

産学官連携プロジェクト：新都市社会技術融合創造研究会
高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究
研究成果報告会のご案内

主催：「高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究」
プロジェクトチーム
(プロジェクトリーダー：関西大学 坂野昌弘)

日時：平成25年11月20日(水) 13:30～17:30

場所：大阪合同庁舎第1号館 第1別館 2階 大会議室
〒540-8586 大阪府中央区大手町1-5-44
地下鉄谷町線天満橋駅3番出口より徒歩2分
(合同庁舎第1号館横をまわり第1別館2階へお越し下さい)

定員：150名

参加費：無料

プログラム

13:30～13:35	開会の挨拶	近畿地方整備局 大阪国道事務所長	瀬本浩史
13:35～14:00	近畿の道路橋の現状と課題	近畿地方整備局道路部 道路保全企画官	先本 勉
14:00～14:20	研究概要報告	関西大学 環境都市工学部 教授	坂野昌弘
14:20～15:00	長大橋梁の点検調査と補修補強	(一社)日本橋梁建設協会 (一社)建設コンサルタンツ協会	夏秋義広 広瀬彰則
15:00～15:30	動的載荷試験と応力頻度計測	(一社)日本非破壊検査工業会	一ノ瀬伯子ルイザ
15:30～15:40	(休憩)		
15:40～16:10	FEMによる漸次崩壊挙動解析	京都大学 大学院工学研究科 准教授	宇都宮智昭
16:10～16:40	模型実験による疲労挙動の検討	関西大学 大学院理工学研究科	和田健太
16:40～17:10	長大橋梁の維持管理方針案	関西大学 環境都市工学部 教授	坂野昌弘
17:10～17:25	全体討議		
17:25～17:30	閉会の挨拶	京都大学 大学院工学研究科 准教授	宇都宮智昭

※プログラムの内容は一部変更する場合がございます。

当日の資料配付は行いませんので、下記URLよりダウンロードのうえ資料をご持参下さい。
(資料は順次掲載いたします)

<http://www.kkr.mlit.go.jp/road/shintoshikenkyukai/project19.html>

申込方法：参加ご希望の方は、申込代表者、参加者氏名(フリガナ)、所属、E-mail を明記のうえ 下記のE-mail アドレスへお申込み下さい。奮ってご参加下さいますようお願い申し上げます。

申込先：関西大学 鋼構造デザイン研究室 E-mail: peg03032@kansai-u.ac.jp
申込期限：平成25年11月13日(水)17:00 (定員になり次第、締め切らせていただきます)

その他：本報告会では、(一社)全国土木施工管理技士会連合会のCPDSが4ユニット発行されます。

アクセスマップ



「新都市社会技術融合創造研究会」

近畿の道路橋の現状と課題

平成25年11月20日

近畿地方整備局
道路部 道路保全企画官
先本 勉

1. 道路の整備の変遷

- ・道路施策の変遷

2. 社会資本(インフラ)を取り巻く厳しい状況

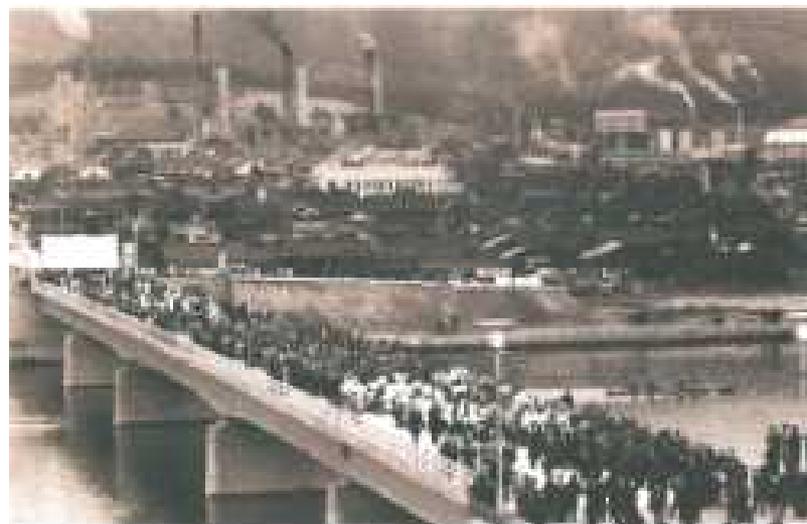
- ・社会資本の老朽化の現状
- ・長寿命化計画の取り組みの状況
- ・社会資本の維持管理・更新の現状
- ・近畿地方整備局の道路の予算及び事業

3. 近畿地方整備局管内の橋梁の現況と課題

- ・日本の橋梁の現状
- ・近畿地方整備局管内の橋梁の現状
- ・課題と対策及び今後の方針

1. 道路施策の変遷

昭和30年代～40年代前半の国道



1号 瀬田川大橋開通式(昭和34年)



第二阪神国道開通祝賀パレード
(住吉川西)(昭和38年)



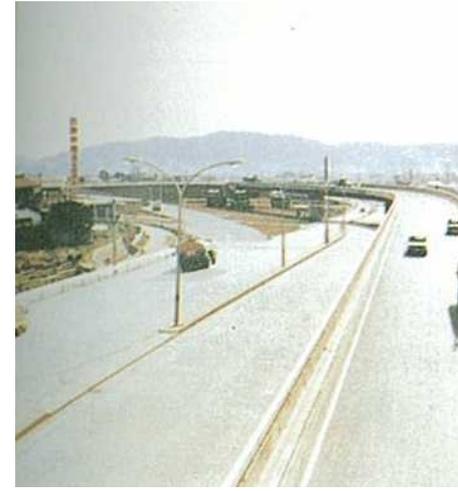
第二阪神国道安治川大橋供用
(昭和41年)



名阪国道 天理東IC付近(昭和40年)



名阪国道 針IC(昭和40年)



1号 東山バイパス供用
(京都東山IC)(昭和42年)

昭和30年代～40年代



東京オリンピック開催(昭和39年)



名神高速道路開通(昭和38年)



171号 池田バイパス完成時
終点付近(昭和45年)



東海道新幹線開通(昭和39年)



大阪万博開催(昭和45年)

道路施策の変遷

					1980年代	
S20年代	S30年代	S40年代	S50年代	S60—H7	H7—	H24—
主要な政策	【広域交通基盤の構築】					
	○初の高速道路(名神)開通(63) ○7600kmのネットワーク計画(66)			○14000kmのネットワーク計画(87) ○地域高規格道路(93)		
	【道路の信頼性の向上】					
	○第1回防災総点検(63) (飛騨川バス転落事故)			○道路橋設計基準改定(95) (阪神・淡路大震災)		
	【地域づくり・まちづくり】					
	○国道等の舗装や改良		○第1次全国総合開発計画(62) ○地方生活圏の整備(71)		○電線類地中化開始(87)	
	【交通安全・福祉対策】					
	○諸制度の構築 ・現行道路法公布(52) ・ <u>道路特定財源(53)</u> ・ <u>第1次道路整備五箇年計画(54)</u> ・日本道路公団設立			○交通安全五計開始(71)		○バリアフリー法(00)
	【都市圏の交通円滑化】					
	○連続立体交差事業創設(68)			○歩車共存道路 ○渋滞対策プログラム(88) ○都市圏交通円滑化総合対策事業(99)		
【環境対策】						
○騒音環境基準(71)			○沿道法(80) ○NOx環境基準(78)		○京都議定書(97) (COP3)	
【高度情報化への対応】						
○路車間情報システムの研究開発(84)			○OVICS、情報BOX開始(96) ○ETC開始(00)			
【計画的な道路管理】						
○ <u>長寿命化修繕計画の策定(07)</u>						
戦後の荒廃と泥道・砂利道の克服 近代道路行政の諸制度の構築		モータリゼーションの飛躍的進展、高度経済成長の基盤としてのネットワークの構築		情報、環境、福祉等時代の新たな要請への対応		メンテナンス元年

※自動車の利用者が道路の維持・整備費を負担する、受益者負担の原則に基づく、かつて存在した日本の目的税。

笹子トンネル (天井板落下)事故の概要

- ・発生日時: 平成24年12月2日(日) 8:03頃
- ・発生場所: 中央自動車道(上り)笹子トンネル内(延長4.7km、大月JCT～勝沼IC間) **【供用から35年のトンネル】**
- ・発生状況: 東坑口から約1.7km付近において、トンネル天井板が落下。車面3台が下敷き、うち2台が火災となり焼損。
死者9名、負傷者2名。
- ・通行止め: **【上り線】大月JCT～一宮御坂IC** **【下り線】大月JCT～勝沼IC**
(12月29日13時より、下り線を用いた対面通行で開通、2月下旬を目標に上下線各2車線通行を予定)

○事故原因(複合的な原因)

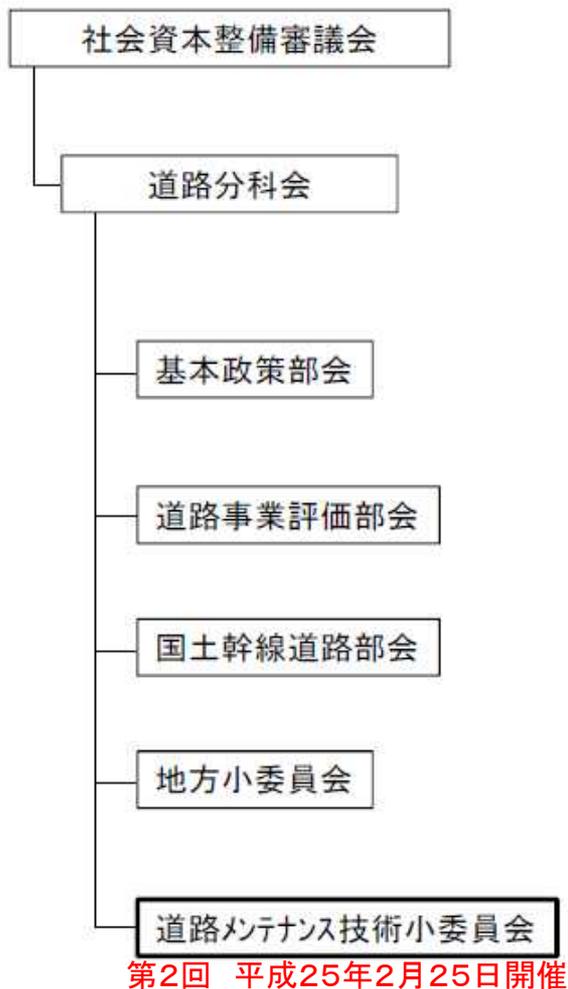
- ・アンカーボルトの接着不足
- ・風圧荷重が予想以上であった
- ・アンカーボルトの劣化
- ・12年間ボルトが未点検

【災害現場】
笹子トンネル(上り線)



道路メンテナンス技術小委員会の設置及び調査・検討について

【道路に関する検討体制】



【道路構造物の適切な管理のための基準類のあり方に関する調査・検討】

H24.6 「道路分科会」建議中間とりまとめ

道が変わる、道を変える
つな
～ひとを絆ぎ、賢く使い、そして新たな価値を紡ぎ出す～
つむ

IV 具体的施策の提案

6. 持続可能で的確な維持管理・更新

- ・ 国や地方が管理する道路構造物について、将来の負担を軽減するために計画に基づき維持修繕を行うこととし、点検、診断、補修等のサイクルを確実に進めて行くべき。
- ・ 維持管理にあたっては、地域特性や現況データを収集・分析し、これに基づく的確な維持管理レベルを設定し、利用者の期待に応えることが必要、など。

H24.12 国土交通省技術基本計画
～安心と活力のための明日への挑戦～

H25.1 緊急提言(案) (参考1)
～本格的なメンテナンス時代に向けたインフラ
政策の総合的な充実～
(社整審交通計画審議会技術分科会技術部会
社会資本メンテナンス戦略小委員会)
第4回 平成25年1月25日開催

H24.12.2
中央道笹子トンネル天井板落下事故

道路の維持管理に関する技術基準類やその運用状況を総点検し、
道路構造物の適切な管理のための基準類のあり方を調査・検討

本格的なメンテナンス時代に向けたインフラ政策の総合的な充実

主旨

中央自動車道笹子トンネル事故を契機に、これまでの「社会資本メンテナンス戦略小委員会」での議論等を踏まえつつ、社会資本の安全性に対する信頼の確保するため、国土交通省等が講ずべき維持管理・更新の当面の取組等について、緊急提言を実施

提言(案)の概要

- ▶ 「インフラの健全性診断のための総点検」等を緊急的に実施
- ▶ 社会資本の点検・診断等に関する考え方と仕事の仕組みの改善を図るべく、戦略的な維持管理・更新に向けた取組を推進

① 「インフラの健全性診断のための総点検」等の緊急実施

② インフラの健全性等に関するカルテの整備

③ インフラの健全性等の国民への公表

④ 長期的視点に立った維持管理・更新計画の策定

⑤ 地方公共団体等への支援

可及的速やかに実施すべき諸方策

⑥ 維持管理・更新に係る予算の確保

⑦ 維持管理・更新に係る情報の収集・蓄積

⑧ 維持管理・更新をシステマチックに行うための実施プロセスの再構築

⑨ 組織・制度の変革と人材育成

⑩ 効率的・効果的な維持管理・更新のための技術開発の推進

【※平成25年1月25日 社会資本メンテナンス戦略小委員会 資料】

道路構造物の今後の維持管理(案)

(道路メンテナンス技術小委員会資料 2/25より)

道路構造物の今後の維持管理(案)について【国・高速、地方公共団体】

	緊急点検・応急処置等※1	総点検・緊急修繕	戦略的な維持修繕サイクル
対象物	トンネル (天井板及び添架附属物のみ)	道路施設 (トンネル・舗装・法面、盛土、擁壁等・道路附属物・橋梁※2)	
定義・目的	筐子トンネル事故を踏まえ、落下による第三者被害の防止の観点から実施する点検及び修繕	落下、倒壊による第三者被害の防止の観点(重大事故防止を含む)から実施する点検及び修繕	予防保全の観点から実施する点検、修繕計画、修繕のサイクル
点検要領等	既存の点検要領等 + 事務連絡	既存の点検要領等 もしくは 総点検実施要領(案)	新たな点検要領
平成24年度	<p>【国・高速、地方公共団体】</p> <ul style="list-style-type: none"> トンネル天井板の緊急点検・緊急修繕完了 重量附属物の緊急点検・緊急修繕完了 <p>【国・高速】</p> <ul style="list-style-type: none"> その他附属物の一斉点検・緊急修繕完了 <p>【地方公共団体】</p> <ul style="list-style-type: none"> その他附属物の一斉点検完了 	<p>【国・高速、地方公共団体】</p> <ul style="list-style-type: none"> 総点検実施要領(案)の策定(点検の対象、点検の方法) 国、都道府県による市町村支援体制の稼働 総点検・緊急修繕の開始 <p>※H24補正までで約8割の自治体で着手見込み</p>	
平成25年度以降	<p>【地方公共団体】</p> <ul style="list-style-type: none"> その他附属物の一斉点検フォローと応急処置完了 	<p>【国・高速】</p> <ul style="list-style-type: none"> 総点検・緊急修繕完了 <p>【地方公共団体】</p> <ul style="list-style-type: none"> 国都道府県による市町村フォロー 全自治体で総点検に着手 <p>【地方公共団体】</p> <ul style="list-style-type: none"> 全自治体で総点検・緊急修繕の完了 	<p>【国・高速、地方公共団体】</p> <ul style="list-style-type: none"> 新たな点検要領の策定、順次試行 <p>【国、高速】</p> <ul style="list-style-type: none"> 戦略的な維持修繕サイクルを開始 <p>【地方公共団体】</p> <ul style="list-style-type: none"> 戦略的な維持修繕サイクルに本格移行

※1 筐子トンネル事故以前も、各事故等に応じて緊急点検等を実施している。
 ※2 橋梁は、戦略的な維持修繕サイクルを実施中
 <長寿命化計画策定率>
 【直轄・高速】100%
 【地方公共団体】69%

2. 社会資本(インフラ)を取り巻く厳しい状況

社会資本の老朽化の現状

高度成長期に大量に整備された道路、河川、下水、港湾等について、社会資本全体の老朽化が急速に進行することが想定される。

〔建設後50年以上経過する社会資本の割合〕

	H24年3月	H34年3月	H44年3月
道路橋 [約15万7千橋(橋長15m以上)] ※2m以上は、約60~70万橋	約9%	約28%	約53%
河川管理施設※(水門等) [約1万施設] ※設置年が不明な施設は50年以上経過した施設として整理	約24%	約40%	約62%
下水道管きよ [総延長:約44万km]	約2%	約7%	約23%
港湾岸壁 [約5千施設]	約7%	約29%	約56%

各施設の長寿命化計画の取組状況

社会資本整備重点計画(平成24年8月31日閣議決定)において、長寿命化計画策定を目標として設定し、推進しているところ。

〔施設ごとの長寿命化・老朽化対策の進捗率〕

社会資本整備重点計画	現状値	目標値
	H23	H28
全国道路橋の長寿命化修繕計画策定率 ¹⁾	76%	100%
下水道施設の長寿命化計画策定率 ²⁾	約51%	約100%
主要な河川構造物の長寿命化計画策定率 ³⁾	約3%	100%
公園施設の計画的維持管理の推進 ⁴⁾	16%	60%

(注)

- 1 全国の15m以上の道路橋について「長寿命化修繕計画を策定している橋梁箇所数／橋梁箇所数」
- 2 「長寿命化計画を策定した自治体数／供用開始後30年を経過した下水道施設を管理している自治体数」
- 3 主な河川構造物のうち、「長寿命化計画策定施設数／対象施設総数」
- 4 「公園施設長寿命化計画策定団体数／都市基幹公園・大規模公園を有する地方公共団体」

近畿地方整備局の長寿命化修繕計画

■長寿命化修繕計画リスト

橋梁長寿命化修繕計画【近畿地方整備局】

※近畿地方整備局ホームページに掲載

判定区分について

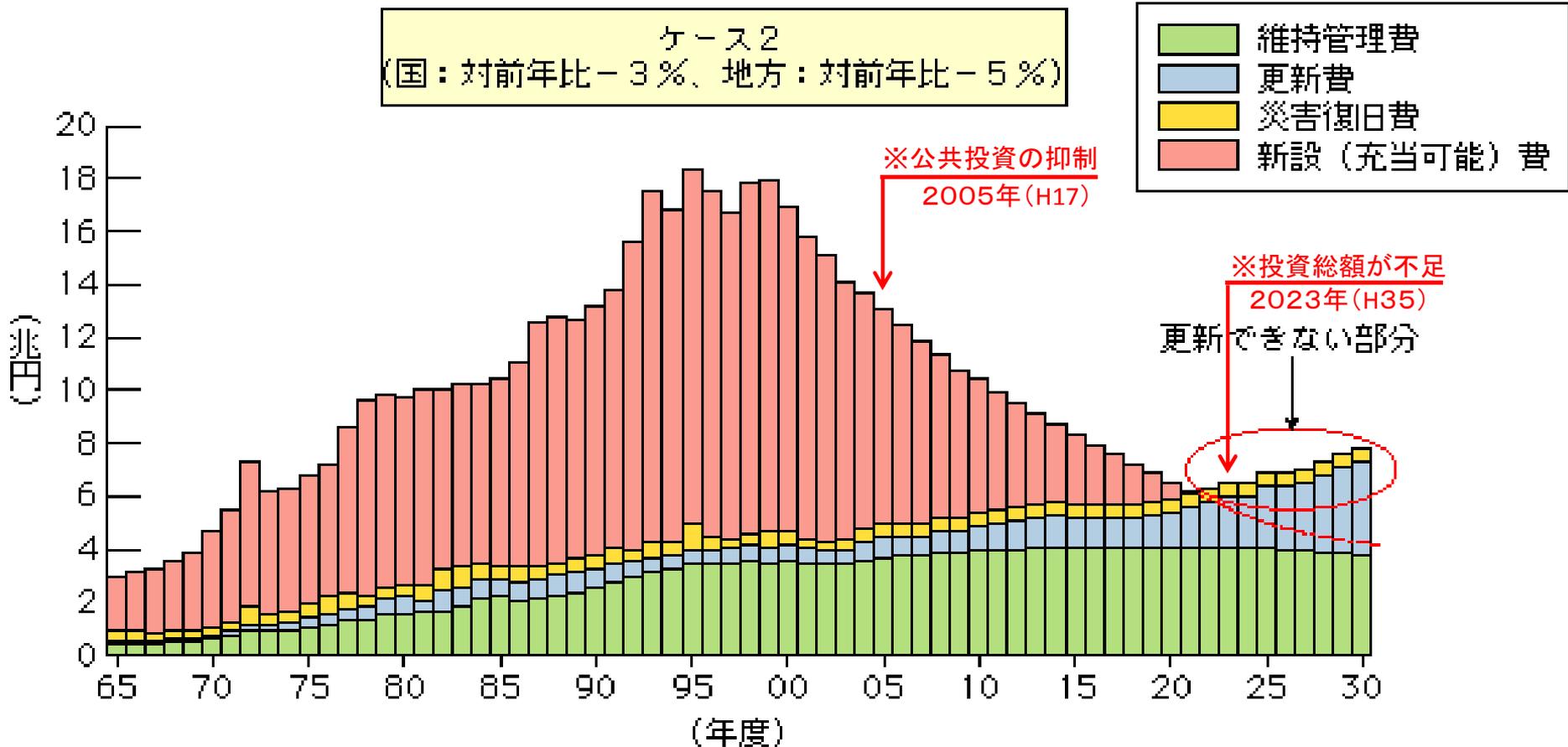
():平成24年度末に点検を完了したため、前回判定結果を記載
空白:未点検橋梁及び平成24年度末に初回点検を完了した橋梁

橋梁の諸元								長寿命化修繕計画						
事務所	出張所	路線	橋梁名	橋長(m)	架設年度(西暦)	全幅員(m)	橋梁の種類	点検・診断		修繕・点検・架替計画 (○:修繕工事、●:定期点検、×:架替予定)				
								実施年度	判定区分	H25	H26	H27	H28	H29
滋賀	草津	1	山中橋	6.5	1956	12.9	RC	21	B			●		
滋賀	草津	1	宮川橋(下)	10.8	1981	10.5	PC	20	B	●				
滋賀	草津	1	宮川橋(上)	10.9	1981	10.6	PC	20	B	●				
滋賀	草津	1	西出橋(上)	10.4	1981	10.5	PC	21	B			●		
滋賀	草津	1	西出橋(下)	10.4	1981	10.5	PC	21	B			●		
滋賀	草津	1	小田川橋(上)	10.5	1978	10.5	PC	22	B			●		
滋賀	草津	1	小田川橋(下)	10.4	1978	10.5	PC	22	S		○	●		
滋賀	草津	1	田村橋(上)	50.8	1976	10.4	PC	23	C		○		●	
滋賀	草津	1	田村橋(下)	50.8	1960	10.3	鋼	23	B				●	
滋賀	草津	1	北土山1号橋	5.9	1937	14.3	RC	21	C	○		●		
滋賀	草津	1	北土山2号橋	4.6	1937	8.7	RC	20	B	●				
滋賀	草津	1	北土山2号側歩道橋上	4.6	1982	4.3	RC	20	B			●		
滋賀	草津	1	北土山2号側歩道橋下	8.0	1982	1.9	PC	20	B			●		
滋賀	草津	1	白川橋側道橋(上)	114.6	1976	2.6	鋼	23	B					●
滋賀	草津	1	白川橋	109.7	1960	8.8	鋼	24	B					●
滋賀	草津	1	大日川橋	16.1	1986	12.8	PC	22	B			●		
滋賀	草津	1	稲川橋(上)	15.1	1973	10.6	PC	23	B					●
滋賀	草津	1	稲川橋(下)	15.1	1973	10.6	PC	23	B					●
滋賀	草津	1	県道跨道橋(下)	13.1	1973	9.6	PC	24	(A)					●
滋賀	草津	1	県道跨道橋(上)	13.1	1973	9.6	PC	24	(C)	○				●

近畿地方整備局で管理している3,884橋(2m以上)について、点検予定及び補修予定を公表しています。

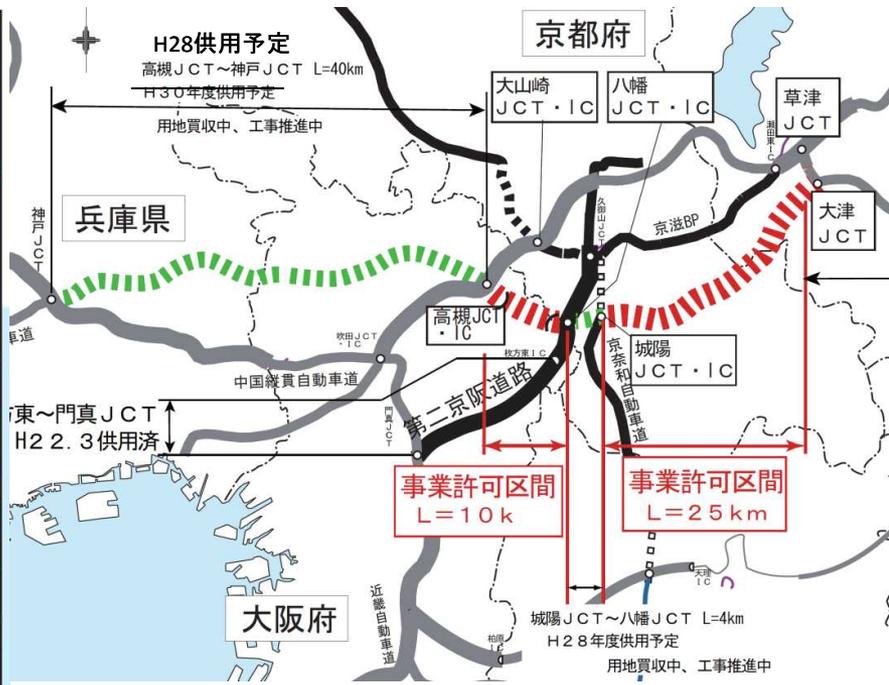
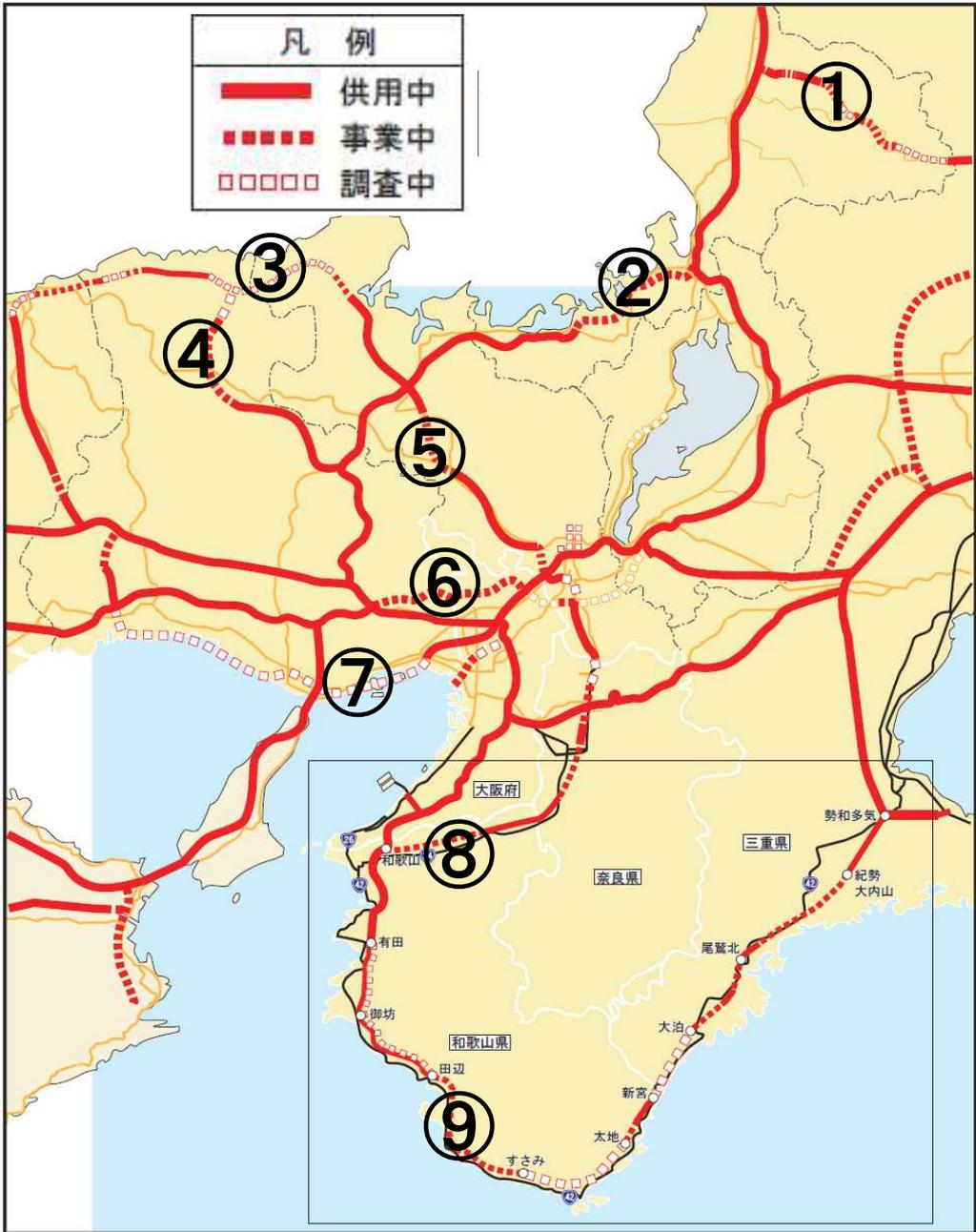
国土交通省所管の社会資本の維持管理・更新費の現状

我が国では、社会資本が高度経済成長期を中心に大量に整備・蓄積され、それらに必要となる維持管理・更新費は、着実に増大しています。このような状況を客観的に把握するため、国土交通省所管の社会資本(道路、港湾、空港、公共賃貸住宅、下水道、都市公園、治水、海岸)を対象に、平成42年(2030年)までの維持管理・更新費の推計を行ったところ、2023年(H35)頃には投資可能総額が不足する結果となった。



近畿管内の主な道路事業

凡例	
	供用中
	事業中
	調査中



近畿の主な道路事業

- ① 中部縦貫自動車道(直轄)H28
- ② 舞鶴若狭自動車道H26
- ③ 鳥取豊岡宮津道路
- ④ 北近畿豊岡自動車道(直轄)H28
- ⑤ 京都縦貫道路(直轄)H26
- ⑥ 新名神H28※地元協議が順調に進捗した場合
- ⑦ 湾岸線
- ⑧ 京奈和自動車道(直轄)H27
- ⑨ 近畿自動車道紀勢線(直轄)H27

近畿地方整備局 直轄道路事業費の推移(当初予算)

(億円)

3,000

2,500

2,000

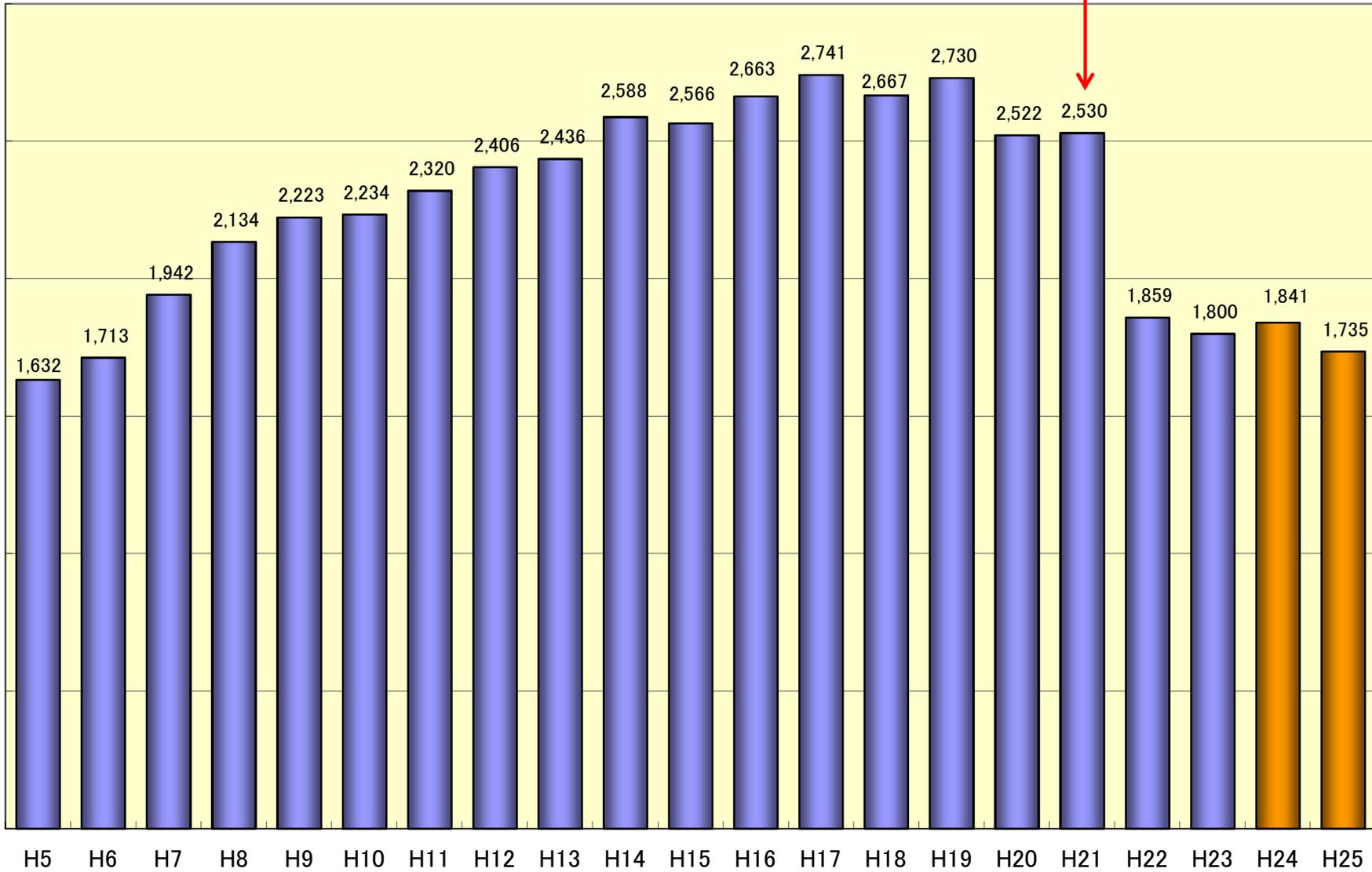
1,500

1,000

500

0

第二京阪供用



※H22以降は工事関係費のみ。業務取扱費を除く。

(年度)

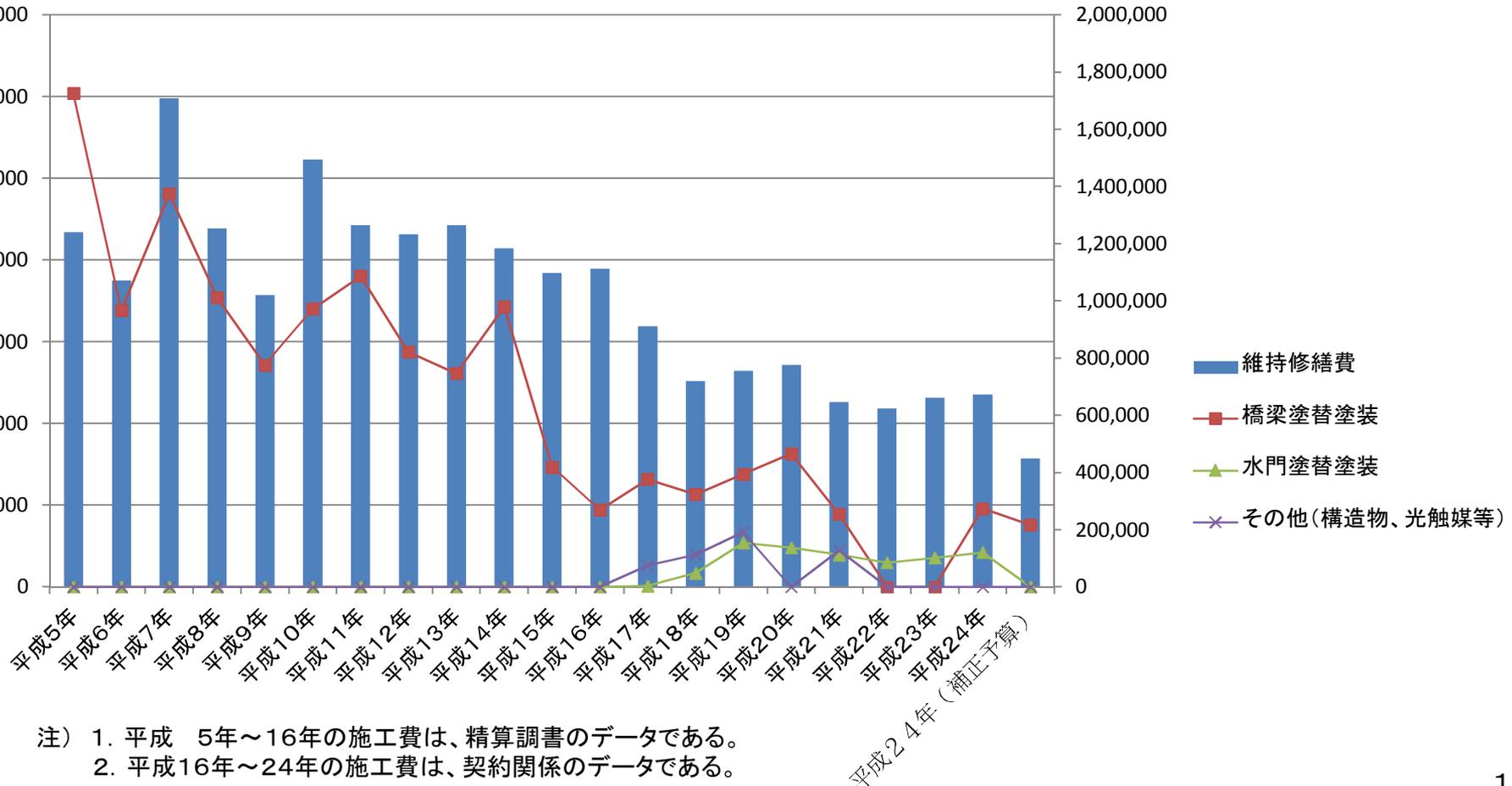
近畿地方整備局 維持修繕費の推移

【現状と課題】

- 公共事業の抑制から、平成17年～維持・修繕費が減少(約6割)
- その影響が、維持管理の優先度の低い塗替え塗装や舗装にしわ寄せ
- 年間塗替え必要額: 約12億 ⇒ 過去10年の平均塗替え費: 約3億(1/4に減少)
- 塗替えサイクルの延伸や部分塗替え塗装に移行したため

【維持・修繕費(千円)】

【塗替塗装施工費(千円)】



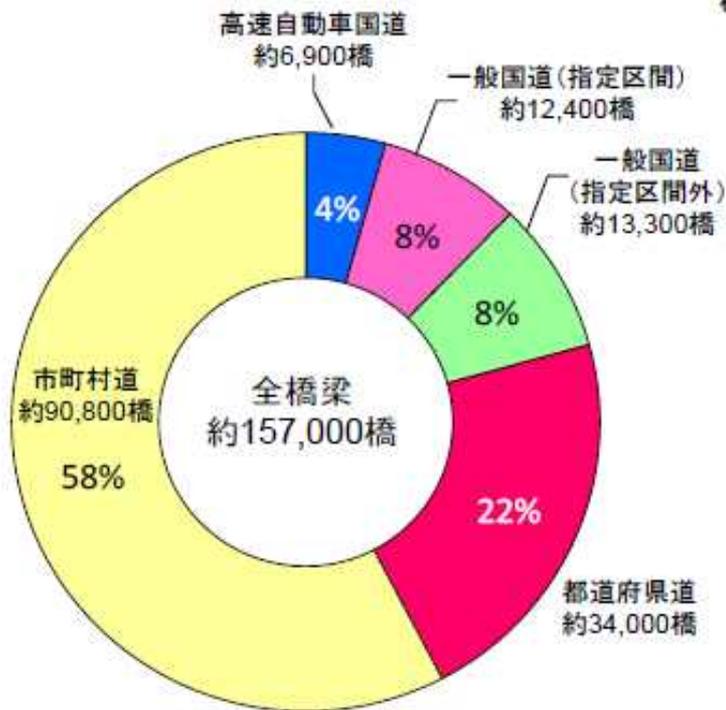
注) 1. 平成 5年～16年の施工費は、精算調書のデータである。
 2. 平成16年～24年の施工費は、契約関係のデータである。

