式の改造および各部位での補強の確認が確認できた。また片面施工用高力ボルトの本格的な使用において設計および施工上の留意点を確認することができた。今後は歩道部の鋼床版を添架する工事を継続する予定であり、無事に工事が完了するよう最善を尽くして行きたいと考えている。

本工事に当たっては、神奈川県津久井土木事務所の方々には全般にわたってご指導を頂いた。この紙面をお借りして厚くお礼申し上げます、本報告が類似の工事の一助となれば望外の喜びである。

〔参考文献〕

- 1) 名取・大野・小川・妹尾：改良型片面施工用高力ボルトを用いた摩擦接合工法，横河ブリッジ技報，No.23，1994年1月
- 2) 名取・古閑・寺田：片面施工用高力ボルトを用いた継手性能に関する研究，横河橋梁技報，No.20，1991年1月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編 平成2年2月
- 4) 日本鋼構造協会編：鋼構造物の疲労設計指針・同解説1993年4月

トルクコントロール型片面施工用高力ボルト を用いた摩擦接合工法



株式会社 横河ブリッジ



株式会社 横河メンテナンス

●新工法紹介●

トルクコントロール型片面施工用高力ボルトを用いた摩擦接合法

大野 崇* 名取 暢** 松本 好生***

1. はじめに

片面施工用高力ボルトは、材片の片側あるいは部材の外側からのみの作業で締付け可能なボルトである。このボルトに関しては、その基本的性能および摩擦接合継手への適用に関して検討を行い、その実用性を確認してきた¹⁾。また、既設橋の補強に際して、閉断面部材への補強部材の接合に適用し、その有用性、有効性を検証した²⁾。

今回、検討したトルクコントロール型片面施工用高力ボルト（ハックリミテッド社製、商品名ハックロックワンサイドボルト、以下、ワンサイドボルトと呼ぶ）は、以下の2点に関して従来の片面施工用高力ボルトを改良

したものである。

- ①締付け方法の一般化を目的として、グリップ形式をトルクコントロール形式に改良。
- ②締付け軸力の増加を目的として、締付け機構、使用材料を改良。

このボルトを摩擦接合継手に適用するに際しての基本的性能について検討を行い、施工要領を作成したので報告する。また、既設橋の補強への適用事例について紹介する。なお、試験検討に際しては、ハックリミテッド社より種々の資料の提供、アドバイスを頂いた。

2. ワンサイドボルトの形状と締付け機構

ワンサイドボルトの形状を図-1に示す。このボルトは通常のボルト幹部に相当するコアピン、ボルト頭を形

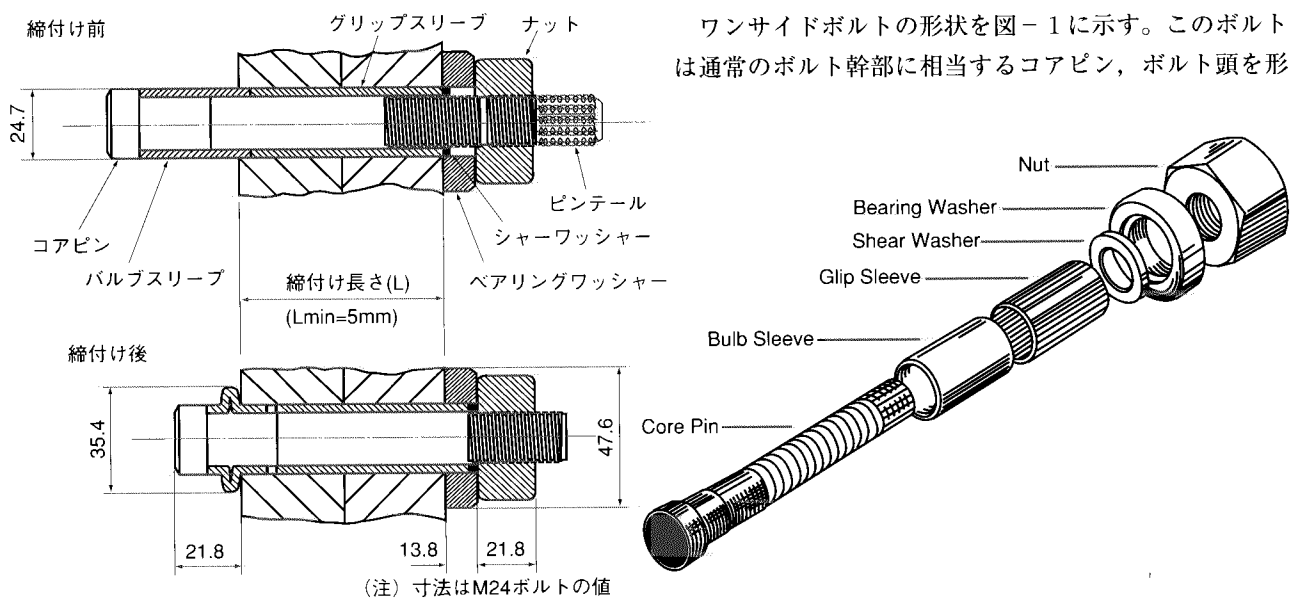


図-1 ワンサイドボルトの形状

* 技術本部・研究所研究課主任
 ** 技術本部・技術開発室第二課長
 *** 横浜河メンテック・技術管理室長

表-1 締付け軸力試験結果

試験ケース	ボルト頭側 孔径(mmφ)	ナット側 孔径(mmφ)	締付け板厚 (mm)	締付け軸力 (tonf)		
				平均値	最大値	最小値
A1	26.0	26.0	46.0	21.49	23.5	19.8
A2	26.5	26.0	46.0	21.37	23.1	18.5
A3	28.0	26.0	46.0	18.88	20.4	14.0
A4	26.0	28.0	46.0	21.15	23.9	17.8
B1	26.0	26.0	44.0	7.16	10.6	4.1
B2	26.0	26.0	45.0	17.31	18.4	15.8
B3	26.0	26.0	50.0	23.09	23.9	21.6
B4	26.0	26.0	52.0	22.92	26.3	21.8
高力六角ボルト	M22・F8T	設計ボルト軸力		16.5tonf		
高力六角ボルト	M22・F10T	設計ボルト軸力		20.5tonf		

締付け板厚に関しては、適用範囲内ではほぼ一定の軸力が得られているが、板厚が薄くなると軸力が低下している。このように、ワンサイドボルトの締付け軸力については孔径および締付け厚の影響を受けることからこれら孔径および締付け板厚の制限に関する条文を設けた。

所定の孔径、締付け厚が確保された場合のワンサイドボルトの締付け軸力は平均値で21~23tonf程度が得られており、従来のワンサイドボルト（商品名USBB：締付け軸力16 tonf）と比較して30%程度増加している。表-1中には、道路橋示方書・同解説 鋼橋編に規定されているM22・F8TおよびM22・F10T摩擦接合用高力ボルトの設計軸力を併記した。ワンサイドボルトの設計軸力については、平均値で考慮した場合、M22・F10T摩擦接合用高力ボルトの設計軸力を満足する結果となっているが、締付け軸力のバラツキを考慮するとともに安全側の評価としてM22・F8T摩擦接合用高力ボルトの設計軸力に相当することとした。

なお、ワンサイドボルトの締付け軸力と締付け完了後におけるナット側のボルト余長とは相関関係のあることが確認されている。この関係を用いて、締付け完了後の余長を管理することにより締付け軸力のバラツキを小さくすることを保証した場合には、設計軸力を高めても良い。

表-2に締付け軸力のリラクセーション試験結果を示す。締付け時の軸力を100%とし、それぞれの経過時間時の軸力を%で表示したものである。締付け後30日経過時で軸力減少量は約6%となっており、通常の高力六角ボルトに関する従来の検討結果と比較して有意差はない。したがって、リラクセーションによる軸力減少に対して、設計における配慮は特に必要としない。

表-2 軸力リラクセーション試験結果 単位 (%)

No.	締付け時	経過時間						
		1min.	3min.	10min.	1h.	1day	3days	30days
R1	100	97.4	97.2	96.9	96.1	95.3	95.0	94.0
R2	100	97.2	97.0	96.8	96.4	95.5	95.2	94.2
R3	100	97.3	97.2	97.1	96.5	95.9	95.8	95.2

(注) 締付け時の軸力を100%とした場合の時間経過に伴う変化を表す

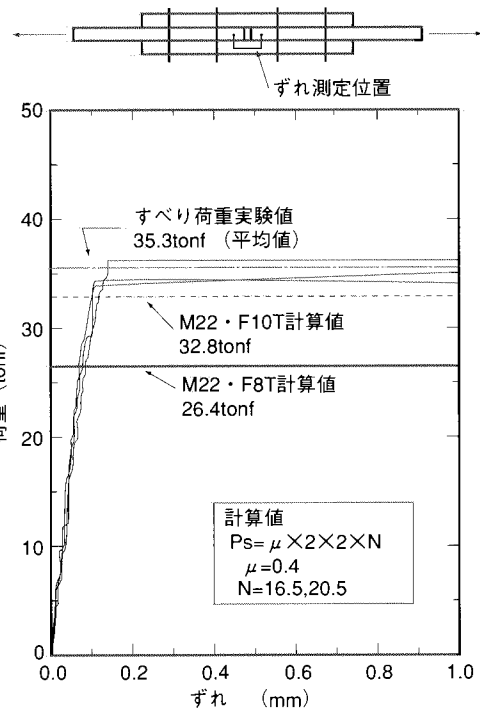


図-3 荷重とずれの関係

④について

ワンサイドボルトを使用した摩擦接合継手試験体の荷重とずれの関係を図-3に示す。すべりの発生は、すべり音を伴い明瞭にそれと判るものであり、高力六角ボルトを使用した場合と差異はない。図中にはワンサイドボルトの締付け軸力をM22・F8T相当およびM22・F10T相当とした場合のすべり荷重の計算値を併記したが、ワンサイドボルトを使用した試験体のすべり荷重（実験値）は計算値を大きく上回っている。このことから、ワンサイドボルトを用いた摩擦接合継手の設計については、示方書に規定されている設計方法によって良いものとした。

なお、引張部材における純断面の計算については、孔径を26.5 mmとして算出して良い。

3.2 施工要領

- ①ボルトの締付け前に適当な治具を用いて孔合せおよび仮固定を行う。仮固定状態で全ての孔についてボルト挿入が可能であるか確認を行う。
- ②孔の食い違いが生じ、ワンサイドボルトを挿入することができない場合には、ナット側材片の孔を拡孔加工する。ボルト頭側材片の孔については拡孔を行ってはならない。
- ③ワンサイドボルトの締付け軸力については、一つの製造ロットから5組の供試セットを無作為に抽出して締付け試験を行い、所定の軸力以上であることを確認するものとする。

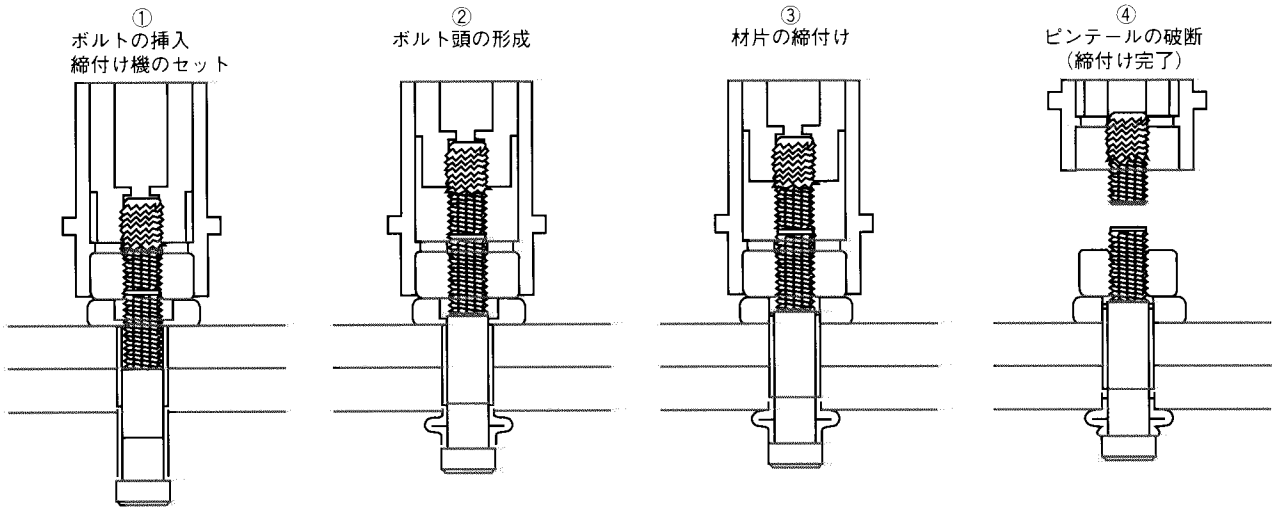


図-2 ワンサイドボルトの締付け過程

成するバルブスリーブ、バルブスリーブを变形させるグリップスリーブ、シャワーワッシャー、座金に相当するベアリングワッシャーおよびナットの6つの部品から構成されている。

ワンサイドボルトの締付けにはトルシアボルトの締付け機であるシャーレンチが使用可能である。図-2にワンサイドボルトの締付け過程を示す。

ワンサイドボルトを作業側より挿入し、レンチによりピンテールをチャッキングする(①)。レンチを作動させると被締め付け材に接触する以前にバルブスリーブが座屈変形し(バルビングと呼ばれる)、ボルト頭が形成される(②)。この後、シャワーワッシャーがせん断破壊し、グリップスリーブとベアリングワッシャーとの接触が途絶えると同時に形成されたボルト頭が被締め付け材に接する。このため、グリップスリーブを介しての力の伝達経路がなくなり、これ以降に導入されるボルト軸力が全て材片の締付けに有効に作用することとなる(③)。最終締付け力に達するとトルシアボルトの要領でピンテールが捩じ切られ、締付け作業は完了する(④)。締付け開始から終了までに要する時間はシャーレンチの回転速度に依存し、最短で約35秒程度(M24ボルトの場合)である。また、この間、作業者はシャーレンチを保持しているのみでよく、何等技巧を必要としない。

なお、ワンサイドボルトは呼び径M20、M24、M27の3種類がある。また、締め付け材厚については、5mmピッチでグリップ長が用意されている。

3. ワンサイドボルトを用いた摩擦接合継手の設計、施工要領

ワンサイドボルトを摩擦接合継手に用いる場合の設計、

施工要領をボルトおよび継手の基本的性状に関する検討結果とともに以下に示す。なお、ここで対象としているボルトは呼び径M24ボルトである。

3.1 設計要領

- ①設計ボルト軸力はM22・F8T相当(16.5 tonf)とし許容力の算出は道路橋示方書・同解説(以下、示方書と呼ぶ)に従うこととする。
- ②孔径については、ボルト頭側は26.0mmφを厳守する。ナット側は26.0mmφを標準とするが、許容最大孔径は28.0mmφとする。
- ③1つのボルト長(呼び長さ)に対して締め付け可能な板厚(公称板厚 t)は以下とする。
 $(\text{呼び長さ}-5\text{mm}) < t \leq (\text{呼び長さ})$
 なお、呼び長さの最小値は10mm、ピッチは5mmとする。
- ④摩擦接合継手の設計および連結板の設計、その他については示方書に従うこととする。

[解説]

①, ②, ③について

締め付け軸力の測定結果を表-1に示す。試験では締め付け材の孔径、締め付け材厚が締め付け軸力に及ぼす影響について検討を行っている。なお、試験に使用したボルトは呼び径M24、呼び長さ50mm(締め付け適用公称板厚46mm~50mm)である。

孔径に関してはボルト頭側の孔径が27.0mm以上の場合に軸力が低下する結果となっている。ナット側の孔径については28.0mmまでは特に軸力に影響を及ぼさない。

- ④締付け検査については、全数につきピンテールの破断の確認を行うものとする。
- ⑤接合面の処理、締付けの順序については示方書に従うこととする。

[解説]

①, ②について

表-1に示したようにボルト頭側の孔径が大きい場合に軸力が低下するのでこの条文を設けた。ナット側の拡孔については、最大28mmとするのが望ましい。また、下記の方法等により、事前に孔の食い違いを防止することが望ましい。

- ・ ボルト頭側の材片の孔明けに際して、ナット側材片を孔明け型として用いる、あるいはナット側材片の孔明け時に使用した型と同一の型を用いる。
- ・ 既設橋の補強において既設部材への補強部材の接合に用いる場合には、既設部材あるいは部材間の諸寸法について実測を行い、補強部材との取合い精度を確保する。

③について

現場での締付けに際しては、締付け軸力の確認として軸力計を用いた締付け試験を行うこととした。試験においては軸力の測定とともにボルト頭側の形状について異常の有無を確認する必要がある。また、締付け機器の作動チェックを行うことも必要である。

設計軸力がM22・F8T相当(16.5tonf)である場合には、5組の供試セットの平均値が18.2tonf(M22・F8Tの現場締付け軸力)以上であるとともに、最小値が16.5tonf以上であることを確認する。これらの値を満足しない場合にはさらに10組の供試セットを抽出して再試験を行う。再試験結果が上記の値を満足しない場合は対象ロットのボルトを破棄することとする。

なお、設計軸力をM22・F8T相当を超える値とした場合には、10組の供試セットを抽出し、締付け軸力とボルト余長との校正を行う。この結果から設計軸力を満足する余長範囲を定め、④の解説文に示す余長管理を行うこととする。

④について

ボルトの設計軸力をM22・F8T相当とした場合の締付け完了後の検査について述べたものである。

ボルトの設計軸力をM22・F8T相当を超える値とした場合については、ボルト全数について余長の測定を実施し所定の軸力が得られていることを確認することとする。

所定の余長が確保されていない場合には、増締め、新規ボルトへの交換を実施し所定の余長を確保することとする。

⑤について

接合面の表面処理については、示方書によるものとする。また、ボルト頭側の孔周辺に孔明けの際のバリやきりこ等の異物がないことを確認することが必要である。

ワンサイドボルトにおいても、二度締めは可能である。二度締めを行う場合には、シャーワッシャーがせん断破壊し材片間に締付け軸力が作用した時点で予備締付けを完了するものとする。

4. ワンサイドボルトの適用事例

供用下の既設橋を対象とした接合の場合、作業環境や構造上の制約を受け、溶接接合や通常の高力ボルト接合が適用できないことが多々ある。例えば、狭あいな場所での作業となり溶接施工性に難がある場合や、閉断面部材を含め部材裏面側にボルト締付けのための十分なスペースが確保できない場合である。このような場合にワンサイドボルトによる接合は非常に有効である。

以下に、ワンサイドボルトを既設橋の補修補強に用いた事例を紹介する。

① アーチ橋のスパンドレルブレースドアーチ橋への改造²⁾

上路式アーチ橋のアーチ面に斜材を新設し、構造形式をランガーアーチからスパンドレルブレースドアーチに改造した。新規斜材とアーチリブとの取合いガセットプレートとの接合にワンサイドボルトを使用した(写真-1、図-4)。なお、使用したワンサイドボルトは従来型(商品名USBB)である。