3. 近畿地方整備局管内の橋梁の現状と課題

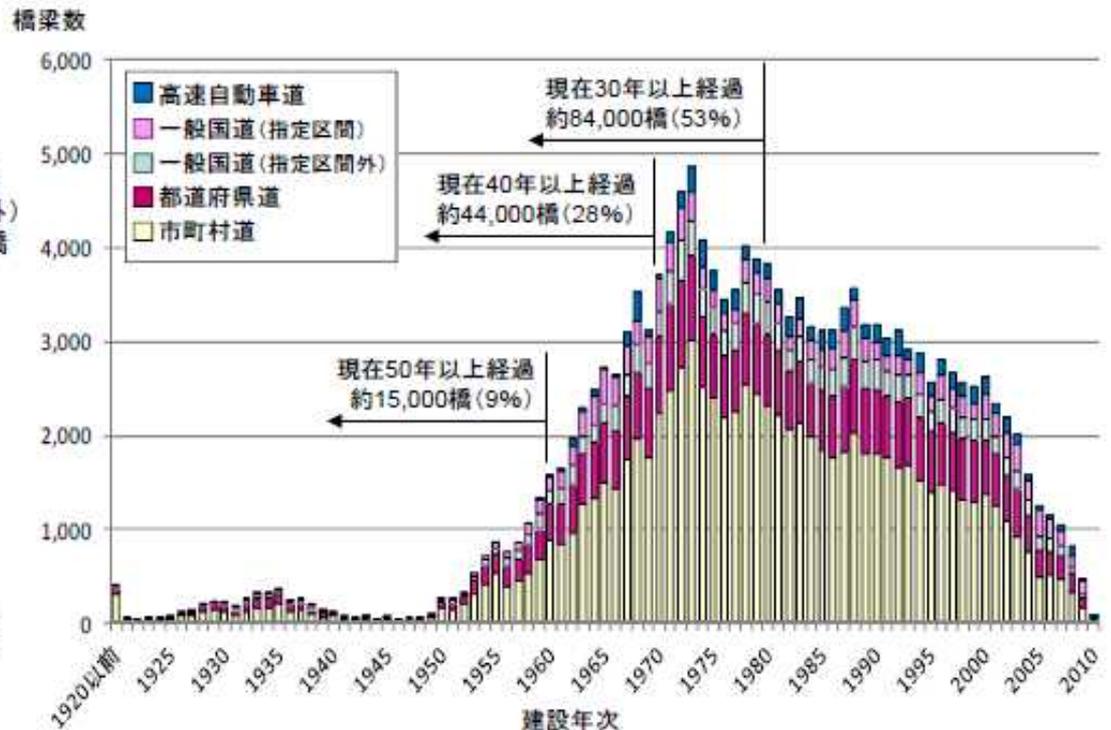
日本の道路橋の現状

- ・我が国の橋梁(15m以上)は約15.7万橋
- ・全国の道路橋における築後50年以上の割合は9%存在
10年後には28%、20年後には53%

【各道路種別における橋梁数】



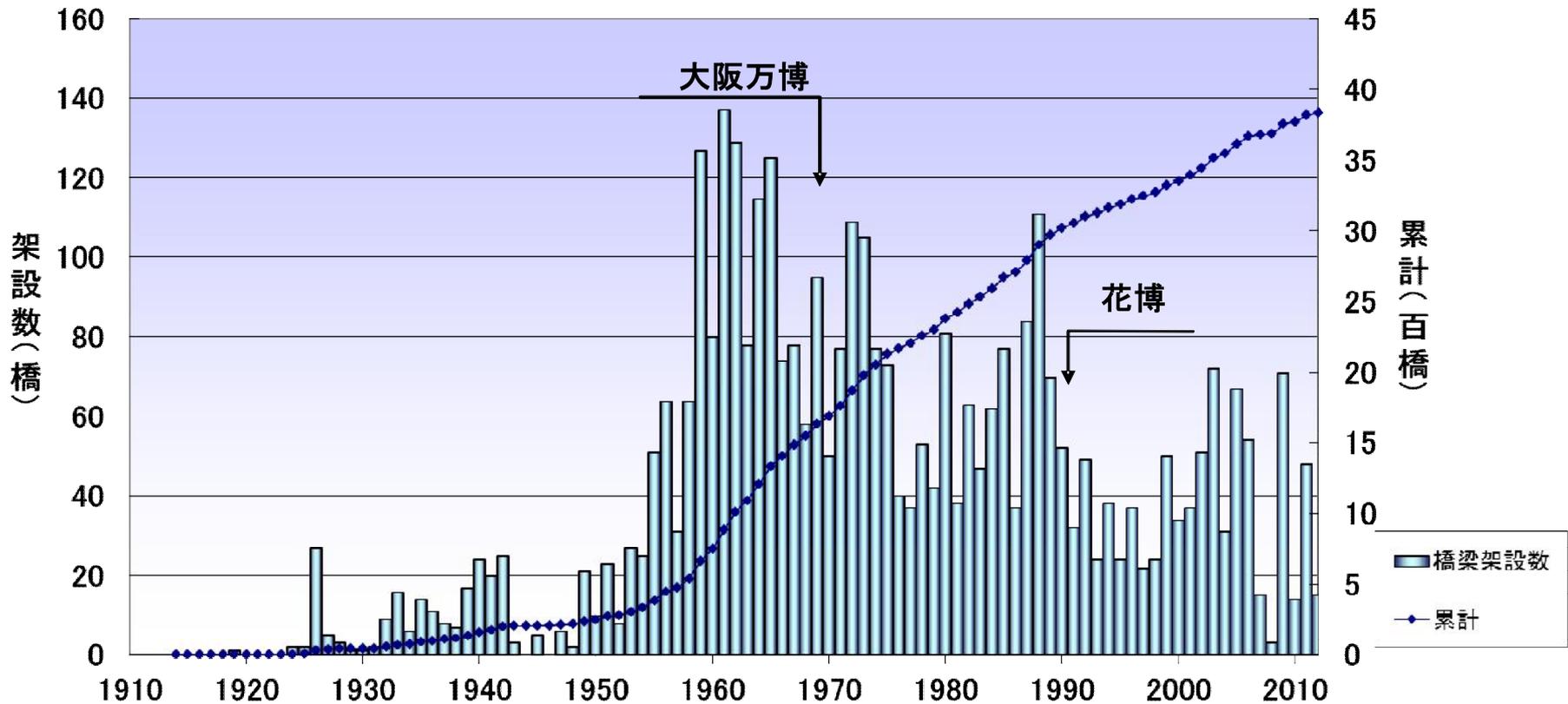
【建設年度別橋梁数】



近畿地整管内の橋梁の現状(建設年次別の橋梁数)

近畿地方整備局が管理する道路橋(3,884橋)のうち、全体の約3割にあたる約1,100橋が、1950年代半ばから1970年代初め頃にかけての高度経済成長期に建設。

近畿地方整備局管内 橋梁供用数の推移

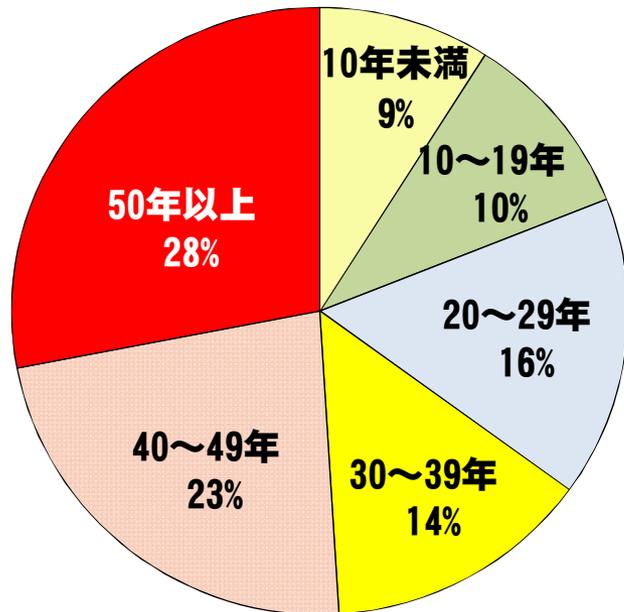


近畿地方整備局管内の橋梁の現状

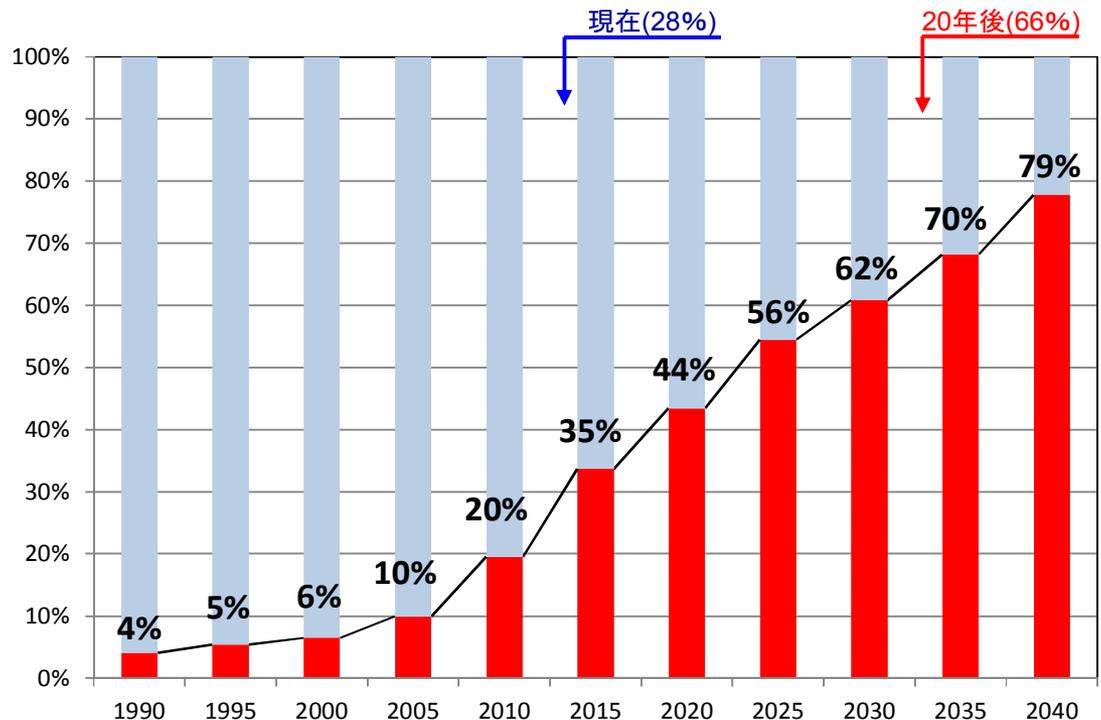
◆橋梁の年齢構成

近畿地方整備局管内において建設後50年を超える橋梁数の全管理橋梁数に占める割合は、現在の28%から20年後には約66%まで急激に増加します。

橋梁架設後の経過年数内訳 (平成25年4月1日現在)



架設から50年経過する橋梁割合の推移



近畿地方整備局管内の橋梁の現状

◆橋種別橋梁数

橋梁の現況(橋梁種別)

鋼橋		RC橋		PC橋		混合橋		管理橋梁 合計	
橋梁数 (橋)	延長 (m)								
971	101,516	1,358	13,315	1,340	81,686	215	83,543	3,884	280,059

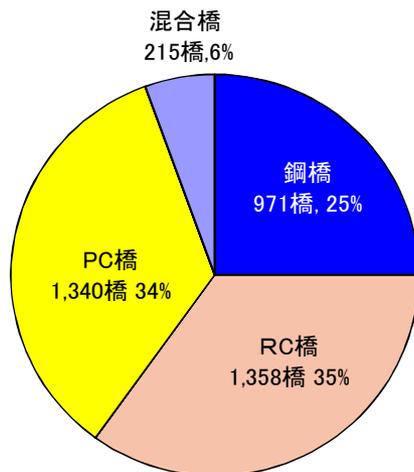
注) 混合橋とは1橋に複数の橋種(PC橋/鋼橋, PC橋/RC橋など)が含まれるものをいう。

橋梁の現況(構造形式別)

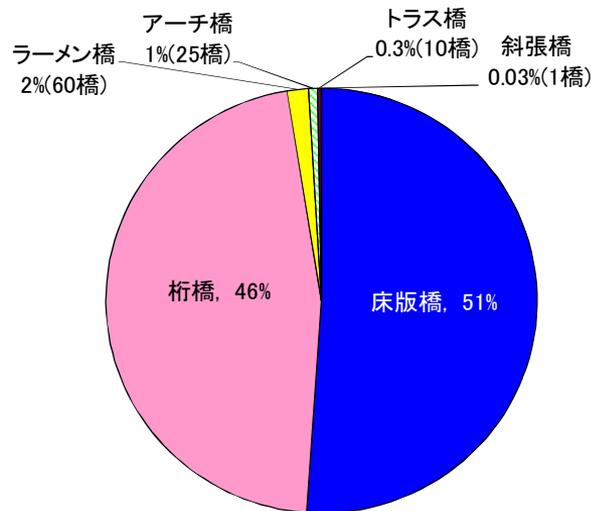
構造形式	床版橋	桁橋	ラーメン橋	アーチ橋	トラス橋	斜張橋
比率	51.11%	46.32%	1.60%	0.67%	0.27%	0.03%

注) 1橋に複数の構造形式が存在するため、管理橋梁数と構造形式別橋梁数の合計は一致しない。

橋梁種別の内訳



構造形式別の内訳



◆管内の主な橋梁



国道43号 伝法大橋(鋼ランガーアーチ橋)



国道29号 カラウコ大橋(単径間鋼斜張橋(箱桁))



国道27号 塩出橋(3径間連続鋼溶接方杖ラーメン橋)



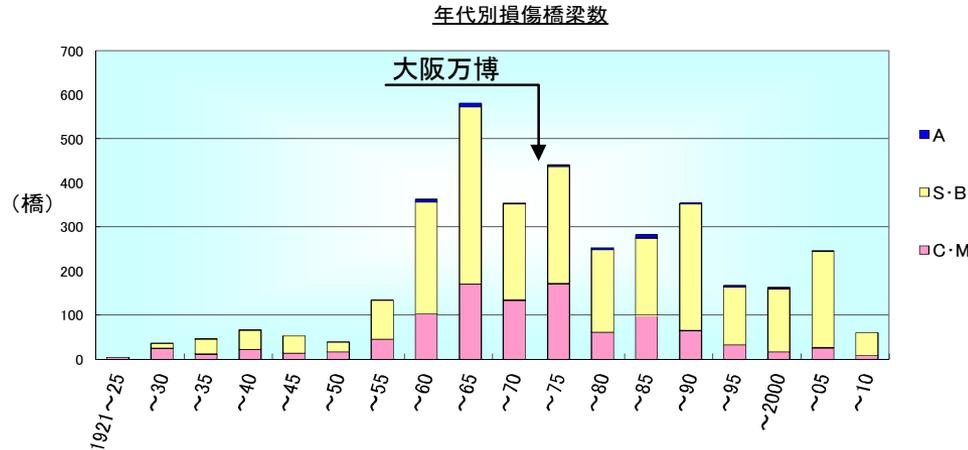
国道175号 天神橋(単純鋼非合成版桁橋)

耐候性鋼材使用

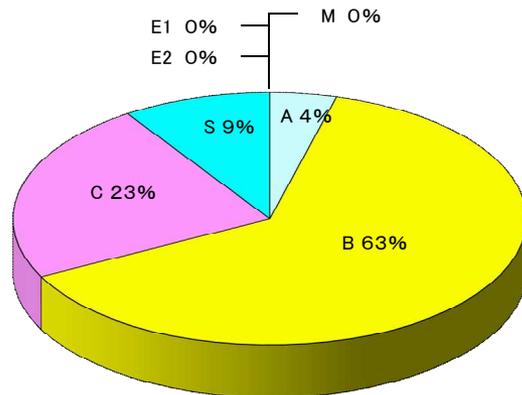
橋梁の損傷状況

万博開催前後に架設された橋梁を中心に、コンクリートの剥離・鉄筋露出等の損傷が生じ始めている
 海岸沿いの厳しい条件下にある橋梁では、塩害※による損傷が著しいところもある

※海からの飛沫塩分などに含まれる塩化物イオンがコンクリート内に入り、鉄筋が腐食・膨張し、コンクリートにひびわれや剥離を生じさせる現象



- ・ H24年度末時点で点検済みの橋梁のうち約23%が「Cランク」と判定されています。
- ・ C判定の橋梁は、部材の機能や、安全率の低下が著しいため、早期に修繕を実施する必要があります



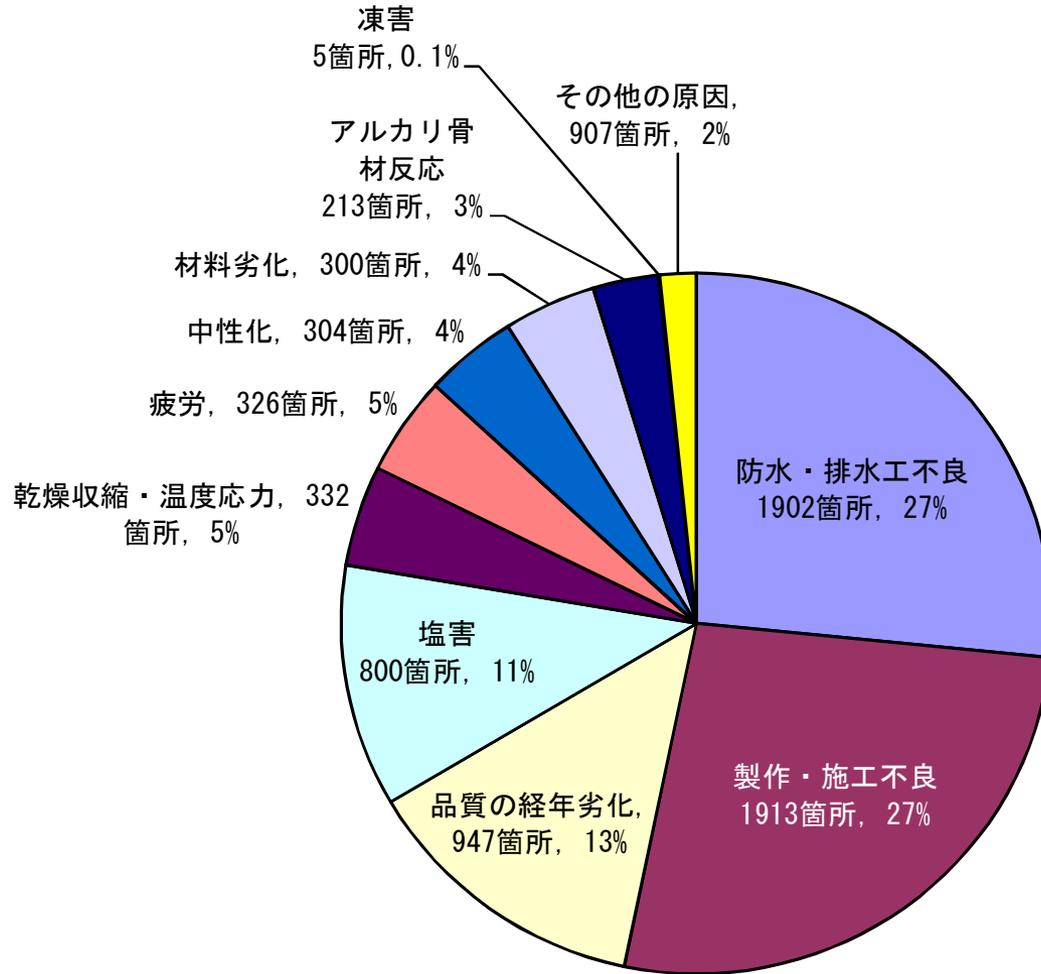
対策区分	判定の内容
Aランク	損傷が軽微で、補修を行う必要がない
Bランク	状況に応じて補修を行う必要がある
Cランク	速やかに補修を行う必要がある
Eランク	安全性の観点から、緊急対策が必要である
Mランク	維持工事に対応が必要である
Sランク	詳細調査が必要である

橋梁の損傷状況(原因)

【課題1】

■ 防水・排水不良が要因の損傷

- ・漏水・遊離石灰の発生
- ・コンクリートの浮き
- ・床版劣化の促進
- ・鋼材の腐食

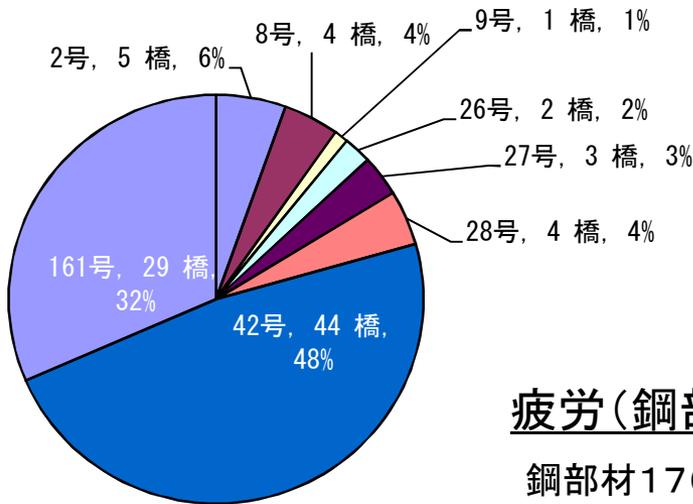


損傷の種類	内容
うき	かぶり不足、コンクリート重点不足
剥離・鉄筋露出	かぶり不足
コンクリート補強材のうき	接着剤充填不足
定着部の異常	コンクリート充填不足
腐食	ケレン不良、グラウト充填不良
ジャンカ・豆板	締め固め不良
ひび割れ	養生不良
亀裂	溶接不良

※損傷を発見した箇所のうち、原因が明らかなものを集計。

橋梁の損傷状況(三大損傷の路線別内訳)

塩害(C+S+B) 99橋



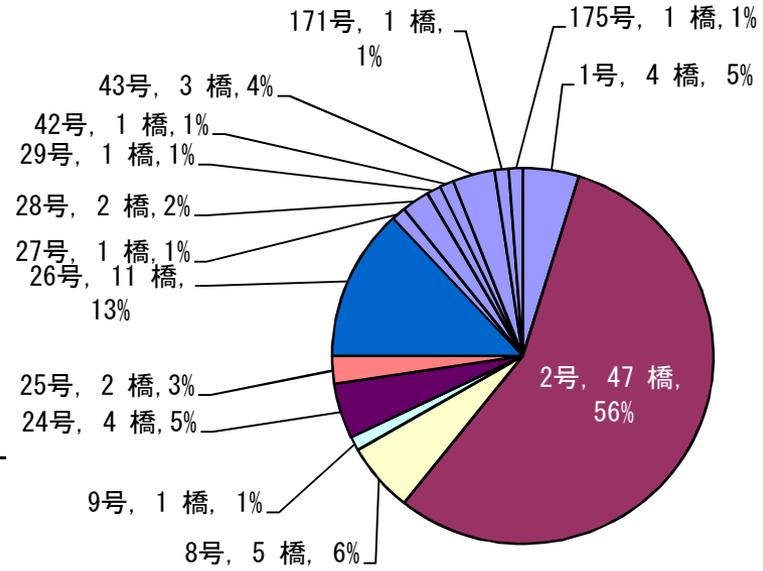
疲労

繰り返し加重による疲労が蓄積され、鋼部材であれば亀裂が生じ、RC床版であればひび割れが生じる損傷

鋼製部材の疲労

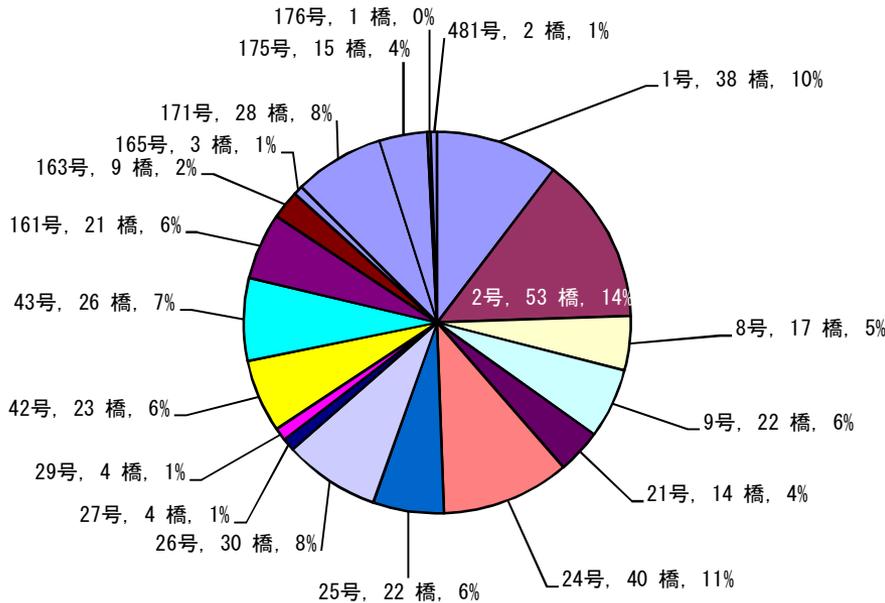
RC床版の疲労

アルカリ骨材反応(C+S+B) 84橋



疲労(鋼部材、床版C+S+B)

鋼部材 176橋 **【課題2】** 373橋
 床版 263橋



塩害

コンクリート中の鉄筋、PC鋼材が、塩化物イオンの侵入により腐食することで、コンクリートにひび割れや剥離が生じる損傷

- ・海岸部
- ・凍結防止剤



ASR

コンクリートの骨材に反応性の鉱物が含まれていた場合、コンクリート中のアルカリ性の水分と反応し、骨材が異常膨張して亀甲状のひび割れが生じる損傷



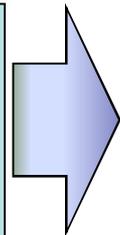
※損傷を発見した箇所のうち、原因が明らかなものを集計。

課題と対策及び今後の方針

【課題1】

★防水・排水不良が要因の損傷

- ・漏水・遊離石灰の発生
- ・コンクリートの浮き
- ・床版劣化の促進
- ・鋼材の腐食



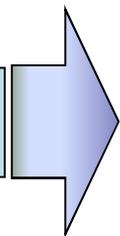
【対策及び方針】

- ①新都市社会技術融合創造研究会(産・学・官)
 - ・滞水や漏水のない排水構造と排水設備の維持・更新戦略
 - ・排水設備の機能的長寿命化に資する排水構造と架設精度
 - ・既設橋梁の耐久性向上に資する改善手法
- ②塗替え塗装仕様
 - ・素地調整の重要性→1種ケレン(ブラスト)
 - ・部分塗替えの試行運用→支点部等腐食が発生し易い部分
- ③鋼橋の塗膜劣化及び腐食対策
 - ・橋梁支点部の延命化対策(重防食塗装等)
 - ・新設橋梁の構造的な対策(事務連絡)→桁端部及び橋台構造

【課題2】

★疲労亀裂

- ・塗膜割れ4, 026箇所(A橋)



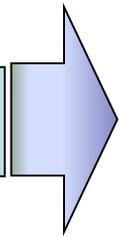
【対策及び方針】

- ①新都市社会技術融合創造研究会(産・学・官)
 - ・鋼橋の疲労亀裂調査の効率化に関する研究
 - ・塗膜割れ発見後のスクリーニング方法の検討
- ②疲労亀裂箇所のデータベース化
 - ・重点調査をすることで点検効率化

【課題3】

★老朽橋の更新計画

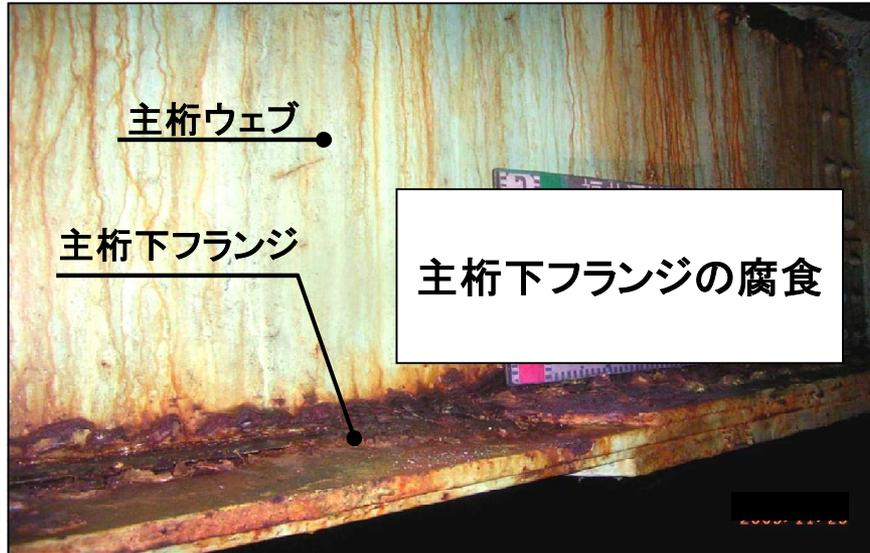
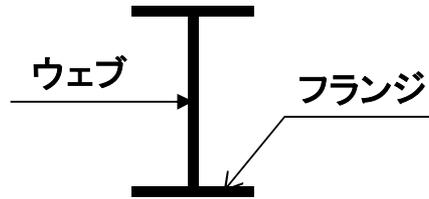
- ・橋歴80年以上69橋



【対策及び方針】

- ①健全性評価
 - ・健全性評価手法の検討
 - ・橋梁点検が2巡目を迎え、健全性を評価し維持修繕計画の策定
- ②更新計画
 - ・将来の高齢化に向けて準備が必要

【腐食】



1. 漏水の影響

床版からの漏水が主桁ウェブ面を伝わり当該箇所集中する為、腐食が促進される。

2. 凍結防止剤の影響

路面に散布された凍結防止剤が漏水に伴い当該箇所に集中する為、腐食が促進される。

3. 塗装作業の影響

溶接部は塗料が付きにくい箇所である為、一般部に比べて腐食が生じやすい。

1. 桁端部の腐食因子

- ①伸縮装置からの漏水
- ②土砂塵埃の堆積による湿潤状態

2. 腐食の抑制対策(案)

- ①伸縮装置の排水構造の検討
- ②定期的に土砂清掃を実施

■ 塗替え塗装における素地調整の重要性

表 塗装系と素地調整が防食性に及ぼす影響

要因	寄与率(%)
素地調整 (素地調整1種と2種の差)	49.5
塗装回数 (1回塗りと2回塗りの差)	19.1
塗料の種類 (塗装系の違い)	4.9
その他 (塗装技術、気候など)	26.5

(出典; 関西鋼構造物塗装研究会: 最新一わかりやすい塗装のはなし 塗る, 1994.3)

■素地調整の程度の比較



1種ケレン(ブラスト使用)



3種ケレン(動力工具使用)

■モニタリング調査(重防食塗装後、1年経過時の発錆状況比較)



発錆の兆候なし

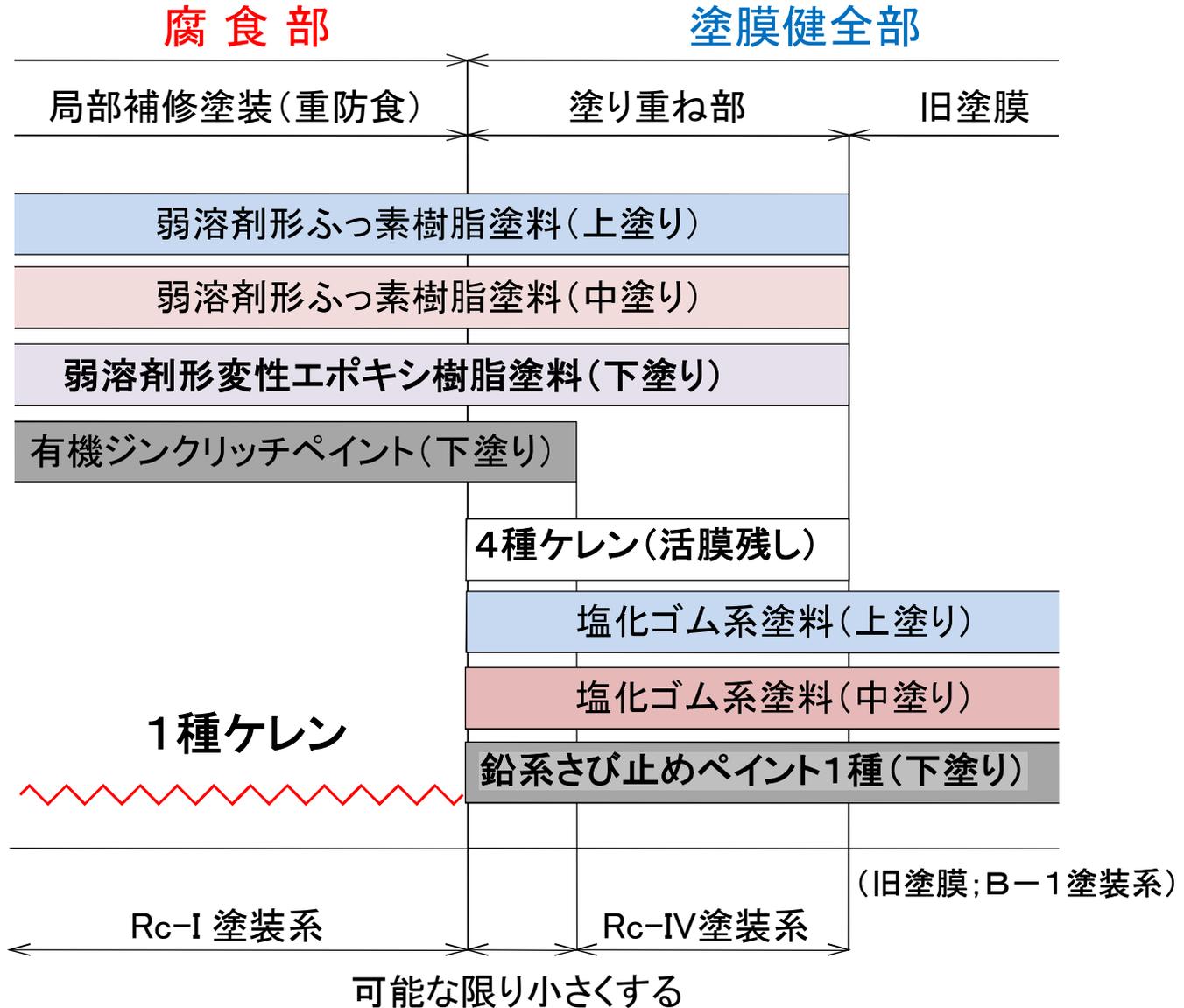
1種ケレン(Rc-I)実施箇所



発錆の兆候あり

3種ケレン(Rc-III)実施箇所

■補修塗装の方法



部分塗替え塗装要領(案)

■鋼道路橋の部分塗替え塗装要領(案)の試行運用

事 務 連 絡

平成21年9月16日

北海道開発局	道路建設課長補佐	殿
	道路維持課長補佐	殿
各地方整備局	道路工事課長	殿
	道路管理課長	殿
沖縄総合事務局	道路建設課長	殿
	道路管理課長	殿

国道・防災課 課長補佐

鋼道路橋の部分塗替え塗装要領(案)の試行運用について

橋梁の塗装については、「鋼道路橋塗装・防食便覧(平成17年12月)」等に基づき実施しているところであるが、今回、「鋼道路橋の部分塗替え塗装要領(案)」をとりまとめたので、試行的に運用するよう通知する。

なお、本要領に基づく試行実績を踏まえ、必要に応じ本要領の改訂や積算基準・施工管理基準等の検討を行い、本運用へ移行する予定であることを申し添える。

鋼道路橋の部分塗替え塗装要領
(案)

平成21年9月

鋼橋の塗膜劣化及び腐食対策

■ 橋梁支点部の延命化対策事例(重防食塗装等)

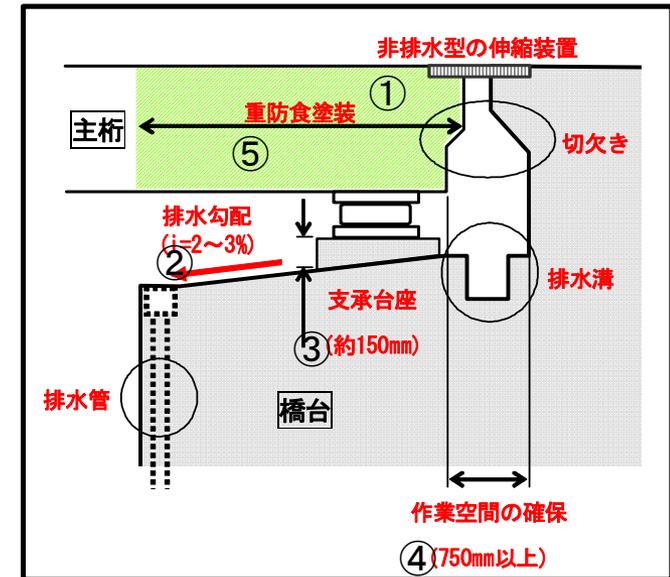
- 防食下地として、金属溶射(亜鉛・アルミ溶射等)、チタン箔シートの活用
- 標準塗装への追加塗装(防食・上塗等)
- 支承への高性能防錆処理の活用

■ 新設橋梁の構造的な対策

- 橋梁支点部の延命化対策については「**橋梁新設時における橋梁支点部の延命化対策の実施について(事務連絡)平成21年3月31日付**」で通知、

【 設計時に考慮すべき事項】

- ① 伸縮装置からの漏水防止対策
 - **非排水型**の伸縮装置を採用
- ② 橋座面の耐水防止対策
 - 橋座部には**排水勾配**を設置
 - **排水溝**と**配水管**を設置
- ③ 桁端部の湿潤防止対策
 - **支承台座**を高くとり、漏水の排水性・通風性を向上させる
- ④ 維持管理の作業空間対策
 - **パラペット**と桁端部との**空間を確保**し、支承交換作業等の作業性を向上させる
- ⑤ 予防保全対策
 - 桁端部の塗装仕様を**重防食塗装**とし、鋼材の耐食性を向上させる





塗膜割れの状況



ストップホールによる応急対策



磁粉探傷(MT)による調査



当て板による恒久対策



武庫大橋の全景(H18土木学会選奨土木遺産)



橋梁ドクター11人による健全度診断

【診断結果】

- この形式の橋梁は非常に高い耐荷力を有している。
- 思ったより健全性が高い。
- ただし、予防保全は必要。
- 特に、水対策が重要。



単純RCT桁(6連)+6径間連続RCアーチ橋+単純RCT桁(3連)

ご静聴有り難うございました

高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト(3)

関西大学 正会員 坂野昌弘

1. はじめに

国土交通省大阪国道事務所管内には、昭和初期に建設され、既に80年以上供用され続けて高齢化を迎えた橋梁が数橋存在する。昭和40年代の団塊の世代の橋梁群とは材料も構造特性も異なり、しかも記録がほとんど残っていないこれらの橋梁に対しても長寿命化対策を進めていく必要がある。

本プロジェクトは、新都市社会技術融合創造研究会¹⁾の活動の一環として、これら的高齢化橋梁の中で特に重要な路線に架設され、また周辺の土地利用状況等から架け替えが困難な長大橋梁を対象として現状を把握し、健全性の評価・診断を行い、予防保全も含めた最適な補修・補強対策を提案し、その効果を検証した上で今後100年以上の長寿命化を目指した維持管理方針案を策定することを目的としている。今回は最終年度である平成24年度の成果についてその概要を報告する。

2. 研究計画

(1)平成22年度：昭和初期に建設された国道2号淀川大橋を対象として、各部材の健全・診断し、解析や実験によりそれらの劣化挙動を推定して、橋梁全体の劣化シナリオを作成する。写真1に対象橋梁外観を、また、写真2にトラス主構、写真3に床組部材の状況を示す。

(2)平成23年度：その劣化シナリオに対して、解析や実験により、長寿命化をはかるための予防保全も含めた最適な補修・補強対策を検討する。

(3)平成24年度：以上の検討結果から、最適な補修・補強対策を提案し、実橋においてそれらの効果を検証した上で今後100年以上の長寿命化をめざした維持管理方針案を策定する。



写真1 対象橋梁外観



写真2 主構トラス



写真3 床組の状況

キーワード 高齢化, 長大トラス橋, 健全度評価, 長寿命化

連絡先 〒564-8680 大阪府吹田市山手町3-3-35 関西大学 環境都市工学部 TEL06-6368-0850

3. 平成 24 年度の成果

本年度の主な成果の概要は以下のとおりである。

(1) FEMによる逐次崩壊挙動の解析

有限要素法を用いてトラス橋 1 径間分の立体骨組モデルを作成し、部材破断による逐次崩壊挙動の追跡を行い、当該橋梁の安全性について解析的に検討した。その結果、作用応力の大きい部材が欠損した場合の方が、他の部材に与える影響が大きいことなどが明らかとなった。

(2) 実験による横桁端部の疲労挙動の究明

昨年度の点検時に、トラス上弦材と横桁の取り合い部で、300mmに達する亀裂が発見された。これらの亀裂は横桁を破断させ、路面を陥没させる恐れがある非常に危険な亀裂である。ここでは、疲労実験によってこれらの亀裂を再現し、亀裂発生原因を究明するとともに、予防保全を含めた補修・補強対策について検討した。

(3) 実橋における横桁端部やトラス部材当板すみ肉溶接部の調査

(a) 横桁端部の非破壊検査

SH コアの破面分析とボルト孔コアの成分分析および破壊じん性試験を行い、亀裂面観察から脆性破壊であること、鋼材のシャルピー値が極めて小さく、常温でも脆性的な材料であること等が判明した。

また、磁粉探傷試験により、横桁端部約 400 か所のうち、約半数で亀裂が発見された。

(b) トラス部材当板すみ肉溶接部の欠損部調査

目視観察により腐食で断面欠損している箇所が見受けられたが、磁粉探傷試験では溶接部表面に亀裂は検出されなかった。ただし、溶接部の状況からすみ肉内部から亀裂が発生している可能性が高いと考えられる。

(c) 横桁端部と縦桁端部の応力計測

試験車走行の応力計測と実交通の 72 時間連続計測を実施した結果、亀裂の発生している横桁端部の推定疲労寿命は数百年以上、亀裂の発生していない縦桁端部の疲労寿命が数十年となった。

(4) 維持管理方針案の策定

(a) 維持管理上の課題の整理

これまでの検討結果から、橋梁全体の劣化シナリオを作成し、維持管理上の課題を明確にした。

(b) 対策案の検討

上記の維持管理上の課題に対して、橋梁全体の架け替えや、部分的な部材交換、損傷部の補修補強、予防保全などに関する対策案を提案した。

(c) 維持管理方針案の策定

以上の検討結果から、100 年以上の目標年数を設定し、維持管理方針案を策定した。

4. 研究体制

[産] 日本橋梁建設協会、建設コンサルタント協会近畿支部、日本非破壊検査工業協会、
海洋架橋橋梁調査会、阪神高速道路

[官] 国土交通省近畿地方整備局 道路部、大阪国道事務所、近畿技術事務所

[学] 関西大学、京都大学

参考文献

1) 坂野昌弘：高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト，土木学会第 66 回年次学術講演会，CS7-004，2011.9.

発表論文リスト

- 1) 水野, 山岡, 坂野, 夏秋, 増田 : 当板溶接補修部を有する鋼桁の疲労実験, 平成 23 年度土木学会 関西支部年次学術講演会講演概要集, I-48, 2011. 6
- 2) T. Mizuno, D. Yamaoka, M. Sakano, Y. Natsuaki, K. Masuda: Fatigue testing of floor beams and stringers repaired by welding with steel plate in deck truss bridge, The 11th Korea-Japan Symposium on Steel Bridges, Jeju National University, Korea, pp. 17-27, 2011. 8
- 3) 坂野 : 高齢化を迎えた長大橋梁の長寿命化に関する研究プロジェクト, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集 CS7-004, pp. 7-8, 2011. 9
- 4) 夏秋, 河野, 増田, 坂野 : 淀川大橋の腐食状況調査, 土木学会 第 66 回年次学術講演会講演概要集 CS7-005, pp. 9-10, 2011. 9
- 5) 新幸, 河野, 増田, 坂野 : 淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析, 土木学会 第 66 回年次学術講演会講演概要集 CS7-006, pp. 11-12, 2011. 9
- 6) 一ノ瀬, 増田, 坂野 : 淀川大橋の動的載荷試験および応力頻度測定, 土木学会 第 66 回年次学術講演会講演概要集 CS7-007, pp. 13-14, 2011. 9
- 7) 水野, 山岡, 坂野, 夏秋, 増田 : 当板溶接補修部を有する鋼桁の疲労実験, 土木学会 第 66 回年次学術講演会講演概要集 CS7-008, pp. 15-16, 2011. 9
- 8) 夏秋, 増田, 河野, 坂野 : 淀川大橋の腐食状況調査, 鋼構造年次論文報告集第 19 巻, pp. 651-656, 2011. 11
- 9) 河野, 増田, 夏秋, 坂野 : 淀川大橋溶接補修部の非破壊検査と鋼材の成分分析, 鋼構造年次論文報告集第 19 巻, pp. 657-664, 2011. 11
- 10) 一ノ瀬, 増田, 夏秋, 坂野 : 淀川大橋の動的載荷試験および応力頻度測定, 鋼構造年次論文報告集第 19 巻, pp. 665-670, 2011. 11
- 11) T. Mizuno, D. Yamaoka, M. Sakano, Y. Natsuaki, K. Masuda: Fatigue testing of floor beams and stringers repaired by welding with steel plate in deck truss bridge, The 6th International Symposium on Steel Structures, Seoul, Korea, pp. 649-655, 2011. 11
- 12) 水野, 坂野, 夏秋, 増田 : 横突合せ継手部を有するトラス試験体の疲労実験, 平成 24 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集, I-36, 2012. 6
- 13) 廣瀬, 増田, 坂野 : 淀川大橋の補強設計, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集 CS5-007, pp. 13-14, 2012. 9
- 14) 新幸, 森本, 増田, 坂野 : 淀川大橋の補修工事に適用した非破壊検査, 土木学会 第 67 回年次学術講演会講演概要集 CS7-008, pp. 15-16, 2012. 9
- 15) 夏秋, L. Ichinose, 増田, 坂野 : 淀川大橋補修後の動的載荷試験および応力頻度測定, 土木学会 第 67 回年次学術講演会講演概要集 CS5-009, pp. 17-18, 2012. 9
- 16) 西村, 宇都宮, 坂野, 廣瀬, 増田 : 高齢化した長大トラス橋のモデル化の検討と漸次崩壊挙動解析, 土木学会 第 67 回年次学術講演会講演概要集 CS5-010, pp. 19-20, 2012. 9
- 17) 水野, 坂野, 夏秋, 増田 : 新旧突合せ溶接部を有するトラス部材の疲労実験, 土木学会 第 67 回年次学術講演会講演概要集 CS5-011, pp. 21-22, 2012. 9
- 18) 森本, 河野, 増田, 坂野 : 淀川大橋の補修・補強工事に適用した非破壊検査, 鋼構造年次論文

- 報告集第 20 巻, pp. 663-670, 2012. 11
- 19) 一ノ瀬, 夏秋, 増田, 坂野: 淀川大橋補修・補強後の動的載荷試験および応力頻度測定, 鋼構造年次論文報告集第 20 巻, pp. 671-677, 2012. 11
 - 20) 廣瀬, 増田, 坂野: 高齢化長大橋の補修・補強設計, 鋼構造年次論文報告集第 20 巻, pp. 679-684, 2012. 11
 - 21) 西村, 宇都宮, 坂野, 廣瀬, 増田: 高齢化した長大トラス橋のモデル化と漸次崩壊挙動, 鋼構造年次論文報告集第 20 巻, pp. 685-690, 2012. 11
 - 22) 坂野: 高齢化を迎えた長大橋梁の長寿命化に関する研究プロジェクト(3), 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集 CS7-014, pp. 27-28, 2013. 9
 - 23) 廣瀬, 増田, 坂野: 淀川大橋の調査・診断と補強設計, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集 CS7-009, pp. 17-18, 2013. 9
 - 24) L. Ichinose, 増田, 坂野: 淀川大橋補修後の応力計測による部材挙動の把握, 土木学会 第 68 回年次学術講演会講演概要集 CS7-010, pp. 19-20, 2013. 9
 - 25) 和田, 坂野, 夏秋, 増田: 1926 年に架設された鋼単純上路トラス橋横桁端部の疲労挙動, 土木学会 第 68 回年次学術講演会講演概要集 CS7-011, pp. 21-22, 2013. 9
 - 26) L. H. Ichinose, Y. Natsuaki, K. Masuda, M. Sakano: Dynamic loading tests carried out after repair works of the Yodogawa Bridge, The 13th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Hokkaido, Japan, C-4-3, 2013. 9
 - 27) L. H. Ichinose, Y. Kohno, K. Masuda, M. Sakano: Non-destructive tests applied during repair works of the Yodogawa Bridge, The 13th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Hokkaido, Japan, C-4-4, 2013. 9
 - 28) L. H. Ichinose, Y. Kohno, K. Masuda, M. Sakano: Non-destructive tests applied to Yodogawa Bridge during repair works, The 7th International Symposium on Steel Structures, Jeju, Korea, 2013. 11(印刷中)
 - 29) L. H. Ichinose, Y. Natsuaki, K. Masuda, M. Sakano: Dynamic loading tests and stress measurements to investigate the effectiveness of repair works in the Yodogawa Bridge, The 7th International Symposium on Steel Structures, Jeju, Korea, 2013. 11(印刷中)
 - 30) 一ノ瀬, 夏秋, 増田, 坂野: 淀川大橋横桁および縦桁端部の実働応力計測, 鋼構造年次論文報告集第 21 巻, S-17-132, 2013. 11(印刷中)

淀川大橋の腐食状況調査 Corrosion Investigation for the Yodogawa Bridge

報告

○夏秋 義広* 増田 寛四郎** 河野 譲*** 坂野 昌弘****
Yoshihiro NATSUAKI Kannshirou MASUDA Yuzuru KOHNO Masahiro SAKANO

ABSTRACT A series of studies and investigations were carried out with the objective of obtaining information concerning the evaluation and diagnosis of structural health conditions of aging bridges. Site measurements and inspection were carried out on an 85 years old truss bridge, at locations potentially prone to fatigue cracks, such as members repaired by steel plates welded to the original cross section. The present report focuses on corrosion, considering surface salinity distribution on the structural members.

Key words: : 腐食, 健全度診断, 非破壊検査, 付着塩分, トラス橋
Corrosion, health diagnosis, non-destructive testing, surface salinity, truss bridge

1. はじめに

高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究^{1)~5)}において、約85年間供用されている淀川大橋の各部材の健全性を評価・診断するため各種非破壊試験を実施した。

ここでは本橋の腐食状況調査のために実施した、付着塩分測定と板厚測定の結果について述べる。

2. 橋梁の緒元

対象橋梁(写真1, 図1.)は1926年竣工の幅員20.8m, 橋長723.3m, 30径間(中央部6径間鋼単純トラス)を有する橋梁であり、塗替え塗装後20年経過している。本橋は京阪神間の重交通を支える主要国道の2号線に位置し、河口から約5.5km地点に架かる橋である。



写真1 調査対象橋梁全景

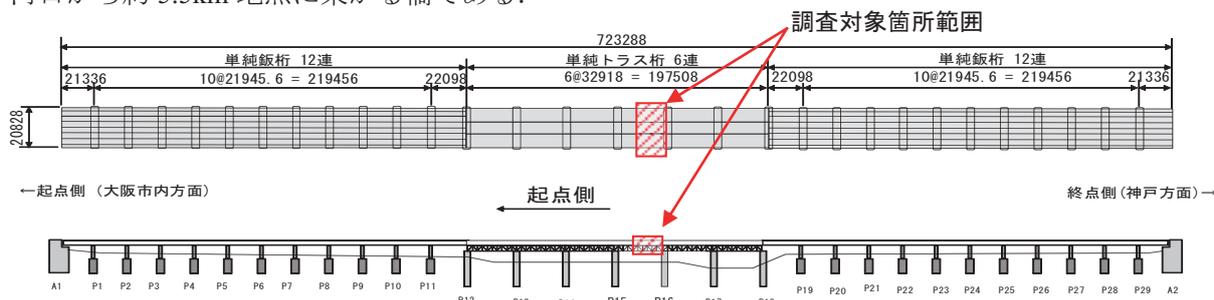


図1. 調査対象橋梁

- *工博 (社) 日本橋梁建設協会近畿事務所 (〒550-0005 大阪市西区西本町1-8-2 三晃ビル5F) 特別会員
 **工修 国土交通省近畿地方整備局大阪国道事務所 (〒536-0004 大阪市城東区今福西2-12-35)
 *** (社) 日本非破壊検査工業会 (〒101-0047 東京都千代田区内神田2-8-1 3F)
 ****工博 関西大学環境都市工学部 (〒564-8680 吹田市山手町3-3-35) 第2種正会員

3. 非破壊試験方法の選定

非破壊試験方法は本橋の目視検査結果の塗装劣化状況と腐食状況を考慮して、腐食進展の要因となる付着塩分測定と現状の腐食減肉状況を把握するための板厚測定を調査方法として適用した。

3. 1 付着塩分測定

ポータブル表面塩分計を用いて各部材の付着塩分濃度を測定（写真2）した。測定器を写真3に、測定器の仕様を表1に示す。

測定は水可溶性塩分濃度と電気伝導率とし、測定値の読取を行った。

表1 付着塩分測定装置仕様

使用機材	ポータブル表面塩分計	
製造	株式会社サンコウ電子研究所	
型式	SNA-3000	
製造番号	#636745	
測定方式	電気伝導率法	
測定可能範囲	水可溶性塩分濃度	0~1999mg/m ²
	電気伝導率	0~1999 μS/cm
	温度	0~50℃ (表示範囲: 0~99.9℃)
温度補償範囲	0~50℃ 基準換算温度: 25℃	
温度係数	2.0%/℃	
測定時間	1分	
動作温度範囲	0~40℃	
動作湿度範囲	0~85%	
使用水	日本薬局方 精製水	

3. 2 板厚測定

各部材の残存肉厚の測定（写真4）は、局所的な腐食箇所の測定を行うために、表2および写真5に示すデジタル式超音波厚さ計を用いた。

表2 デジタル式超音波厚さ計仕様

測定方法	超音波による厚さ測定	
適用規格	JIS Z 2355 (2005)	
使用機器	超音波厚さ計	37DL PLUS (No.071504807) / 日本パナソニック
	探触子	D798 (No.556362) 周波数 7.5MHz / 日本パナソニック
対比試験片	RB-E1 (K-UR-01)	
接触媒質	ソニコートBSL	
表面状態	プラインダー仕上げ (CSN ベルブラック#120)	



写真2 付着塩分測定状況



写真3 ポータブル表面塩分計



写真4 板厚測定状況



写真5 デジタル式超音波厚さ計

4. 非破壊試験の目的

4. 1 付着塩分測定

塗装補修後 20 年経過しているトラス橋部の主構部材および横桁や縦桁の中から、目視検査で主構トラス上部・下部，外・内桁，外・内向きなどの位置パラメータを考慮して図 2 に示す測定箇所を選定し，腐食進展の大きな要因となる付着塩分濃度をポータブル表面塩分計を用いて測定した。

4. 2 板厚測定

トラス橋部の主構部材および横桁や縦桁の中から，目視検査で補修，補強箇所（修繕工事：昭和 35 年施工）および塗装剥離箇所と腐食の著しい箇所を選定して，超音波厚さ計を用いて図 2 に示す各部材の残存肉厚を測定した。

5. 非破壊試験結果

5. 1 付着塩分測定

付着塩分濃度を表 3 に示す。主構上部では，雨水などによって洗浄されやすい外桁外面（測定点上①）以外の測定点（上②～上⑥）では高い塩分濃度（4,528～6,292mg/m²）が測定された。下弦材側の測定点については，最大塩分濃度，1,116mg/m²（測定点下②）が測定され，下弦材側の外桁外面（測定点下④）で最も低い値（49.8 mg/m²）を示した。

位置パラメータと関連づけた測定値の傾向としては，橋梁部材の外面側より内面側，下流側より上流側，床版に近い部材（主構上部）程，塩分濃度が高い傾向が見られた。

本橋では，ここ数年間凍結防止剤を使用していないので，付着塩分量を飛来塩分として評価できる。

参考文献⁶⁾ に示す図 3 を参考にして，経過年数から付着塩分量を読み取ると約 6,000 mg/m² になり，塗装補修後 20 年経過した本橋梁で測定した付着塩分濃度は妥当な数値であると考えられる。

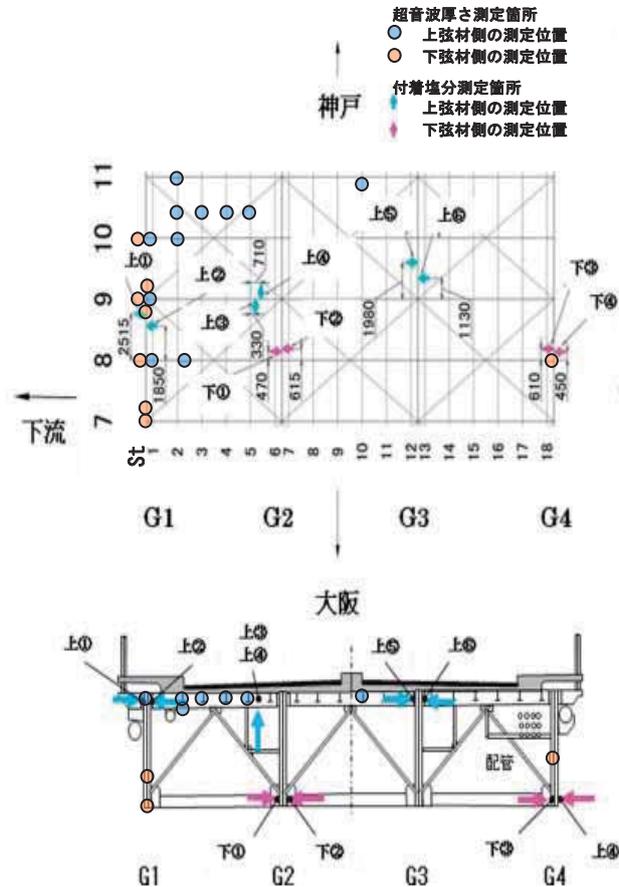
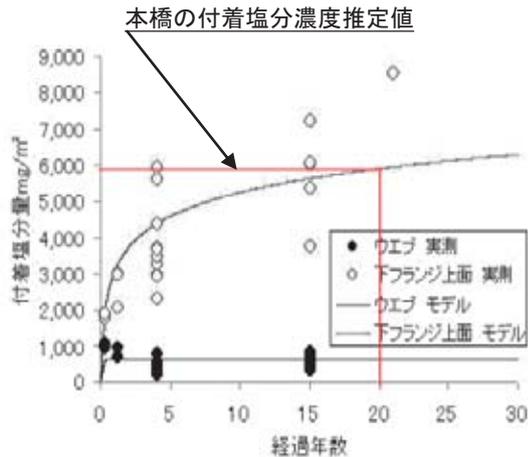


図 2 付着塩分測定，超音波厚さ測定箇所

表 3 付着塩分濃度測定結果

測定位置	部材名	水可溶性塩分濃度 (mg/m ²)	電気伝導率 (μ S/cm)	温度 (°C)
上①	G1・上弦材下流側 (B8～B9)	120.5	30.1	4.6
上②	G1・上弦材上流側 (B8～B9)	>1999 (4528)	1132	4.8
上③	B9・上弦材起点側 (st5～st6)	>1999 (5576)	1394	5.4
上④	B9・上弦材終点側 (st5～st6)	>1999 (6292)	1573	5.6
上⑤	G3・上弦材下流側 (B9～B10)	>1999 (5416)	1354	4.8
上⑥	G3・上弦材上流側 (B9～B10)	>1999 (5488)	1372	5.3
下①	G2・下弦材下流側 (B8～B9)	404	101.1	3.1
下②	G2・下弦材上流側 (B8～B9)	1116	279	3.4
下③	G4・下弦材下流側 (B8～B9)	826	206	3.5
下④	G4・下弦材上流側 (B8～B9)	49.8	12.4	3.8

注) 測定器の水可溶性塩分濃度の測定範囲は 0～1999 のため、() 内の水可溶性塩分濃度は電気伝導率から換算した数値である



図は福井県雪対策・建設技術研究所年報地域技術第 22 号 2009.8 による

図 3 付着塩分量の経年変化

5. 2 板厚測定

今回調査した主構トラス上弦材側, 下弦材側について各部材の外・内に部位を区分した場合の腐食状況を表 4 および図 4~11 に示す。

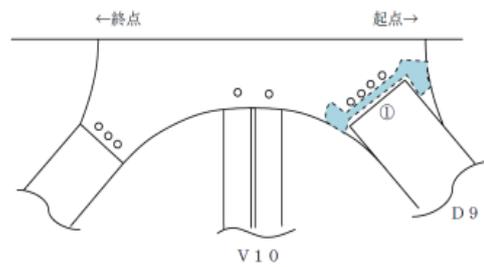
腐食減肉量は, 下弦材より上弦材, 外側部材より内側部材の方が多くなる傾向が見られたが, 塗装が比較的健全な部位では 1 mm 未満であり, 本橋の実測腐食量としてはさほど大きくないと云える。

しかしながら局部的に腐食が進展している部位が見受けられ, 例えばジョイント部近傍の上弦材縦桁端部では漏水の影響で塗装の劣化剥離が著しく, 縦桁端の腹板では, 健全な板厚 10.4mm を貫通する局部腐食が見られた (図 11)。

また, この縦桁端部の塗装剥離部での腐食量は 3~4mm 程度であり, 参考文献⁶⁾ に示す図 12 より推定される裸鋼材の腐食量約 2.8mm (洗浄なし) とほぼ一致している。

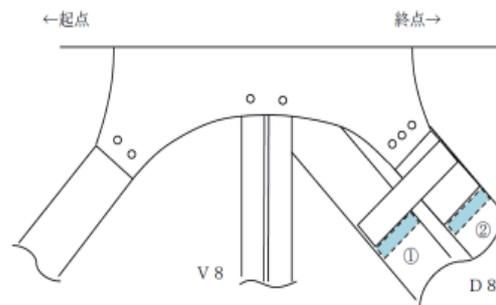
表 4 腐食減肉量概要

位置	部位	腐食減肉量 (mm)
上弦材	主構トラス内側	0.3
	主構トラス外側	0.3
	垂直材内側	0.1
	縦桁外側	0.5~0.6
	縦桁内側	10.4 (欠損)
下弦材	主構トラス外側	0.4
	垂直材外側	0.3
	垂直材外側	0.1



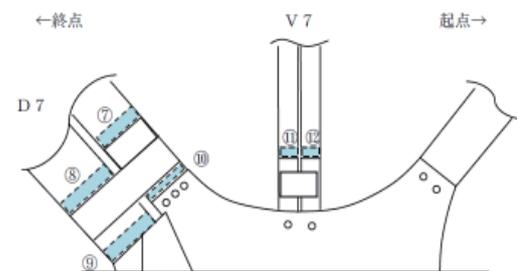
測定位置	部材種別	Max/Min	腐食量
D9①	既設	13.8/13.5	0.3

図 4 上弦材トラス部外側の板厚測定結果



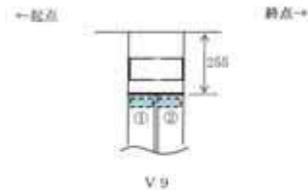
測定位置	部材種別	Max/Min	腐食量
D8①	補強部	13.9/13.6	0.3

図 5 上弦材トラス部内側の板厚測定結果



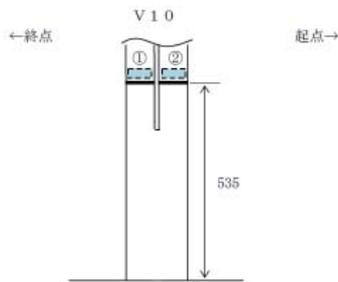
測定位置	部材種別	Max/Min	腐食量
D7⑩	既設	7.3/6.9	0.4
D7⑫	既設	7.2/7.1	0.1

図 6 下弦材トラス部・垂直材外側の板厚測定結果



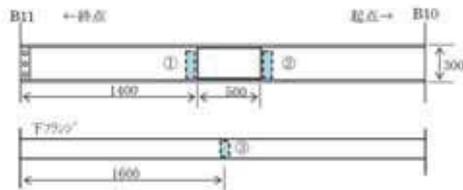
測定位置	部材種別	Max/Min	腐食量
V9①	既設	7.1/7.0	0.1

図7 上弦材側垂直材内側の板厚測定結果



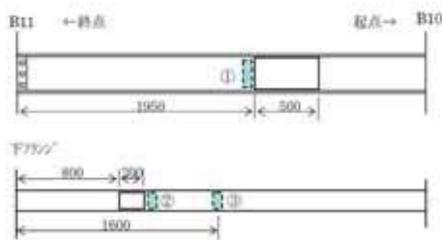
測定位置	部材種別	Max/Min	腐食量
V10②	既設	7.1/6.8	0.3

図8 下弦材側垂直材外側の板厚測定結果



測定位置	部材種別	Max/Min	腐食量
St2①	既設	11.2/10.6	0.6

図9 上弦材側縦桁の板厚測定結果

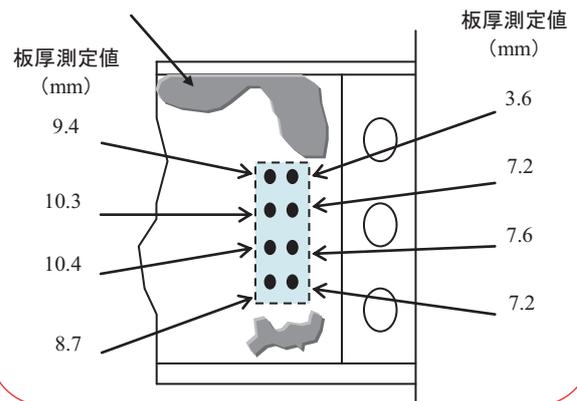


測定位置	部材種別	Max/Min	腐食量
St4①	既設	10.7/10.2	0.5

図10 上弦材側縦桁の板厚測定結果

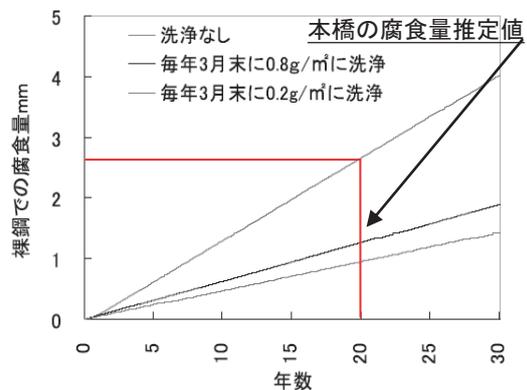


腐食による
φ17 貫通部分



測定位置	部材種別	Max/Min	腐食量
St10①	既設	10.4/0	欠損

図11 上弦材側縦桁端部欠損部の板厚測定結果



図は福井県雪対策・建設技術研究所年報地域技術第22号
2009.8による

図12 裸鋼の腐食量経年変化

なお、図3、図12共に福井県の九頭竜川河口から4.5kmに位置する三国大橋の資料を参考として、河口から約5.5kmに位置する本橋梁を同条件で評価した場合である。

また、主構トラスの斜材(下弦材側)に深さ約4mmの局部腐食が見られた(図13)。これは斜材内面ダイヤフラム上に大量に堆積した鳥糞(写真4)が腐食の原因になったと考える。

類似箇所の鳥糞害対策が今後は必要と考える。

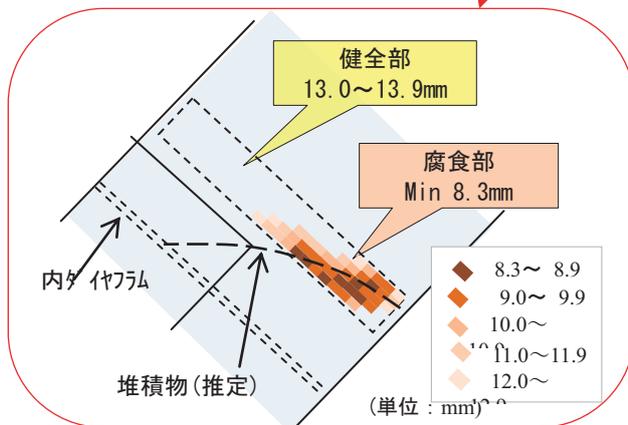


図13 下弦材トラス部の板厚測定結果



写真4 主構トラスの堆積物(鳥糞)

6. まとめ

鋼製橋梁の腐食の進展は塗装の経年劣化、剥離および鳥糞等の堆積物や付着物が主な要因であるが、それに加えて付着塩分濃度が要因として考えられる。

本橋梁の場合は塗替え塗装後約20年が経過しており各部に塗装の劣化剥離や発錆が見られ、特に付着塩分濃度の高い上弦材でその傾向が顕著に表れていると考える。

今回の調査結果から本橋梁のように河口から近い橋梁では付着塩分量の測定を行い、塩分濃度が高いと予測される、雨水で洗われぬ上弦材側や風下側の部材に対して、定期的な水洗を行うことにより、付着塩分量を低減することで腐食の進展を遅らせ橋梁の延命化が図れると考える。

参考文献

- 1) 坂野：高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト、第66回土木学会年次学術講演会、CS7-004、2011.9
- 2) 夏秋、河野、増田、坂野：淀川大橋の腐食状況調査、第66回土木学会年次学術講演会、CS7-005、2011.9
- 3) 新幸、河野、増田、坂野：淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析、第66回土木学会年次学術講演会、CS7-006、2011.9
- 4) Ichinose、増田、坂野：淀川大橋の動的載荷試験および応力頻度測定、第66回土木学会年次学術講演会、CS7-007、2011.9
- 5) 水野他：当板溶接補修部を有する鋼桁試験体の疲労実験、第66回土木学会年次学術講演会、CS7-008、2011.9
- 6) 北嶋浩、宮本重信、奥村茂：海塩粒子が飛来する鋼橋の洗浄における防錆、福井県雪対策・建設技術研究所年報地域技術第22号、pp.43-45、2009.8

淀川大橋補修溶接部の非破壊検査と鋼材の成分分析 Non-destructive Tests and Chemical Composition Analysis for Repaired Welds of the Yodogawa Bridge

○河野 譲* 増田 寛四郎** 夏秋 義広*** 坂野 昌弘****
Yuzuru KOHNO Kannshirou MASUDA Yoshihiro NATSUAKI Masahiro SAKANO

ABSTRACT A series of studies and investigations were carried out with the objective of obtaining information concerning the evaluation and diagnosis of structural health conditions of aging bridges. Site measurements and inspection were carried out on an 85 years old truss bridge, at locations potentially prone to fatigue cracks, such as members repaired by steel plates welded to the original cross section. The present report focuses on the non-destructive test and chemical composition analysis carried out on welded areas of the repaired members.

Key words: 亀裂, 非破壊検査, X線透過試験, 磁粉探傷試験, 化学成分分析

Crack, non-destructive testing, X-ray, magnetic particle testing, chemical composition analysis

1. はじめに

高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究^{1)~5)}において、約85年間供用されている本橋梁を対象として、各部材の健全性を評価・診断する目的で各種非破壊検査および鋼材の化学成分分析を行い、長寿命化をはかるための予防保全を含めた最適な補修・補強対策を検討するための資料とした。

本橋梁は昭和初期に建設され径間中央部に鋼単純トラス構造部を有する橋梁(図1)である。

トラス構造部は戦時中の米空軍の銃撃を受けると同時に経年的な腐食劣化が見られたことにより、昭和35年に補修・補強が施工されている。

この主構部材および横桁や縦桁の補修・補強が適切に行われているかを調べるために代表箇所を選定して、本橋梁の代表的箇所に対して非破壊検査および化学成分分析を実施して、き裂の有無および材質状況を調査した。

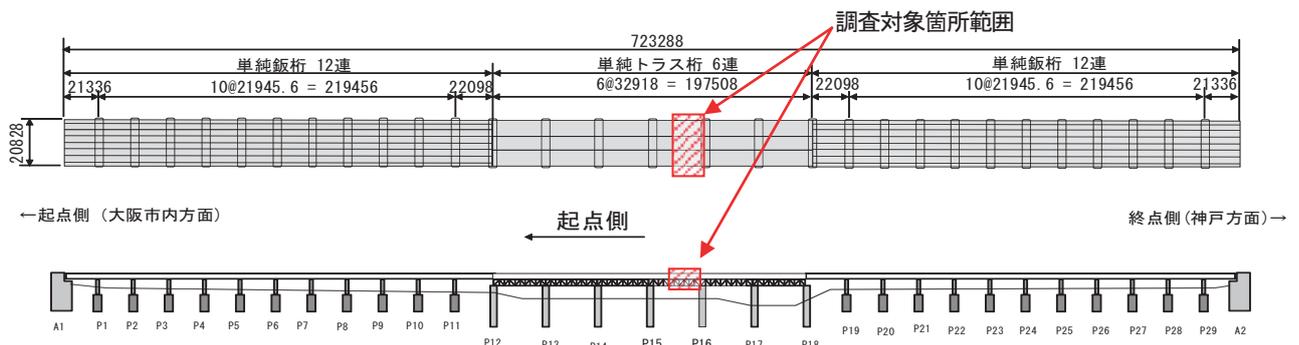


図1 調査対象橋梁

*工博 (社)日本橋梁建設協会近畿事務所(〒550-0005 大阪市西区西本町1-8-2 三晃ビル5F)特別会員

**工修 国土交通省近畿地方整備局大阪国道事務所(〒536-0004 大阪市城東区今福西2-12-35)

*** (社)日本非破壊検査工業会(〒101-0047 東京都千代田区内神田2-8-1 3F)

****工博 関西大学環境都市工学部(〒564-8680 吹田市山手町3-3-35) 第2種正会員



写真1 トラス斜材の銃創跡



写真2 主構腹板の銃創跡



写真3 トラス斜材の補修・補強状況

2. 橋梁の緒元

対象橋梁は1926年竣工の幅員20.8m、橋長723.3m、30径間（中央部6径間鋼単純トラス）を有する橋梁であり、京阪神間の重交通を支える主要国道の2号線に位置し、海岸から約5.5km地点

に架かる橋である。

3. 非破壊試験方法の選定

非破壊試験方法は図2に示すように表面欠陥と内部欠陥を検出方法に区分される。

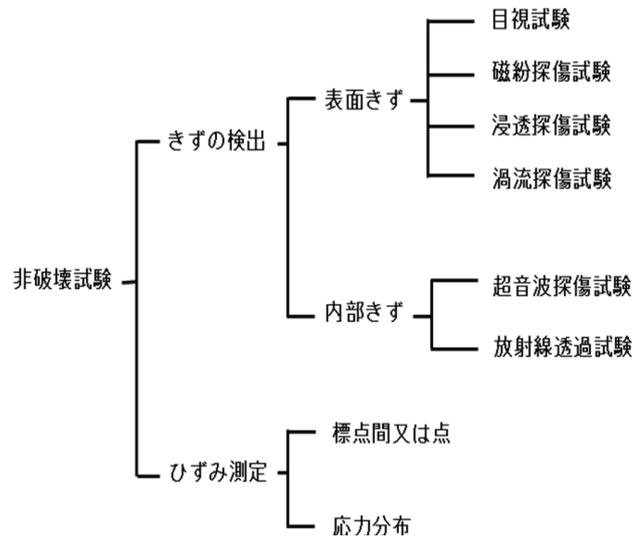


図2 非破壊試験方法

今回の非破壊試験の適用に当たり、どの方法を実施するか事前検討を実施した。その結果、表面欠陥に対しては発生が懸念される疲労き裂を検出する目的で磁粉探傷試験、内部欠陥に対しては補修・補強箇所が複雑な板組の溶接形状であることからX線透過試験（工業用デジタル画像処理システム）を適用することとした。

3. 1. 磁粉探傷試験条件

表1 磁粉探傷試験条件

適用規格	JIS Z 2320-1
試験装置	ハドマダナ、ブラックライト
磁化方法	極間法
磁粉の適用時期	連続法
磁粉	蛍光湿式

3. 2. X線透過試験条件

表 2 X線透過試験条件

適用規格	JIS Z 3105 に準拠
試験装置	X線発生器
	管電圧：245 kVp
デジタル 画像装置	イメージングプレート (IP)
	デジタル画像読取装置

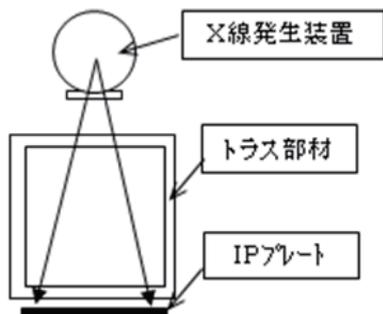


図 3 X線透過試験方法

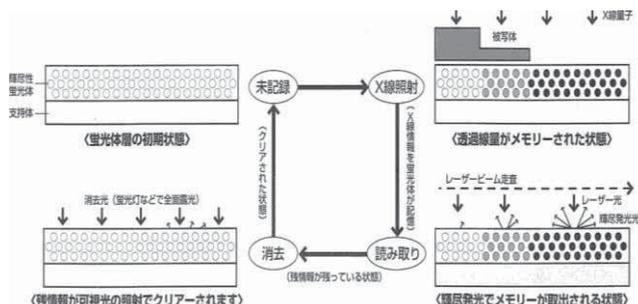


図 4 デジタル画像処理方法



写真 4 トラス斜材補強部の非破壊試験箇所例



写真 5 横桁補修部の非破壊試験箇所

4. 非破壊試験の目的

4. 1. 磁粉探傷試験

トラス橋部の主構部材および横桁や縦桁の補修・補強溶接部の中から目視検査で場所を選定して、磁粉探傷試験を適用してき裂の有無を確認した。

4. 2. X線透過試験

トラス橋部の主構部材の中から目視検査で補修・補強箇所を選定して、X線透過試験（工業用デジタル画像処理システム）を行い、補修・補強溶接部の内在欠陥およびき裂の有無を確認した。

- 磁粉探傷試験箇所
- 磁粉探傷試験箇所, X線透過試験箇所

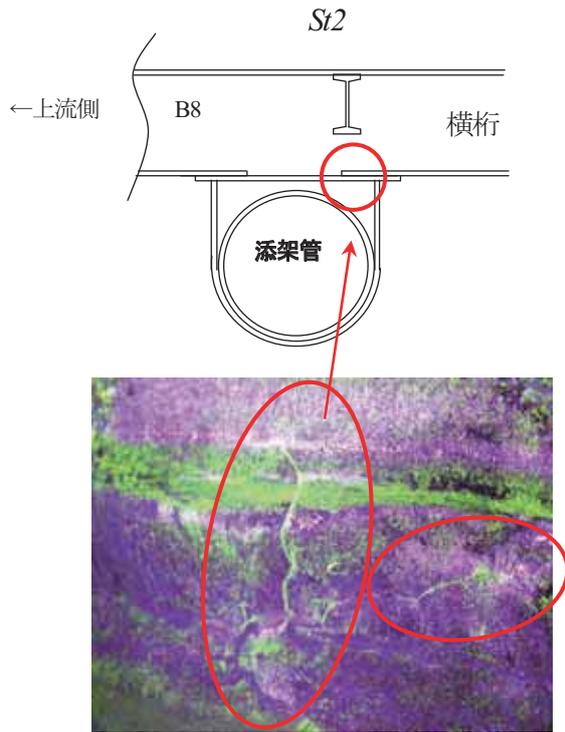
5. 非破壊試験結果

5. 1. 磁粉探傷試験

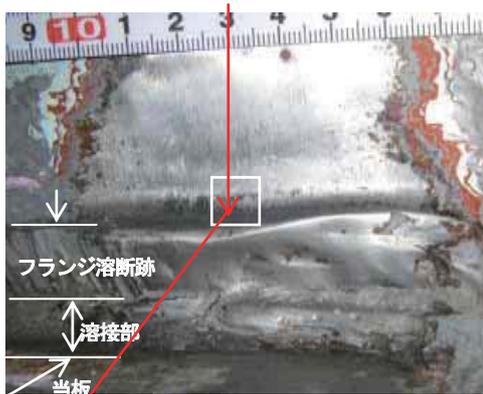
トラス橋部の横桁の当板補強溶接部および縦桁と主構垂直材の母材部に欠陥を検出した。欠陥を検出した箇所に対してその詳細を調べるためにマクロ・マイクロ組織試験（腐食液：5%硝酸アルコール）を実施した。

横桁の当板補強溶接部の欠陥は下フランジ切欠き縁のすみ肉溶接部から発生したき裂であり、ガス溶断部には細かなき裂が多数発生しており、先端（図 5）は腹板まで伸びていて、マイクロ試験の結果ではき裂先端が鋭いことから疲労き裂と推定される。

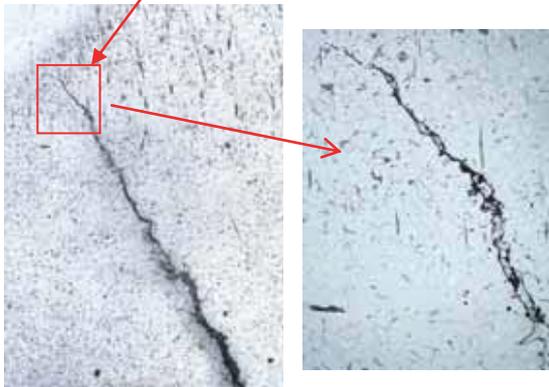
縦桁下フランジの母材部の欠陥は製造時（圧延時）に発生した介在物（図 6）と推定される。