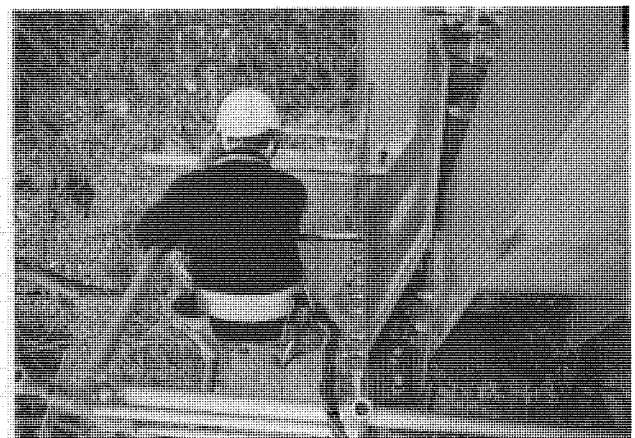


写真-1 ガセットプレートの接合

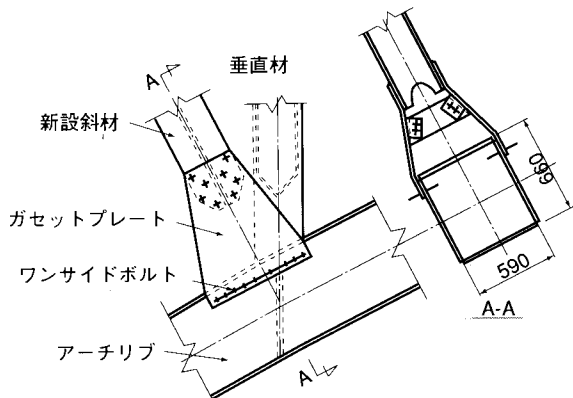


図-4 アーチリブと新設斜材の接合概略図

② 箱桁ウェブの添接板補強

箱桁の中間支点上のウェブに添接板補強を行った。この際、ダイアフラムにコーナプレートがあったため、この部分のみワンサイドボルトを使用した(写真-2, 図-5)。

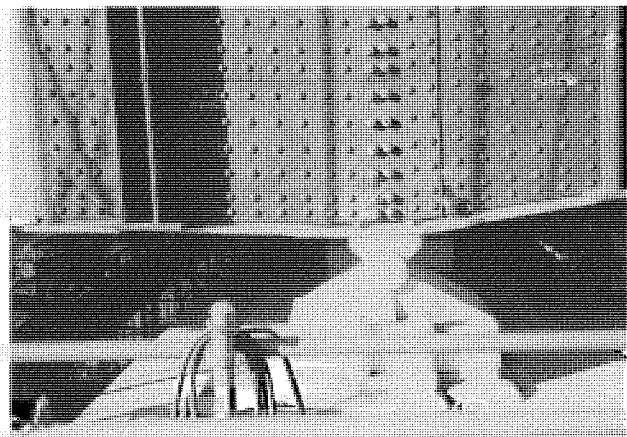


写真-2 補強添接板の接合

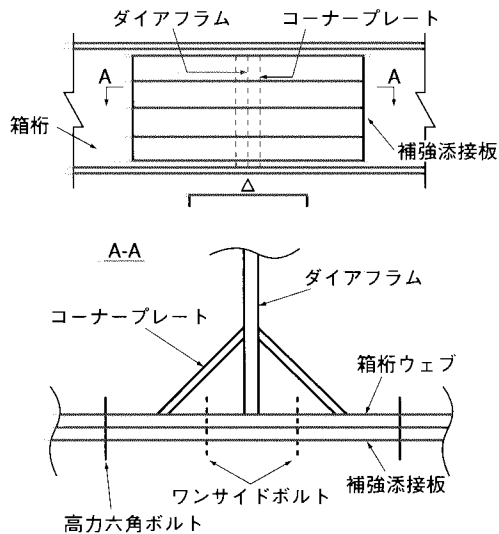


図-5 箱桁ウェブと補強添接板の接合概略図

③ トラス橋弦材への落橋防止装置の接合

下路トラス橋に落橋防止装置を新設する際、ケーブル定着装置のトラス弦材への接合にワンサイドボルトを使用した(写真-3, 図-6)。

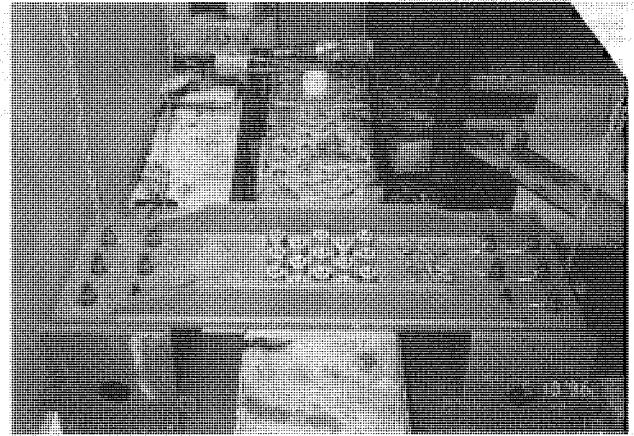


写真-3 落橋防止装置の接合

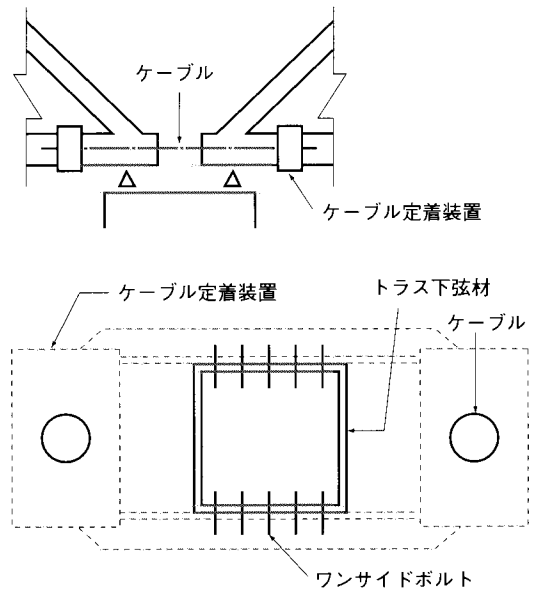


図-6 落橋防止装置設置概略図

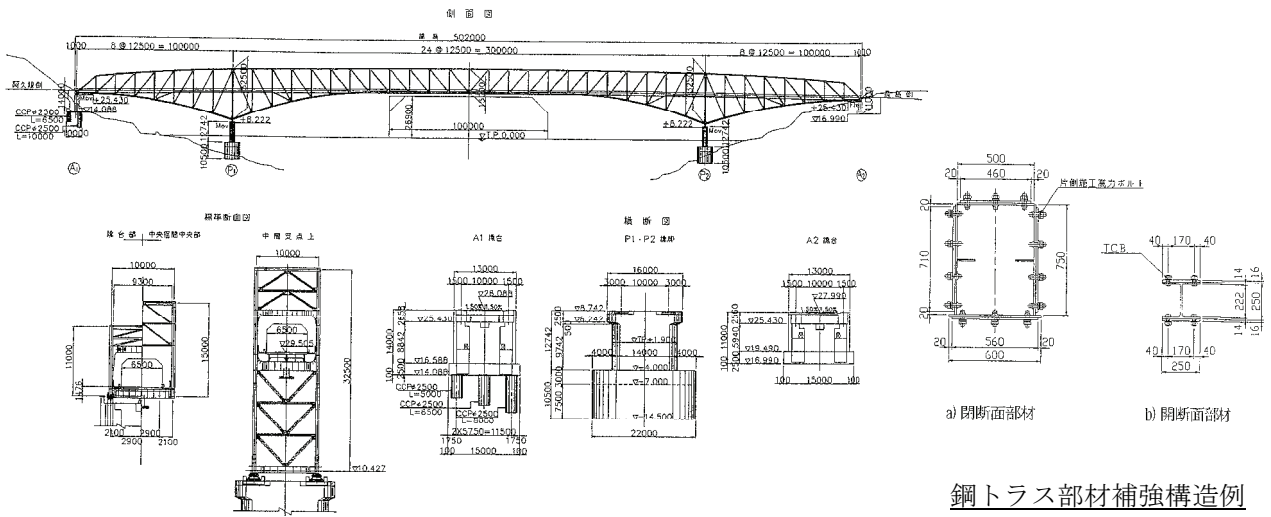
[参考文献]

- 1) 名取, 大野, 小川, 妹尾: 改良型片面施工用高力ボルトを用いた摩擦接合法, 横河ブリッジ技報 No.23, pp.188~191, 1994年1月
- 2) 名取, 大野, 寺田, 五条: 片面施工用高力ボルトの既設橋の補強への適用, 鋼構造論文集 第1巻 4号, pp.95~103, 1994年12月

文献NO.	⑫
タイトル	黒之瀬戸大橋の耐震補強
出展・著者	東アジアにおける社会基盤施設の耐震性向上に関する国際シンポジウム予稿集・長谷場・渡邊・金田・太田

概要

1995年の兵庫県南部地震以降、国内では橋梁の耐震補強が推し進められてきた。しかしながら、長大橋については補強等の対策規模が大きくなることや、河川、海峡部に架かる橋梁については補強を行うにあたり多大な仮設費を要するのが現実であり合理的な耐震補強対策が望まれている。本稿は海峡部に架かる長大トラス橋の耐震補強設計内容について報告されている。また鋼トラス部材の補強には「あて板」による部材補強を行っており、その閉断面部材には片側から施工が可能な片面施工高力ボルトを用いていることが報告されている。



橋梁一般図

鋼トラス部材補強構造例

黒之瀬戸大橋の耐震補強

The design for improving the seismic performance of Kuroseto Bridge

長谷場良二*, 渡邊敏晴**, 金田尚司***, 太田晴高****

Ryoji Haseba, Toshiharu Watanabe, Shoji Kaneda, Harutaka Ota

*鹿児島県 住宅供給公社 理事長 (〒892-0838 鹿児島市新屋敷町 16-21)

**鹿児島県庁 土木部 道路維持課 (〒890-8577 鹿児島市鴨池新町 10-5)

*** 株式会社 総合技術コンサルタント 技術部 (〒810-0041 福岡市中央区大名 2-10-29)

**** 株式会社 総合技術コンサルタント 技術Ⅲ部 (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

Kuronoseto Bridge is a 3-span continuous truss bridge with a total length of 500m crossing over the Kuronoseto strait. From the results of seismic response analyses, it was estimated that a lot of truss members and bearings may suffer some damage, and piers may suffer critical damage under the level 2 Earthquake Ground Motions. Since a large amount of reinforcement works for the truss members is necessary and reaction forces at the supports are too large to strengthen the bearings, rational countermeasures considering the whole bridge system was required to reduce seismic forces. Furthermore, for the pier reinforcement in the ocean, the cost of temporary cofferdams was a serious problem. As the results of the seismic improvement design, seismic forces were decreased through the installation of damper devices, and the steel plate lining method for the piers was proposed, which doesn't require temporary cofferdams. This paper presents the procedures and results of the seismic improvement design for a long span truss bridge.

Key Words: Truss bridge, Seismic design, Seismic performance, damper device

キーワード: トラス橋, 耐震設計, 耐震補強, ダンパー装置

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、国内では橋梁の耐震補強が推し進められてきた。しかしながら、長大橋については補強等の対策規模が大きくなることや、河川、海峡部に架かる橋梁については補強を行うにあたり多大な仮設費を要するのが現実であり合理的な耐震補強対策が望まれている。本稿は海峡部に架かる長大トラス橋の耐震補強設計内容について報告するものである。

2. 橋梁概要

黒之瀬戸大橋は橋長 500m(側径間 100m+中央径間 300m+側径間 100m)の3径間連続鋼トラス橋である。本橋は日本三大急流に数えられる黒之瀬戸海峡を跨いで鹿児島県阿久根市と長島とを結んでおり、現時点では唯一の交通手段であるとともに電気・通信等の長島のライフラインを担っている。上部構造は橋軸方向に対してA2橋台部で1点固定されており、P1・P2の中間橋脚部およびA1橋台部では可動となっている。また、側径間長と中央径間長との

比が1:3と側径間長が短いため、A1・A2橋台部には大きな負反力が作用している。中間橋脚・基礎は急流である海峡中に位置している。基礎の支持地盤は安山岩や火山角レキ岩であり現行の道路橋示方書¹⁾(以下、道示)に基づく地盤種別はI種地盤と判定される。図-1に位置図、図-2に橋梁一般図、表-1に橋梁概要を示す。



図-1 位置図

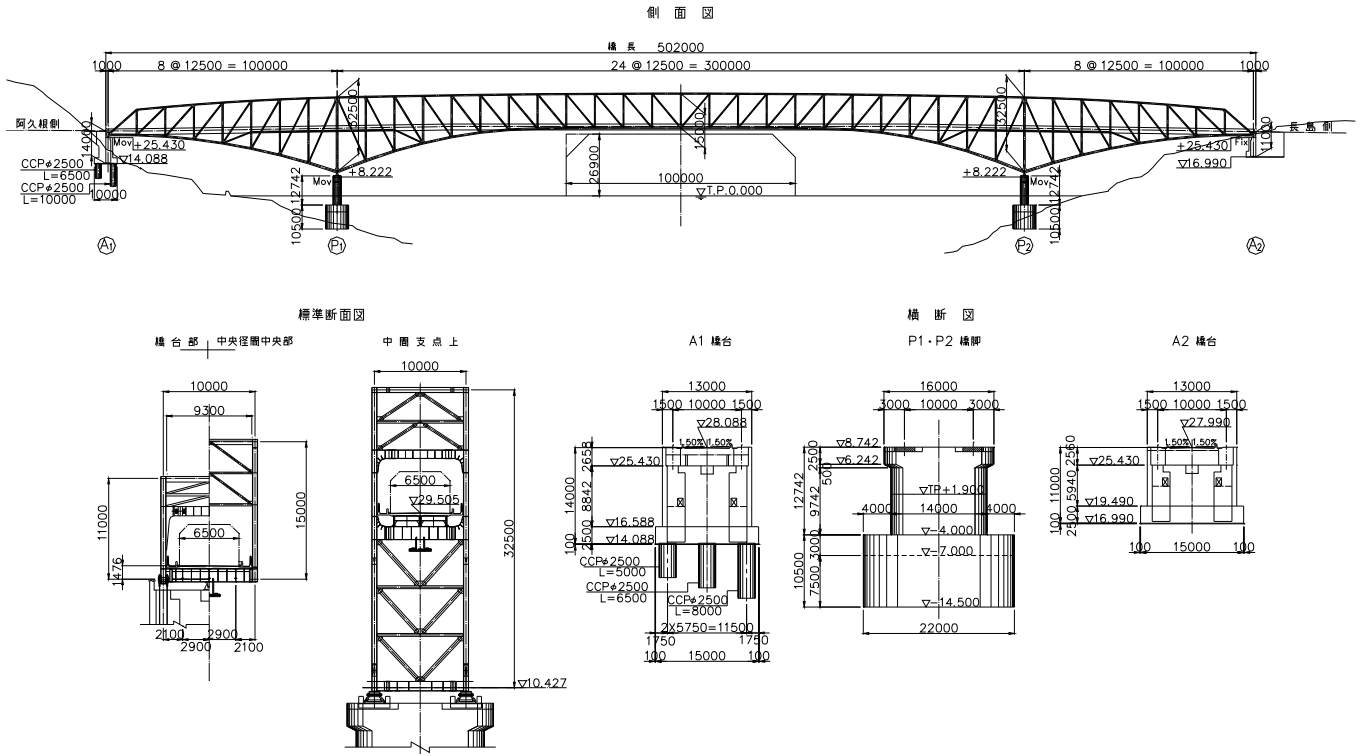


図-2 黒之瀬戸大橋 橋梁一般図

表-1 橋梁概要

橋長(支間長)	L=502m(100m+300m+100m)	
幅員構成	歩道0.75m×2 + 車道3.5m×2	
上部工形式	下路式鋼3径間連続トラス橋	
下部工形式	A 1 橋台	逆T式橋台(深礎杭φ2.5×6本)
	P 1 橋脚	張出し式橋脚(直接基礎)
	P 2 橋脚	張出し式橋脚(直接基礎)
	A 2 橋台	重力式橋台(直接基礎)
支承条件(橋軸)	A 1, P 1, P 2(可動): A 2(固定)	
上部工重量	55,200 kN	
固有周期	橋軸方向	T = 1.2 s
	直角方向	T = 3.4 s
地盤種別	I 種地盤	

表-3 耐震性能2を満足するための各部位の要求性能

部 位	要求性能	照査方法
上部工	力学的特性が弾性範囲を超えない限界の状態	部材に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査する。許容応力度の割り増し係数(α)は1.7とする。
支 承	荷重支持、変位追従機能が確保される限界の状態	支承に生じる作用力が支承耐力以下であることを照査する。支承耐力は支承構成部品が降伏する状態から算出する。ただし、支圧等の致命的な損傷に至らない状態は無視する。
橋 脚	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	部材の降伏を許容し、生じる曲率が許容曲率以下であることを照査する。せん断力については生じるせん断力がせん断耐力以下であることを照査する。

3. 耐震性能の設定と各部の許容値

3.1 要求耐震性能の設定

橋の耐震性能は道示に基づくことを基本とした。したがって、本橋の耐震性能はレベル2地震動に対して、表-2に示す耐震性能2(地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能回復が速やかに行い得る性能)を確保することとなる。この耐震性能2を満足させるための上部構造・下部構造の具体的な要求性能および照査方法を表-3のように設定した。

表-2 道路橋示方書に示される耐震性能2

耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
		短期的修復性	長期的修復性
落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である

「道路橋示方書 V耐震設計編 p7」より引用

3.2 鋼トラス部材の許容応力度

鋼トラス部材の許容応力度は下式に示すように道示に基づき算出する。しかしながら、許容応力度のベースとなっている基準耐荷力曲線は局部座屈や全体座屈が生じる応力度に大きな安全率を有していると考えられた。また、トラス主構造部材と2次部材とで同等の要求性能を設定することは合理性に欠けると判断された。このため、主構造の一部と2次部材については全体座屈の生じる許容応力度を算出する場合に用いる有効座屈長を表-4のように設定し、道示に示される規定を緩和した。

なお、本稿には示していないが、2次部材の有効座屈長はガセットの拘束効果を検討の上、算出方法を決定している。

＜鋼トラス部材の照査式＞

- $\sigma_c \leq \sigma_{ca}$ (圧縮を受ける部材)
- $\sigma_t \leq \sigma_{ta}$ (引張を受ける部材)
- $\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$
- ここに、
- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 道示Ⅱ 表-3.2.2 に示される局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 道示Ⅱ 4.2.2～4.2.4 および 14.3 に規定される局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{cao} : 道示Ⅱ 表-3.2.2 に示される局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