下フランジ当板補修部の磁粉探傷試験



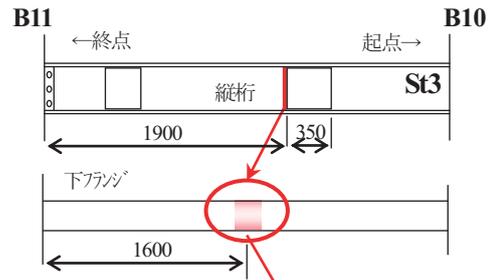
下フランジ当板補修部のマクロ試験



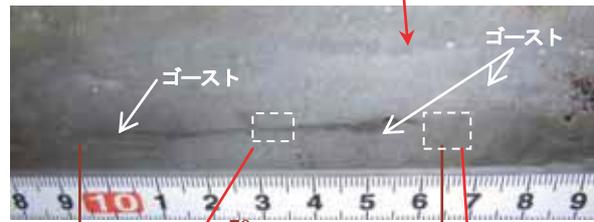
尖鋭なき裂先端×25

尖鋭なき裂先端×100

図5 横桁フランジ当板補強部のき裂



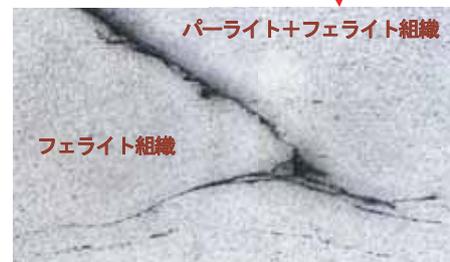
下フランジの磁粉探傷試験



下フランジのマクロ試験：
きず長さ70mm、きず周辺のゴースト・ライン



きず部の拡大：周辺部はフェライト相 ×25



きず先端付近拡大 周辺部はフェライト相のみの組織 ×25

図6 縦桁下フランジの欠陥

主構垂直材の母材部の切欠き近傍の欠陥は製造時(圧延時)に発生した介在物(図7)と推定される。

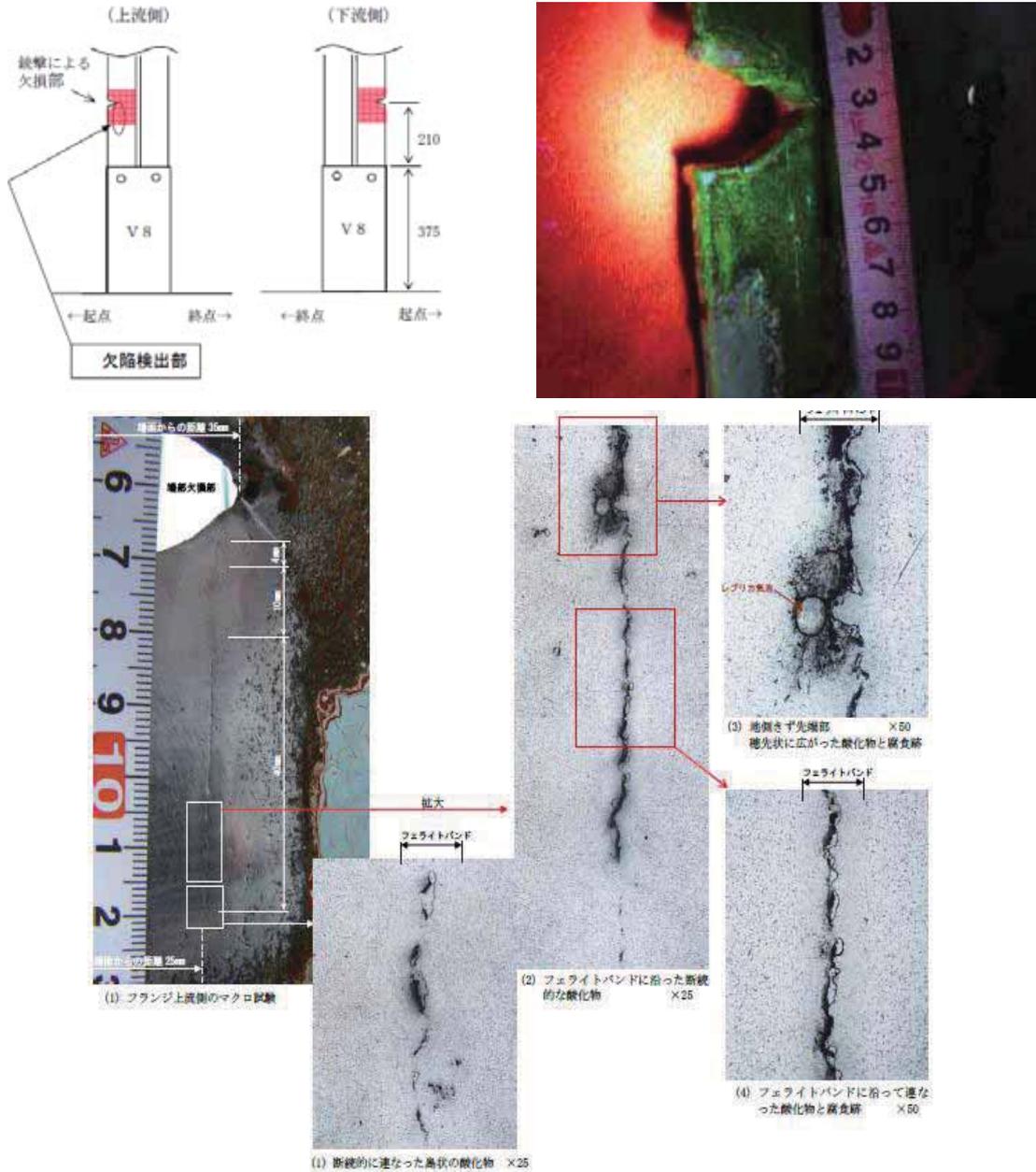


図7 主構垂直材の欠陥

5. 2. X線透過試験

トラス橋部の主構トラス斜材部の補修, 補強箇所は既設材に新設材を突合せ溶接し, その上に当板を溶接した構造になっている。また, 主構垂直材は既設材と新設材を突合せ溶接した構造になっていることが今回の調査で判明した。X線透過試験を用いて撮影箇所(図8)全ての画像解析を行った結果, 主構トラス斜材の突合せ溶接部に不溶着部や融合不良等の内在欠陥(図9)を検出した。

また, 主構垂直材の突合せ溶接部にブローホールや融合不良等の内在欠陥(図10)。

表3 検査結果一覧表

部材名	検査箇所	欠陥箇所
斜材部	8	8
垂直材	12	11

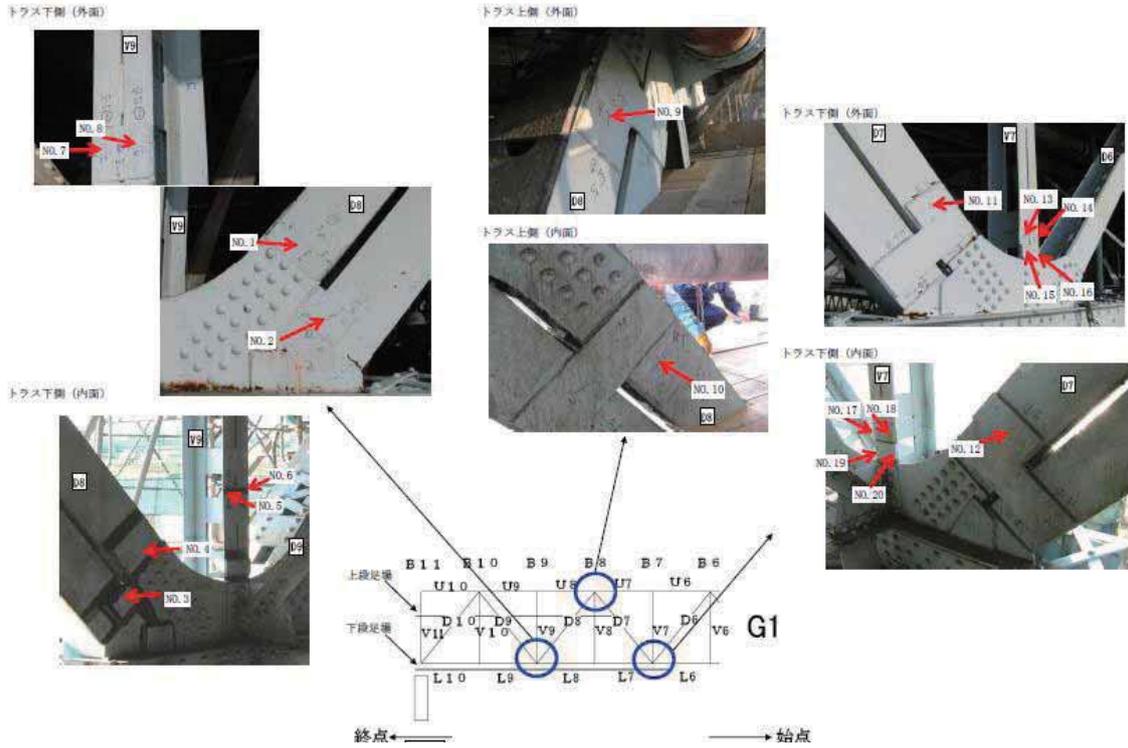


図8 X線透過試験箇所

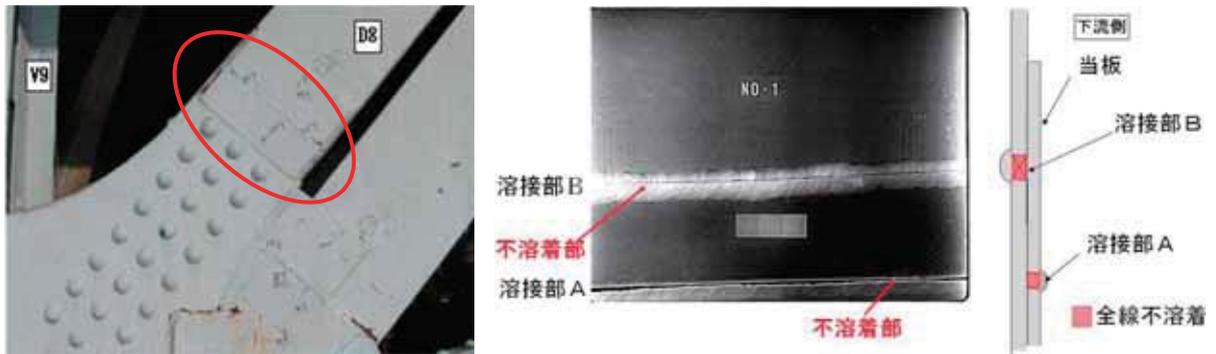


図9 斜材突合せ溶接部 (不溶着・融合不良)

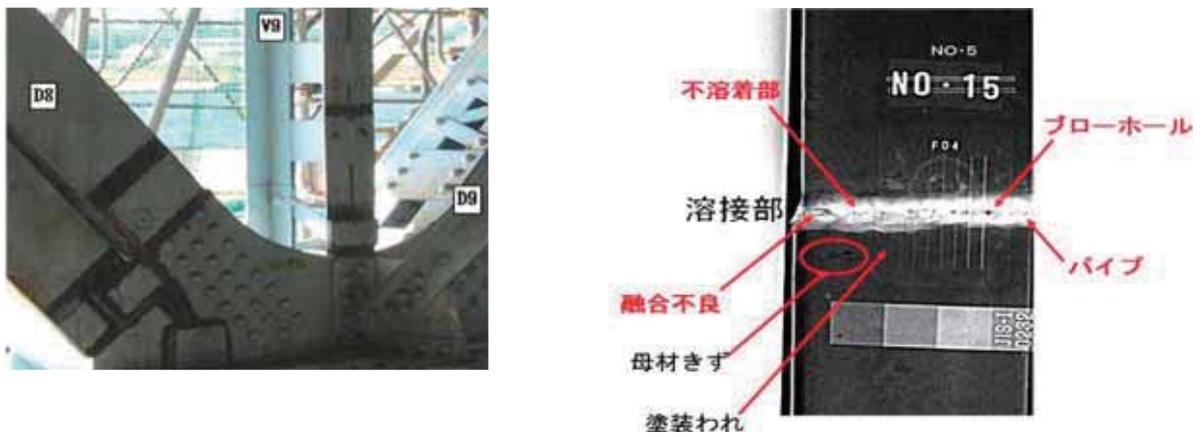


図10 鉛直材突き合わせ溶接部 (ブローホール・融合不良)

6. 化学成分分析目的

トラス橋部の主構部材および縦桁の中から、目視検査で既設材と補強材から部材の選定をおこない、コア試料を採取して鉄鋼5元素（C, Si, Mn, P, S）および溶接硬化性元素（Cu, Ni, Cr, Mo, V）の化学成分分析を行った。

分析方法はJISに記載される以下の分析法を適用した。

- 分析法は：JIS G0321「鋼材の製品分析方法及びその許容変動値」
- JIS G0417「鉄および鋼—化学成分定量用試料の採取及び調整」
- JIS G1253「鉄および鋼の光電測光法による発光分光分析法」
- JIS G 0560「鋼のサルファプリント試験方法」

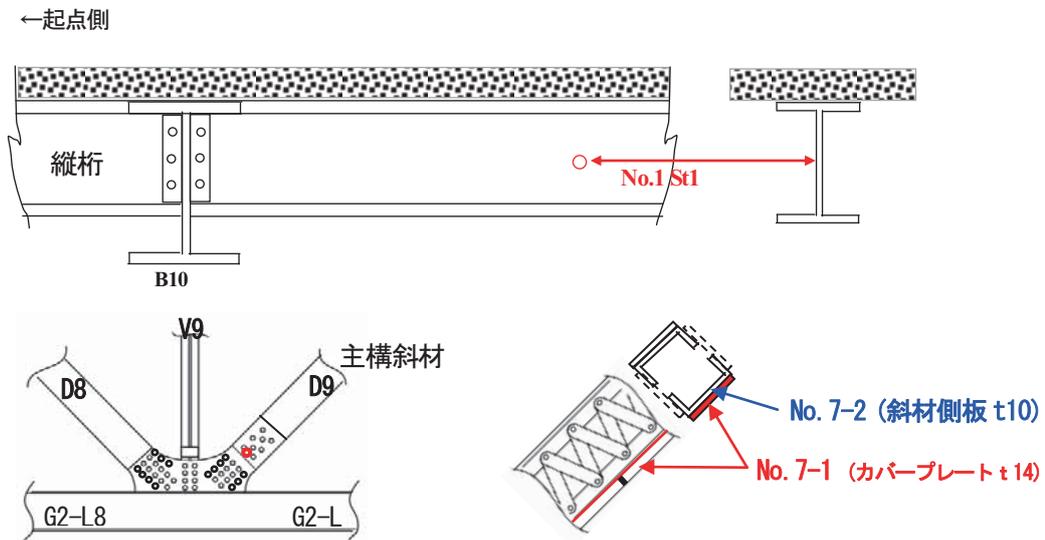


図 11 縦桁および主構斜材部のコア試料採取箇所例

表 4 コア試料採取箇所一覧

コア試料No.	部材名・記号	板厚(mm)	部 位
No. 1	St1・縦桁(B10-B11間)	10.0	腹板
No. 2	St1・縦桁(B9-B10間)	10.2	腹板
No. 4	G1-L9・下弦材(主桁)	16.1	腹板(上流側)
No. 3	G1-V10・垂直材	12.6	下端タイプレート
No. 5	G1-D8・補強斜材	14.0	補強斜材下面
No. 6	G1-D7・補強斜材	13.7	補強斜材下面
No. 7-1	G2-D9・既設斜材	14.0	斜材カバープレート
No. 7-2		10.0	斜材腹板

7. 化学成分分析結果

分析結果は表5に示すが、調査部材によって成分のバラツキが見られた。表中赤字で示すように縦桁腹板の既設材はC含有量に極端に低く（現在SM材の1/6~1/8程度）、不純物元素のPやS量が非常に多い（2倍から3倍）材料である。斜材についてもC含有量は現在のSM400Aに近い値になっているが（約80%）、Sの値は2倍程度の値を示している。

また、サルファプリント結果から既設材は表面1~2mmにリム層が見られ、補強材にはこれが見られない。さらに化学成分分析では分析値が平均化されるため、PやSが正常に見える部材（No.3）でも図12のサルファプリントの結果から見ると、硫

化物が多く線状偏析の傾向が見られる。

表 5 化学成分分析結果一覧

部材名	化 学 成 分 (wt%)									
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V
No. 1 St1 (B10-B11間縦桁)	0.031	<0.01	0.39	0.045	0.059	0.03	0.03	0.01	<0.02	<0.002
No. 2 St1 (B9-B10間縦桁)	0.044	<0.01	0.48	0.11	0.090	0.03	0.04	0.04	<0.02	<0.002
No. 3 G1-V10 垂直材カバー	0.21	<0.01	0.46	0.023	0.053	0.62	0.03	0.03	<0.02	<0.002
No. 4 G1-L9 下弦材・主桁	0.17	<0.01	0.48	0.015	0.051	0.30	0.03	0.01	<0.02	<0.002
No. 5 G1-D8 補強斜材	0.17	0.07	0.64	0.013	0.033	0.17	0.04	0.04	<0.02	<0.002
No. 6 G1-D7 補強斜材	0.15	0.07	0.62	0.013	0.023	0.16	0.04	0.04	<0.02	<0.002
No. 7-1 G2-D9 斜材カバー	0.19	0.03	0.64	0.036	0.061	0.04	0.14	0.11	<0.02	<0.002
No. 7-2 G2-D9 斜材腹板	0.18	<0.01	0.48	0.022	0.065	0.38	0.02	0.02	<0.02	<0.002
JIS-1種 ^①	-	-	-	<0.06	<0.06	-	-	-	-	-
JIS-SS41 ^②	-	-	-	<0.050	<0.050	-	-	-	-	-
JIS-SM41 ^③	<0.23	-	>2.5×C	<0.040	<0.040	-	-	-	-	-
現行-SM400A	<0.23	-	>2.5×C	<0.035	<0.035	-	-	-	-	-

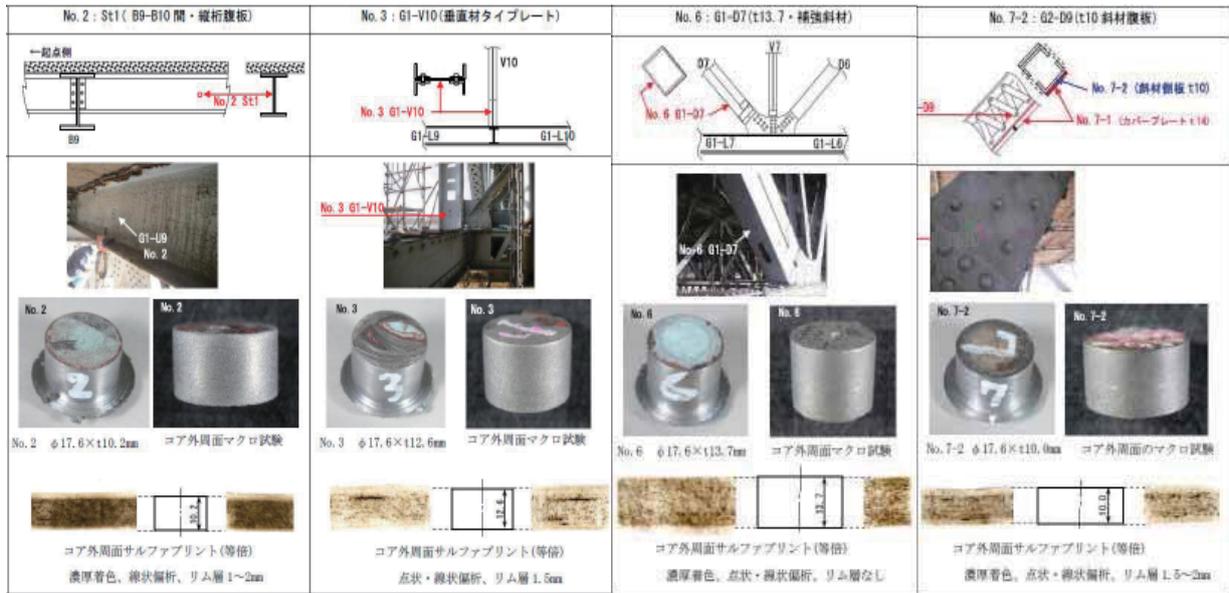


図 12 縦桁および主構斜材部のコア試料のサルファプリント結果

8. まとめ

今回の調査において、前回の補修・補強工事(昭和35年)の健全性を磁粉探傷試験およびX線透過試験を適用して調べた。その結果、横桁補修部の補修溶接部を起点として進展したき裂は、疲労き裂の懸念がある。

斜材部の補強突合せ溶接部に検出した断面欠損率の大きな不溶着部は、負荷応力に直行する欠陥であり、前記のき裂と併せて早急な補修検討が必要なる結果となった。

また、本橋梁の既設部はリベット構造で溶接性が考慮された鋼材ではないと推定されるため化学成分分析を行ったが、既設材はP, Sの不純物量が極めて多い鋼材と推定され、今後の補修・補強工事は、溶接時の高温割れ、硫黄割れ等の発生を考慮した補修方法の検討が必要と考える。

今回の調査結果が今後の補強・補修工事における一助になればと考える。

参考文献

- 1) 坂野：高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿化に関する研究プロジェクト，第66回土木学会年次学術講演会，CS7-004，2011.9
- 2) 夏秋，河野，増田，坂野：淀川大橋の腐食状況調査，第66回土木学会年次学術講演会，CS7-005，2011.9
- 3) 新幸，河野，増田，坂野：淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析，第66回土木学会年次学術講演会，CS7-006，2011.9
- 4) Ichinose，増田，坂野：淀川大橋の動的載荷試験および応力頻度測定，第66回土木学会年次学術講演会，CS7-007，2011.9
- 5) 水野他：当板溶接補修部を有する鋼桁試験体の疲労実験，第66回土木学会年次学術講演会，CS7-008，2011.9

淀川大橋の補修・補強工事に適用した非破壊検査

報告

Non-destructive Tests Applied during Repair Works of the Yodogawa Bridge

○森本 量也* Kazuya MORIMOTO
河野 譲* Yuzuru KOHNO
増田 寛四郎** Kanshirou MASUDA
坂野 昌弘*** Masahiro SAKANO

ABSTRACT A series of studies and site investigations were carried out on an 85 years old truss bridge with the objective of obtaining information concerning its structural health conditions. During inspections carried out in the former year, internal flaws and defects were found in members repaired in the past. The present studies reports on the additional non-destructive tests carried out on these members to find out details of the internal flaws. X-ray was applied to define the geometric shape of the flaw and evaluate the cross-sectional reduction rate. In order to verify the propagation of the flaws magnetic particle tests were carried out. In addition, macro and micro structure analysis were also carried out to verify details of the flaws.

Key words: 亀裂, 非破壊検査, 磁粉探傷試験, マクロ・ミクロ組織試験, X線透過試験
Crack, non-destructive testing, magnetic particle testing, macro micro structure examination, X-ray analysis

1. はじめに

淀川大橋は 1926 年施工の幅員 20.8m, 橋長 723.3m, 30 径間 (中央部 6 径完鋼単純トラス 6@ 32.918m) を有し, 京阪神間の重交通を担う主要国道の 2 号線を支え, 海岸から約 5.5km 地点に位置する橋である。戦時中の航空機による銃撃等で主構部材の損傷箇所を補修・補強している。

高齢化を迎えた長大橋の診断と長寿命化に関する研究の一環として¹⁾ 本橋梁のトラス橋部を対象とした前年度の研究時に, 主構部材のトラス斜材補修箇所 (図 1 参照) の突合せ溶接部に内在不連続部 (内部きず) と横桁の補修箇所に表面き裂を検出していた²⁾。

内部きずに対しては, 断面欠損率を求めるために, 内部きず高さ推定に X 線透過試験を実施し, コア抜きにより内部きずの状況を確認した。

一方, 表面き裂に対してはきずの進展確認と, きず削除のために磁粉探傷試験を適用し, きず詳細確認のためにマクロ・ミクロ組織試験を実施した。



図 1 トラス橋の主構造物状況

* (社)日本非破壊検査工業会 (〒101-0047 東京都千代田区内神田 2-8-1 3F)

** 工修 国土交通省近畿地方整備局大阪国道事務所 (〒536-0004 大阪市城東区今福西 2-12-35)

*** 工博 関西大学環境都市工学部 (〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35) 第 2 種正会員

2. 対応部材概要

2.1 トラス斜材部概要

X線透過試験の適用箇所は、前年度の研究調査で見つかった、トラス斜材の突合せ溶接部の内部きずが存在する部位の中から3箇所を対象とした。

この部位はいずれも取替部材と旧部材の突合せ溶接部の上に当板が施工されており、超音波探傷試験等で内部きず高さを測定することが不可能な部材配置となっている。継手状況を図2に、撮影箇所部材断面予想を図3に示す。

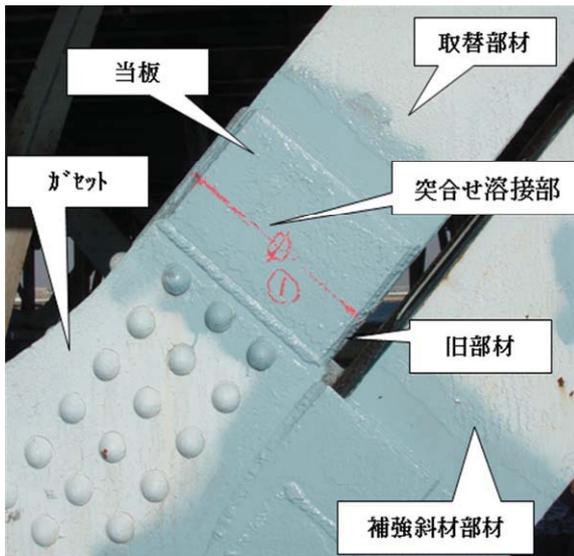


図2 トラス斜材撮影箇所部材状況

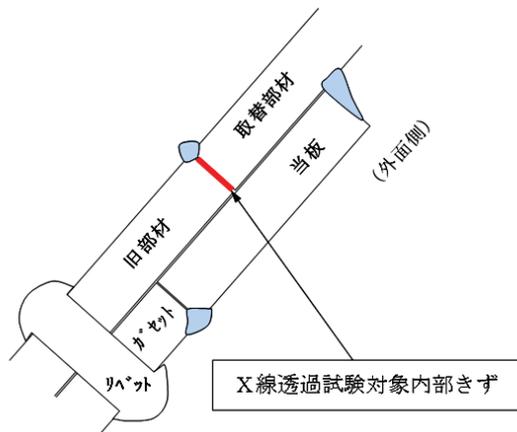


図3 撮影箇所部材断面予想図

2.2 横桁概要

横桁下フランジの損傷箇所には欠損部を補強するために、旧部材上に隅肉溶接された当板が施工されている。表面き裂検出箇所及び横桁状況を図4に示す。

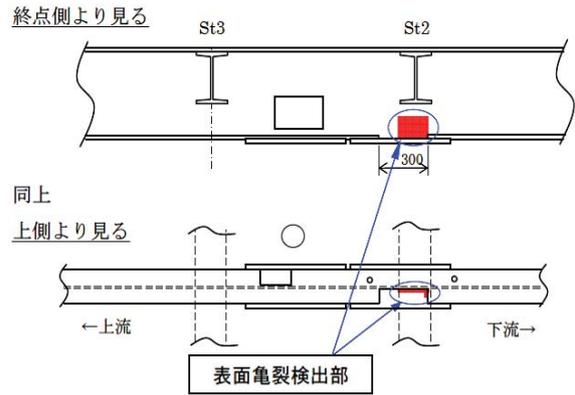


図4 横桁部材状況

3. 方法

3.1 X線透過試験

トラス橋部の主構部材の新旧突合せ溶接部の内部きず高さを推測するために、X線透過試験(工業用デジタル画像処理システム・イメージングプレート使用)を適用した。

X線発生装置を図5に示す3方向から場所を変えて撮影し、イメージングプレートに記録された内部きず投影画像をデジタル処理でPCモニター上に表示、そして画面上で画像寸法をデジタル計測し推定値を求めるためのデータとした。

撮影配置と内部きず投影画像幅及び内部きず高さの位置関係を図7に示す。X1からの内部きずへのX線照射角度は 15° 以下となり、きず幅が狭く、板厚方向に高さを持つきずを検出を考慮して撮影配置を定めているJIS Z 3104を満足する配置となっている。

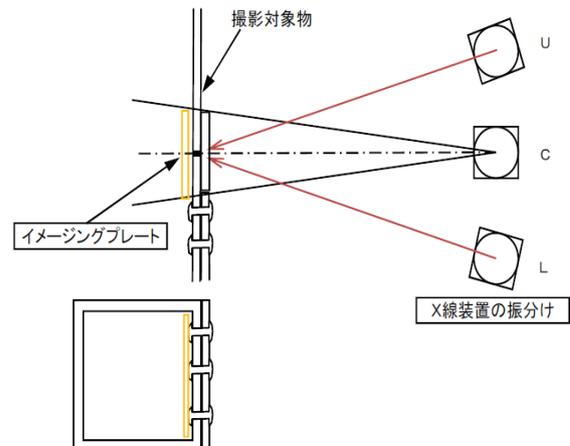


図5 撮影配置



図6 X線透過試験実施状況

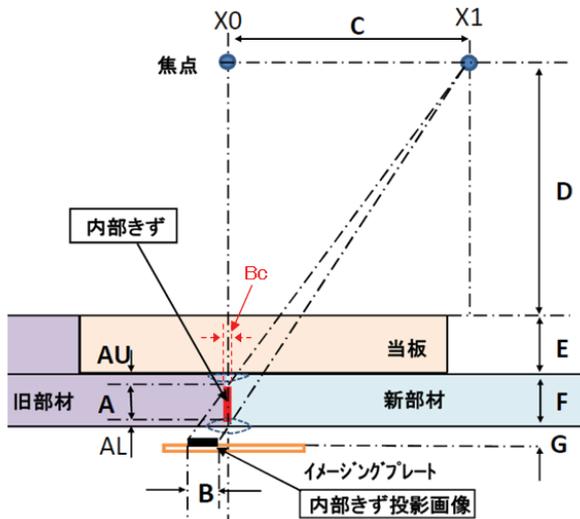


図7 撮影配置符号

- A=内部きず高さ推定値
- B=内部きず投影画像幅
- C=X線装置の移動距離 (200 mm)
- D=部材表面までの距離 (800 mm)
- E=当板の部材厚さ(約15 mm~約8 mm)
- F=取替部材の部材厚さ (約15 mm)
- G=裏波溶接部によるイメージングプレートの浮上り寸法 (約3 mm)
- AU=外面側溶接部の溶込み深さ (3 mmを既知とする)
- AL=内面側溶接部の溶込み深さ (3 mmを既知とする)
- BC=鉛直方向で撮影した内部きず投影画像幅

内部きず高さ推定値Aは式(1)・(2)を用いて計算し、その中の最大値を推定値とする。

式で用いるB(内部きず投影画像幅)は式(3)に示すように、斜め撮影(X1)の画像計測値に補正值(X線装置の焦点寸法と撮影媒体(イメージングプレート)等によるきず端部の画像にボケが発生することで、識別コントラストが低下して、きず投影画像識別幅が小さく測定されることを考慮し、板厚の2%を補正值として導入)を加え、正面(X0)より撮影した内部きず投影画像幅を引いた値とする。

また、現地の状況を考慮して、対象溶接部の内外に施工されている溶接部の溶け込み量をAU, AL共に3 mmを既知として仮定した。

AU = 3 mmを既知と仮定

$$A = \frac{B(D+E+AU)^2}{C(F-AU)+(C-B)(D+E+AU)} \quad (1)$$

AL = 3 mmを既知と仮定

$$A = \frac{B(D+E+F-AL)^2}{(B+C)(D+E+F-AL)+C \times G+C \times AL} \quad (2)$$

$$B = \text{画像計測値} + \text{板厚の2\%} - X0 \text{での} BC \quad (3)$$

X線撮影による内部きず高さ推定値と同一箇所にて採取したコア採取サンプルのマクロ試験により求めるきず高さ(実測)寸法との測定精度の比較を行い、本測定方法の精度を検証した。

3.2 磁粉探傷試験

横桁下フランジの補修溶接部(図8)のき裂を削除するために、表面き裂状況確認の非破壊検査として、磁粉探傷試験(極間法・蛍光湿式・連続法)(図9)を適用した。きず削除の際は磁粉模様を確認しながら棒グラインダーにて研削を行った。また、対象箇所のウェブ裏面側への、き裂進展の有無確認も併せて行った。



図8 横桁補修箇所の磁粉探傷試験実施箇所



図9 横桁表面き裂の磁粉探傷試験状況

3.3 マクロ・マイクロ組織試験

磁粉探傷試験で残置したきずの詳細調査と、X線透過試験での内部きず高さ推定の精度確認用に採取したコア採取サンプルの内部きず状況と、実寸法測定のためにマクロ・マイクロ組織試験を実施した。

4. 結果

4.1 X線透過試験

図5に示す撮影配置で、同一対象箇所から3方向からX線透過試験を行った撮影画像を図10、図11、図12に示す。

撮影画像中央部の○印部（コア採取箇所：直径 $\phi 20\text{mm}$ ）で内部きず画像幅をデジタル計測した。コア採取部に対応した撮影画像の拡大画像を図13に示す。この画像の○印と内部きず投影画像の交点の寸法を計測した。

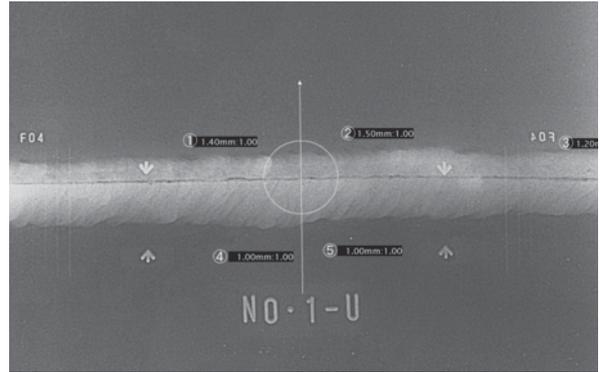


図10 上側(X1)からの撮影画像

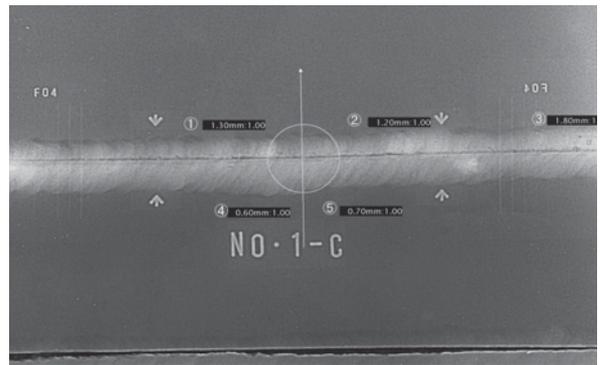


図11 中央部(X0)からの撮影画像

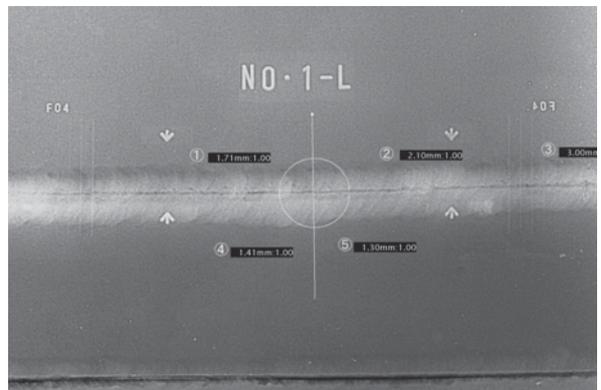


図12 下部(X1)からの撮影画像

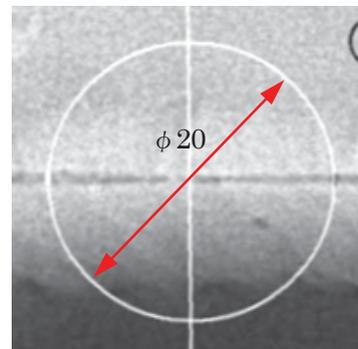


図13 コア採取部のX線画像（拡大）



図1-4 補強後のコア採取状況

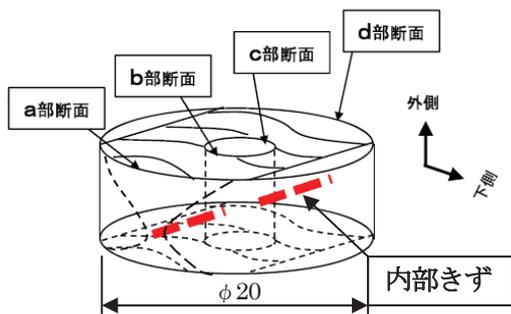


図1-5 採取したコアのマクロ試験箇所符号

補強後（図1-4）で採取したコア採取サンプルの概要を図1-5に示す、a・d部断面でのマクロ試験を行い、きず高さ（実測）を計測した。マクロ試験結果を図1-6～図1-8に示す。

コア採取のマクロ・ミクロ試験より、突合せ溶接の開先形状はK開先と見られ、内部きずは現場溶接施工時に裏ハツリを行わず溶接を完了したことによる溶込み不良と判定した。

また、最大3mmの目違いが存在するコア採取サンプル（図1-7）も見られた、溶接が現場施工であり溶接線が斜めに傾斜しているために、溶接姿勢が悪く、外面にアンダーカットや溶接ビードの不整等も見られた。

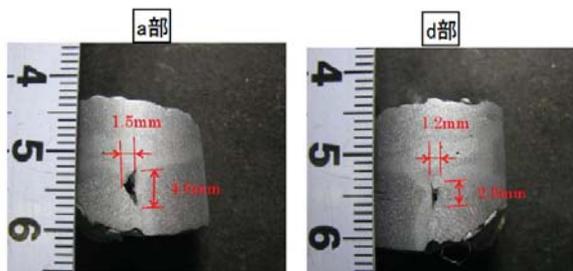


図1-6 ①G1桁-D8-下（撮影箇所：No.1）

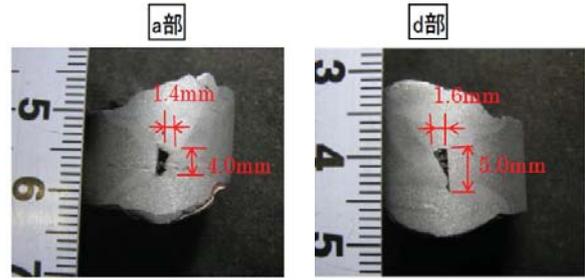


図1-7 ②G1桁-D8-上（撮影箇所：No.9）

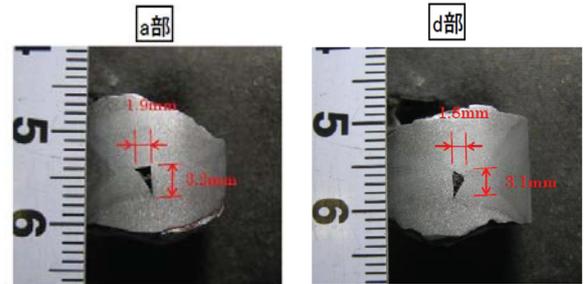


図1-8 ③G1桁-D7-下（撮影箇所：No.11）

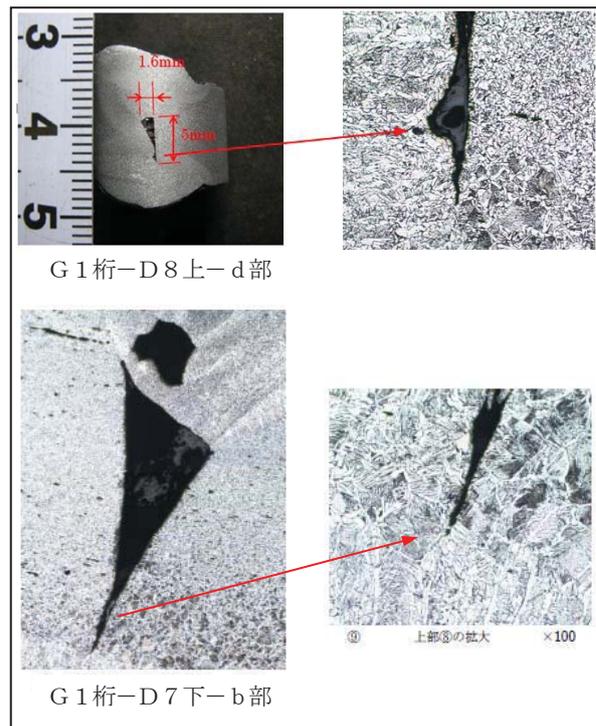


図1-9 内部きず先端部のミクロ組織試験

また、図1-9のミクロ試験結果に示すとおり、いずれのサンプルにおいても、内部きず先端部からのき裂は検出されなかった。

表1 X線透過試験とマクロ試験結果の比較

① G1桁-D8-下-下流側溶接部 (X線撮影箇所番号: No.1)

側	きず高さ (実測)	断面欠損率	X線による推定値	断面欠損率	実測に対する誤差	誤差率
a部	4.6mm	32.6%	5.1mm	36.2%	(+) 0.5mm	+10.9%
d部	2.9mm	20.6%	4.3mm	30.5%	(+) 1.4mm	+48.3%

② G1桁-D8-上-下流側溶接部 (X線撮影箇所番号: No.9)

側	きず高さ (実測)	断面欠損率	X線による推定値	断面欠損率	実測に対する誤差	誤差率
a部	4.0mm	28.4%	3.6mm	25.5%	(-) 0.4mm	-10.0%
d部	5.0mm	35.5%	4.0mm	28.4%	(-) 1.0mm	-20.0%

③ G1桁-D7-上-下流側溶接部 (X線撮影箇所番号: No.11)

側	きず高さ (実測)	断面欠損率	X線による推定値	断面欠損率	実測に対する誤差	誤差率
a部	3.2mm	23.2%	3.1mm	22.5%	(-) 0.1mm	-3.1%
d部	3.1mm	22.5%	3.4mm	24.6%	(+) 0.3mm	+9.7%

内部きず高さ推定値とマクロ試験結果によるきず高さ (実測) の比較を表1に示す。

3箇所の計測結果を比較すると、きず高さ (実測) との最大誤差は+1.4mm~-1.0mm (誤差率: +48.3%~-20.0%), 断面欠損率の最大誤差は9.9%であった。

なお、断面欠損率は肉厚測定で求めた数値の中で、突合せ部材の薄い方の部材厚さで計算した。

きずの形状が三角形をしており、先端になるにしたがい鋭い形状をしているために、先端部分での識別コントラストの低下を考慮した式(3)に示す板厚の2%の補正値は、概ね妥当な数値と考えられる。1箇所の計測値で誤差率が大きくなった原因は計測位置のズレによるものと考えられる。

昭和35年の補修・補強工事で施工されたトラス部材の取替部と旧部材との突合せ溶接部のX線透過試験と、コア採取サンプルのマクロ試験から、トラス斜材補修部の断面と溶接部の開先形状および溶接状態は、図20に示すような形状となる。

取替部材側にK開先加工を行い、旧部材との突合せ溶接(両面余盛り有り)を行ったものであり、

コア採取サンプルで見られた目違いは、開先合せ時の部材寸法差による目違いと推測される。

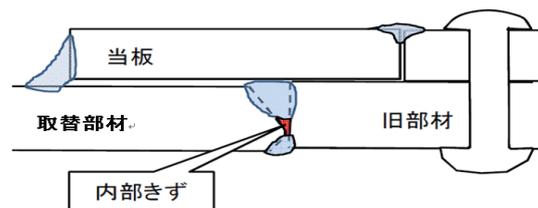
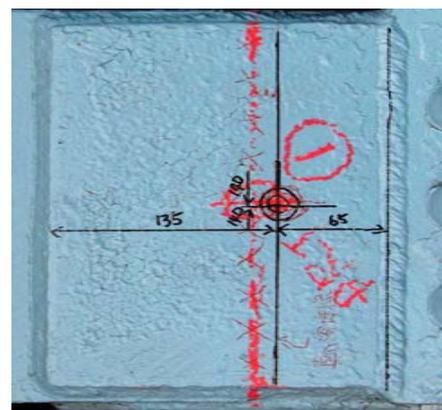


図20 トラス斜材部突合せ状況図

4.2 磁粉探傷試験, マクロ・マイクロ組織試験

横桁の下フランジ欠損部の当板補強隅肉溶接部から母材に入った疲労き裂は図21に示す寸法であり, 前年度調査の検査結果と比較して, き裂の進展は見られなかった。

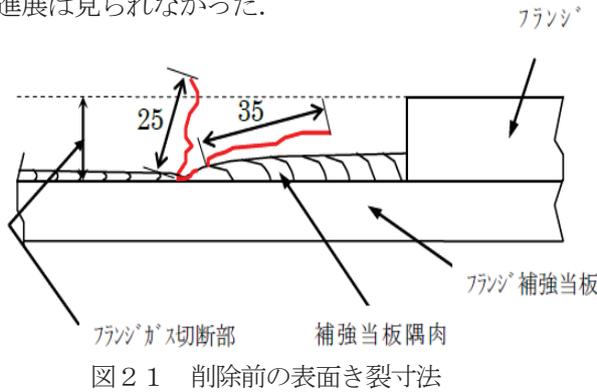


図21 削除前の表面き裂寸法

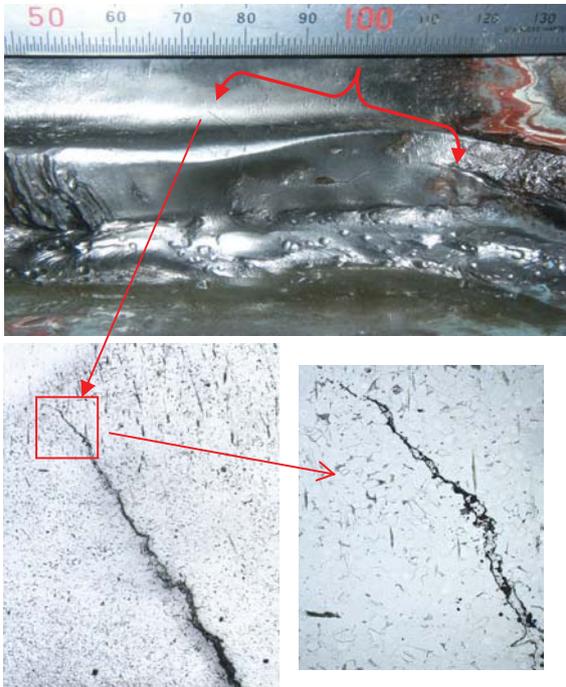


図22 削除前の表面き裂状況とマクロ・マイクロ組織

母材に入ったこのき裂を除去するために, バーグラインダー研削と磁粉探傷試験によるきず確認を行いながら削除を実施した結果, き裂は約3mmで除去できた。

しかし, 削除したき裂の両側で新たに検出された下フランジ部のきず(図24に示す位置)は, 深さ5mm程度まで削り込んでも圧延方向に層状の線状磁粉模様(図25)や空洞の存在が確認できた。

このきずは下フランジの圧延方向に伸びた線状きずであり, マクロ・マイクロ組織試験結果より製造時の内在きずと推定されたために残置した。図26にマクロ・マイクロ組織試験結果を示す。



図23 削除前の表面き裂磁粉模様

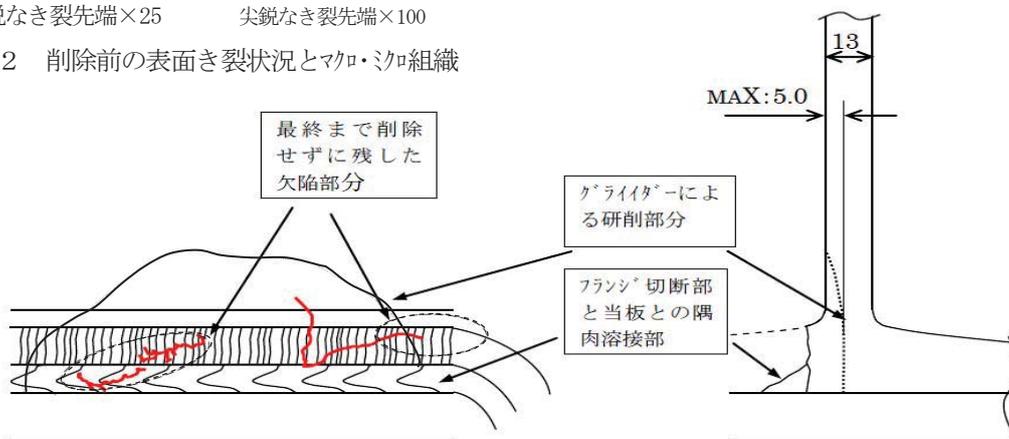


図24 横桁補修箇所の新たなきず検出状況



図25 残置したきず磁粉模様

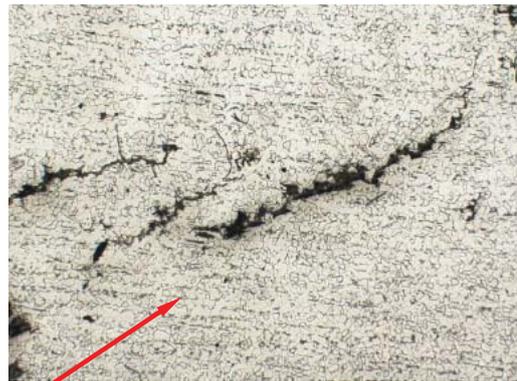


図26 残置したきずのマクロ・マイクロ組織試験

5. まとめ

本研究により以下の結論が得られた。

(1) X線透過試験では、撮影画像幅より求めた内部きず高さ推定値とコア採取サンプルのきず高さ(実測)値との比較において最大誤差は大きいものの、今回のように対象溶接部上に当板が施工され、超音波探傷試験等による内部きず高さ測定が不可能な部位ならびに、部材等に隠れて直接きずを調査することが出来ない箇所に適用できる非破壊試験方法である。

(2) 横桁の補修隅肉溶接部に発生していた疲労き裂は磁粉探傷試験で、きず状況を確認しながら削除を行った。下フランジ母材に現れた板厚方向の層状の微細なきずは、マクロ・マイクロ組織試験により製造時(圧延時)の介在物に起因したものと推定されたため放置した。

鋼構造部材に対して、磁粉探傷試験は表面開口きずの中で疲労き裂等の線状きずの検出感度が高く、きずの検出・確認には非常に有効な非破壊試験である。

また、検出したきずの状況判断を行うために、マクロ・マイクロ組織試験を併用することにより、一層正しいきず判断が可能になると考える。

参考文献

- 1) 坂野：高齢化を迎えた長大橋の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト, 第66回土木学会年次学術講演会, CS-7-004, 2011. 9.
- 2) 河野, 増田, 坂野, 夏秋：淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析, 鋼構造年次学術論文報告集, 第19巻, PP, 657-664, 2011. 11.
- 3) 広瀬, 増田, 坂野：淀川大橋の補強設計, 第67回土木学会年次学術講演会, CS-5-007, 2012. 9.
- 4) 夏秋, Ichinose, 増田, 坂野：淀川大橋補修後の動的載荷試験および応力頻度測定, 第67回土木学会年次学術講演会, CS-5-009, 2012. 9.
- 5) 日本工業規格 JIS Z 3104 -1995「鋼溶接継手の放射線透過試験方法」
- 6) 日本工業規格 JIS Z 2320-1~3-2007「非破壊試験—磁粉探傷試験—第1部~第3部」

高齢化長大橋の補修・補強設計

Design Project on Maintenance for a Long span Aging Truss Bridge

○廣瀬 彰則* 増田 寛四郎** 坂野 昌弘***
Akinori HIROSE Kanshiro MASUDA Masahiro SAKANO

ABSTRACT The design project on maintenance for long span aging truss bridges is described. The pacific war or several factor, lost a part of member on any span, the bridge had been in need of its strength, however, a steel member in about 85 years ago is not good to weld, reinforce plates were welded at the failure part. Since it was discovered that there is a part which is not penetration welded to the reinforcement part by the past welding by a non-destructive test besides X-ray photography, reinforcing with Steel Plates and High Tension Bolts, and Core opening of the place for verifying a non-destructive test result was carried out after reinforcement.

Keywords: 長大トラス橋, 溶着不良箇所, コア抜き
Long span truss bridge, section not penetration welded, Core opening

1. はじめに

国土交通省近畿地方整備局 大阪国道事務所の管内には、昭和初期に建設され、既に80年以上供用され続けて高齢化を迎えた橋梁が数橋存在する。昭和40年代の団塊の世代の橋梁群とは材料も構造特性も異なり、しかも記録がほとんど残っていないこれらの橋梁に対しても長寿命化対策を進めていく必要がある。

そのような中で、新都市社会技術融合創造研究会¹⁾の活動の一環として、これらの高齢化橋梁の中で特に重要な路線に架設され、また周辺の土地利用状況等から架け替えが困難な長大橋梁を対象として現状を把握し、健全性の評価・検証を行い、予防保全も含めた最適な補修・補強対策を提案し、その効果を検証した上で今後100年以上の長寿命化を目指した維持管理方新案を策定することを目



写真1 対象橋梁外観

的とした研究プロジェクト²⁾がある。

本稿はこの研究プロジェクトのうち、当該橋梁のひとつである淀川大橋の代表径間を対象として

* 工博 株式会社エイト日本技術開発(〒532-0034 大阪市淀川区野中北 1-12-39)

** 工修 国土交通省近畿地方整備局大阪国道事務所(〒550-0005 大阪市城東区今福西 2-12-35)

*** 工博 関西大学環境都市工学部(〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35) 第2種正会員

補修・補強対策を提案し、工事に至った経緯について報告するものである。

2. 対象橋梁の概要

写真1 に対象とする高齢化を迎えた長大トラス橋梁「淀川大橋」の外観を、写真2 に補修・補強設計で取り扱う代表径間のトラス主構側面を示す。トラス主構はリベットによる小型材片型鋼の組立てによって構成されているが、溶接によってバイパス部材が取り付けられ、既往の斜材や鉛直材の一部分も溶接によって交換されていることが確認できる。



写真2 トラス主構側面

対象橋梁は、大正15年8月に道路・鉄道併用橋として架設された多径間の長大橋で、国道2号が淀川を跨ぐ位置に架かる幹線道路橋である。利用交通量は、23,454台（昼間12時間）うち大型車混入率は12.7%と、阪神間の重交通を担う道路の機能を支え続けている。このため、幾度かの補修・補強工事が実施され今日に至っており、主な補修・補強に関わる維持保守履歴を表1に示す。

3. 補修・補強設計の必要性

平成22年度に淀川大橋トラス桁部の現況調査を実施したところ、一部に不溶接部および亀裂が発見されたことから³⁾、早急な補修・補強の実施が求められている。主構トラス斜材部における過去の補修・補強箇所ならびに補強レベルは径間ごとに異なり、第二次世界大戦中に受けたと思われる機銃掃射により大きく断面欠損した斜材に沿わせてバイパス材を設置し、既設材損傷部を撤去後、残存既設材端部分に新設材を突合せ溶接し、その上に当て板を全周すみ肉溶接した構造となっている径間も存在する。この当て板に隠された突合せ溶接部に不溶着箇所が存在する可能性があることが判明したため、X線撮影³⁾（写真3）など

表1 維持補修・補強履歴一覧

年代	橋齢	補修・補強項目	内容
大正15年(1926)	誕生	—	中央に阪神電鉄国道線（軌道幅5.5m）が共存
昭和30年代～	—	—	嵩上げ後、軌道部の撤去
昭和34年(1959)	33	嵩上げ	沓の下にコンクリートブロックによる台座設置
昭和35年(1960)	34	桁補修	バイパス材を用いたトラス斜材の補修・補強 なお、バイパス材は補修後も残置
昭和50年前後(1975)	49	補強	沓座縁端拡幅：全下部工
昭和60年(1985)	59	塗装	塗り替え
平成2年(1990)	64	塗装	塗り替え
平成4年(1992)	66	補修	橋面防水、ノージョイント化、部材補修
		補強	支取替（ゴム支取への交換）
平成7年(1995)	69	補修・補強	橋面防水（歩道）、高欄・防護柵補修 ラーメン橋脚のクラック補修（炭素繊維シート）
平成16年(2004)	78	補強	落橋防止工事

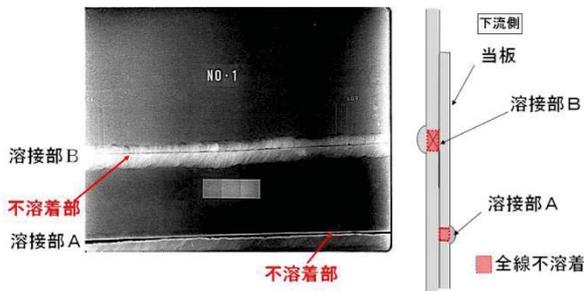


写真3 斜材突合せ溶接部(不溶着・融合不良)³⁾

非破壊検査による不良部位確定の後、新たな補修・補強策を講じたうえで、あわせて不溶着・不良判定部位のコア採取・分析を行なって、非破壊検査結果の妥当性確認と、過去の溶接補強箇所と同様の耐久性確認を実施するものとした。

なお、本橋の母材は大正時代の輸入鋼材である。別途実施した成分分析結果³⁾(表2)よりリンや硫黄の含有率が非常に高いなど、溶接に

適さない鋼材であるため、新たな補修・補強工法としては、当て板と高力ボルトによる摩擦接合を用いるものとした。

4. 補修・補強部材の設計

補強部材の設計においては、橋梁の竣工図書と蓄積された管理資料に基づいて作成した復元設計図面を基本設計ベースとして使用し、補修・補強が必要なトラス格点接合部周辺のディテールについては、足場設置完了後に現橋部材寸法との整合性確保を目的として1/1縮尺図面(プラスチックマイラーペーパー出力図面)を持ち込み実測・微調整することとした(写真4)。

新設補強用当て板と高力ボルトの配置には既設当て板材の形状・ビード状況確認と周辺リベット配置の確認が不可欠であること、またこのような時代の橋梁は鋼材寸法の基本単位が inch であり



写真4 原寸図による細部確認

表2 対象橋梁の鋼材成分分析結果³⁾

部材名		分析値	化学成分 (wt%)								
			C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo
縦桁	No.1 St1 (B10-B11間)	0.031	< 0.01	0.39	0.045	0.059	0.03	0.03	0.01	< 0.02	< 0.002
	No.2 St1 (B9-B10間)	0.044	< 0.01	0.48	0.11	0.09	0.03	0.04	0.04	< 0.02	< 0.002
斜材	No.7-1 G2-D9 (カハ・7°レト)	0.19	0.03	0.64	0.036	0.061	0.04	0.14	0.11	< 0.02	< 0.002
	No.7-2 G2-D9 (斜材腹板)	0.18	< 0.01	0.48	0.022	0.065	0.38	0.02	0.02	< 0.02	< 0.002
(参考)	JIS SM400A	< 0.23	-	> 2.5×C	< 0.035	< 0.035	-	-	-	-	-

板に製作時点でφ40mm 搾孔を行うものとした。

- この搾孔は、高力ボルト接合後の既設補強当て板と突合せ溶接部を重ねてφ26mm コア採取することを目的としたものである。

4. 2. 現橋部材寸法確認

写真4 に示す「原寸図による細部確認」は、一例として斜材にバイパス材が取り付けられている部分であり、補修履歴に基づいて作成した図面を現地に持ち込み確認しているものであるが、履歴資料の上では長年の間に相次いで実施されている補強部材の位置が重なっていたり、補強部材同士の間隔等が不明快となっている場合が多く存在した。それらの状況を全て1/1縮尺で図面に出力し、現橋部材と比較することで実設計に反映させ

るものとした。

一方で、現橋では実際に補強板が重なった状態で施工されていたり、近接した補強板が不均等な間隔ですみ肉溶接されている状況も確認されたほか、緊急性を伴う補強工事であったこともあり、補強履歴に示された設計部材より厚い鋼板が使用されている箇所も存在した。

また、過去に実施された補強板の全周すみ肉溶接についても、そのビード寸法が一定でないなど新たな高力ボルト配置に影響するものであった。

なお、この確認図面用紙にプラスチックマイラーを用いたのは、河川上であり強い風を受けることのほか湿度による伸びの影響を避けることに配慮したものである。

4. 3. 工事指示図面の作成

工事指示図面としては、1/1設計原案をもと

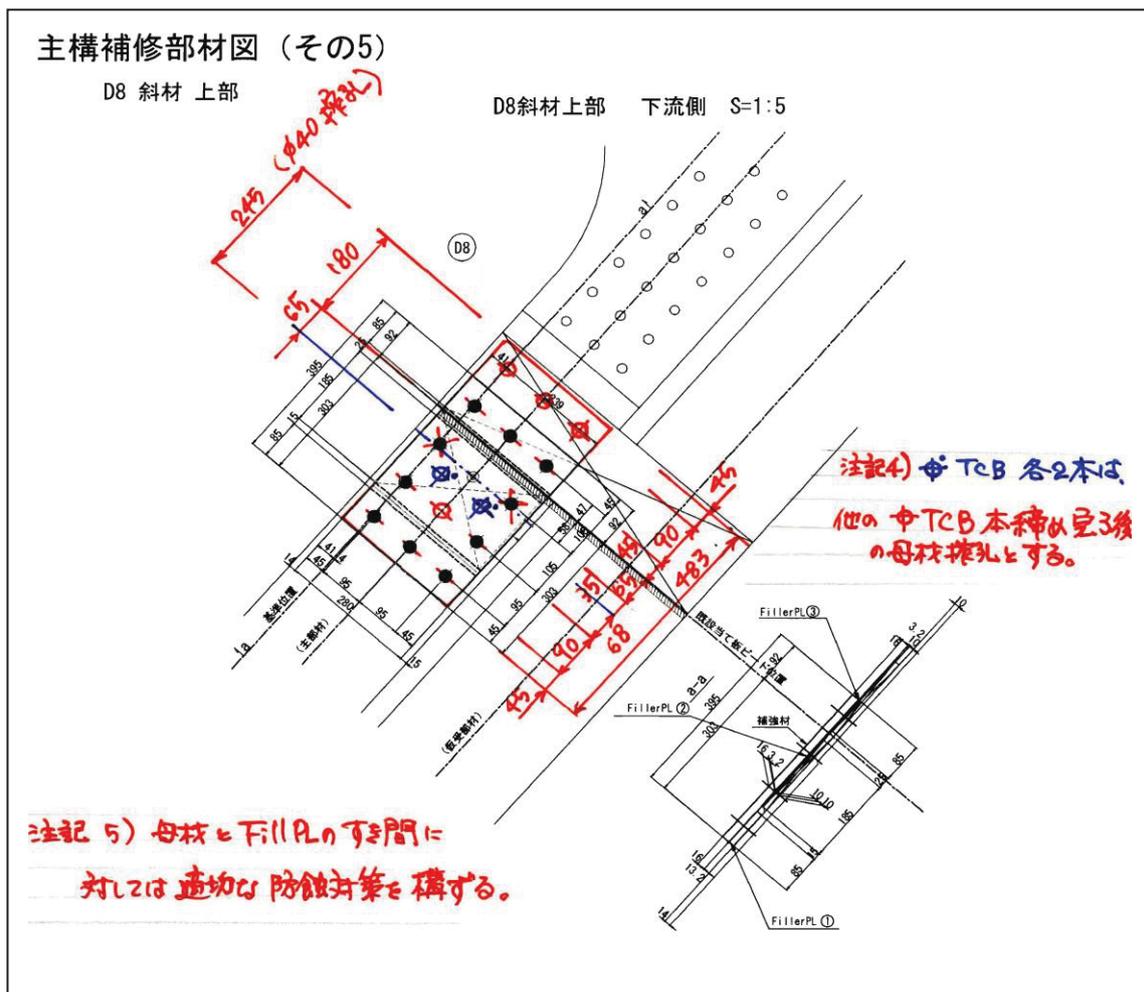


図2 工事指示図面 (部分)



写真5 母材ビード部確認用搾孔

に施工者によって作成された製作図面に対して溶接不良箇所のあるビードから適切に高力ボルトの離隔が保たれるよう、また場合によっては図2に示すよう、広くなりすぎるボルト間隔を調整するため、溶着不良箇所の両側で十分な耐荷力が確保された状況で追加ボルト(図中の青色)を打設するなど、全補強部位にわたって具体的な指示を行っている。

これらの結果、母材と既往の補強板、またその周辺の溶接部に手を付けることなく、異なる板厚の表面不整を現地調査で確認したフィラー板厚で調整し、写真5に示すように当て板と高力ボルトによる補修・補強を実施できた。当て板にはコア抜き用搾孔を設けて、不良箇所の溶接ビード(部分)のコアをサンプル確保できる構造としている。

写真は斜材突合せ溶接部補強後の正面であり、中央の搾孔(φ40mm)は母材の突合せ溶接部(非破壊検査により不溶着と判断された箇所)直上に位置している。これは、突合せ溶接部コア抜きの正確性を確保することのほか、作業空間と機材配置にあわせたコア抜き用ドリルの能力を検討した上でも必要と判断したものである。

この搾孔位置に近接した2本の高力ボルトは、図2に示す青色ボルトであり、他のボルトが有効となった後に、最大ボルト間隔を調整する目的で打設したものである。

5. まとめ

高齢化した長大トラス橋の補修・補強対策では、高力ボルト摩擦接合による当て板補強の施工図作成と現地での細部確認を伴う工事指示により、的確な補強工事を行うことができただけでなく、ビ

ード部確認用搾孔を行うことで、既設溶接補修・補強部の不溶着部確認用コア抜きが可能となった。このような事例は、同様の高齢化鋼橋にあって、すでに溶接補修等が施されている場合に対して参考になると考えられる。

橋梁個々の管理水準は異なり、全ての場合で竣工図書や図面などが管理されているとはいえない。そのような中であって、一定レベルの点検結果と調査データに基づくのみでは細部にわたった補強検討には限界がある。橋梁管理台帳などに基づく復元設計を行うことも有効な手段の一つとなるが、幾度となく補修・補強工事が行われている橋梁の復元設計は簡単ではない。

今後の同様の設計においても入念な現地調査は必要不可欠であり、場合によっては設計対象とする橋梁の実測も重要である。さらに、今回のような大幅な部材補強、溶接による部材交換などが実施されている橋梁では当初の一般寸法と実寸法等の間にずれを生じていることも十分考えられるほか、複数の補強材が異なる時期に複雑に取り付けられ、相互の関係が明示されている書類も存在しないなど、1/1図面確認のような調査確認は極めて有効かつ必要となることが明らかとなった。

今後は、今回の設計・施工を通じて採取できたコアの分析を通じて非破壊検査による不溶着推定値との比較検証、および補強部周辺の応力計測による補強効果の検証等を行い、更なる補修・補強設計の合理化についても検討する予定である。

【参考文献】

- 1) <http://www.kkr.mlit.go.jp/road/shintoshikenkyukai/index.html>
- 2) 坂野：高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト, 第66回土木学会年次学術講演会, CS-7-004, 2011.9
- 3) 河野, 増田, 夏秋, 坂野：淀川大橋補修溶接部の非破壊検査と鋼材の成分分析, 鋼構造年次論文報告集, 第19巻, pp.657-664, 2011.11

淀川大橋の調査・診断と補強設計

建設コンサルタント協会近畿支部 正会員 ○廣瀬 彰則
 国土交通省近畿地方整備局 増田寛四郎
 関西大学 正会員 坂野 昌弘

1. はじめに

国土交通省近畿地方整備局大阪国道事務所の管内には、昭和初期に建設され、既に80年以上供用され続けて高齢化を迎えた橋梁が数橋存在する。昭和40年代の団塊の世代の橋梁群とは材料も構造特性も異なり、しかも記録がほとんど残っていない、これらの橋梁に対しても長寿命化対策を進めていく必要がある。

そのような中で、新都市社会技術融合創造研究会¹⁾活動の一環として、これらの高齢化橋梁の中で特に重要な路線に架設され、また周辺の土地利用状況等から架け替えが困難な長大橋梁を対象として、現状を把握し健全性の評価・検証を行い、予防保全も含めた最適補修補強対策を提案するとともに、その効果を検証した上で今後100年以上の長寿命化を目指した維持管理方針案を策定することを目的とした研究プロジェクトがある。

対象橋梁のひとつである淀川大橋の代表径間を対象とした部分的な補修・補強対策と、その工事に至った経緯についてはすでに報告済み²⁾である。

本稿は淀川大橋の上路トラス橋部分全体(6径間)を対象として近接目視を行うとともに各種非破壊検査を実施し、確認したき裂等に対する補強策の検討と実施した補強設計の概要について報告するものである。

2. 対象橋梁の概要

写真1に対象とする高齢化を迎えた長大トラス橋梁、淀川大橋の外観を、写真2に近接目視および各種非破壊検査を行うために設置した点検用足場を示す。

対象橋梁は、大正15年8月に架設された多径間の長大橋で、国道2号が一級河川淀川を跨ぐ位置に架かる幹線道路橋であり、利用交通量は、23,454台(昼間12時間うち大型車混入率は12.7%)と、阪神間の重交通を担う機能を支え続けている。このため、幾度かの補修・補強工事が実施され今日に至っている。



写真1 対象橋梁全景

現時点で長寿命化を図るための維持管理コストを検討するための対比データとして試算すると、本橋を架け替えるケースでは国道通行止めを回避するため、両岸の取り付け道路線形を変更して並列橋とした後に切り替える工法を想定し、用地補償費などを含めた総事業費が31,600百万円、河川への影響を加味した架け替え工期は延べ12年間に及ぶことが推定できる。

対象橋梁の調査概要を表1に示す。調査結果の診断と補強設計については、予防保全的な観点から微小なき裂もしくはき裂発生前の部位にも着目し、発見された大きなき裂に対しては必要に応じて部品交換などの補強対策を講じることとした。



写真2 点検用足場

キーワード 高齢化, 長大トラス橋, 長寿命化, 予防保全, 補強設計, 補強工事

連絡先 〒532-0034 大阪市淀川区野中北1丁目12-39 (株)エイト日本技術開発 TEL 06-6397-0804

現状調査結果の各き裂発生レベルに応じた対処方法については「診断判定フロー」としてまとめている。なおコア分析については、本橋に用いられている鋼材が現状の JIS 規格品と異なる³⁾ことから加えている。

表 1. 点検項目一覧表

点検項目	対象部材	目的
磁粉探傷試験	横桁（主構交差部）	過年度で確認されたき裂と同様の部材について、き裂の探傷を目的とする
	主構トラス	過年度で確認された溶接不良と同様の部材について、溶接の健全性評価を目的とする
	横桁斜支持部材	補強部材の溶接部の健全性評価を目的とする
X線透過試験	横桁（主構交差部）	磁粉探傷試験の対象部材のうち、磁粉探傷試験ではき裂先端の確認が困難な箇所を対象に実施する
	既設当て板補強部	横桁の既設当て板補強部を対象に、母材のき裂状況確認を目的とする
過流探傷試験	縦桁（横桁交差部）	横桁（主構交差部）と同様なき裂の有無を探傷することを目的とする
コア分析	横桁（主構交差部）	ストップホール孔明け時に採取したコアを用いて、母材の材質の把握やき裂損傷要因の推定を目的に、破断面分析、成分分析、破壊分析を実施する

3. 調査結果の概要

試験結果の内、き裂の大きさに関する結果(磁粉探傷試験・X線透過試験・過流探傷試験)は次のとおり。

- ・ P12～P18 の全 6 径間を対象とした磁粉探傷試験の結果、全体の 47% (187 箇所)においてき裂を確認。
- ・ 損傷規模が比較的大きいき裂は P13～P16 径間の 4 径間に生じている。
- ・ 総き裂延長は、P13～P15 径間の 3 径間でその他径間の約 2 倍以上。
- ・ 大きく進展し先端が確認できないき裂は外主構 (G1 主構 1 箇所, G4 主構 3 箇所)のみで生じている。また外主構は中主構と比べ総き裂延長が約 4 倍である。

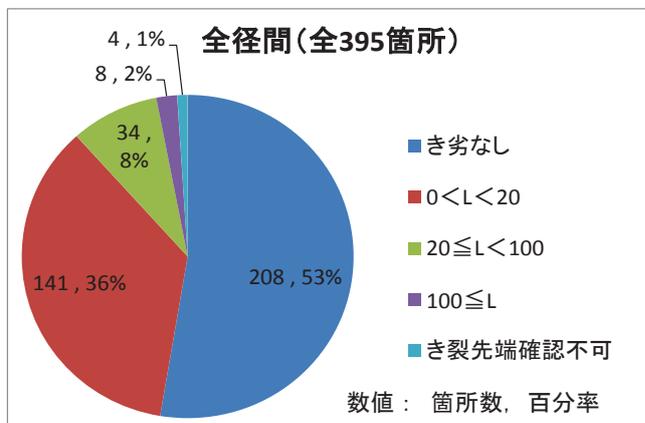


図 1. 磁粉探傷試験結果 (全 6 径間)



写真 3 大型き裂の状況

必要となった経費は、補強工事費を見込んでも 38 百何円であり、架け替えとの比は 836 : 1 である。近接目視点検の重要・有効性が再確認された。

4. 補強設計とまとめ

き裂進展状況の診断結果を受けて、横桁等の補修・補強設計を行う際の考え方は 図 2 のフローに従うこととした。

点検対象箇所全面に足場を設置しての大掛かりな作業となったが、

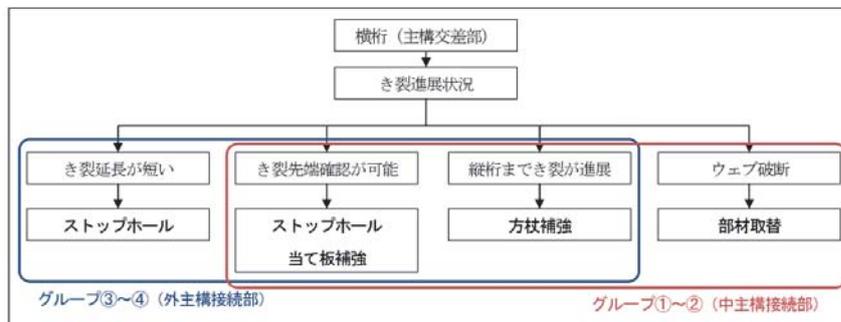


図 2. き裂診断結果と補修・補強設計

参考文献

- 1) <http://www.kkr.mlit.go.jp/road/shintoshikenkyukai/index.html>
- 2) 廣瀬, 増田, 坂野: 淀川大橋の補強設計, 第 67 回年次学術講演会, 2012.9
- 3) 新幸, 河野, 増田, 坂野: 淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析, 第 66 回年次学術講演会, 2011.9

淀川大橋の動的載荷試験および応力頻度測定 Dynamic Loading Test and Stress Measurements for the Yodogawa Bridge

報告

○ 一ノ瀬 伯子^{ルイサ*} 増田 寛四郎^{**} 夏秋 義広^{***} 坂野 昌弘^{****}
Luiza H. ICHINOSE Kannshirou MASUDA Yoshihiro NATSUAKI Masahiro SAKANO

ABSTRACT A series of studies and investigations were carried out with the objective of obtaining information concerning the evaluation and diagnosis of structural health conditions of aging bridges. Site measurements and inspections were carried out on an 85 years old truss bridge, at locations potentially prone to fatigue cracks, such as members repaired by steel plates welded to the original cross section. The present report focuses on the dynamic loading test and stress measurement under traffic load. Considerations on fatigue life were also made.

Keywords: 動的載荷試験, 応力頻度測定, 疲労寿命, トラス橋

Dynamic loading test, stress measurement, fatigue, truss bridge

1. はじめに

国土交通省大阪国道事務所管内には、昭和初期に建設され、既に 80 年以上供用され続けて高齢化を迎えた橋梁が数橋存在する。これら橋梁の材料および構造特性は、昭和 40 年代の団塊の世代の橋梁群とは異なっており、しかも記録がほとんど残っていない。これらの橋梁に対しても長寿命化対策を進めていく必要がある。

本報告は、今後の長寿命化を目指した維持管理方針案を策定することを目的として新都市社会技術融合創造研究会の活動の一環として立ち上げられた「高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト」の活動^{1)~7)}の一部を報告するものである。

昭和初期に建設され、約 85 年間供用されている淀川大橋(写真 1)のトラス橋部において、非破壊検査、載荷試験等の一連の試験を実施し、各部材の健全性を評価・診断を行うことによって、橋梁全体の劣化シナリオを作成するための資料を収集することにした。

本報告は一連の調査・検討の内、動的載荷試験および応力頻度測定について報告する。



写真 1 対象橋梁の外見

2. 試験および応力測定法

2. 1 測定位置の選定

対象橋梁は 1926 年に架設されており、30 径間で構成される、幅員 20.8m、橋長 723.3m の橋梁群である。中央部 6 径間は上路式鋼単純トラスである。2005 年の調査では、本橋梁の交通量は 20,000 台/12 時間を超え、大型混入率が 12.7% の重交通の通過を示しており、供用されている期間中、複数の補修・補強工事が行われてきた。

応力測定を実施した上路式鋼単純トラスの寸法を図 1 に示す。

*修士(工学) (社)日本非破壊検査工業会(〒101-0047 東京都千代田区内神田 2-8-1 3F)

**工修 国土交通省近畿地方整備局(〒536-0004 大阪市城東区今福西 2-12-35)

***工博 (社)日本橋梁建設協会(〒105-0003 東京都港区西新橋 1-6-11 9F) 特別会員

****工博 関西大学環境都市工学部(〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35) 第 2 種正会員

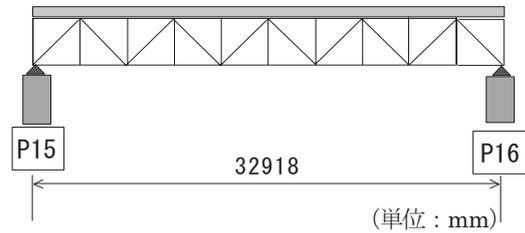
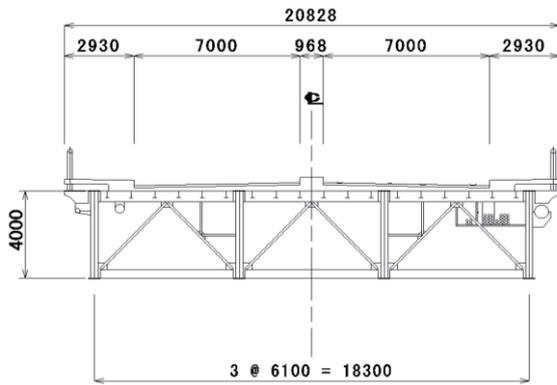


図1 一般図

過去に行われた補修・補強を中心に、疲労弱点部（主構ガセット、主構の補修・補強部、横桁、縦桁）の目視点検を行い、応力集中の疑いがある箇所を測定位置として選定した。選定した測定位置（A部～K部）（図2～4）で応力集中およびき裂などの疑いがある箇所にひずみゲージを取付け、動的载荷試験および応力頻度測定を実施した。

写真2に、補修・補強部の一例（A部）を示す。写真に示すトラスの格点部は、下弦材 L8・L9、鋼板による断面補強を有する斜材 D8、ガセットとの取合い部で当板補強された鉛直材 V9、部材を追加された斜材 D9 により構成されている。この状況は複雑な応力状態を発生させ、応力集中の原因になると思われる。

断面方向の測定位置は以下の図2に示す。図3には、主構トラス G1 および G4 の測定位置を示しており、図4には、床組の測定位置を示す。

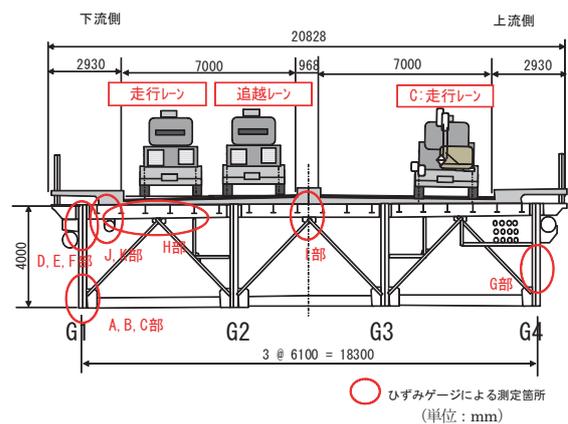


図2 測定位置および载荷位置

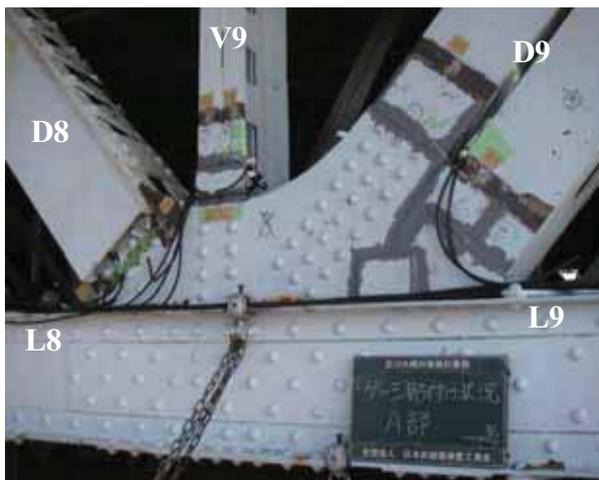


写真2 補強部の一例（G1 トラス下流側—A部）

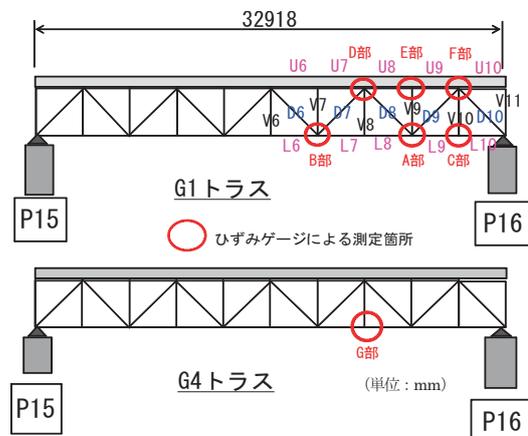


図3 主構トラス測定位置

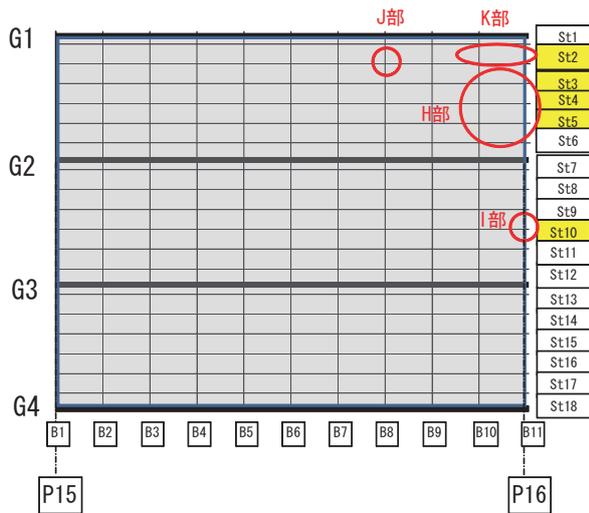


図4 床組測定位置

合計 52 枚の単軸ゲージ(FLA-3-11-1LT), 4 枚の 3 軸ゲージ(FRA-3-11-1LT)を測定位置 (A 部~K 部) の計測箇所へ貼付け、ひずみの測定を行った。き裂の疑いがある箇所では、3 軸ゲージを使用した。表-1 に応力測定実施箇所とそれぞれのゲージの種類および枚数を記す。

図 5 に主構トラス G1 (下流側) のゲージ取付け位置をゲージ貼付け位置の一例として示す。斜材 D9 の両端に 3 軸ゲージを設置した。

床組みについては、図 6 に横桁 B8 の一例を示す。図に示す箇所では、横桁 B8 の下フランジが損傷を受けているため、当板を溶接することによって、補強されている。

表-1 応力測定実施箇所

測定位置	ひずみゲージ枚数	部材
A部	単軸@10枚, 3軸@1枚	斜材 (D8, D9) ・ 鉛直材 (V9) (下弦材側)
B部	単軸@12枚	斜材 (D7) ・ 鉛直材 (V7) (下弦材側)
C部	単軸@2枚	鉛直材 (V10) (下弦材側)
D部	単軸@2枚	斜材 (D8) (上弦材側)
E部	単軸@4枚	鉛直材 (V9) (上弦材側)
F部	単軸@1枚, 3軸@1枚	斜材 (D9) (下弦材側)
G部	単軸@1枚	鉛直材 (V8) (下弦材側・G4桁)
H部	単軸@10枚	縦桁 (St2~St5)
I部	3軸 1枚	縦桁 (St10)
J部	単軸@7枚, 3軸@1枚	横桁 (B8終点側)
K部	単軸@2枚	横桁 (B8起点側)