表-4 鋼トラス部材の有効座屈長

部 位	トラス面内	トラス面外	
主構造部材	上弦材 下弦材 斜材	道示に基づき、骨組長	道示に基づき、骨組長
	垂直材	横桁との連結効果を考慮して、骨組長の0.8倍	横桁との連結効果を考慮して、骨組長の0.8倍
	分格材	ガセットの拘束効果を考慮し、骨組長の0.8倍	道示に基づき、骨組長
2次部材	対傾構 上横構 対傾構	ガセットの拘束効果を考慮し、骨組長の0.8倍	道示に基づき、骨組長(ただし、横構は骨組長の0.8倍)

3.3 支承部の耐力

支承部の耐力は支承を構成する各部品への反力の伝達経路を考慮して最も弱点となる部品の降伏点に達する時点の値とした。一例として、表-5 に P1 (P2) 中間橋脚上のピンローラー支承の上向き鉛直力の耐力値を示す。

なお、A2 橋台部の水平固定アンカーの耐力は局部的な降伏後の耐力が大きいを判断したため、弾塑性 FEM 解析により降伏耐力と終局耐力(破断)を算定した。図-3 および図-4 に A2 橋台部の水平固定アンカー構造図と弾塑性 FEM 解析により得られた荷重-変位変位曲線を示す。

表-5 支承の上向きの鉛直力に対する耐力 単位: (KN)

③上巻セットボルトの引張	12748
⑥キャップの曲げ	3298
⑥キャップのせん断	3900
⑦サイドブロックの曲げ	5241
⑧サイドブロック取付ボルトの引張	3256
上記項目の最小値	3256

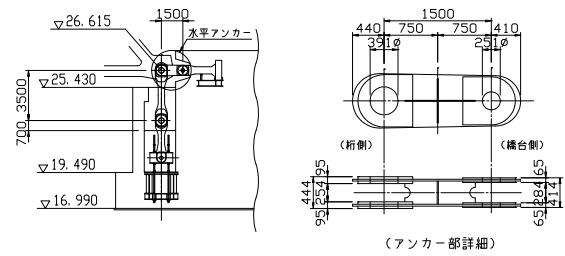
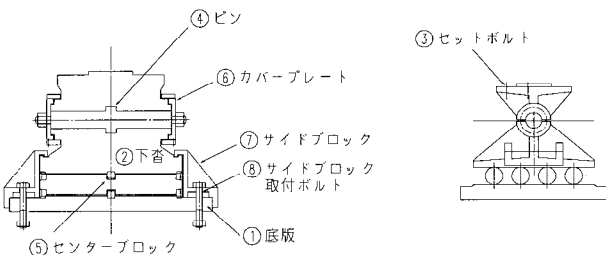


図-3 A2 水平アンカー構造図

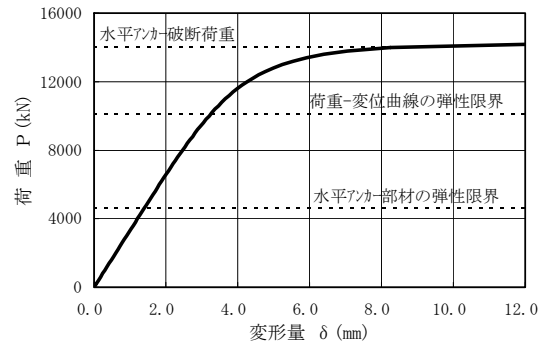


図-4 A2 水平アンカーの荷重変位曲線

3.4 橋脚の耐力

橋脚の曲げ耐力(変形性能)およびせん断耐力は道示Vに基づき算出する。ただし、直角方向のせん断耐力は壁式橋脚であるため、ディーブビームの効果を考慮した。

なお、算出にあたり現況の帯鉄筋と中間拘束筋はじん性の向上を期待できる構造細目を満足していないため、拘束効果は無視するものとした。

4. 現況の耐震性照査と対策方針

4.1 地震応答解析方法

(1) 解析モデル

地震応答解析に用いる解析モデルは図-5 に示す立体骨組モデルとして、主構造および対傾構、横構のすべての構造部材を忠実にモデル化した。各部材のモデル化方法を以下に示す。

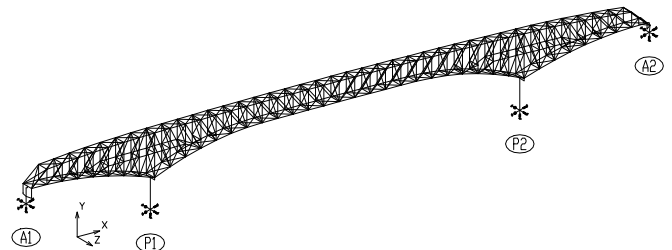


図-5 解析モデル骨組図

＜各部材のモデル化方法＞

- トラス部材：線形梁要素
- R C 橋脚：非線形梁要素(非線形性はM-φ曲線)
- 基礎・地盤：線形ばね要素

(2)解析方法

地震応答解析はCRCソリューションズ(株)の立体骨組構造の汎用動的解析プログラム(DYNA2E)を使用した。解析方法の概要を以下に示す。

<解析方法の概要>

解析方法：非線形時刻歴応答解析(直接積分法)

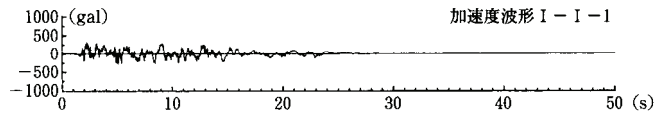
数値積分方法：ニューマークβ法($\beta=1/4$)

積分時間間隔：1/500秒

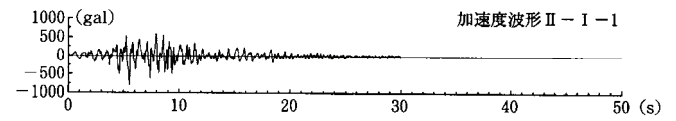
減衰設定方法：レーリー減衰

(3)地震応答解析に用いる地震動

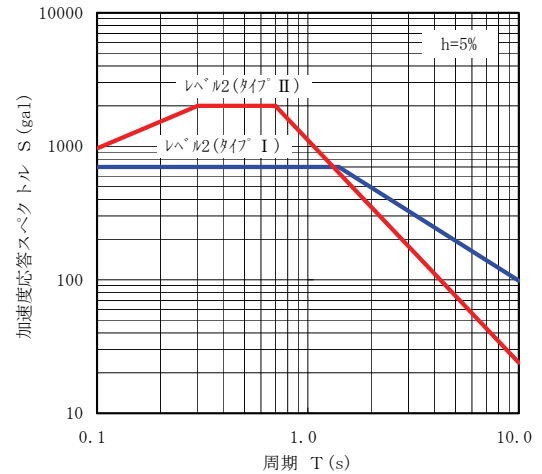
地震応答解析に解析に用いるレベル2地震動は道示Vに示されるI種地盤のタイプI地震動、タイプII地震動を用いた。代表的なタイプI、II地震動の加速度波とその加速度応答スペクトルを図-6に示す。



a)タイプI地震動の加速度波



b)タイプII地震動の加速度波



c)加速度応答スペクトル図

図-6 地震応答解析に用いる地震動とその加速度応答スペクトル

4.2 現況の耐震性照査結果

現況のレベル2(タイプII)地震時の照査結果を図-7に示す。図中の太線(マーク)箇所が許容応力度を超過する部材、箇所を示している。主構造部材は主に橋軸地震時に多数の部材が許容値を超過し、対傾構、横構は直角地震時に多数の部材が許容値を超過する。支承部については表-6に示すようにA1橋台部のペンデル支承を除き、全ての支承が損傷する。

橋脚は橋軸地震時のせん断力がせん断耐力を上回り、せん断破壊する。

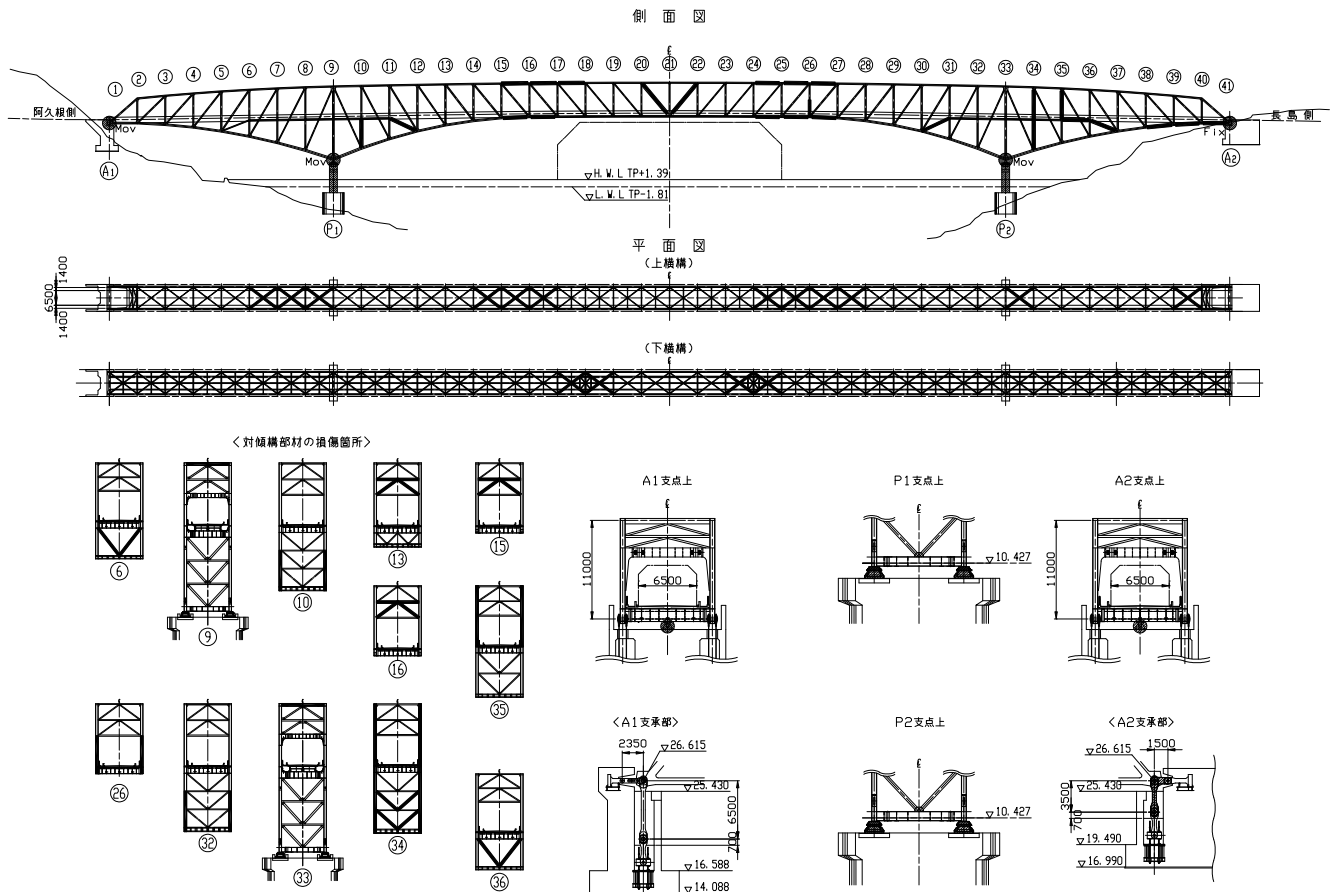


図-7 レベル2地震時(タイプII)の照査結果

表-6 支承部の照査結果 単位: (KN)

照査箇所	照査結果	備考
水平アンカー	A 2 H=17732 \geq Ha=10000	橋軸地震時
ラテラル支承	A 1 H= 2766 \geq Ha= 2670	直角地震時
	A 2 H= 4046 \geq Ha= 2670	
ペンデル支承	A 1 ok	直角地震時
	A 2 V= 473 \geq Va= 0	
ピンローラー 支承	P 1 U= 4397 \geq Ua= 3256	直角地震時
	P 2 U= 3995 \geq Ua= 3256	

※ H : 地震時水平力、Ha : 許容水平耐力
 V : 地震時下向きの鉛直力、Va : 下向きの許容鉛直力
 U : 地震時上向きの鉛直力、Ua : 上向きの許容鉛直力

4.3 対策方針

(1) 上部工の対策方針

耐震対策は大別して次の2つの方法が考えられる(図-8に概念図を示す)。

- ①補強により部材耐力向上を図る方法
- ②地震応答を抑制(制震)し、部材耐力以下に抑える方法

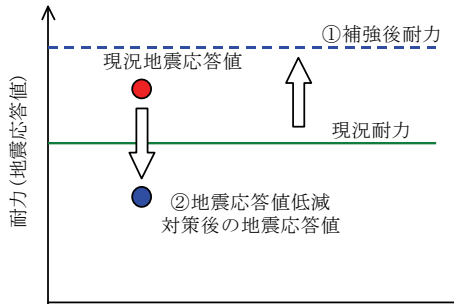


図-8 耐震対策方法の概念

本橋の耐震対策方針は検討の結果、橋軸方向地震に対して、後者②の対策を採用するものとした。具体的には可動のA1橋台部へダンパー装置を設置してエネルギー吸収を図り、地震応答を低減するものとした。ダンパー装置の設置構造を図-9に示す。