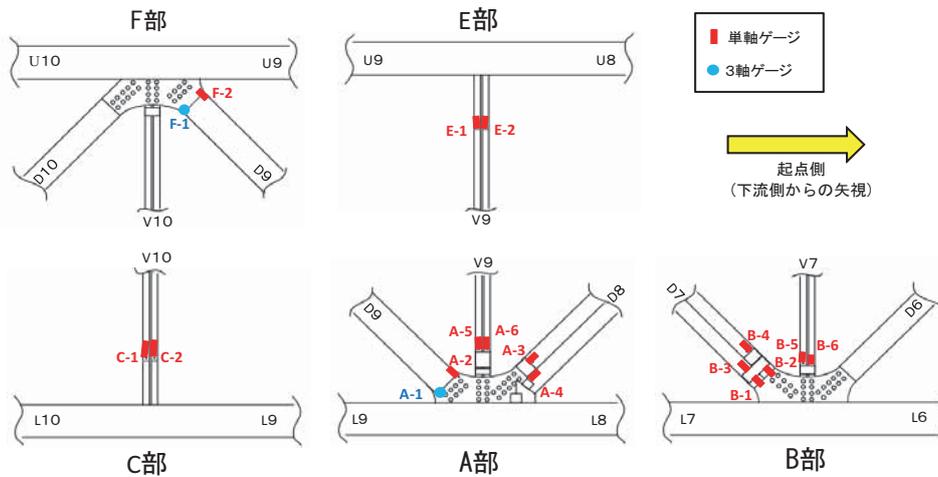


図5 ゲージ取付け位置の一例 (主構トラス G1-下流側)

さらに、その下フランジには、配管を支える金具が取り付けられている。目視点検で、横桁 B8 の腹板 (St2 下フランジ付近) にき裂が確認された。

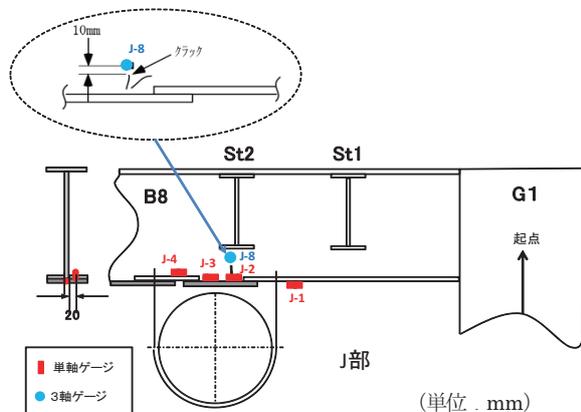
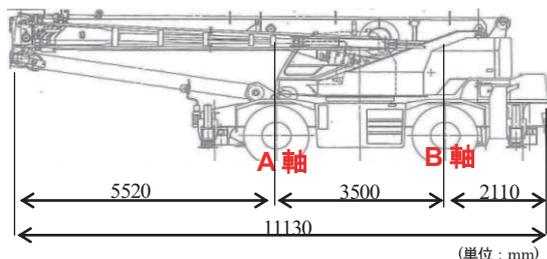


図6 ゲージ貼付位置一例 (横桁 B8)



	A軸	B軸	合計
軸重 (自重+乗員)	13250kg	13245kg	26495kg

図7 試験車寸法および軸重

2. 2 動的載荷試験

動的載荷試験は図7に示す試験車両を図2に示す位置を走行させ (約 50km/h), ひずみゲージによる応力測定を行った。

動的載荷試験は一般車両が少なく, また気温変化の小さい時間帯である夜間に実施した。

2. 3 応力頻度測定

応力頻度測定は耐荷力照査, 疲労照査を目的として実施した。耐荷力照査については, 「応力頻度測定要領 (案)」⁸⁾に基づいて, 一般車両通行時の 72 時間の記録データより応力頻度分析のピークバレー法を用いて評価した。

疲労照査については, 同条件下 (一般車両通行時, 72 時間記録) のデータよりレインフロー法を用いて累積疲労被害則 (マイナー則) により疲労寿命を疲労設計曲線⁹⁾を用いて評価した。動的載荷試験および応力頻度測定については 0.005 s 毎にデータのサンプリングを行った。計測されたひずみは, 新・旧部材と関係なく, 一定の弾性係数, 200GPa, を用いて応力に換算した。

3. 計測結果および考察

3. 1 動的載荷試験

動的載荷試験の結果の一部を表-2 に記す。主構トラス部材については, 斜材および鉛直材の最大値は, とともに試験車下り走行レーン走行時に測定された (斜材 D9, $\sigma=13.5\text{MPa}$; 鉛直材 V9, $\sigma=10.7\text{MPa}$)。

床組については, 試験車下り走行レーン走行時に最大応力が測定された (縦桁 St4, $\sigma=6.2\text{MPa}$; 横桁 B8, $\sigma=14.4\text{MPa}$)。

表-2 動的載荷試験および応力頻度測定結果

		動的載荷試験 (MPa)	応力頻度測定 (MPa)	疲労寿命 (年) (等級区分H')
斜材	D9	(引張)	13.5	1001
		(圧縮)	-0.6	
鉛直材	V9	(引張)	9.1	∞
		(圧縮)	-6.7	
縦桁	St4	(引張)	6.2	4373
		(圧縮)	-1.1	
横桁	B8	(引張)	14.4	522
		(圧縮)	-2.5	

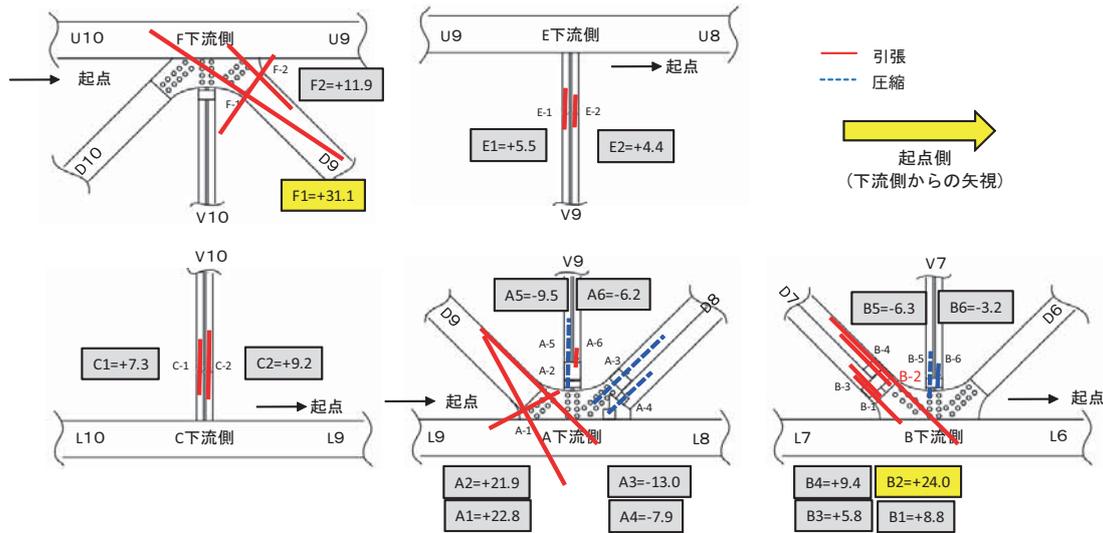


図8 応力頻度測定結果の一例 (トラス, 最大応力度)

3.2 応力頻度測定

個々の部材において、一般車両通行時の72時間計測を行った結果の一例を図8に示す。図8は、今回の計測で測定された最大応力発生時の応力を示し、最大応力は、斜材D9上弦材側 ($\sigma = 31.1\text{MPa}$, 引張) および D7下弦材側 ($\sigma = 24.0\text{MPa}$, 引張) で測定された。鉛直材の最大値については、鉛直材V9で最大引張応力、 $\sigma = 19.8\text{MPa}$ および最大圧縮応力 $\sigma = -12.88\text{MPa}$ が発生した。

斜材D9の上弦材側(F1)および下弦材側(A1)では、3軸ひずみゲージにより求めた主応力を示している。これら主応力は部材軸と平行ではなく、き裂が生ずる可能性が高い方向を示している。

床組では、図9に示す通り、添加物を支えている横桁B8の補強板溶接部近傍(測定点J3)で $\sigma = 31.3\text{MPa}$ (引張) が発生し、縦桁についてはSt4で最大応力 $\sigma = 21.0\text{MPa}$ (引張) が計測された。St2下フランジ付近のき裂先端では、主応力がき裂と同様な方向に発生していることが分かる。

図10および図11は、それぞれ、斜材D9(ゲージF1)および横桁当板補強部(ゲージJ3)の最大応力が発生した時の波形を示す。

図11では、通過した車両の車軸が2つの大きなピークとしてグラフに現れている。床組の一部である横桁は、輪荷重に敏感であることが分かる。一方、主構トラスでは、輪荷重は分散して現れる(図10)。

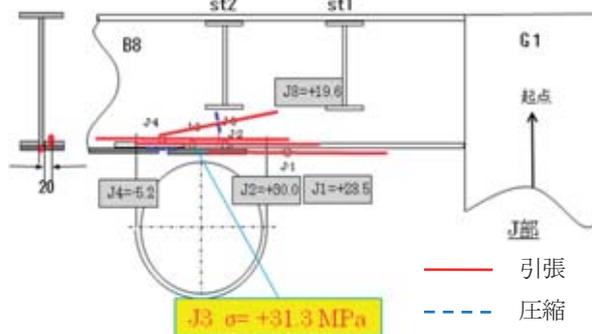


図9 応力頻度測定結果の一例
(横桁補強部, 最大応力度)

一般車両下で実施した72時間の応力測定による応力頻度は、図12・13に示すようなヒストグラムで表し、一般車両による応力の最大・最初値、応力振幅などを求める。図12・13は測定点J3のヒストグラムを示す。

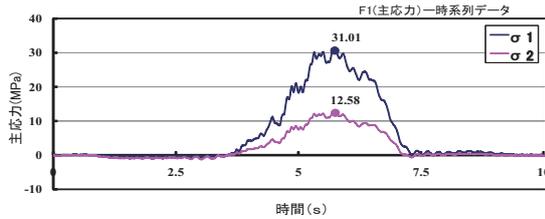


図10 応力頻度測定結果の一例
最大応力 (斜材 D9, ゲージ F1)

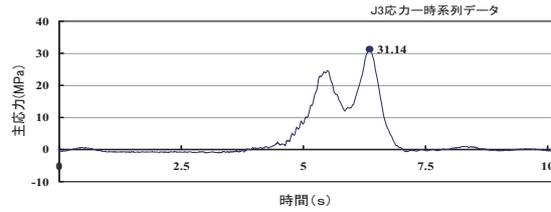


図11 応力頻度測定結果の一例
最大応力 (縦桁当板部, ゲージ J3)

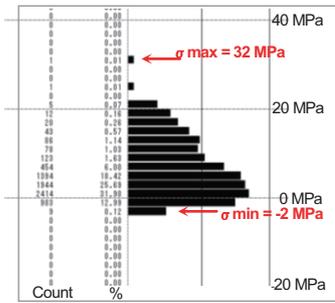


図12 ピーク・バレー法による応力頻度分布図
(測定点 J3)

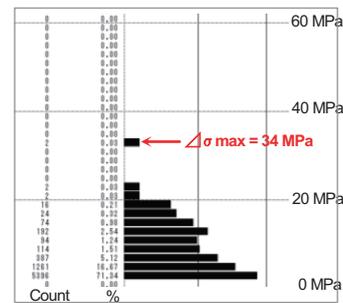


図13 レインフロー法による応力頻度分布図
(測定点 J3)

相対比較のために、測定データを基に、最も低い疲労等級区分の疲労曲線 (H') を用いて疲労寿命を算出した。個々の部材の疲労寿命は表-2 に示す通りであった。最も短い疲労寿命は、B8 横桁の補強板溶接部近傍 (図9) の522年であった。

4. 結論

過去に行われた補修・補強部を中心に、主構トラス部材および床組の目視検査を行い、応力集中が懸念される箇所での応力測定を実施した。試験車走行による動的載荷試験および応力頻度測定を行った結果、選定した部材の内、主構トラス斜材 D9 および D7 の補強部付近で比較的大きな応力が活荷重載荷時に発生することが明らかになった。

また、床組では、横桁 B8 の補強材付近にも、比較的大きな応力が測定された。今回の計測した測定点の内、これら箇所は構造上弱点となると考えられ、早急な疲労強度特性の把握と欠陥の進展状況を確認する必要がある。

【参考文献】

1) 坂野：高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト，第 66 回土木学会年次学術講演会，CS7-004，2011.9

2) 夏秋，河野，増田，坂野：淀川大橋の腐食状況調査，第 66 回土木学会年次学術講演会，CS7-005，2011.9
3) 新幸，河野，増田，坂野：淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析，第 66 回土木学会年次学術講演会，CS7-006，2011.9
4) Ichinose，増田，坂野：淀川大橋の動的載荷試験および応力頻度測定，第 66 回土木学会年次学術講演会，CS7-007，2011.9
5) 水野他：当板溶接補修部を有する鋼桁試験体の疲労実験，第 66 回土木学会年次学術講演会，CS7-008，2011.9
6) 夏秋，増田，河野，坂野：淀川大橋の腐食状況調査，鋼構造シンポジウム 2011，2011.11 (発表予定)
7) 河野，増田，夏秋，坂野：淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析，鋼構造シンポジウム 2011，2011.11 (発表予定)
8) (財)道路保全技術センター：応力頻度測定要領 (案)，1996.3
9) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3

淀川大橋補修・補強後の動的載荷試験および応力頻度測定 Dynamic Loading Tests Carried out After Repair Works of the Yodogawa Bridge

○ 一ノ瀬 伯子ルイサ* 夏秋 義広** 増田 寛四郎*** 坂野 昌弘****
Luiza H. ICHINOSE Yoshihiro NATSUAKI Kanshirou MASUDA Masahiro SAKANO

ABSTRACT As a result from a series of site measurements and inspections carried out with the objective of evaluating the structural health on an 85 years old truss bridge, repair works were executed at locations having inadequate structural details, defective welding or cracks. To verify the effectiveness of the repair works, dynamic loading test and stress measurement under traffic load were carried out. The results of the measurements were compared to that obtained in the former year, before the execution of the repair works. Considerations on fatigue life were also made.

Keywords: 動的載荷試験, 応力頻度測定, 疲労寿命, トラス橋
Dynamic loading test, stress measurement, fatigue life, truss bridge

1. はじめに

淀川大橋は1926年に架設されており、幅員20.8m、橋長723.3mの30径間の内、中央部6径間が上路式鋼単純トラスである。2005年の調査では、本橋梁の交通量は20,000台/12時間を超え、大型車混入率が12.7%であることが記録されている。



写真1 対象橋梁の外見

供用80年を超えた淀川大橋の長寿命化対策として、「高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト」の初年度(平成22年度)に得られた調査結果^{1)~5)}を基

に作成した劣化シナリオに対して一連の検討を行い、補修工事⁶⁾が実施された。本論文は、補修効果の検証を目的として実施した動的載荷試験および応力頻度測定について報告するものである。

2. 補修内容

平成22年度の調査から作成した2つの劣化シナリオ、主構トラス部材の劣化および床組の劣化による橋梁の短命を想定し、調査で明らかになった問題箇所の補修を検討した。その結果として長寿命化を図るための補修工事⁶⁾が実施された。

主構トラス部材には過去に補修工事が実施されており、旧部材と取り替え部材の接合は図1に示すように複雑な構成となっている。溶接部の亀裂の疑いがある箇所では、X線透過試験を行った。その結果の一例が図1に示されている。試験の結果、図内の断面予想図に示す通り、当板補強の裏側にある溶接および旧部材のガセットと当板の溶接がほぼ全線不溶着になっていることが明らかになった。このような箇所につい

*修士(工学)(一社)日本非破壊検査工業会(〒101-0047 東京都千代田区内神田2-8-1 3F)

**工博(一社)日本橋梁建設協会(〒105-0003 東京都港区西新橋1-6-11 9F) 特別会員

***工修 国土交通省近畿地方整備局 大阪国道事務所(〒536-0004 大阪市城東区今福西2-12-35)

****工博 関西大学環境都市工学部 都市システム工学科(〒564-8680 大阪府吹田市山手町3-3-35) 第2種正会員

て、図2に示すような補強を実施した。

床組について、図3に示す通り、前年度の調査で亀裂が検出された B8 横桁の補強を行った。

これら箇所について、補強効果の検証を目的

として載荷試験および応力頻度測定を実施した。
その内容を以下に報告する。

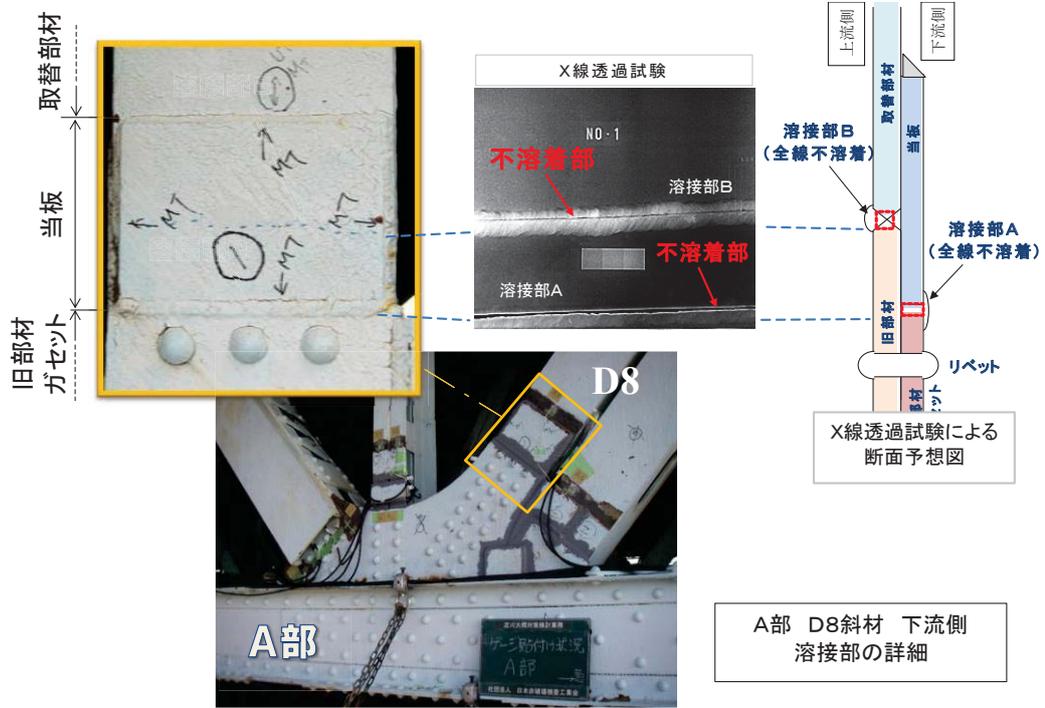


図1 溶接部詳細の一例



図2 補強の一例 (主構トラス G1 下流側 A 部)



図3 補強の一例 (B8 横桁 J 部)

3. 試験および応力測定法

3.1 測定位置の選定

前年度に実施した一連の調査から作成した劣化シナリオでクリティカル部材として判断され、補強された主構のトラス部材および床組の横桁の補強箇所付近で応力測定を行った。測定位置を図4～図6に示す。

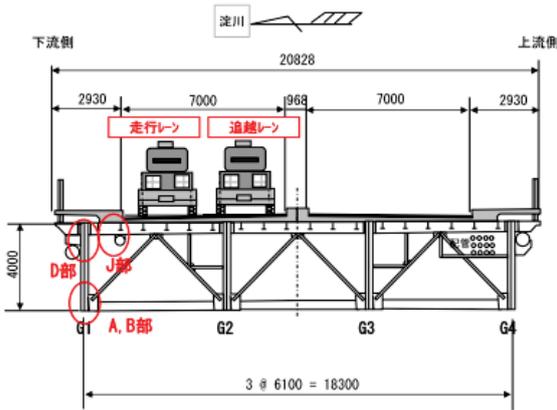


図4 測定位置および荷重位置

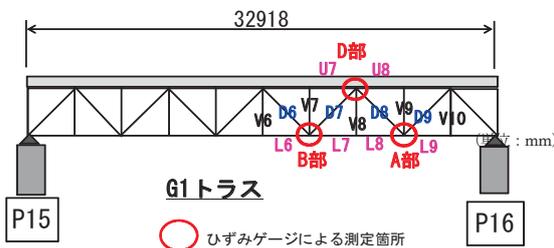


図5 主構トラス測定位置

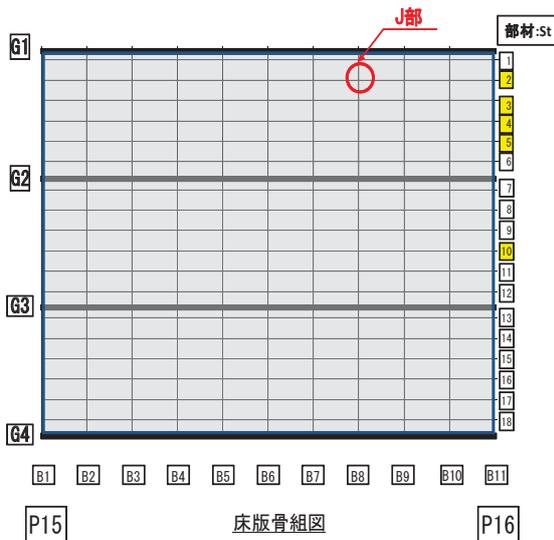


図6 床組測定位置

主構トラスでは、補強を実施した箇所、図4および図5に示主構トラスG1の下弦材のA部およびB部、上弦材のD部を測定位置として選定した。

床組では、B8横桁・St2縦桁の交差部付近のB8横桁の下フランジ部(J部)にひずみゲージを設置した。

測定位置については、前年度(補強前)の応力測定を実施した同一箇所にひずみゲージを設置した。補強工事の際に補強材と重なる測定点については、補強を実施した後に、補強前の測定点にできるだけ近い位置にひずみゲージを設置した。補強前と補強後の計測位置の一例を図7に示す。両図に示すA部では、補強のため、鉛直材V9のA-5およびA-6、斜材D8のA-3のひずみゲージは補強後に新たな位置に設置された。

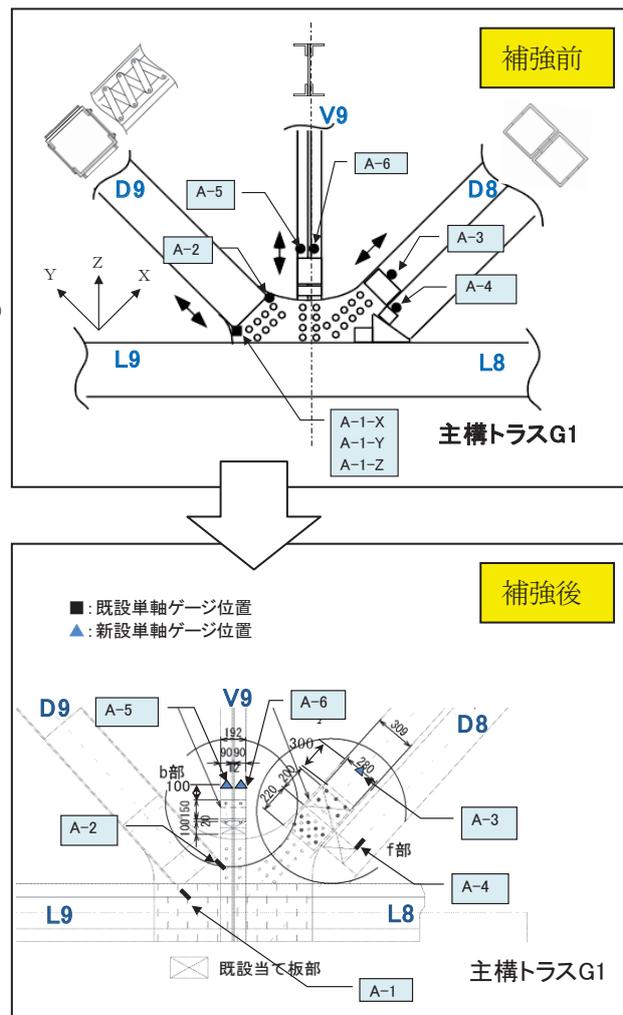


図7 A部—補強前および補強後のゲージ位置

合計 28 枚の単軸ゲージ(FLA-3-11-1LT), 1 枚の 3 軸ゲージ(FRA-3-11-1LT)を測定位置 (A 部, B 部, D 部) の計測箇所にて貼付け, ひずみの測定を行った. 3 軸ゲージは B8 横桁で亀裂が検出された箇所に設置した. 表-1 に応力測定実施箇所とそれぞれのゲージの種類および枚数を

記す.

図 8 に主構トラス G1 (下流側) のゲージ取付け位置をゲージ貼付け位置の一例として示す. 図 9 には, B8 横桁の一例を示す.

表-1 応力測定実施箇所 (補強後)

測定位置	ひずみゲージ枚数	部材
A部	単軸@11枚	斜材 (D8, D9) ・ 鉛直材 (V9) (下弦材側)
B部	単軸@12枚	斜材 (D7) ・ 鉛直材 (V7) (下弦材側)
D部	単軸@2枚	斜材 (D8) (上弦材側)
J部	単軸@3枚, 3軸@1枚	横桁 (B8終点側)

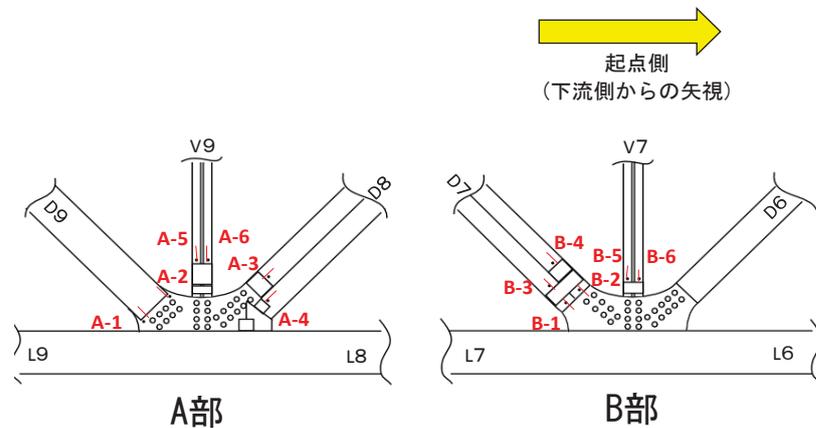


図 8 ゲージ貼付位置の一例 (主構トラス G1-下流側, 補強後)

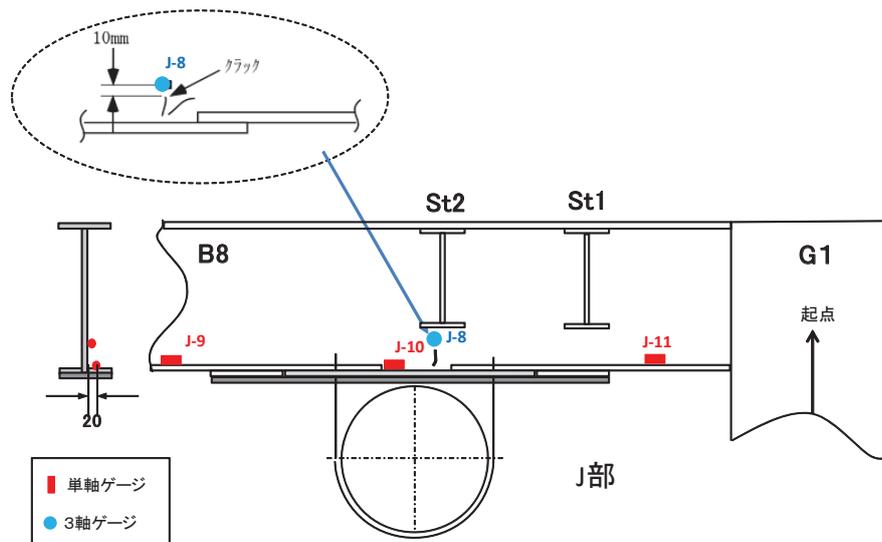


図 9 ゲージ貼付位置一例 (横桁 B8, 補強後)

3. 2 動的載荷試験

動的載荷試験は図 10 に示す試験車両を図 1 に示す走行レーンおよび追越しレーンを走行させ (約 40km/h), ひずみゲージによる応力測定を行った. 動的載荷試験は一般車両が少なく, 気温変動が比較的小さい夜間に実施した.

図 10 に示す通り, 補強前の載荷試験と補強後の載荷試験に使用した車両の重量および軸重は若干異なる.

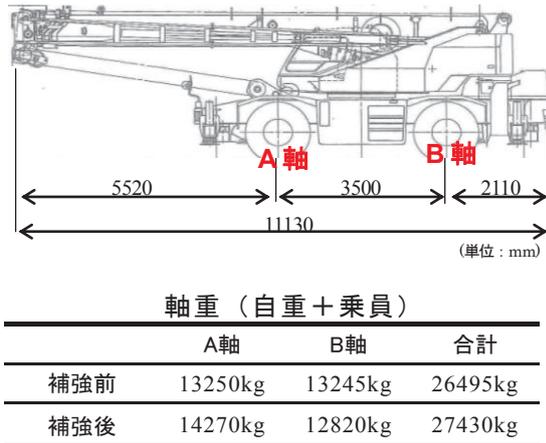


図 10 試験車寸法および軸重

3. 3 応力頻度測定

応力頻度測定は補強工事の実施後に行い, 補強効果の検証を目的として補強前の測定結果⁴⁾と比較した. 補強前の測定値としては, 前年度実施した載荷試験および応力頻度測定の測定結果を用いた.

応力頻度測定は, 「応力頻度測定要領 (案)」に基づき, 一般車両供用下で平日の 72 時間の応力測定を行った. 計測したデータより応力頻度分析を行い, 疲労寿命を評価した.

4. 計測結果および考察

4. 1 動的載荷試験

図 11 に補強前および補強後の動的載荷試験の結果を比較する. 補強を実施した斜材の応力 (図内, A-3, A-4, A-7, A-8, B-1~ B-4, B-7~ B-10, D-1, D-2) については, 補強部の応力が計測できなかったため当然であるが, 補強前後で大きな変化はみられなかった. その内, 最も大きな応力値を示した B-2 では補強前最大応力度: 11 N/mm², 補強後最大応力度: 10 N/mm², B-9 でも補強前最大応力度: 9 N/mm², 補強後最大応力度: 8 N/mm² とほとんど変化は

みられない.

新に設けた測定位置 (グラフ横軸, □内で示す) では比較的低い応力が観測されたが, やはり補強前後でほとんど違いはみられなかった. (最大応力: B-4, 補強前最大応力: 4 N/mm², 補強後最大応力: 3 N/mm²).

一方補強部で応力が計測された横桁については, 最大引張応力は下フランジ (J-10) で発生し, 図 3 に示すように補強前の応力値と比較するとその値は約 40%低下した (補強前最大応力: 14 N/mm², 補強後最大応力: 8 N/mm²).

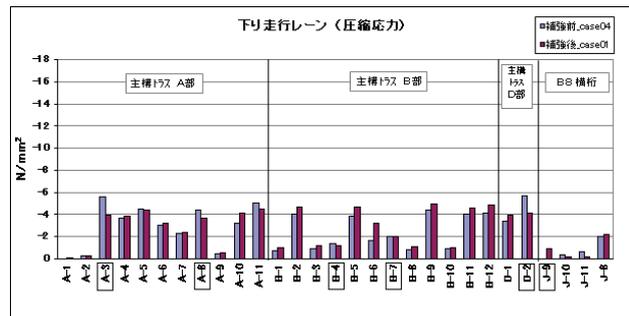
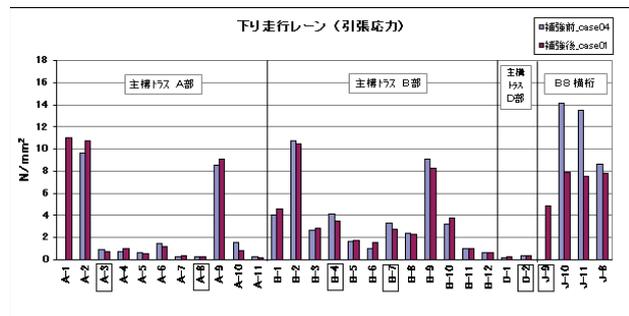


図 11 補強前・補強後の応力値の比較

4. 2 応力頻度測定

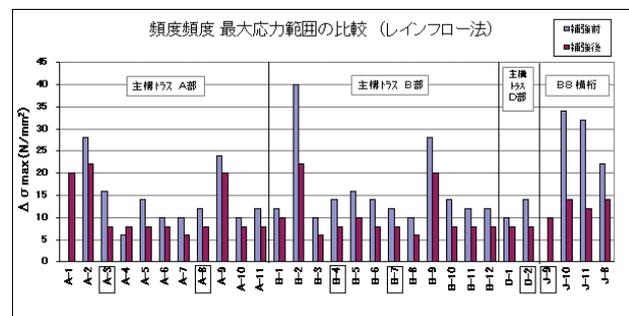


図 12 補強前・補強後の応力範囲の比較

図 12 は個々の測定位置で補強前および補強

後の応力頻度測定で観測された最大応力範囲を比較している。図 12 に示す通り、応力範囲は全体的に低下したと見られる。特に B8 横桁の応力範囲は著しく低下している。破損していた下フランジの当板補強の計測位置 (J-10) での

応力範囲は補強前の $\Delta \sigma = 34 \text{MPa}$ から補強後の $\Delta \sigma = 14 \text{MPa}$ へと約 60% 低下した。補強板の両端のゲージ (J-9, J-11) も同様な傾向の応力範囲を示した。

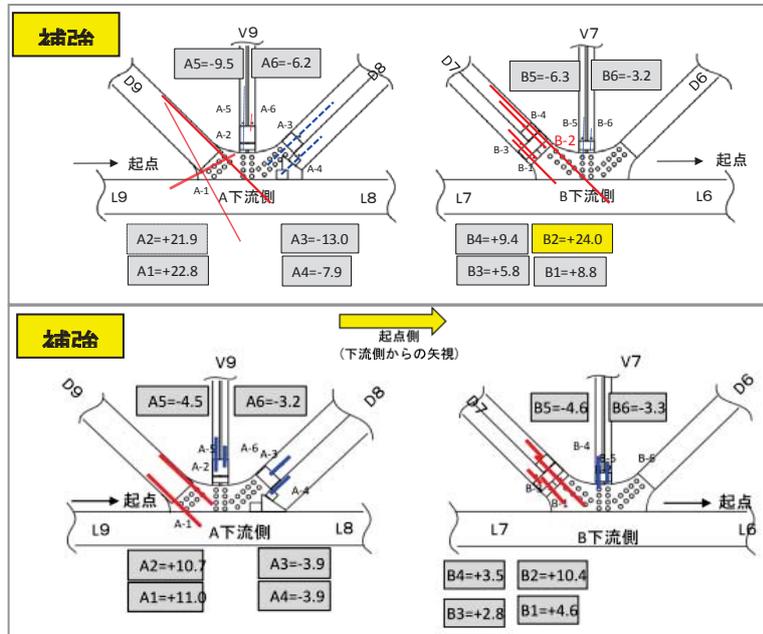


図 13 補強前・補強後の応力頻度測定結果の一例 (トラス, 最大応力度)

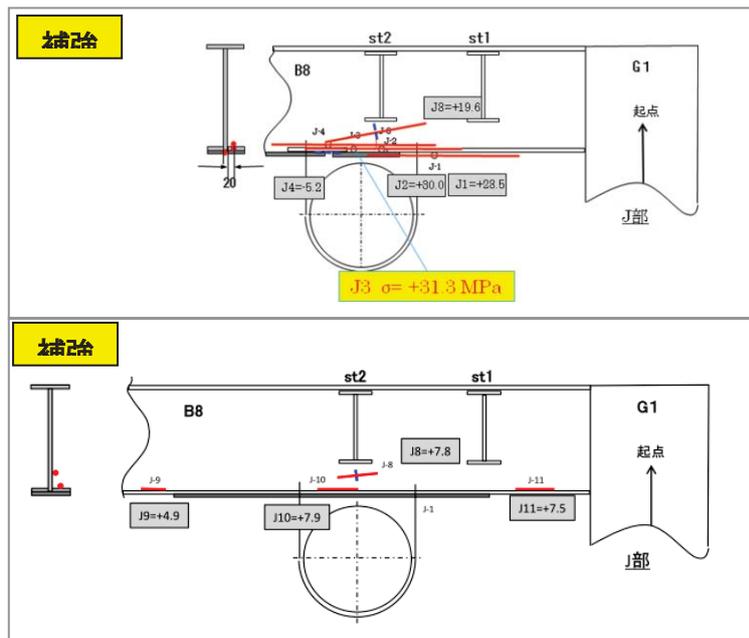


図 14 補強前・補強後の応力頻度測定結果の一例 (横桁補強部, 最大応力度)

表-2 補強前・補強後の疲労寿命の比較

部材箇所	測点	補強前			補強後		
		レインフロー法 最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$ (N/mm ²)	等価応力範囲 $\Delta\sigma_{eq}$ (N/mm ²)	疲労寿命 (年)	レインフロー法 最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$ (N/mm ²)	等価応力範囲 $\Delta\sigma_{eq}$ (N/mm ²)	疲労寿命 (年)
斜材D7	B-1	12	-	∞	10	8	∞
	B-2	40	12	537	24	11	805
	B-3	10	-	∞	6	-	∞
	B-4	14	-	∞	8	8	∞
縦桁ST2 横桁B8	J-9	-	-	-	10	8	∞
	J-10	34	12	522	14	9	∞
	J-11	32	12	575	12	9	∞
	J-8	22	10	2210	14	10	∞

応力頻度測定で観測された活荷重応力度は低く、その大半が疲労の打ち切り限界以下であった。一般車両通行時の72時間計測を行った結果の一例を図13 および図14に示す。

補修後の応力頻度測定結果を基に疲労寿命の評価を行った。測定値の溶接部の一例を図1に示しているが、突合せ溶接では全幅に渡って不溶着部が見られるなど、疲労設計指針に示す継手の強度等級⁸⁾に該当するものが見当たらないため、疲労寿命の算出には、最も不利な強度等級であるH'等級と仮定して疲労寿命を評価した。

疲労寿命を算出した結果の一部を表-2に示す。表に示すとおり、補強部以外の応力が計測された主構トラス部材では当然であるが、疲労寿命はほとんど変わらず、局部的な補強により、他の部材が影響を受けていることが確認された。

横桁については、横桁下フランジで最も短い補強前の寿命500年程度が補強後には ∞ となり、大幅に長寿命化されたことが確認された。

5. 結論

本研究により得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) トラス主構部材 補強部材のみの応力は補強前後でほとんど変わらず、局部的な補強が他部材に悪影響を及ぼしていないことが確認された。
- (2) 横桁下フランジでは、補強前後で応力範囲も低下し、大幅な疲労耐久性の向上効果が確認された。

【参考文献】

- 1) 坂野：高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト，第66回土木学会年次学術講演会，CS-7-004，2011.9.
- 2) 夏秋，坂野，増田，河野：淀川大橋の腐食状況調査，鋼構造年次論文報告集，第19巻，pp.651-656，2011.11.
- 3) 河野，夏秋，増田，坂野：淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析，鋼構造年次論文報告集，第19巻，pp.657-664，2011.11
- 4) Ichinose，坂野，増田，夏秋：淀川大橋の動的載荷試験および応力頻度測定，鋼構造年次論文報告集，第19巻，pp.665-670，2011.11
- 5) 水野他：当板溶接補修部を有する鋼桁試験体の疲労実験，第66回土木学会年次学術講演会，CS-7-008，2011.9.
- 6) 広瀬，増田，坂野：淀川大橋の補強設計，第67回土木学会年次学術講演会，CS-5-007，2012.9.
- 7) 新幸，森本，増田，坂野：淀川大橋の補修工事に適用した非破壊検査，第67回土木学会年次学術講演会，CS-5-008，2012.9.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋の疲労設計指針，H14.3.

淀川大橋横桁および縦桁端部の実働応力計測

Stress Measurements on Transverse Beams and Longitudinal Beams End of the Yodogawa Bridge

○ 一ノ瀬 伯子^{ルイザ*} 夏秋 義広^{**} 増田 寛四郎^{***} 坂野 昌弘^{****}
 Luiza H. ICHINOSE Yoshihiro NATSUAKI Kanshirou MASUDA Masahiro SAKANO

ABSTRACT As a result from a series of site measurements and inspections carried out with the objective of evaluating the structural health on an 85 years old truss bridge, repair works were executed at locations having inadequate structural details, defective welding or cracks. After detailed inspections at the longitudinal-to-transverse beam connections, dynamic loading test and stress measurement under traffic load were carried out to investigate the structural behavior of the transverse beams and longitudinal beam ends. Considerations on fatigue life were also made.