直角方向地震に対しては中間ピンローラー支承の免震支承への取替えや制震装置の設置が考えられたが、対策規模が大きく、工費面でも部材補強方法に対して優位性が見出せなかったことから部材補強による対策を採用した。

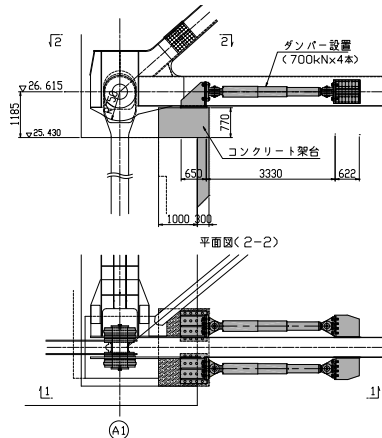


図-9 ダンパー装置設置構造

(2) 橋脚の対策方針

可動橋脚の状態でせん断破壊するため、橋脚補強は避けられないと判断した。したがって、せん断耐力の向上を主体とした補強を実施するものとした。

5. 耐震対策内容

5.1 耐震対策内容

黒之瀬戸大橋の耐震対策内容を以下に示す。

<耐震対策内容>

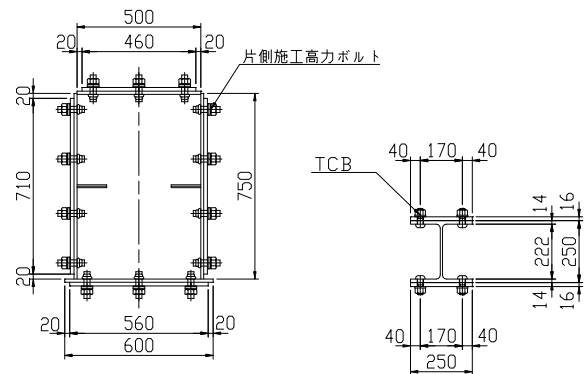
- ①A1橋台部へのダンパー装置の設置
- ②応力度超過部材の耐力向上補強
- ③中間橋脚ピンローラー支承の補強による負反力対策
- ④ラテラル支承部への直角方向変位制限構造の設置
- ⑤A2ペンデル支承の座屈防止補強
- ⑥橋脚の鋼板巻立てによるせん断補強

図-10はダンパー設置後の構造系(部材補強も含む)による耐震性の照査結果を考慮した耐震対策内容である。ダンパー装置による橋軸地震時の地震応答値低減効果により、A2橋台部水平アンカーの反力値は大幅に低減されて変位制限構造等の対策は不要となる。また、上弦材はすべて補強不要となる。下弦材等についても補強箇所数は削減される。ただし、応力度の超過が大きかった部材はダンパー設置による対策では補強不要と出来なかったため、これらについては耐力向上を図る補強を実施するものとした。

5.2 上部工の補強方法および補強構造

(1) 鋼トラス部材の補強方法

鋼トラス部材の補強は「あて板」による部材補強とした。あて板補強により、板パネルの局部座屈防止、断面増加による耐力向上は図っている。補強材の取付けは通常のトルシア型高力ボルト(TCB)とし、閉断面部材は片側から施工が可能な片面施工高力ボルトを用いた。図-11に鋼トラス部材の補強断面例を示す。



a) 閉断面部材

b) 開断面部材

図-11 鋼トラス部材補強構造例

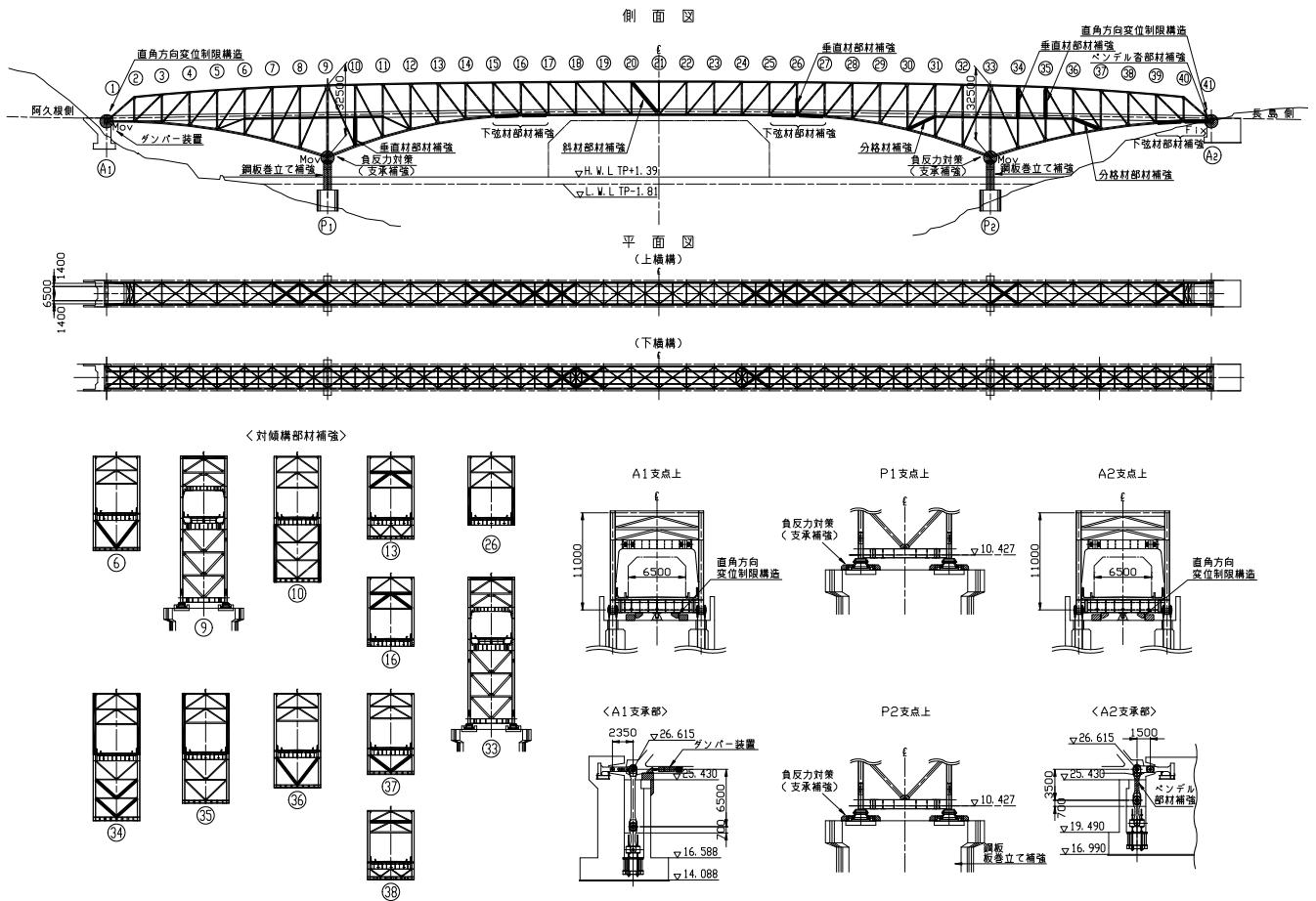


図-10 耐震対策補強一覧

(2) 中間支点上の負反力対策

中間支点上のピンローラー支承の損傷部位は表-5 に示したように、キャップもしくはサイドブロックの取付けボルトである。キャップについては肉厚の大きな部品へと取替え、サイドブロックの取付けボルト部は上向きの鉛直力をバイパスさせる浮上り防止構造により補強するものとした。補強概要図を図-12 に示す。

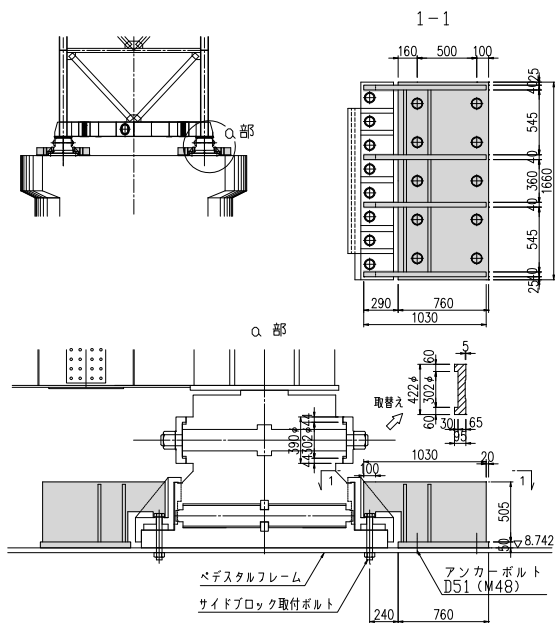


図-12 中間支点ピンローラー支承の補強構造

(3) ラテラル支承部の対策

A1・A2橋台部のラテラル支承部の対策は直角方向変位制限構造を設置するものとした。

(4) A2ペンデル支承部の対策

A2側のペンデル支承には直角地震時に下向きの鉛直力が作用する。ペンデル支承は2枚のピンプレート構造のため、下向きの鉛直力に抵抗できない構造である。よって下向きの鉛直力を伝達できるように形状保持部材で補強するものとした。補強構造を図-13 に示す。

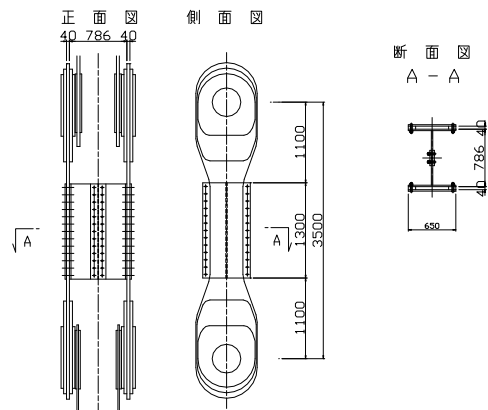


図-13 ペンデル支承の補強構造

5.3 橋脚の補強方法

橋脚は橋軸方向および直角方向のせん断耐力を向上する必要がある。一般的にはRC巻立て工法を用いるが、本橋脚付近は最大6ノットにも達する急流中であり仮設工法が課題となる。施工可能な補強工法を表-7に示す。これらの工法より締め切りが不要な鋼板巻立て工法を経済性の面より採用した(図-14に補強構造を示す)。

鋼板巻立て工法を採用するにあたっての最大の課題は防食方法²⁾である。防食方法は重防食塗装の実施、犠牲鋼板の採用、チタン鋼によるライニング等が実績と挙げられる。本橋では橋の耐用年数を100年間として(残耐用年数はおよそ60年)、犠牲鋼板6mm+ウレタン系の重防食塗装を採用した。

表-7 橋脚補強工法および仮設工法

補強工法	仮設工法
鋼板巻立て工法	橋脚上部(気中部)での補強鋼板の組み立て→海中への吊下ろしのサイクルにより基部まで構築後、水中不分離性コンクリートを橋脚と補強鋼板との間に充填する。
RC巻立て工法	<ul style="list-style-type: none"> ・NDR工法 ・水中PCコンファインド工法 ・PRISM工法等

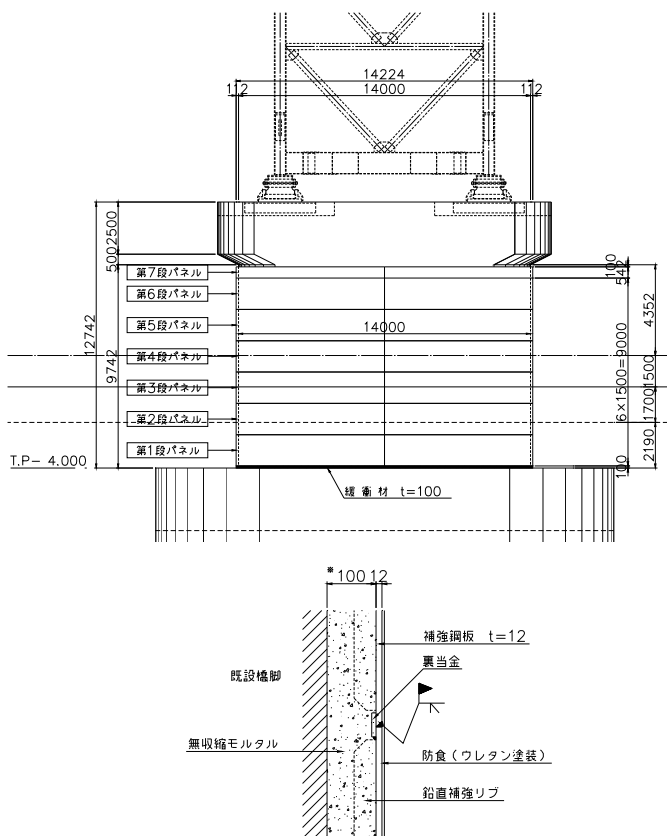


図-14 橋脚補強構造

6. おわりに

トラス橋をはじめ、吊り橋、斜張橋、アーチ橋等の長大橋の耐震対策は大掛かりとなることが多いことから、橋梁全体系として合理的な対策を考える必要がある。また、河川や海洋中の橋脚補強は一般的に仮設費が増大することから、補強方法と仮設工法とを含めた経済的な工法の開発が望まれる。黒之瀬戸大橋の場合、鋼トラス部材の応力超過の程度が比較的小さかったこと、A2固定水平アンカー部のピンプレートは応力集中係数を考慮した設計がなされていることから終局耐力(破断)は大きく見込めたこと等からダンパー装置による地震応答値低減対策が非常に有効な手段となった。また、橋脚補強は海洋中での鋼板巻立て補強という数少ない事例のため、長期的サイクルの防食に関する点検・調査が必要と考えているが補強イニシャルコストの面では有効な手段である。本橋の耐震対策事例が今後の長大橋等の耐震補強設計の参考となれば幸いである。


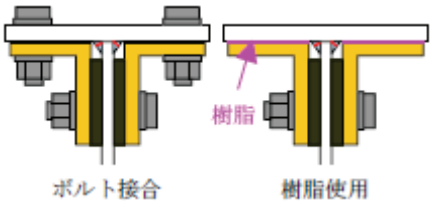
謝辞

本橋の耐震対策の策定にあたり、「黒之瀬戸大橋技術検討委員会」に於いて、吉原 進 委員長(当時 鹿児島大学 教授)、九州大学 大塚 久哲 教授、熊本大学 山尾 敏孝教授をはじめ、各委員より、多大なご意見とご指導を頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(I~V)、丸善(株)、2002年3月。
- 2) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、1999年4月。

(2006年10月20日受付)

文献NO.	⑬
タイトル	当板補強に用いる樹脂の材料特性に関する基礎的検討
出典・著者	土木学会第61回年次学術講演会・八木、溝江、梶原
<p>概要</p> <p>鋼床版や鋼製橋脚に発生した亀裂等に対する当板補強を行う場合で、通常のボルト接合に対して、密着度確保手段を樹脂で代替する案があり、ボルトの場合と同等の補強効果が得られるとの実験結果も存在する。</p> <p>当板補強に樹脂を使用し、樹脂が荷重伝達部材になることを考慮して使用樹脂の選定基準やその考え方を体系化した例がなく、この方法は実用化には至っていない。</p> <p>本稿においては、当板補強に用いる樹脂の材料特性、材料特性と補強効果の関係を把握するために行った種々の基礎的実験の結果について報告されている。</p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">  <div style="text-align: center;">  <p>ボルト接合 樹脂使用</p> </div> </div>	

当板補強に用いる樹脂の材料特性に関する基礎的検討

川田工業(株) 正会員 ○八木 貴之
 川田工業(株) 正会員 溝江 慶久
 首都高速道路(株) 正会員 梶原 仁

1. はじめに

現在、鋼床版や鋼製橋脚横梁に発生する疲労き裂に対し、恒久的な補修・補強方法の開発が急務である。この補修・補強方法には、き裂発生点の応力集中を緩和し、かつ他部位に転移させないことが求められると同時に、経済性と施工性が当然に要求される。き裂の発生する路線はそもそも交通量が多く、長期の交通規制が難しいことが背景にある。

上記要求に応える補強方法の一つとして、当板補強が一般的である。当板補強(図1)は、き裂発生点の周囲に当板を設置し、作用力を分担させて発生点の応力集中を緩和する方法で、当板と母材の密着度が補強効果を左右する。但し、密着度確保の手段はボルト接合しかなく、ボルト配置によっては舗装剥離を要するなど大掛かりな施工が避けられず、課題を残している。これに対し、密着度確保手段を樹脂で代替する案(図2)があり、ボルトの場合と同等の補強効果が得られるとの実験結果も存在する¹⁾。この方法によれば上記課題は解決し、施工性と経済性を備えた補修・補強を隙間なく供給できる。

しかし、当板補強に樹脂を使用し、樹脂が荷重伝達部材になることを考慮して使用樹脂の選定基準やその考え方を体系化した例がなく、この方法は実用化には至っていない。使用樹脂の適切な選定には、樹脂の材料特性や補強効果との関係などを把握し、要求性能を具体的に数値化し、考え方を整理することが必要と考えられる。樹脂特有の養生条件(養生温度と時間、その他振動など)を考慮する関係上、施工上の制約(施工時期・時間・対象部位など)にも気を配る必要がある。

そこで、本稿では、樹脂選定の考え方の確立を意識し、当板補強に用いる樹脂の材料特性、材料特性と補強効果の関係を把握するために行った種々の基礎的実験の結果について報告する。

2. 樹脂片の圧縮強度等の確認(材料試験)

まず、当板補強に使用する樹脂の圧縮強度や、養生条件(養生温度と時間)との関係調査を目的とし、万能試験機による圧縮載荷試験を実施した。対象樹脂は、硬化時の収縮が小さく可使用時間の調整が可能なエポキシ樹脂、これに鉄粉等を混ぜ金属補修材として商品化されたデブコンA(市販品、ITW社)、エポキシ樹脂に重量比85%で鉄粉を混合(手作業)した鉄粉85の3種類である。試験ケース毎に、各々5体の試験片を作製・養生した。試験概要と結果を表1に示す。なお、表中には取得した弾性係数の参考値も示した。結果データから、鉄粉混入が強度向上に及ぼす影響はそれほど大きくないと考えられる。

続いて、圧縮強度と養生条件の関係を調べるため、デブコンAについて養生温度を20、30、40℃、養生時間を6時間(一定)として圧縮強度のデータを取得した。表1のデータと併せ図3に結果をプロットした。横軸は養生時間である。

結果より、デブコンAを30℃に温めた状態で6時間養生すれば、完全硬化したエポキシ樹脂や鉄粉85の強度となる。この条件は、当板をラバーヒーターなどの熱工具で加熱することを想定すれば現実的であり、この養生方法によれば、一夜間の車線規制で、硬化に対する振動の影響を考えず当板補強が実施できる。

キーワード 補修・補強, 疲労き裂, 当板, 樹脂, 材料特性

連絡先 〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11 川田工業(株) TEL03-3915-4321(代)



図1 鋼製橋脚横梁における当板補強例

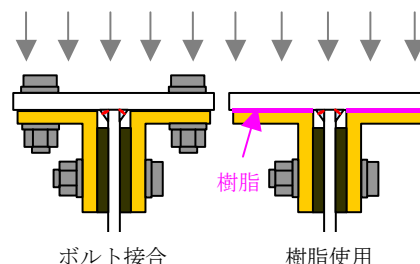
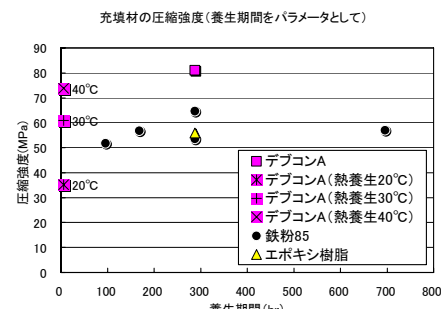


図2 当板補強及びボルトの樹脂による代替

表1 樹脂試験片の材料試験データ

名称	エポキシ樹脂	デブコンA	鉄粉85
ケース	5	1	1
鉄粉混入率	鉄粉0%	鉄粉あり(市販品)	鉄粉85%(重量比)
養生温度	0~20℃(高松:2006年3月)		
養生時間	296hr(鉄粉85は100~700hr)		
弾性係数	2000 MPa	6000 MPa	約6000 MPa
圧縮強度	55 MPa	80 MPa	約60 MPa
試験体(寸法:15×15×40)			

※試験片はJIS K 7028に準じ作製



3. 鋼板間に充填した樹脂の圧縮・引張強度

当板補強に樹脂を用いる場合、樹脂は鋼板間に薄く充填され、2.の試験片に比べ載荷時ののはらみだし変形が抑えられるため圧縮強度は増加すると予測される。また、樹脂には圧縮のみならず引張応力も作用しうる。さらに、樹脂付着面の処理具合が強度に影響することも想定される。

そこで、樹脂の材料特性をより使用態様に近い状態で把握するため、鋼板間に厚さ 10mm の樹脂を充填し養生管理した試験体(図4)を用い、静的な圧縮・引張試験を実施した。本試験では、圧縮強度が高く、市販品ゆえ流通性と品質の安定するデブコン A を、30℃6 時間の条件で養生した樹脂(以下、硬化促進樹脂)のみを対象とした。

試験の結果を表2に示す。樹脂の圧縮強度は予想通り2.の試験結果に比べ増加した。また、引張試験の結果から、付着面を動力ワイヤ処理すると樹脂の付着強度が高まり、付着面を起点としながらも主として樹脂内部を經由し破壊するようになることや、引張強度が2倍程度に増加することがわかった。使用態様や付着面の処理具合により、樹脂の材料特性は大きく変わることが示されたといえる。

4. 鋼板間に充填した樹脂の疲労特性

次に、当板補強後の樹脂の疲労特性を調査するため、対象を硬化促進樹脂に絞り疲労試験を実施した。試験体は図4に示すものと同様である。樹脂の4側面(東西南北)にゲージ(鉛直方向)を貼付し、動ひずみを取得した。作用繰返し荷重は強度の約50%に相当する40MPa(圧縮片振)である。付着面を手ワイヤ処理した場合、動力ワイヤ処理した場合についてのひずみ差分の変化、状況写真を図5、図6に示す。

結果、手ワイヤ処理の場合は載荷回数1,000回~10,000回で当初の弾性変形から外側へのはらみだし変形に移行した。これはひずみ差分の減少時期と一致する。一方、動力ワイヤ処理の試験体では、320万回の載荷に亘り安定的に弾性変形状態にあるとわかる。付着面の動力ワイヤ処理が樹脂の疲労強度向上に及ぼす影響は大きいと推察できる。

5. 材料特性が補強効果に及ぼす影響

以上、樹脂の材料特性を基礎実験により把握、数値化したのが、当板補強に用いた場合の補強効果と材料特性の間に何らかの相関関係を見出せれば、樹脂選定の上で大変有意義である。

そこで、母材と当板金具を模擬したH鋼、L形鋼の試験体において図7に示す位置に樹脂を充填し、H鋼のフランジ上に面載荷した場合のH鋼ウェブに作用する鉛直方向応力を静的に計測した。

試験の結果(表3)、樹脂なし(フィラーのみ)の場合、応力低減率は25%程度だが、樹脂の充填があれば50%以上となる。静的な補強効果は樹脂の種類でなく、有無によるところが大きいとわかった。

6. まとめ

当板補強に使用する樹脂に関する初歩的検討として、樹脂の材料特性を各種基礎実験により調査した。依然、交通規制なしの振動下での硬化性能の検証など検討課題は多い。今後も継続的研究が必要である。

謝辞：コグニス・ジャパン(株)山村、ITW(株)佐藤、木下の諸氏に樹脂材の提供を賜りました。ここに記し御礼申し上げます。

参考文献 1) 大住ら：鋼床版垂直スティフナーすみ肉溶接部の疲労を対象とした補強方法、第61回年次学術講演会概要集

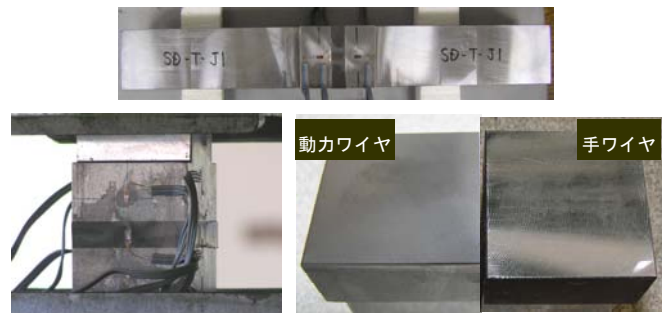


図4 引張試験状況(左)、引張試験体(上)、表面処理状況(右)

表2 鋼板間に充填した樹脂の圧縮・引張試験データ

樹脂		硬化促進樹脂(デブコンA)		
寸法		50mm×50mm×10mm		
荷重	圧縮	引張		
表面処理	手ワイヤ		動力ワイヤ	ジェットたがね
数量	3		1	1
強度	89MPa	4.7MPa	9.2MPa	8.6MPa
破壊形式	押潰し+はらみだし	付着面で破断	樹脂内で破断	樹脂内で破断