Keywords: 動的載荷試験, 応力頻度測定, 疲労寿命, 縦桁・横桁接合部, トラス橋
Dynamic loading test, stress measurement, fatigue life, longitudinal-to-transverse beam connection, truss bridge

1. はじめに

1926年に架設された淀川大橋は、幅員20.8m、橋長723.3mの30径間の橋梁である。2005年の調査では、本橋梁の交通量は20,000台/12時間を超え、大型車混入率が12.7%であることが記録されている。供用80年を超えた淀川大橋の長寿命化を目的として、平成22年から「高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト」の一環として一連の現地調査^{1)~7)}を実施してきた。

淀川大橋の中央部の6径間は、高さ4.0m、支間32.918mの上路式鋼単純トラス橋で構成され、その床組の縦桁と横桁の接合部に複数のき裂が過去の調査で確認されており、緊急性の高い箇所については平成24年度に補修工事が実施された。その年に中央部の6径間のトラス橋を対象として横桁と縦桁の接合部の全箇所でき亀裂の調査が実施された。調査対象となった上路式鋼単純トラス橋の側面図および断面図を図-1に示す。

本稿は中央部の6径間の上路式鋼単純トラス橋の床組を構成する縦桁と横桁の挙動に着目し

て実施した動的載荷試験および応力頻度測定について報告するものである。

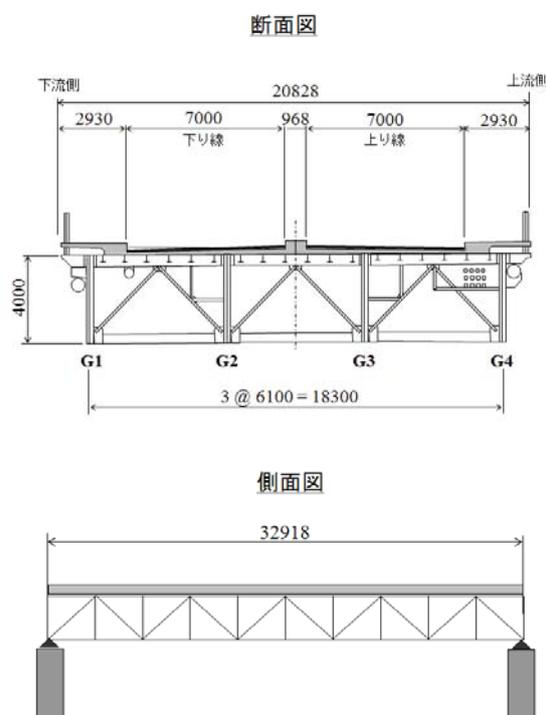


図-1 単純トラス橋

*修士 (工学) (社) 日本非破壊検査工業会 (〒101-0047 東京都千代田区内神田 2-8-1 3F)

**工博 (社) 日本橋梁建設協会 (〒105-0003 東京都港区西新橋 1-6-11 9F) 特別会員

***工修 国土交通省近畿地方整備局 (〒536-0004 大阪市城東区今福西 2-12-35)

****工博 関西大学環境都市工学部 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35) 第2種正会員

2. 測定位置

平成 24 年度に実施された縦桁および横桁の補修工事の際、中央部の 6 径間の単純トラスで全ての縦桁および横桁の交差部を対象に、横桁側ウェブ上下縁の表裏両面に対して点検を行い、き裂の調査を実施した。き裂の調査結果に基づいて、応力測定を実施する箇所を選定した。

図-2 に選定された応力測定範囲を、選定された 2 径間 P13-P14 径間および P14-P15 径間の磁粉探傷試験結果と応力測定箇所を図-3 に示す。測定場所として、磁粉探傷試験の結果「き

裂無し」と判定された P13-P14 径間の B9 横桁と、1 箇所では長さ 10mm のき裂が確認された P14-P15 径間の B8 横桁を選定した。縦桁については、P13-P14 径間の P14 橋脚上の端横桁に接合され、レーン位置から輪荷重直下となる縦桁を選定した。

P13-P14 径間の G3-G4 主構トラス間の横桁ではき裂が検出されなかった。ここでは過去に大掛かりな補修工事が実施されたため、これらの箇所の横桁にき裂が発見されなかったものと思われる。



図-2 応力測定範囲

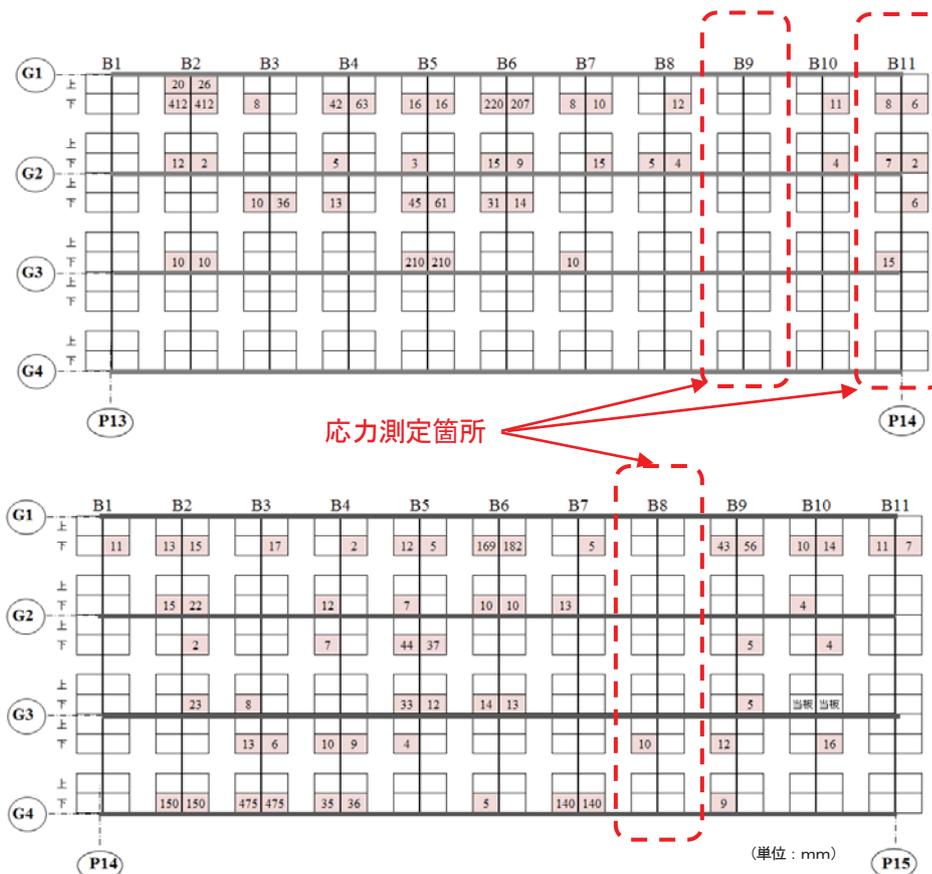


図-3 磁粉探傷試験結果—数字はき裂長 (P13-P14 径間, P14-P15 径間)

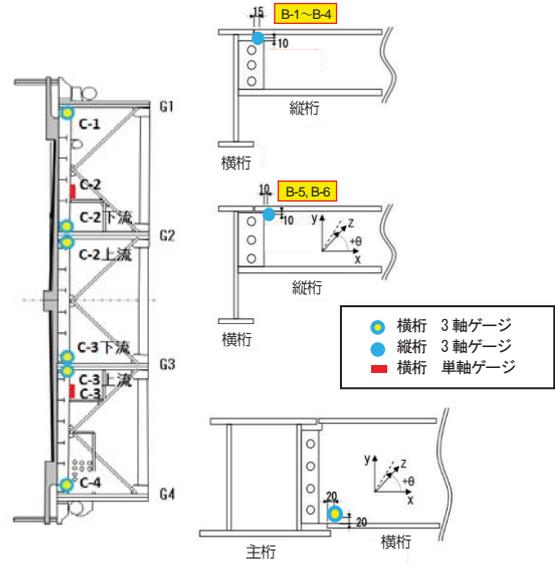
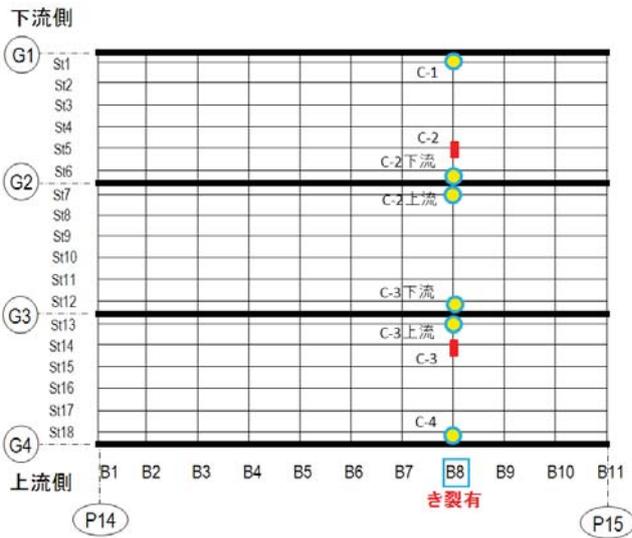
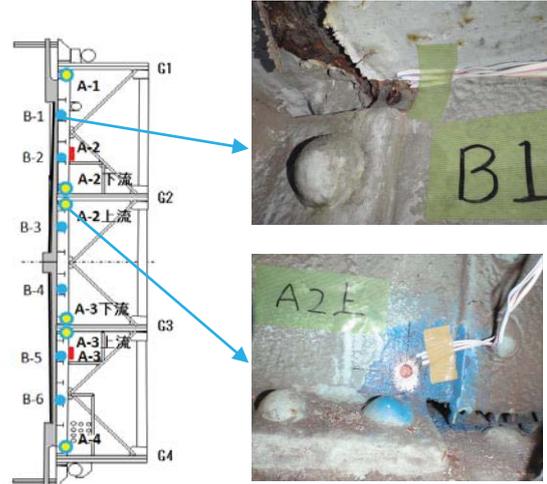
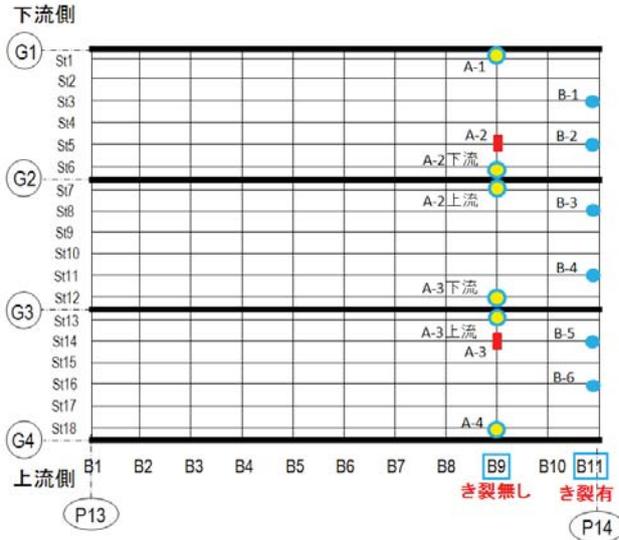


図-4 応力測定位置

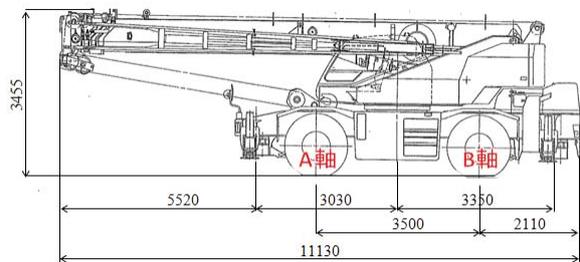
3. 載荷試験および応力頻度測定

平成 24 年度に実施した横桁・縦桁の接合部の調査を踏まえて、比較的健全な横桁および縦桁を選定し応力測定を行った。図-4 にひずみゲージによる応力測定位置を示す。

3.1 動的載荷試験

動的載荷試験は図-5 に示す試験車両を図-6 の通り、走行車線および追越し車線を走行させ(約 40km/h)、ひずみゲージによる応力測定を実施した。動的載荷試験は一般車両が少なく、気温変化が比較的小さい夜間に実施した。

載荷試験車両の走行ルートを図-7 に示す。



	A軸	B軸	計
軸重 (自重+乗員)	14180kg	12670kg	27430kg

図-5 試験車

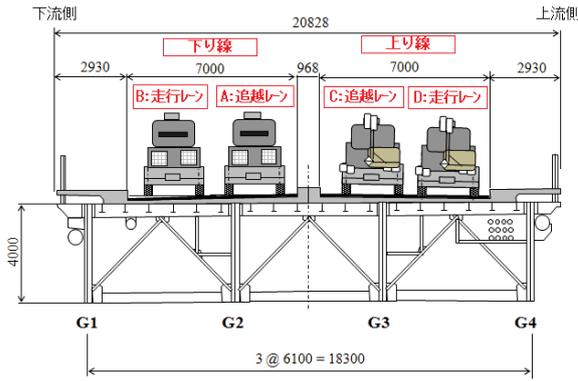


図-6 荷重位置

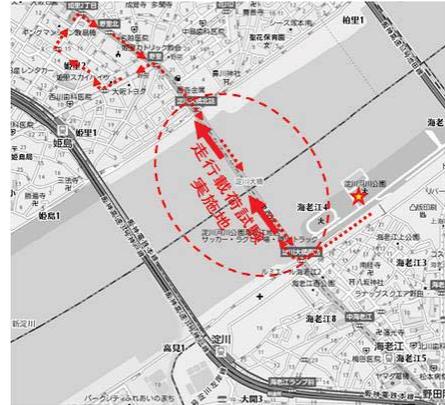


図-7 荷重試験車両走行ルート

3. 2 応力頻度測定

動的荷重試験を実施した後、「応力頻度測定要領（案）」⁸⁾に基づいて、一般車両供用下での平日 72 時間の応力測定を実施し、応力頻度分析を行った。

4. 計測結果および考察

4. 1 動的荷重試験

動的荷重試験で計測された縦桁・横桁の最大・最小応力度とその発生位置をそれぞれ図-8 および図-9 に示す。

走行試験の測定結果から、図-8 に示す通り、

縦桁での応力度の最大値は、下り線の追越し車線走行時において、輪荷重直下に位置する St8 縦桁が B11 横桁と接合する桁端部側で観測された ($\sigma=51.6\text{N/mm}^2$)。一方、応力度の最小値は下り線の走行車線通過時にやはり輪荷重直下の St5 で発生した ($\sigma=-21.4\text{N/mm}^2$)。同じような個所で+-正反対の応力が発生した理由については、図-10 に示す応力波形で明らかのように、車輪の通過に伴いせん断の向きが逆転するためと考えられる。

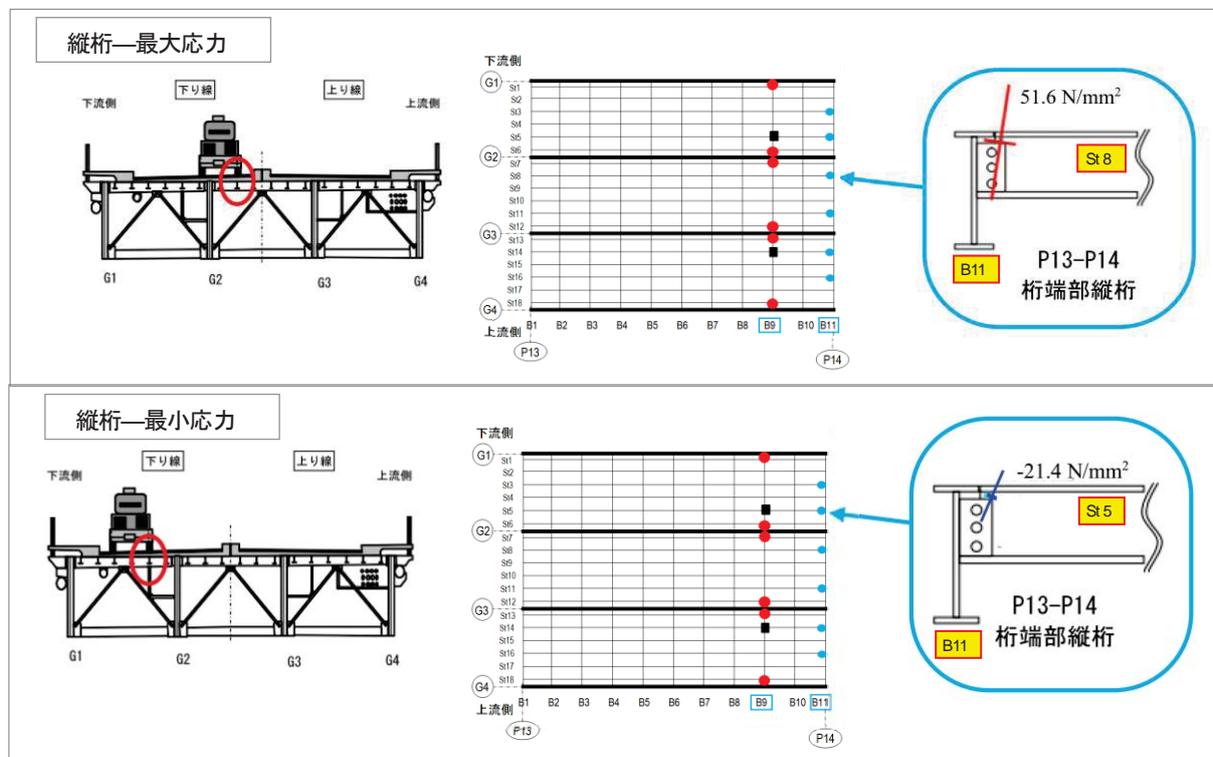


図-8 動的荷重試験結果の一例（縦桁応力最大・最小）

全体的には、輪荷重直下の縦桁が最も大きい応力を示し、走行車線については、上り線より下り線走行、走行車線より追越し車線走行が大きい応力が発生する傾向が見られた。

横桁については、最大応力は、上り線の走行車線走行時において、B8横桁のG3トラス上

流側の接合部付近で $\sigma=15.5\text{N/mm}^2$ と比較的大きな変動応力が観測された(図-9)。この箇所では、ゲージ貼付け位置の裏面に10mmのき裂が確認されており、これに関係するものと推定される。

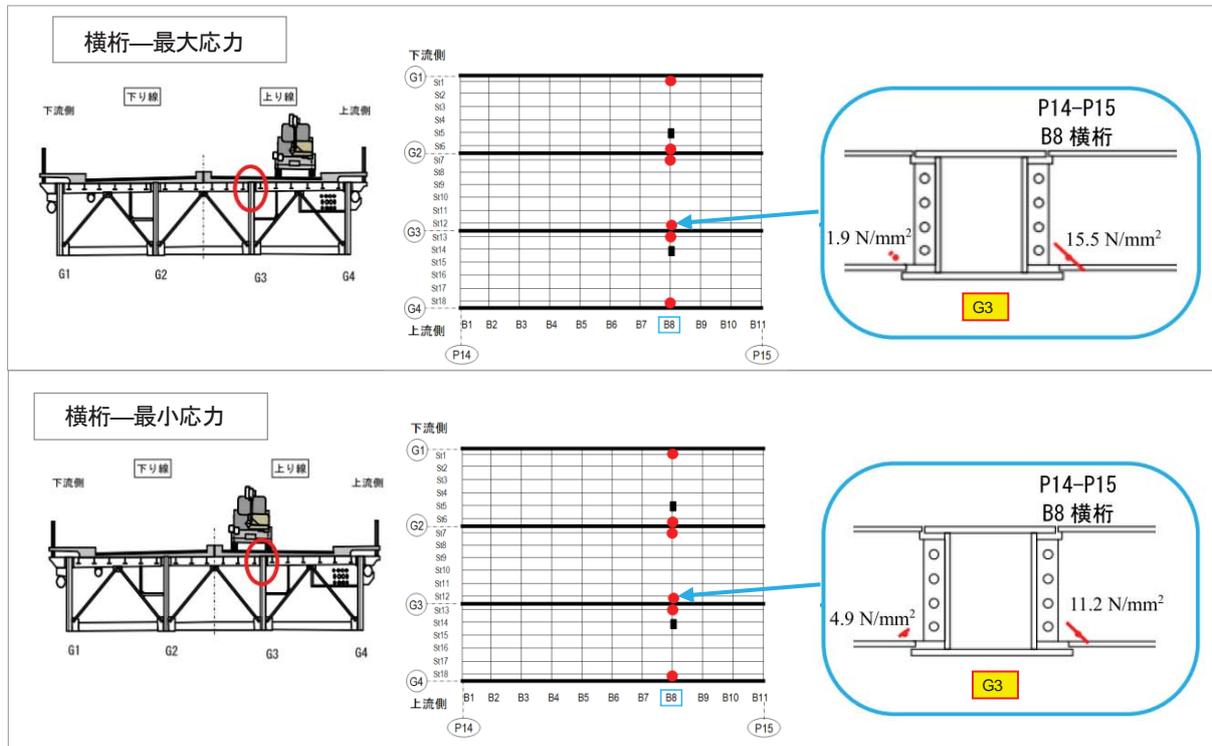


図-9 動的載荷試験結果の一例(横桁応力最大・最小)

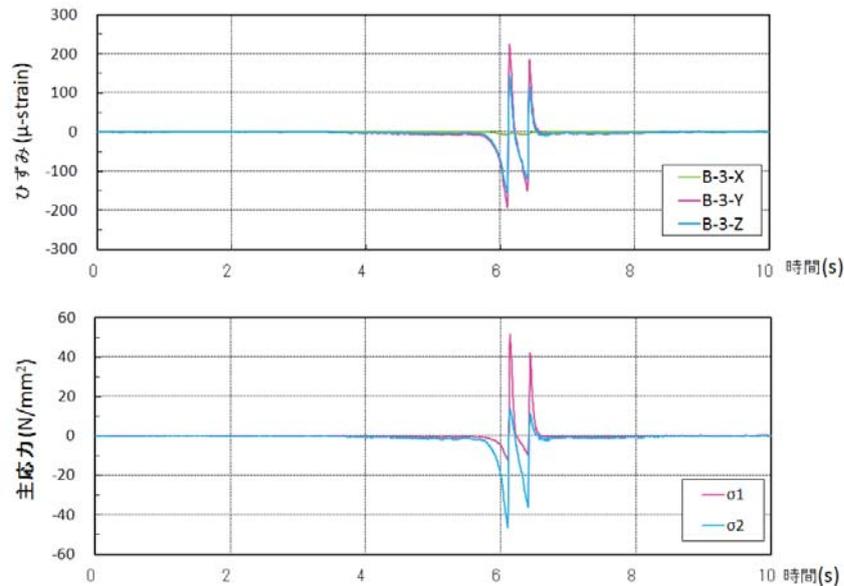


図-10 動的応力測定結果の一例(追越し車線走行時, St8 縦桁)

表 1 応力頻度測定結果および疲労寿命の評価

支間位置	測点	部材箇所	疲労強度			応力頻度測定					
			等級区分	応力範囲の打切限界 (N/mm ²)		レインフロー法 応力範囲 (N/mm ²)	ピークバレー法 応力範囲 (N/mm ²)		疲労寿命(年)	等価応力 範囲 (N/mm ²)	
				一定振幅	変動振幅	最大応力範囲	最大応力範囲		変動振幅	(変動振幅)	
				$\Delta\sigma_{ce}$	$\Delta\sigma_{ve}$	$\Delta\sigma_{max}$	$+\sigma_{max}$	$-\sigma_{max}$	(年)	$\Delta\sigma_{eq}$	
P13 P14	A-1-X	B9 横桁	H'	16	7	8	8	-2	866866	8.0	
	A-1-Y		H'	16	7	8	8	-2	66682	8.0	
	A-1-Z		H'	16	7	16	14	-4	2607	9.9	
	A-2上-X		H'	16	7	12	12	-2	11328	8.6	
	A-2上-Y		H'	16	7	6	2	-4	∞	---	
	A-2上-Z		H'	16	7	14	14	-2	2947	8.7	
	A-2下-X		H'	16	7	6	4	-2	∞	---	
	A-2下-Y		H'	16	7	6	4	-2	∞	---	
	A-2下-Z		H'	16	7	0	0	0	∞	---	
	A-3上-X		H'	16	7	8	6	-2	866866	8.0	
	A-3上-Y		H'	16	7	4	2	-2	∞	---	
	A-3上-Z		H'	16	7	14	12	-2	6973	8.7	
	A-3下-X		H'	16	7	10	8	-2	126377	9.6	
	A-3下-Y		H'	16	7	6	4	-4	∞	---	
	A-3下-Z		H'	16	7	4	2	-4	∞	---	
	A-4-X	H'	16	7	6	6	-2	∞	---		
	A-4-Y	H'	16	7	4	2	-2	∞	---		
	A-4-Z	H'	16	7	10	2	-10	43702	8.5		
	B-1-X	D	St3 縦桁	D	84	39	8	2	-8	∞	---
	B-1-Y			D	84	39	24	14	-12	∞	---
	B-1-Z			D	84	39	24	8	-18	∞	---
	B-2-X	D	St5 縦桁	D	84	39	4	2	-4	∞	---
	B-2-Z			D	84	39	42	16	-26	162685	40.7
	B-3-X	D	St8 縦桁	D	84	39	6	2	-4	∞	---
	B-3-Y			D	84	39	130	62	-68	27	57.8
	B-3-Z			D	84	39	100	48	-54	91	52.1
	B-4-X	D	St11 縦桁	D	84	39	6	2	-6	∞	---
	B-4-Y			D	84	39	22	10	-14	∞	---
	B-4-Z			D	84	39	18	4	-16	∞	---
	B-5-X	D	St14 縦桁	D	84	39	6	2	-6	∞	---
B-5-Y	D			84	39	8	2	-6	∞	---	
B-5-Z	D			84	39	12	5	-10	∞	---	
B-6-X	D	St16 縦桁	D	84	39	10	6	-8	∞	---	
B-6-Y			D	84	39	18	8	-10	∞	---	
B-6-Z			D	84	39	20	10	-12	∞	---	
P14 P15	C-1-X	横桁 B8	H'	16	7	6	6	-2	∞	---	
	C-1-Y		H'	16	7	12	10	-2	10282	8.5	
	C-1-Z		H'	16	7	16	14	-4	2010	10.1	
	C-2上-X		H'	16	7	14	14	-2	3218	9.2	
	C-2上-Y		H'	16	7	4	4	-2	∞	---	
	C-2上-Z		H'	16	7	16	14	-2	1780	9.7	
	C-2下-X		H'	16	7	4	4	-2	∞	---	
	C-2下-Y		H'	16	7	6	6	-2	∞	---	
	C-2下-Z		H'	16	7	0	0	-2	∞	---	
	C-3上-X		H'	16	7	12	10	-2	5364	8.7	
	C-3上-Y		H'	16	7	8	6	-2	123838	8.0	
	C-3上-Z		H'	16	7	24	22	-4	476	10.8	
	C-3下-X		H'	16	7	8	6	-2	289956	8.0	
	C-3下-Y		H'	16	7	4	4	-2	∞	---	
	C-3下-Z		H'	16	7	4	2	-4	∞	---	
	C-4-X		H'	16	7	8	6	-2	433433	8.0	
	C-4-Y		H'	16	7	12	10	-4	16234	8.7	
	C-4-Z		H'	16	7	6	2	-4	∞	---	

5. 結論

動的載荷試験では、端横桁と接合された縦桁端部の中、St8 縦桁で最大応力が観測された。

St8 縦桁では、せん断方向に最大応力を示し、その値が正負同様に交番することが確認された。同様な傾向は応力頻度測定でも見られた。全体

的には、輪荷重直下の縦桁が最も大きい応力を示し、走行車線については、上り線より下り線走行、走行車線より追越し車線走行が大きい応力が発生する傾向が見られた。

応力頻度測定から推定した横桁端部の疲労寿命は、H'等級と仮定した場合、最短でも476年となり、疲労損傷の可能性がほとんどない結果となった。実際にはき裂が発生していることから、切欠部の疲労強度がさらに低い可能性も考えられる。

一方、強度等級Dとして算出した縦桁端部の疲労寿命は最短27年となった。今のところき裂が発見されていないが、この結果から今後、経過観察や場合によって予防保全等の対応が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 坂野：高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト，第66回年次学術講演会，CS7-004，2011.9
- 2) 夏秋，坂野，増田，河野：淀川大橋の腐食状況調査，鋼構造年次論文報告集第19巻，pp. 651-656，2011.11
- 3) 河野，増田，坂野，夏秋：淀川大橋補修溶接部の非破壊検査および成分分析，鋼構造年次論文報告集第19巻，pp. 657-664，2011.11
- 4) Ichinose，増田，夏秋，坂野：淀川大橋の動的載荷試験および応力頻度測定，鋼構造年次論文報告集第19巻，pp. 665-670，2011.11
- 5) 森本，河野，増田，坂野：淀川大橋の補修・補強工事に適用した非破壊検査，鋼構造年次論文報告集第20巻，pp. 663-670，2012.11
- 6) 一ノ瀬，夏秋，増田，坂野：淀川大橋補修・補強後の動的載荷試験および応力頻度測定，鋼構造年次論文報告集第20巻，pp. 671-678，2012.11
- 7) 廣瀬，増田，坂野：高齢化長大橋の補修・補強設計，鋼構造年次論文報告集第20巻，pp. 679-684，2012.11
- 8) (財)道路保全技術センター：応力頻度測定要領(案)，1996.3
- 9) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3

高齡化した長大トラス橋のモデル化の検討と漸次崩壊挙動解析

Modeling and Progressive Failure Behavior Analysis of an Aging Truss Bridge

○西村 優希 宇都宮 智昭 坂野 昌弘 廣瀬 彰則 増田 寛四郎
Yuki NISHIMURA Tomoaki UTSUNOMIYA Masahiro SAKANO Akinori HIROSE Kanshiro MASUDA

ABSTRACT This research is a part of a research project on maintenance for a long span aging truss bridge. The project focuses on Yodogawa Bridge. In this research, several FEM models of the bridge are compared with the dynamic loading test's result and progressive failure analysis are simulated. From some progressive failure behavior analyses in this research, it is found that when all members of the bridge have strength as same as SS400 or more than its half, the failure of certain part did not lead to entire collapse.

Keywords: 長寿命化, 長大トラス橋, 崩壊解析

bridge's lifespan extension, long span truss bridge, failure behavior analysis

1. 研究背景および目的

高齡化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究の一環として、本研究では万一の部材破断(当板補修部における脆性破壊等)が全体崩壊に至るかどうかの検討を行う。長期間使用され続けている既存の上路トラス橋において、腐食にともなう断面欠損部を有していることが多く、また、これら断面欠損部において溶接当板による補修を行っている実例がある。これら当板補修部においては疲労強度が著しく低い可能性があり、また、材料強度面からも、硫黄やリンを多く含んでおり、現代の鋼材に比べて靱性において劣ると考えられ、その安全性について詳細に検討する必要がある。一方、その架け替えが容易ではない場合、これらの部位の補修・補強法の検討とともに、万一の部材破断(当板補修部における脆性破壊等)が全体崩壊に至るかどうかの検討も並行して実施する必要がある。

そこで、本研究では、有限要素法による立体骨組

みモデルを作成し、このような上路トラス橋の部材破断による漸次崩壊(Progressive Failure)挙動の追跡をおこない、当該橋梁の安全性について解析的に検討する。

2. 解析対象部位

本研究では1926年に架設された30径間で構成される淀川大橋を対象橋梁とする。本解析の解析対象部位はP15,P16間の16径間目とする(図1, 図2)。

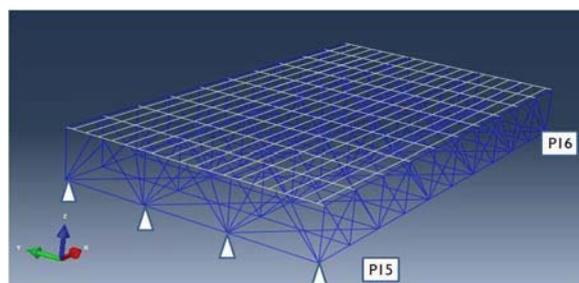


図1 解析対象部位 (FEMモデル)

* 修士(工学) 京都大学大学院修士課程 工学研究科社会基盤工学専攻

(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

** 工博 京都大学大学院 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂) 第2種正会員

*** 工博 関西大学環境都市工学部 (〒564-8680 吹田市山手町3-3-35) 第2種正会員

**** 工博 株式会社エイト日本技術開発 (〒532-0034 大阪市淀川区野中北1-12-39)

***** 工修 国土交通省近畿地方整備局大阪国道事務所 (〒550-0005 大阪市城東区今福西2-12-35)

3. 解析モデルの検討

はじめに、床版はモデル化せずに鋼トラスをトラス部材で作成しピン結合させたピン結合モデルと鋼トラスを一般梁要素でモデル化して剛結させた剛結モデルの2つを作成、動的載荷試験時の応力測定結果¹⁾との比較を行う。その後、床版はモデル化していないピン結合モデルと、床版をシェル要素でモデル化した床版ありピン結合モデルを作成、動的載荷試験時の応力測定結果との比較を行う。

3. 1 解析モデル概要

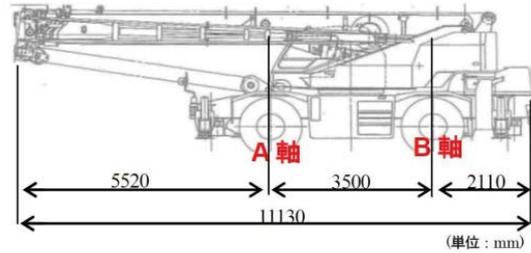
3つの解析モデル（ピン結合モデル、剛結モデル、床版ありピン結合モデル）について表1~3に特徴を示す。境界条件は3つのモデルで共通であり、P15側の4点(図1)ではヒンジ支点、P16側の4点(図1)ではローラー支点としている。

3. 2 動的載荷試験を模擬した荷重の概要

動的載荷試験の試験車下り走行レーンでの荷重をそれぞれのモデルで模擬する(図3)。部材名の概略を図4に

示す。

荷重はピン結合モデルおよび剛結モデルでは直接縦桁に分布荷重として載荷、床版ありピン結合モデルの場合はシェルの表面要素に分布荷重として載荷する。各モデルともに合計が試験車の重さになるような分布荷重として載荷する。



	A軸	B軸	合計
軸重 (自重+乗員)	13250kg	13245kg	26495kg

図3 試験車寸法および軸重

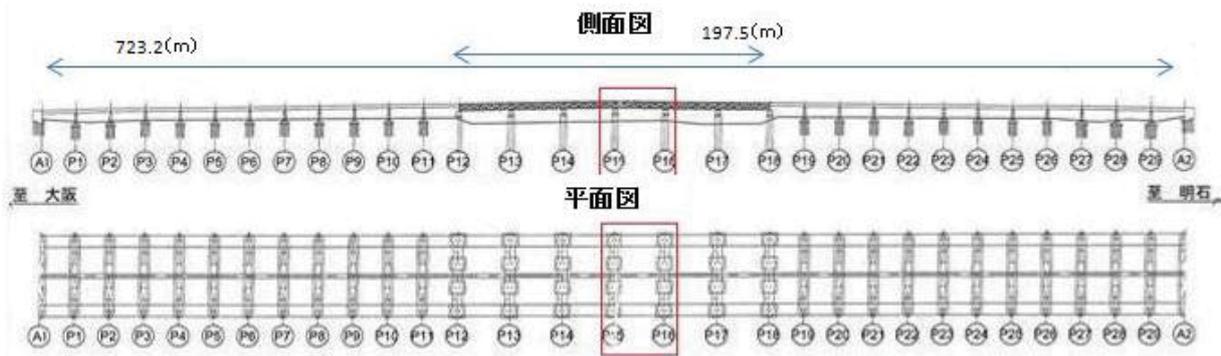


図2 対象橋梁一般図

表1 ピン結合モデルの概要

	要素の種類	断面2次モーメント	節点
縦桁・横桁	一般化梁要素	あり(床版の断面2次モーメントも加味)	剛結 (床版の影響を考慮)
それ以外の部材	トラス要素 (曲げは考慮しない)	なし	ピン結合

表2 剛結モデルの概要

	要素の種類	断面2次モーメント	節点
縦桁・横桁	一般化梁要素	あり(床版の断面2次モーメントも加味)	剛結 (床版の影響を考慮)
それ以外の部材	一般化梁要素	あり	剛結

表3 床版ありピン結合モデルの概要

	要素の種類	断面2次モーメント	節点
床版	シェル要素	あり	縦桁とZ方向の変位固定
縦桁・横桁	一般化梁要素	あり	剛結
それ以外の部材	トラス要素	なし	ピン結合

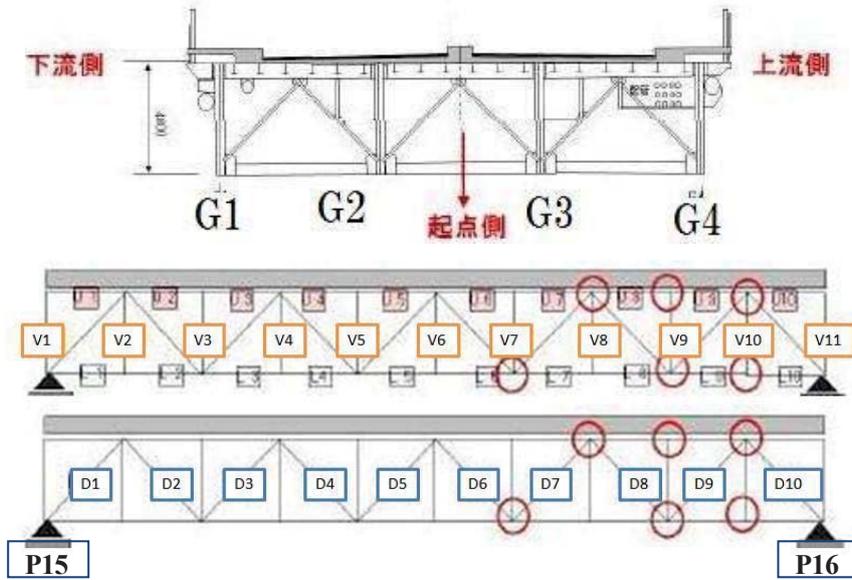


図4 部材名概略

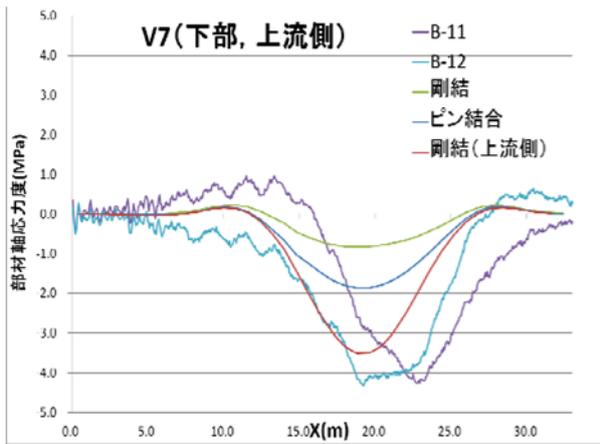


図5 V7 下部上流側での応力度

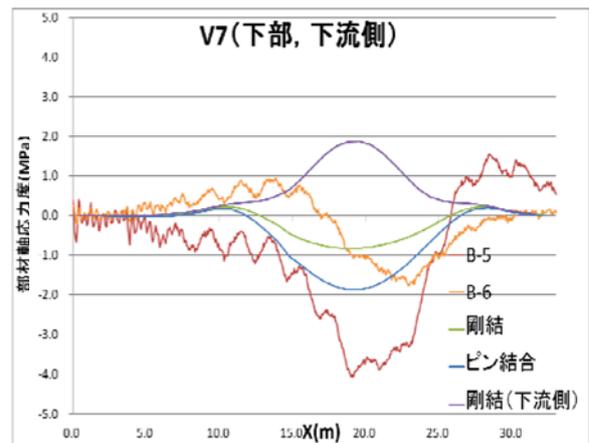


図6 V7 下部下流側での応力度

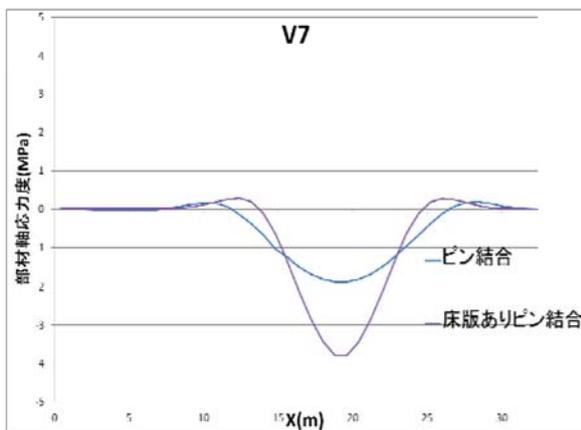


図7 V7での解析結果比較

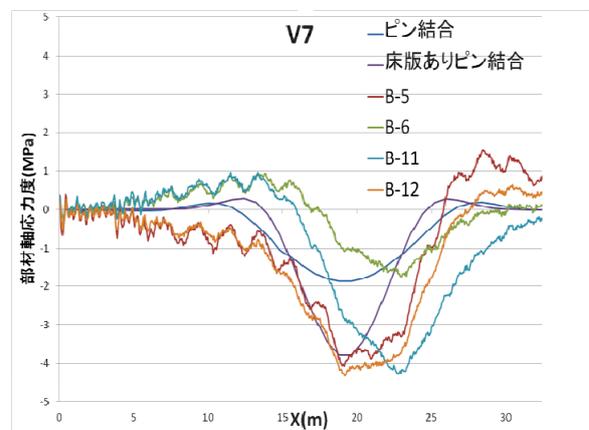


図8 V7での動的载荷試験との結果比較

3. 3 ピン結合モデルと剛結モデルの解析結果

ピン結合モデルおよび剛結モデルと動的載荷試験時の応力測定結果との比較の一例を図5, 6に示す。図5はG1上の鉛直材V7の下部上流側での応力度を、図6はG1上の鉛直材V7の下部下流側での応力度をそれぞれ示している。横軸のX (m) は試験車のA軸とB軸の中心とする。剛結モデルにおける部材軸心力は部材の中心での部材軸心力度とともに上流側または下流側の縁における応力度を示す。B-11およびB12はV7下部の上流側に、B-5およびB-6は下流側に貼り付けられたひずみゲージの呼称である。²⁾

鉛直材V7の下部において実際の動的載荷試験結果では節点にかかるモーメントは小さく、剛結モデルと応力測定結果の軸心力度の傾向が大きく違う。他の部材でも同様の傾向が確認された。これより、ピン結合モデルの方がより対象橋梁の性質に近いといえる。また、解析結果よりも動的載荷試験結果の部材軸心力度の方が大きい傾向にあり、ピン結合モデルの部材軸心力度の方が剛結モデルの中心における部材軸心力度よりも全部材において大きい。したがって、崩壊解析では剛結モデルに比べてピン結合モデルの方が適していると言える。