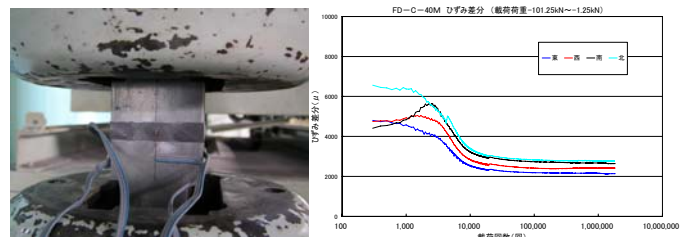


図5 硬化促進樹脂(圧縮 $\Delta\sigma=40\text{MPa}$)、手ワイヤ処理、319万回

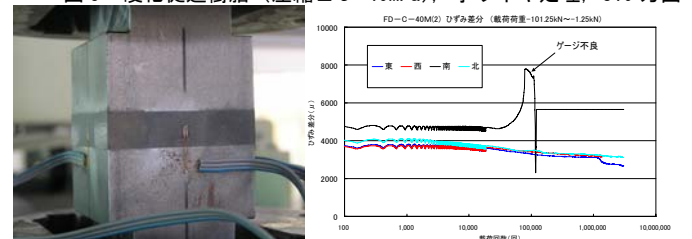


図6 硬化促進樹脂(圧縮 $\Delta\sigma=40\text{MPa}$)、動力ワイヤ処理、320万回

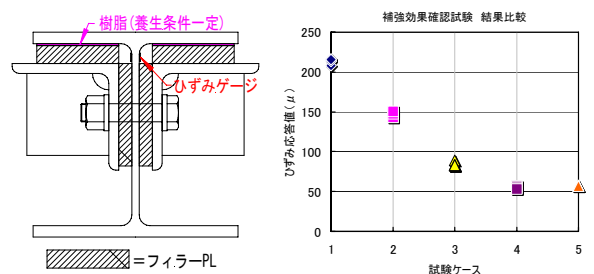


図7 樹脂の材料特性と補強効果の関係

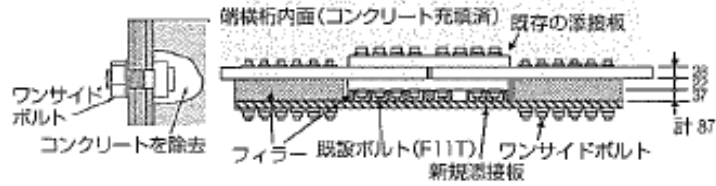
表3 鋼板間に充填した樹脂の圧縮・引張試験データ

ケース	1	2	3	4	5
フィラー	×	○	○	○	○
樹脂	×	×	エポキシ樹脂	鉄粉85	硬化促進樹脂
低減率	-	25%	60%	75%	75%

文献NO。	⑭
タイトル	JR東日本における橋梁の維持・補修（第5回） 鋼橋の維持・補修例（その2）～最近の取組み～
出典・著者	橋梁と基礎 2008-2 斎藤、工藤、露木

概要

維持・補修例のひとつとして、コンクリートの充填された端横桁添接部の高力ボルト遅れ破壊対策として、ワンサイドボルトによる補修例が報告されている。
 方法としては、外面から鋼板を削孔、充填コンクリート部にワンサイドボルトの頭部（バルブ頭部）がおさまる空間を更に削孔してから、ワンサイドボルトを締め付ける様に工夫している。



補修概要図

JR東日本における橋梁の維持・補修

第5回

鋼橋の維持・補修例 (その2)

～最近の取組み～

Maintenance and the Repair of the Bridge in JR East

No. 5

Some Methods of Maintenance and Repair for Steel Bridges ②

～ Maintenance of Recent ～

Saito 齋 藤 Satoshi 聡* Kudo 工 藤 Shinji 伸 司** Tsuyuki 露 木 Hisashi 寿***

はじめに

前回 (第4回, 2007年12月号) では, 歴史的鋼橋の維持・補修と題してピントラス橋, バックルプレート桁の維持・補修について述べた。本編では, 塗装の新たな取組みと腐食の進んだ橋梁の補修, 縦桁疲労損傷対策, FIIT高力ボルト遅れ破壊対策, 支承部の変状とその補修について紹介する。

1. 塗装の新たな取組みと腐食の進んだ橋梁の補修

1-1 塗装の新たな取組み

1-1-1 「塗装指針」の改訂と塗装の基本的な考え方

JR東日本における塗装は, (財)鉄道総合技術研究所の「鋼構造物塗装設計施工指針」(以下「塗装指針」)を基本として施工を行っている。この「塗装指針」は, 1993年に改訂されてから10年以上が経過し, この間, 新たな塗料や防食技術が開発された。さらに近年, 地球環境負荷の低減に対する関心が高まり, コストの評価は, 施工コストからライフサイクルコスト (LCC) に重点が移った。このように鋼構造物の塗装を取り巻く技術的, 社会的環境が大きく変化したことから, 2005年に「塗装指針」の改訂が行われた。この「塗装指針」は, 事業者の立場から, 環境負荷低減, 長期耐久性およびコスト節減などの要求に応えられる環境負荷低減型塗替え塗装系が採り入れられるなど, 塗装系の集約と追加が行われた。

JR東日本では, 現在, この「塗装指針」の考え方を採り入れて塗装を行っている。

JR東日本の塗装の基本的な考え方を以下に示す。

(1) 鉛・クロム化合物を含む塗装系の廃止

鉛・クロム化合物を含む塗装系の使用を取り止め, 鉛・クロムフリーの材料を用いた塗装系の使用を基本とした。

(2) タールを使用した塗装系の廃止

発がん性が疑われるベンツピレンが含まれている可能性のあるタールを用いた塗装系の使用を取り止め, 変性エポキシ樹脂を用いた塗装系を代用することとした。

(3) 長期防錆型塗装系の適用拡大

1993年版の「塗装指針」で定められていた海岸地区などの特殊環境で使用していた長期防錆型塗装系の適用範囲を都会地区などの一般環境まで拡大し, 塗替周期の延伸を図った。

(4) 揮発性有機化合物 (VOC) を含む塗装系から環境負荷低減型塗装系 (ECO) への移行

塗替え時のVOCを含む塗装系の代用として, 水系塗料を用いたECO (厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料-水系エポキシ樹脂塗料-水系上塗 (ポリウレタン系, 変性アクリル系))を採用することとした。しかし, ECOは, 実績が乏しいため, 施工性, 長期耐久性, 塗料の供給体制およびコスト等について, 現在, 検討を進めているところであり, 早期に全面的に採用するには至っていないのが現状である。将来的には, 施工実績等を踏まえた上で, 積極的にECOを採用していく計画である。

1-1-2 環境負荷低減型塗装系の取組み

JR東日本と (財)鉄道総合技術研究所が共同で, 東北線元荒川橋梁 (2002年), 東海道線目黒川橋梁 (2004年), 磐越西線大沢畑橋梁 (2004年) の3箇所環境負荷低減型塗装系 (試作塗装系) を用いた試験施工を実施した。これらの試験施工の結果は, 2005年に改訂された「塗装指針」に反映されている。その後, 首都圏での適用が検討され, 2006年度には, 写真-1に示す常磐線三河島こ線線路橋で, ECO1 (表-1) を用いた塗替え工事 (塗装面積: 約2400 m²) が実施された。塗装系ECOとは, 塗替え時に適用する長期耐久型でライフサイクルコスト低減が可能で, 中塗り塗料および上塗り塗料に水系塗料を用いることで, 大幅に環境負荷を低減した塗装系である。この工事では, 従前の塗装仕様と比較したときのVOC削減率は, 塗替え

表-1 塗替え時塗装系 (ECO1)

系	適用する塗料の種類		
ECO1	厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料	水系エポキシ樹脂塗料	水系上塗 (ポリウレタン系, 変性アクリル系)

キーワード: 塗装指針, 疲労き裂, FIIT, 支承部

* JR東日本 建設工事業 構造技術センター 鋼構造グループ 主席
** " " " " " " " 副課長
*** " " 鉄道事業本部 設備部 構造物管理グループ 副課長

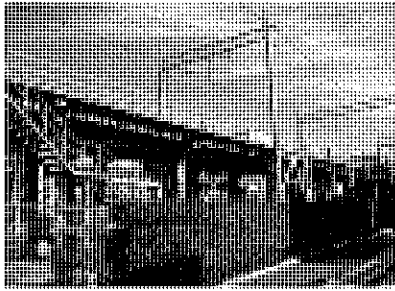


写真-1 常磐線三河島こ線線路橋

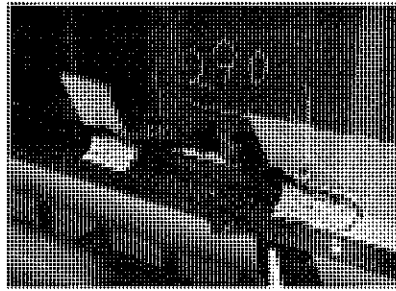


写真-2 縦桁の欠食状況

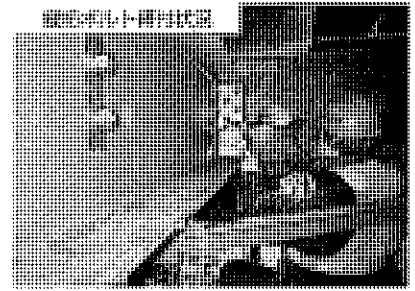


写真-3 縦桁の交換

時に生じるVOCの総量で考えた場合、概ね80%となり、20%削減となる。

1-2 腐食の進んだ橋梁の補修

1-2-1 腐食、欠食した床組の交換事例

部材に発生したき裂や腐食などの変状が著しい場合や、長期的観点などから部分的な補修を行わずに部材を交換することも行われている。

ここに紹介する橋梁は、1917年（大正6年）に架設された支間22.3 mの2径間下路プレートガーダーで、1連、2連ともに縦桁、横桁等の床組に腐食、欠食が多く発生していた。これらのうち写真-2に縦桁の欠食状況を示す。

横桁は、下フランジの腐食が著しいものであったが、多くは表面的な欠食で、貫通しているものが少なかったため、欠食部表面を金属パテ材にて断面補修、一部は添接板による当板を行った。縦桁は、下フランジと腹板の付け根箇所の腐食、欠食が著しいため、写真-3に示すように新規部材に交換し、横構についても新規部材に交換した。

1-2-2 耐候性鋼材使用橋梁の発錆状況と補修塗装

鋼鉄道橋における無塗装耐候性鋼材の使用は、1980年（昭和55年）旧会津線（現会津鉄道）の第3大川橋梁（上路トラス）からであり、これまで山間地域を中心に100橋以上架設されている。

ここに紹介する無塗装開床式下路トラス橋梁は、日本海沿岸から約2 kmの位置にあり、1987年（昭和62年）に架

設されたものである。本橋梁において、縦桁、横桁、上・下弦材、横構など水平部材の日照降雨を直接受けない下フランジ下面で、耐候性鋼材本来の保護性錆が形成されず、腐食が進行し、層状剥離錆が発生した。図-1に層状剥離錆の発生部位を、また、写真-4に添接部の層状剥離錆の発生状況を示す。

鉄道橋では、無塗装桁の場合、錆の安定化を促す目的で、これまで図-1に示すようなフランジ断面方向に勾配を付けるなど、水はけを良好にするための工夫をしていた。しかし、本構造においては、下フランジ下面が降雨により濡れる機会が少なく、飛来塩分が流されずに溜まり、塩分濃度が次第に高くなって、下フランジ下面に層状剥離錆が発生したものと考えられる。

これに対して、下フランジ下面や添接部等の層状剥離錆の発生箇所を、ピックハンマーによる荒ケレンとバキューム型ブラスト機を使用したケレンを行なった後、塗装（塗装系：厚膜型変性エポキシ樹脂系）を行なった。写真-5に塗装施工例を示す。

また、現在では、下フランジ下面構造は、降雨水により塩分が流されるように、図-2のような構造に改良されている。

2. 疲労き裂の発生した橋梁の類似箇所対策

2-1 縦桁疲労損傷対策

当該橋梁は、単線式下路プレートガーダー（橋マクラギ式）、桁長31.96 m）であり、1968年（昭和43年）に架設されている。その後、37年経過した3月、縦桁に3箇所のき

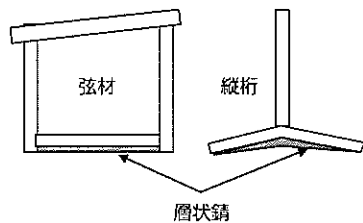


図-1 層状剥離錆発生箇所



写真-4 添接部の発錆状況（層状剥離錆）

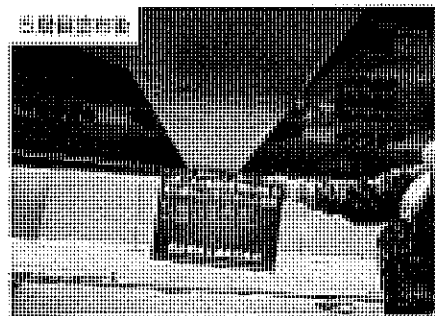


写真-5 塗装の施工例

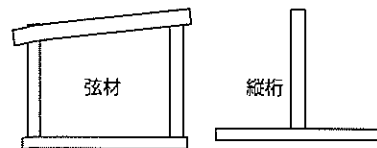


図-2 改良したディテール

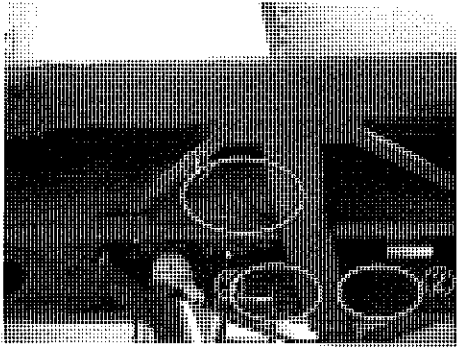


写真-6 桁下面き裂変状の状況

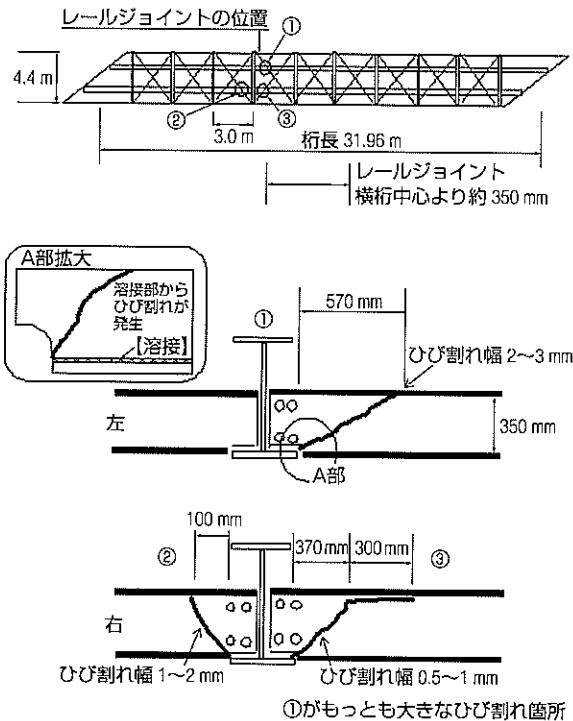


図-3 桁変状の概要

裂が発見され、列車運行に大きな影響を与えた(写真-6、図-3)。このき裂は、横桁への連結箇所における腹板に発生しており、き裂の始端は下フランジとの溶接部のやや上部であった。なお、桁構造としては、マクラギを縦桁に直結する開床式で、横桁間隔は3mと比較的短く、各部材は溶接により組み立てられていることなどが特徴である。

本章では、本変状原因の推定および補修方法の検討内容について以下に報告する。

2-2 変状原因の推定および対策

今回の縦桁の変状は、これまでも見られた代表的な疲労き裂である¹⁾。推定される発生原因を以下に示す。

- ①当該連結部の上部にレール継目が設けられているため、特に列車が通過する際には高い応力が発生した。
- ②疲労き裂が発生した連結部は縦桁と横桁が腹板のみで連結されている構造で、上下フランジをそれぞれ連続化する構造になっていない。また、縦桁の腹板下部を切り欠き、横桁腹板位置まで差し込んだ形状となっていること。そのため面外(橋軸直角方向)に振動しやすく、最初に疲労き裂が発生した箇所に大きな応力集

中が生じた。

- ③本橋梁の横桁間隔は3.0mと短く、繰返し回数が多くなる部材であるため、多数の応力の繰返しを受けた。

疲労き裂は上記の①~③が複合して発生したものと推察される。これまで同種の疲労き裂の例においても、き裂発生箇所の上にレール継目があることから、特に①が大きな要因になったと考えられる。そして、疲労き裂が少しずつ進展し、限界き裂長を超えた時点で脆性破壊に至ったものと考えられる。当該橋梁の材質は、JIS規格を満足すると思われるものの、現在の鋼材と比較して、ねばり強さ(破壊じん性値)が劣ることが知られている。このような鋼材の特徴と併せて冬の寒い時期に大きな衝撃力が加わったことによって、縦桁が一気に破断したものと考えられる。

なお、現在の橋梁では、縦桁と横桁の上下フランジをつなぐ構造としているため、このような構造形式は採用していない。

応急対策として、25 km/h徐行による運転再開時の措置としては、サンドル工法(H鋼(H100)×2本をレールの左右に4組配置(L=6.3 m)、45 km/hへ徐行速度向上の措置としては、吊桁工法(桁下にH鋼(H400)等を井形に組み上げ損傷部を仮受け)により、列車運行を復旧した(図-4(a)(b))。

恒久対策としては、レール継目をなくし、縦桁の交換を行った。また、縦桁と横桁のフランジをガセットプレートにより連結した。き裂が入っている箇所以外についても、縦桁腹板の当て板補強を行った。また、類似の橋梁を調査し、当て板等の補強を行った(写真-7)。

3. F11T高力ボルト遅れ破壊対策

3-1 F11T高力ボルトの交換事例

当該橋梁は、複線下路トラス(50+78.5 m×9連+50 m、スラブ軌道直結式)であり、1973年(昭和48年)に架設されている。部材の添接部にF11T高力ボルト、およびF9T高力ボルトが使用されており、上弦材等のF11T高力ボルト

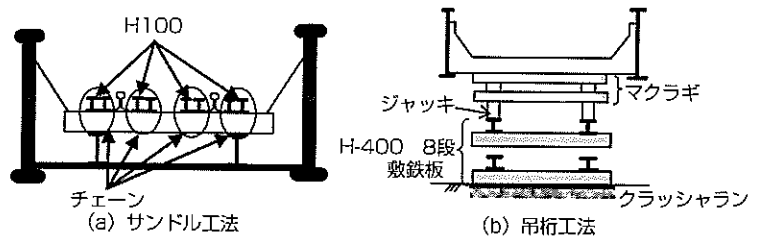


図-4 応急復旧略図

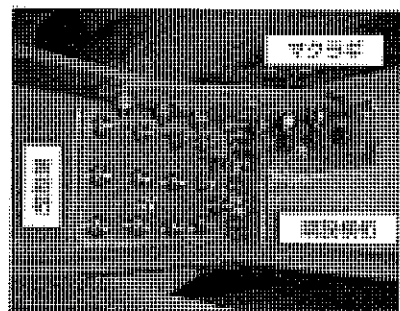


写真-7 縦桁損傷部の当て板補強

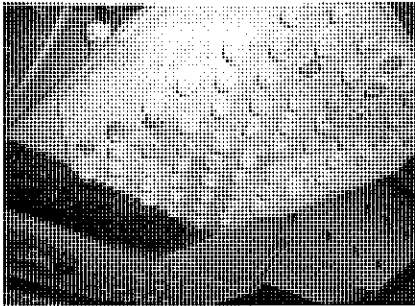


写真-8 端横桁下面の添接部

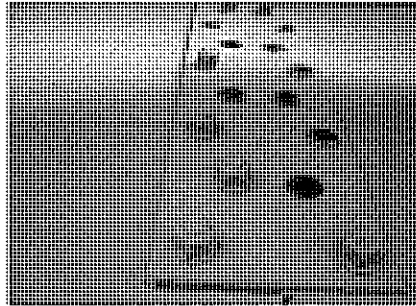


写真-9 端横桁腹板の添接部

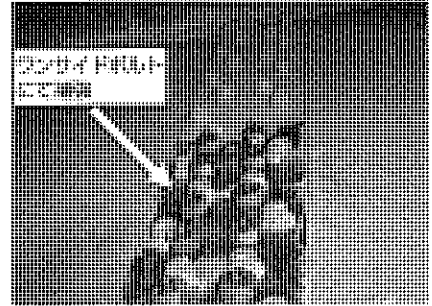


写真-10 下フランジ補強部

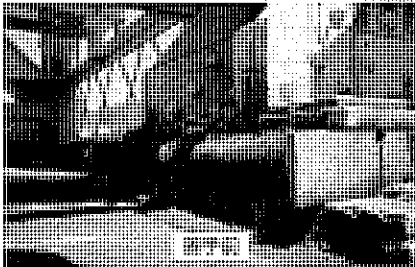


写真-11 ローラの腐食・逸脱

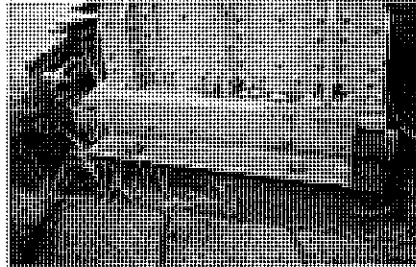


写真-12 ローラシュー (交換前)

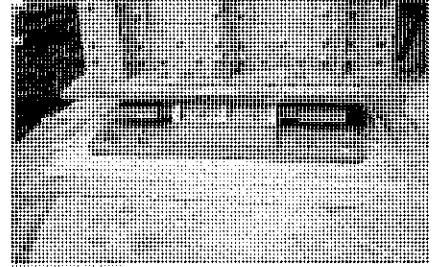


写真-13 ベアリングプレートシュー (交換後)

トについては、1993年（平成5年）に遅れ破壊によるボルトの落下防止のために、F10T高力ボルトへの交換作業が完了している。しかし、下弦材、および床組のF11T高力ボルトについては、落下による列車への衝突がないこと、橋りょうが河川上に架かっていること、および部材によってはコンクリートで覆われている（端横桁については、コンクリートが充填してある）こと等の理由から、現在でもF11T高力ボルトのままであった。

調査の結果、端横桁、斜材、下横構の各添接部でF11T高力ボルトの破断が確認された。このうち、破断が多い箇所では、設計上の必要数は満たしているものの、端横桁の下フランジ下面の添接部（写真-8）で、1継手66本中で14本の破断、ウェブ（写真-9）で片面左右30本中18本の破断が確認された。

本章では、本変状原因の推定および補修方法の検討内容について下記に述べる。

3-2 変状原因の推定および対策

直接の原因は、F11T高力ボルトの遅れ破壊によるものである。間接的な原因の可能性として、横桁内部に水が浸入している点があげられる。端横桁下面には水抜きが設けられていない。また、水は、床版の目地を伝わり、端横桁に制振コンクリートを打設した際のハンドホール等から横桁内に浸入したものと推定される。そのためボルトの破断箇所は、水が溜まりやすい添接部の下側に比較的多く発生している傾向にある。

端横桁内部には、コンクリートが充填されているため、

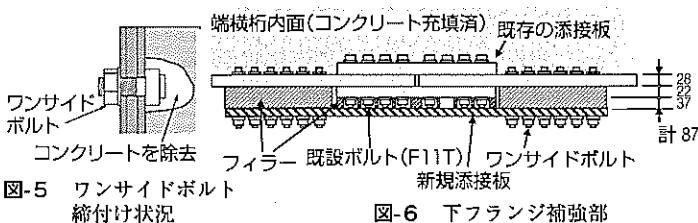


図-6 下フランジ補強部

桁内面からの作業は一切出来ないため、外面から鋼板に削孔し、さらにその内部のコンクリートをボルトの頭となる空間を確保するために削孔したうえで、ワンサイドボルトを用いる工法とした（図-5）。

下フランジは図-6に示すように既存の添接部を跨ぐ形で新たに添接板を設けた。腹板については、既存のボルトの間に余裕があるため、写真-10に示すように、ボルトの本数を増した。

4. 支承部の変状とその補修

4-1 ローラシューの補修工事

支承部の変状で多く見られるのは、写真-11に示すように、ローラが腐食・逸脱して元の位置に戻らなくなるローラシューの変状である。補修方法としては、ローラの錆を落とし、潤滑と防錆を兼ねてグリースを塗布する方法が一般的であるが、変状が進んだ場合は、シューを交換することもある。

ここに紹介する橋梁は、磐越西線荻野・尾登間にある支間90.7mの下路カーブコートプラットトラス（鋼重約4280kN）であり、1911年（明治44年）に製作され、経年は92年となっている。

経年による腐食に伴い、可動側のローラシューが機能しなくなったため、写真-12、13のように、ベアリングプレートシューに交換する修繕工事を行った。

おわりに

本号では、JR東日本が所有する鋼橋に関する最近の維持・補修の取組みについて述べた。

次回は、橋梁基礎の維持・補修例について紹介する予定である。

【参考文献】

- 1) 阿部、足立：鋼橋の変状、構造物設計資料、No.33 (1973.3)