3. 4 ピン結合モデルと床版ありピン結合モデルの解析結果

ピン結合モデルと床版ありピン結合モデルの解析結果の比較の1例を図7に示す。図8には2つのモデルと動的載荷試験との結果の比較を示す。

解析の結果、鉛直材および斜材においては、どの部材においても床版ありピン結合モデルの方がピン結合モデルの結果よりも大きいことが確認できた。また、図8のように床版ありピン結合モデルの方が動的載荷試験結果と良く合致している。そのため、崩壊解析では床版ありピン結合モデルを採用することとする。

4. 部材破断による漸次崩壊挙動の追跡

4. 1 解析方法

ある1つの部材の欠損によって橋梁の崩壊が起こるかどうかを解析で検討する。はじめにある1部材を消去し、その状態で線形自重解析を行う。荷重については橋梁の自重のみを考慮する。また、床版ありピン結合モデルで解析を行う。ここで、他の部材に生じる応力が以下の条件式を満たすとき、部材の終局状態とみなす。^{2) 3) 4)}

1) 軸力が引張の場合

$$\sigma \geq \sigma_u \quad \sigma : \text{軸応力}, \sigma_u : \text{引張強度}$$

このとき、部材にき裂が発生し破断につながると仮定し、その部材を消去する。

2) 軸力が圧縮の場合

$$\sigma \geq \sigma_y \quad \sigma_y : \text{降伏応力}$$

このとき、部材の軸力により全断面が降伏すると仮定し、

部材要素の剛性を1/1000に下げる。なお、座屈に関しては考慮しない。

以下、表4に示す3条件について崩壊解析を行う。

表4 崩壊解析条件

	引張強度 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	強度比
条件1	400	235	1
条件2	200	117.5	0.5
条件3	150	88.1	0.375

4. 2 解析結果

G1上の鉛直材V6~V9、斜材D6~D9(図3)をそれぞれ消去して崩壊が起こるかどうかを3条件について解析を行った。最初の解析結果をStep1、その結果終局状態になった部材を考慮した2回目の解析結果をStep2とし、以下部材を消去しながら解析を繰り返す。最終的に節点の最大変位が1.0 (m) 以上になったところで崩壊したと判断し解析を終了することとする。

結果の概要を表5に示す。条件1および条件2では1部材の欠損により他の部材が終局状態になることはなく、崩壊につながることはなかった。

表5 崩壊解析結果概要

	鉛直材 V6~V9	斜材 D6~D9
条件1	崩壊せず	崩壊せず
条件2	崩壊せず	崩壊せず
条件3	崩壊せず	D6: 崩壊せず D7,8: 崩壊する D9: 崩壊する (途中不安定)

条件3のうち鉛直材および斜材D6を消去したケースにおいては、他の部材が終局状態になることはなく、崩壊にはつながらなかった。

一方、条件3のうちD7およびD8をはじめに消去して解析を行った場合は崩壊に至った。これらの解析結果をStepごとに示したものを表6

および表7にそれぞれ示す。また、図9ではD7およびD8の位置を示す。図10にはD7を最初に消去した場合のStep5での変形を示し、図11にはそれぞれのケースにおいてStep1で降伏した部材の位置を示す。

なお、条件3のうちD9をはじめに消去したケースにおいては、破断した部材のため解析途中に変形が極めて大きく出る不安定な構造となった。この時、不安定な構造部をすべて消去して解析を行うことにより、崩壊するという結論を得た。

4.3 考察

条件3では、D7、D8を最初に消去するケースにおいて最終的に崩壊することがわかった(図9)。つまり、各部材の強度がSS400の3/8程度であった場合、これらの部材の欠損が崩壊の起因となりうるといえる。それぞれのケースにおいてStep1で降伏する部材は、D7ではG2上のD1、D8ではG2上のD1、G3上のD10と対傾構斜材1本である(図10、11)。これからD7、D8に欠損の可能性がある場合、その部材以外で補修・補強すべき重要な部材は前述の部材であるといえる。

D9を最初に消去するケースにおける解析の途中で不安定な構造になってしまった。本研究の床版ありピン結合モデルでは、各部材がピン結合のため不安定な構造になりやすいということがわかる。

5. 結論

条件1および条件2ではどのケースでも崩壊にはいたらなかった。一方、条件3では一部の斜材の欠損から最終的に1.0(m)以上の変位がみられ、崩壊に至るということを解析で示すことができた。すなわち、各部材がSS400と同等もしくは半分以上の強度を有している場合は、G1上の鉛直材および斜材のうちいずれかが重大な欠損に至っても他の部材が終局状態になることはなかった。

表6 条件3でD7を最初に消去した場合の結果

Step1	破断	0本
	降伏	斜材1本(G2上のD1)
	最大変位	0.03(m)
step2	破断	0本
	降伏	鉛直材1本(G2上のV2) 斜材3本(G1上のD1、G3上のD1、D10) 対傾構斜材4本
	最大変位	0.04(m)
step3	破断	斜材1本(G2上のD2)
	降伏	鉛直材4本、斜材2本 対傾構斜材7本
	最大変位	0.23(m)
Step4	破断	斜材2本(G3上のD2、D9) 対傾構斜材1本
	降伏	上弦材2本、鉛直材6本 斜材2本、対傾構斜材14本
	最大変位	0.45(m)
Step5	最大変位	1.56(m)

表7 条件3でD8を最初に消去した場合の結果

Step1	破断	0本
	降伏	斜材2本(G2上のD1、G3上のD10)、対傾構斜材1本
	最大変位	0.04(m)
step2	破断	0本
	降伏	鉛直材2本(G1上のV9、G2上のV2)斜材4本(G1上のD1、G2上のD10、G3上のD1、G4上のD10) 対傾構斜材7本
	最大変位	0.06(m)
step3	破断	斜材3本(G2上のD2、D9、G3上のD9) 対傾構斜材2本
	降伏	上弦材1本 鉛直材11本 対傾構斜材8本
	最大変位	0.23(m)
Step4	破断	鉛直材3本 対傾構斜材4本
	降伏	上弦材2本、鉛直材6本 斜材5本、対傾構斜材11本 対傾構下弦材2本
	最大変位	0.51(m)
Step5	最大変位	1.87(m)

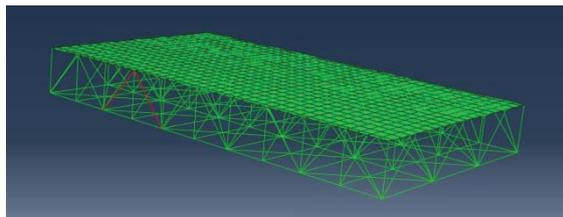


図9 D7,D8 の位置

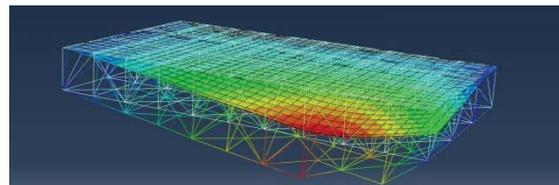


図10 D7 を最初に消去したケースにおける
Step5 での変形図

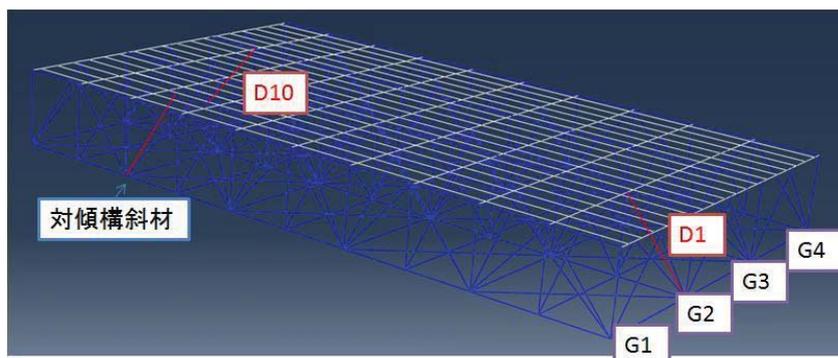


図11 D7,D8 ケースにおける降伏部材位置

【参考文献】

- 1) 一ノ瀬, 増田, 夏秋, 坂野: 淀川大橋の動的載荷試験及び応力頻度測定, 鋼構造年次論文報告集第19巻, 665-670, 2011.11
- 2) 笹野, 依田: 米国ミネアポリス I-35W 橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価, 土木学会論文集 A, Vol.66 No.2, 312-323, 2010.6
- 3) 長谷, 明石, 松田, 安田, 石井, 宮森, 小幡, 平山, 奥井: 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討, 土木学会論文集 A, Vol.65 No.2, 410-425, 2009.5
- 4) 日本鉄鋼連盟, 鋼構造研究・教育助成事業報告書, 鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開発と合理的維持管理への適用, 2010.

当板溶接補修部を有する鋼桁の疲労実験

関西大学 学生員 ○水野哲也, 山岡大輔 正会員 坂野昌弘
 日本橋梁建設協会 正会員 夏秋義広
 国土交通省 近畿地方整備局 非会員 増田寛四郎

1. はじめに

昭和初期から供用されている上路トラス橋の主構トラス部材や横桁および縦桁などに溶接による当板補修部が存在する。それらの補修部は、損傷部分を切り取った後で切り取り部を覆うように鋼板を当てがい、鋼板の周囲と切り取り部の縁をすみ肉溶接で接合している状況である。このような溶接継手部は当然ながら疲労設計指針¹⁾にも見られず、疲労強度が著しく低い可能性がある。そこで本研究では、そのような当板溶接補修部を模擬した鋼桁試験体を用いて疲労試験を行い、当板溶接補修部の疲労強度特性を把握する。

2. 実験方法

2. 1 試験体の形状と寸法およびひずみゲージ貼付位置・载荷位置

図 1 に縦桁試験体(S2)の形状と寸法およびひずみゲージ貼付位置・载荷位置を示す。全長 3200mm, 桁高 300mm で実物に近い I 形鋼を用い、鋼材はすべて SS400 を使用した。また、ウェブの一部をガス切断で切り取りその切り取り部の片面に鋼板を当て、実橋と同様にすみ肉溶接で取り付けている。

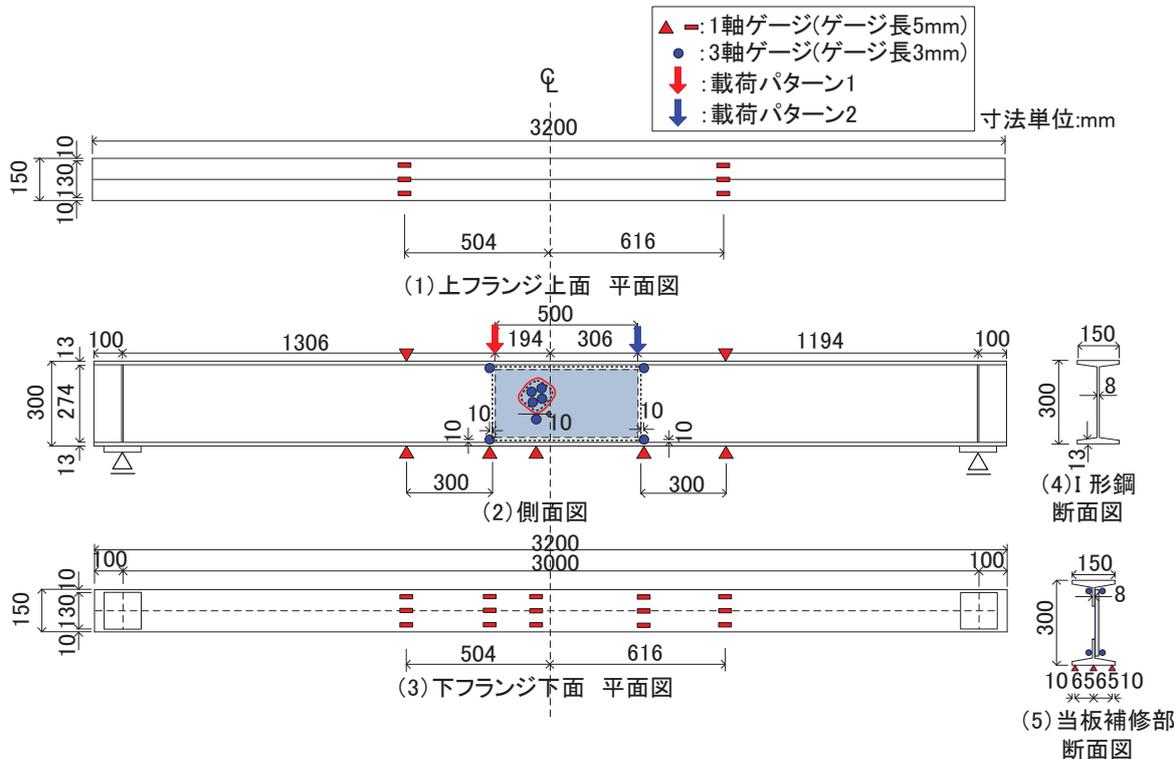


図 1. S2 試験体の形状と寸法

公称応力測定用にゲージ長 5mm の 1 軸ゲージを当板溶接止端部から 300mm 離れた位置の上フランジ上面と下フランジ下面, さらに当板溶接止端部から 10mm の位置の下フランジ下面とウェブの 3 軸ゲージ直下の下フランジ下面にそれぞれ貼付した。また、主応力測定用にゲージ長 3mm の 3 軸ゲージを、ウェブ側と当板側の溶接止端部から 10mm の位置に数箇所貼付した。载荷荷重範囲 ΔP は鋼材 SS400 の許容応力度(140MPa)を考慮して試験体に生じる最大応力が 100MPa 以下となるように設定し、当板の両端 2 箇所を静的に载荷した。

キーワード 上路トラス橋, 横桁-縦桁, すみ肉溶接, 当板溶接補修, 疲労強度

連絡先 〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35 関西大学環境都市工学部 06-6368-1111(内線)6506

2.2 静的載荷試験結果

図2に載荷パターン1での各ゲージ位置での実測値と主応力を, 図3に載荷パターン2での各ゲージ位置の実測値と主応力を示す.

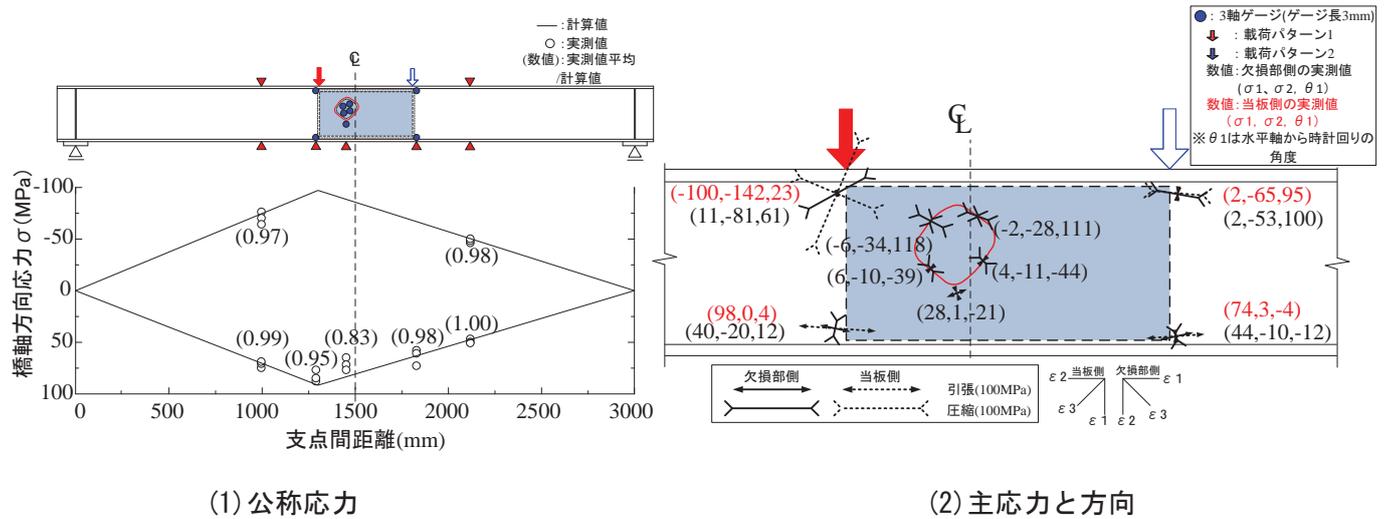


図2. 載荷パターン1での静的載荷試験結果

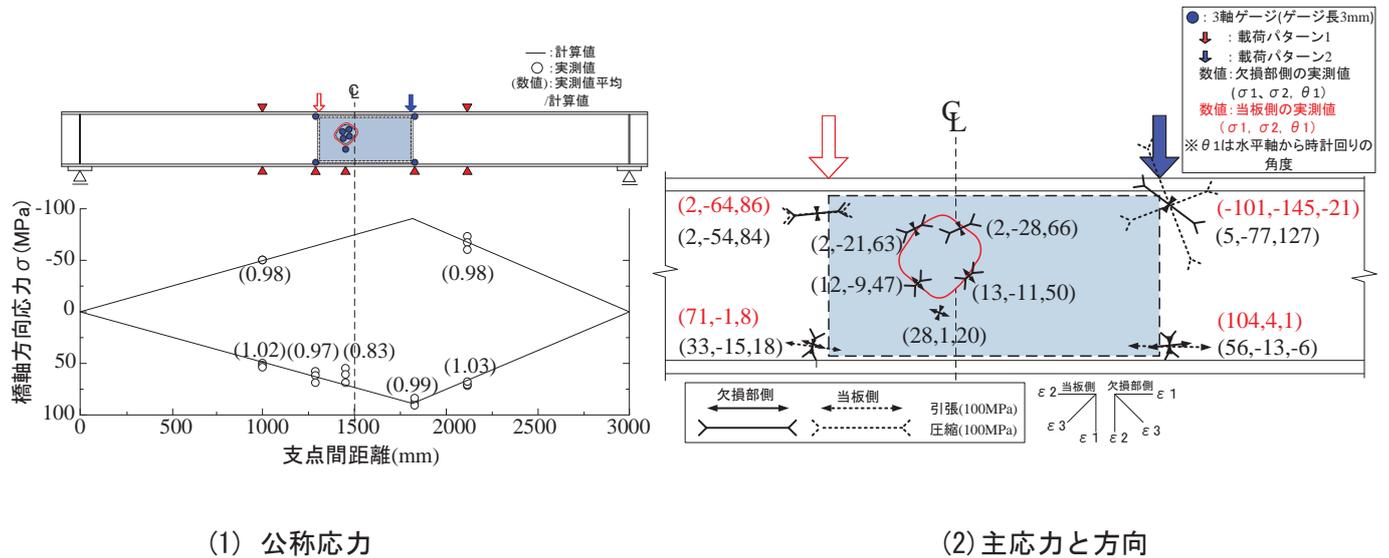


図3. 載荷パターン2での静的載荷試験結果

上下フランジの測定値は梁理論による計算値と概ね一致している. 当板補修部周辺の主応力分布を見ると, 載荷点直下の当板端部で鉛直方向に-140MPa程度の大きな圧縮応力が生じており, 引張側では載荷点直下の下フランジ側の当板端部で水平方向に100MPa程度生じている. 切欠き縁周辺部の主応力は, 圧縮で最大-30数MPa程度, 引張では最大でも30MPa弱程度であり, 静的載荷試験結果からみると, 疲労き裂は載荷位置に近い位置の上下のどちらかの当板溶接端部から生じ, ウェブの欠損部からは生じにくいと予想される.

3. おわりに

疲労実験はこれから行い, 結果については講演時に発表する予定である.

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.

新旧突合せ溶接部を有するトラス部材の疲労実験

関西大学 学生員 ○水野哲也 正会員 坂野昌弘
 日本橋梁建設協会 正会員 夏秋義広
 国土交通省 近畿地方整備局 増田寛四郎

1. はじめに

80年を超えて供用されている上路トラス橋の主構トラス部材の斜材および鉛直材には、新旧部材の突合せ溶接部が存在し¹⁾、この突合せ溶接部には、非破壊検査²⁾より不連続部が認められている。この不連続部は最大で母材板厚のおよそ半分に達しており、継手の疲労強度低下が懸念される。そこで本研究では、そのような突合せ溶接継手部を有するトラス斜材部を再現した試験体を用いて疲労試験を行い、不連続部を有する突合せ溶接部の疲労強度特性を検討する。

2. 実験方法

2.1 トラス試験体の形状と寸法

写真1に実橋トラス部材の突合せ状況を、図1に試験体の形状と寸法を示す。実橋トラス部材は新旧部材どうしを突合せ溶接で接合している。試験体(下弦材)は、長さ1020mm、板厚16mm、幅200mmの鋼板2枚を突合せ溶接で接合し、約2000mmの1枚の鋼板とした。また、その上に長さ400mm、板厚9mm、幅180mmの鋼板を当て、すみ肉溶接で接合した当板溶接部を片側に設けている。さらに、2枚の鋼板の突合せ溶接部の溶込み量を0%、50%、100%の3パターン

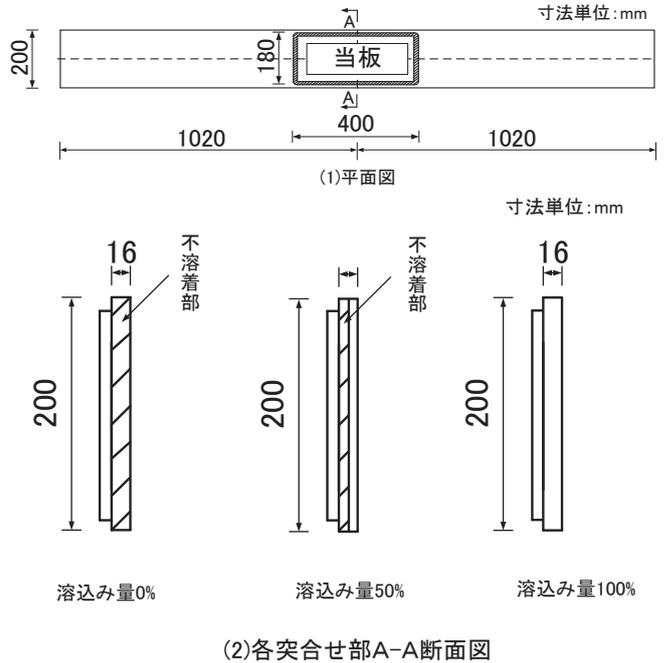


図1. 試験体の形状と寸法

ン設け、それぞれ2体ずつ計6体製作した。

2.2 載荷方法

疲労試験に先立ち、図2に示すようなトラス型の試験載荷治具を設計・製作した。試験体を下弦材として載荷する。静的載荷試験により荷重範囲を決定し、同一荷重をそれぞれ溶込み量の異なる試験体に載荷することで、疲労強度の比較を検討する。



写真1. 実橋斜材突合せ状況

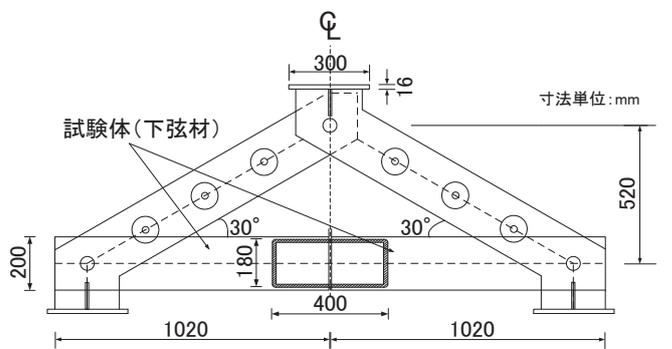


図2. 載荷治具の形状と寸法

キーワード 上路トラス橋, 新旧トラス部材, 突合せ溶接, 不連続部, 疲労強度

連絡先 〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35 関西大学環境都市工学部 06-6368-1111(内線)6506

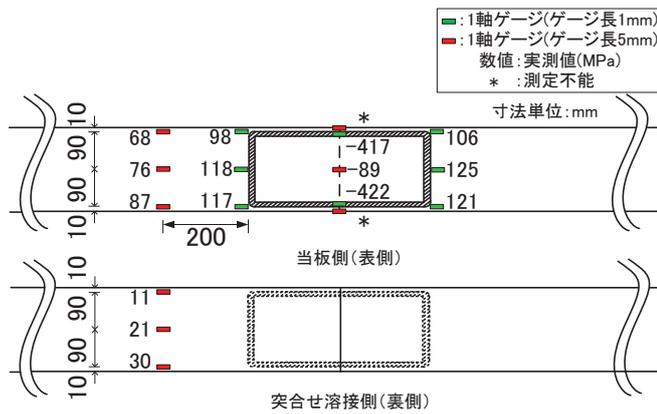


図 3. 溶込み 0%試験体の応力分布

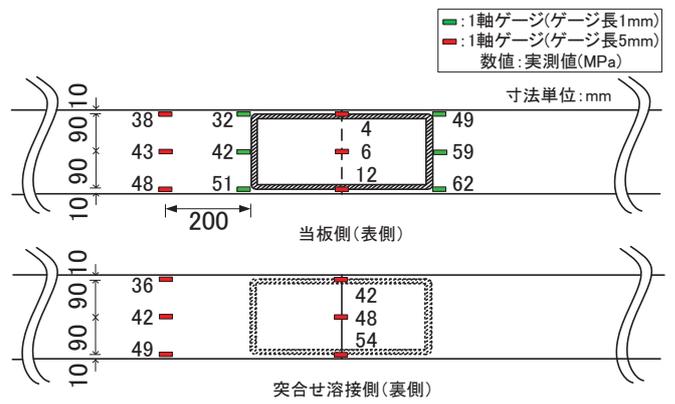


図 4. 溶込み 100%試験体の応力分布

3. 実験結果

3.1 静的载荷試験

図 3 および図 4 に $\Delta P=200\text{kN}$ ($P_{\min}=20\text{kN}$, $P_{\max}=220\text{kN}$) 時の溶込み量 0%, 100%試験体それぞれの応力分布を示す. 溶込み量 0%試験体では, 当板の溶接止端部から 200mm 離れた位置で, 当板側 3 箇所の平均が 77MPa, 溶接側の平均は 21MPa となり, 表裏最大差は 57MPa であった. これは, 試験体が溶接側(凸側)へ面外変形したためであると考えられる. 一方, 溶込み量 100%試験体では, 当板の溶接止端部から 200mm 離れた位置で, 当板側 3 箇所の平均が 43MPa, 溶接側の平均は 42MPa となり, 表裏最大差は 2MPa と, 溶込み量 0%試験体に比べ面外曲げの影響が小さくなった.

3.2 疲労試験結果

図 5 に溶込み量 0%および 100%試験体の S-N 線図を示す. 荷重範囲 $\Delta P=200\text{kN}$ ($P_{\min}=20\text{kN}$, $P_{\max}=220\text{kN}$) でまず溶込み量 0%試験体の疲労試験を実行した. 約 10 回载荷時に, 当板の中心上部および下部のすみ肉溶接ビード上にほぼ同時に疲労き裂が生じた. その後, 45000 回载荷時に, 当板上部側の疲労き裂は当板下部方向へ約 25mm まで, 当板下部側の疲労き裂は当板上部方向へ約 75mm まで進展し, 疲労き裂が板幅 180mm の当板長さの半分を超えたため, 疲労試験を終了した. これより, 溶込み量 0%試験体の疲労強度は, 鋼道路橋の疲労設計指針³⁾の設計 S-N 線より, H'等級をはるかに下回ることが明らかとなった.

一方, 溶込み量 100%試験体は 400 万回载荷しても

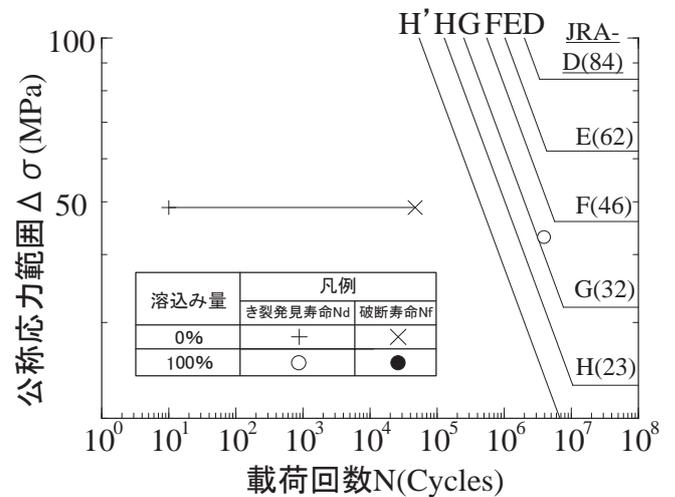


図 5. 溶込み量 0%および 100%試験体の S-N 線図

き裂が見られなかったため, 疲労強度は G 等級以上であることが明らかとなった.

4. まとめ

- 1) 溶込み 0%試験体は载荷 10 回程度で疲労き裂が発生したが, 溶込み 100%試験体では, 400 万回载荷しても疲労き裂は発生しなかった.
- 2) 溶込み 0%試験体の疲労強度は H' 等級以下, 溶込み 100%試験体の疲労強度は G 等級以上となった.

参考文献

- 1) 坂野: 高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト, 第 66 回土木学会年次学術講演会, CS7-004, 2011.9
- 2) 新幸, 河野, 増田, 坂野: 淀川大橋補修溶接部の検査および成分分析, 第 66 回土木学会年次学術講演会, CS7-006, 2011.9
- 3) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.3

1926年に架設された鋼単純上路トラス橋横桁端部の疲労挙動

関西大学 学生員 ○和田健太 正会員 坂野昌弘
 日本橋梁建設協会 正会員 夏秋義広
 国土交通省 近畿地方整備局 増田寛四郎

1. はじめに

1926年に架設された鋼単純上路トラス橋¹⁾の上弦材と横桁の取合い部で、横桁端部の下フランジ側切欠きから発生し、斜め上に進展したき裂が発見された。き裂先端付近の破面観察からぜい性破壊であることが確認されているが、き裂の発生原因と発生メカニズムについては、不明である。また、き裂の進展によって、横桁が破断し、路面の陥没を引き起こすおそれのある危険なき裂である。き裂の数も多いため、事後保全とともに予防保全も含めた対策が必要である。

そこで、本研究では、横桁端部下フランジ側切欠き部の疲労挙動の究明と、事後保全とともに予防保全も含めた補修補強対策の検討を目的として、実橋を模擬した試験体を製作し、それらを用いて疲労試験を行う。

2. 実験方法

(1) 試験体

写真1に実橋の損傷状況を示す。上弦材と横桁取合い部の横桁下フランジ側切欠きからき裂が発生し斜め上に300mmほど進展している。

図1に上弦材と横桁取合い部構造詳細を示す。横桁のウェブはアンゲル材を介して上弦材にリベットで連結されている。横桁のフランジはガセットプレートを通じて上弦材にリベットで連結されている。この横桁端部の下フランジ側に設けられたほぼ直角の切欠きからき裂が発生している。

図2に試験体の形状と寸法、およびひずみゲージ貼付位置を示す。上弦材と横桁取合い部の構造を模擬した試験体を2体製作した。実橋はリベット継手であるが、試験体は高力六角ボルト(M20, F10T)を使用した。鋼材はSS400を使用した。実橋の応力測定

結果²⁾と比較するために実橋の応力測定位置と同位置に3軸ゲージを表裏で4枚貼付し、横桁ウェブのせん断応力を計測するために横桁の中立軸に3軸ゲージを表裏で8枚貼付した。また、上下フランジの曲げ応力を計測するためにゲージ長5mmの1軸ゲージを上フランジ(アンゲル材)上面に4枚と下フランジ下面に5枚をそれぞれ貼付した。

(2) 疲労試験

図3に実橋の荷重状況を示す。実橋は上下線それぞれ走行と追越レーンを2本ずつ有する。試験体では実橋の構造を上下反転し、支点反力として荷重を載荷する。



写真1. 実橋の損傷状況

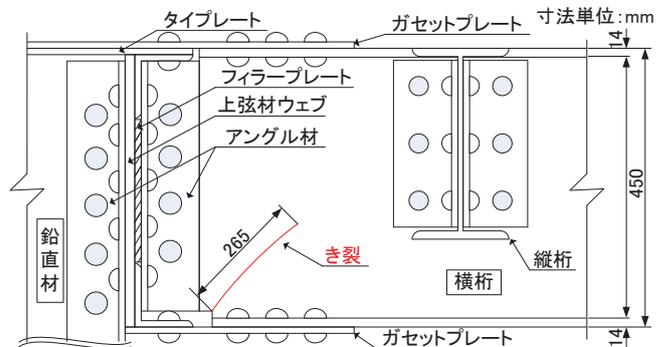


図1. 上弦材と横桁取合い部構造詳細

キーワード 上路トラス橋, 横桁端部, 疲労試験

連絡先 〒564-8680 大阪府吹田市山手町3-3-35 関西大学環境都市工学部 06-6368-1111(内線)6506

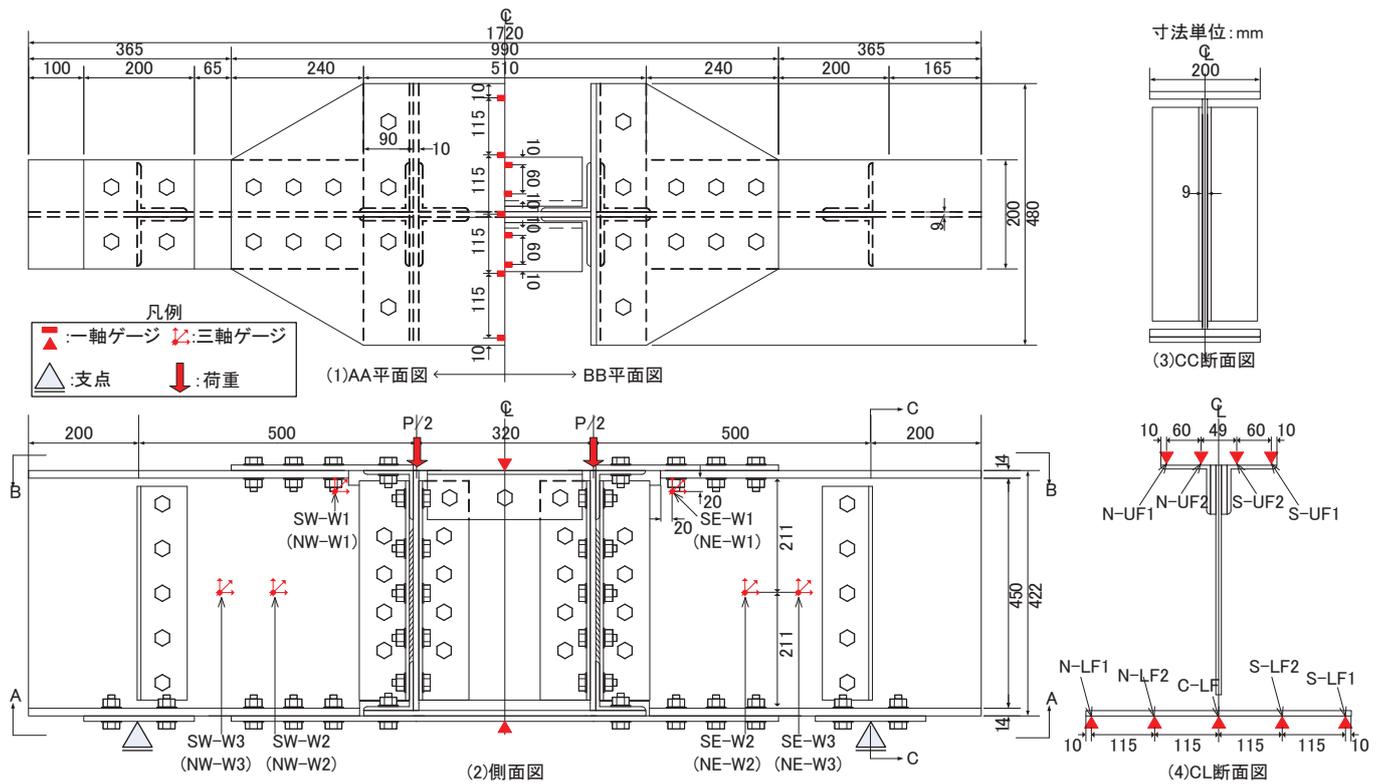


図 2. 試験体の形状と寸法およびひずみゲージ貼付位置

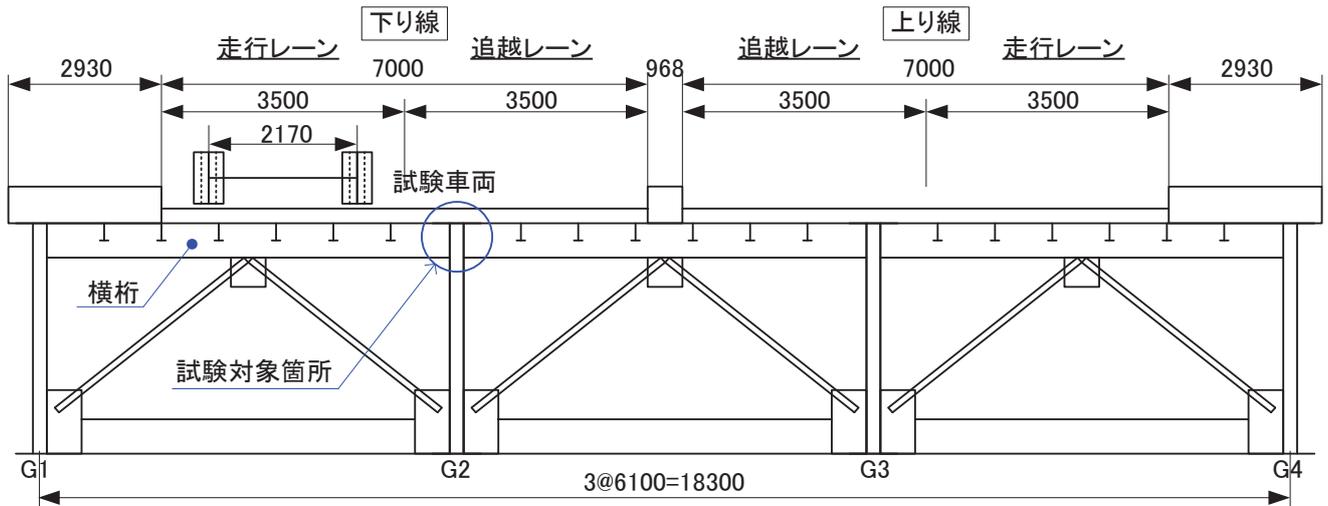


図 3. 実橋の荷荷状況

試験体は2体あり、それぞれ両側に切欠きがあるので、試験箇所は4箇所となる。まず、1体目の1箇所でき裂の発生進展挙動を再現し、事後保全対策を施す。残りの1箇所ですべての予防保全対策を施し、それぞれの効果を確認する。

3. おわりに

現在、疲労実験は実施中であり、結果については講演時に発表する予定である。なお、本研究は、新都市社会技術融合創造研究会の「高齢化を迎えた長

大橋梁の診断と長寿命化に関する研究」プロジェクトでの研究の一環として実施したものである。

参考文献

- 1) 坂野：高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト，第66回土木学会年次学術講演会，CS7-004，2011.9
- 2) Ichinose, 夏秋, 増田, 坂野：淀川大橋一応力計測による部材挙動の把握，第68回土木学会年次学術講演会，2013.9

維持管理方針案の策定

(1) 維持管理上の課題の整理

これまでの検討結果から、**橋梁全体の劣化シナリオ**を作成し、維持管理上の課題を明確にした。

1

(2) 対策案の検討

上記の維持管理上の課題に対して、**橋梁全体の架け替えや、部分的な部材交換、損傷部の補修補強、予防保全**などに関する対策案を提案した。

2

(3) 維持管理方針案の策定

以上の検討結果から、**100年以上の目標年数**を設定し、**維持管理方針案**を策定した。

3

淀川大橋維持管理方針案(目次)

1. 維持管理上の課題(劣化シナリオ)
2. 疲労損傷等に対する対策案
3. 維持管理方針(点検)
4. 維持管理方針(対策)
5. 維持管理方針の見直し
6. 他の橋梁への展開

4

淀川大橋維持管理方針案(概要)

1. 維持管理上の課題(劣化シナリオ)
 - (1) 腐食～塩害、漏水、滞水
 - (2) 疲労
 - 1) 主構トラス部材破断シナリオ
 - 2) 横桁破断シナリオ
 - 3) 縦桁破断シナリオ
 - (3) その他(鋼桁橋部、床版、添架物等)

5

2. 疲労損傷等に対する対策案
 - (1) 架替え(更新)～単独橋、数百億、12年
 - (2) 部分的な架替え(部材交換)
 - (3) 補修・補強(トラス橋部)
 - (4) 事後保全と予防保全

(1):(2)+(3)=800:1 (足場費含む)

6

3. 維持管理方針(点検)

- (1) 定期点検～6年周期
- (2) 塗装塗替え時～20数年周期？

4. 維持管理方針(対策)

- (1) 基本方針～補修溶接は×！
- (2) 対象個所と対策

1)トラス主構、2)横桁、3)縦桁、4)鋼桁部、5)その他

7

5. 維持管理方針の見直し

- (1) 維持管理目標期間～100年以上！
- (2) 定期点検周期ごとの部分的な見直し
- (3) 塗替え周期ごとの全体的な見直し

8

6. 他の橋梁への展開

(1) 対象橋梁

(2) 維持管理方針案の策定

- ① 事前調査
- ② 一次調査(定期点検)
- ③ 二次調査(詳細点検)
- ④ 維持管理上の課題の整理
- ⑤ 対策の検討
- ⑥ 維持管理方針の策定