

土木学会 コンクリート委員会  
垂井高架橋損傷対策特別委員会  
中間報告について

中間報告書は、土木学会コンクリート委員会 垂井  
高架橋損傷対策特別委員会により作成された資料です。  
中間報告書の内容等に関する問い合わせは下記に  
お願い致します。

社団法人土木学会 研究事業課

E-mail : [matsunuma@jsce.or.jp](mailto:matsunuma@jsce.or.jp)

土木学会へのお問い合わせについては、  
E-mailにてお願い致します。

垂井高架橋損傷対策特別委員会  
中間報告書

平成17年9月12日

# 垂井高架橋損傷対策特別委員会

## 中間報告書

### 目次

序	p 1
1. はじめに	p 2
2. 垂井高架橋の現状	
2. 1 垂井高架橋の概要	p 3
2. 2 垂井高架橋の主な変状	p 4
3. 損傷対策の検討結果	
3. 1 検討方針	p 5～ 6
3. 2 各論	
3.2.1 原因の究明	p 7～15
(1)原因の推定	
(2)原因のまとめ	
3.2.2 損傷対策の目標と現時点の性能	p 16～23
(1)損傷対策の目標	
(2)現時点での性能	
3.2.3 対策方法の検討	p 24～27
(1)対策シナリオの設定と対策工法の選定	
(2)対策工法の概要	
3.2.4 対策実施後の健全性の評価	p 28
3. 3 損傷対策の検討結果のまとめ	p 29～31
4. おわりに	p 32

## 序

国土交通省近畿地方整備局が和歌山県橋本市隅田町垂井に建設した垂井高架橋は、平成14年4月に竣工したが、1年半経過した平成15年10月、上部工にひび割れが発見された。詳細な調査を行ったところ、上部工には多くのひび割れが発生しており、上部工自体も設計で想定していない変形を生じていた。この橋は、平成18年春に供用が予定されている京奈和自動車道、橋本道路の一部をなしており、国土交通省近畿地方整備局としては、早急に対応する必要があることから、土木学会に原因の究明、現時点での耐荷性能、補修・補強対策等に関する調査を委託した。この委託を受けて、土木学会コンクリート委員会では、垂井高架橋損傷対策特別委員会を組織し、学術的な観点から原因の究明、健全度の評価および補修・補強等の対策の検討を行うこととした。

本委員会は、これまでコンクリート委員会が委託を受けて行ってきた調査研究委員会とは大きく異なり、実構造物に生じた変状の原因究明、耐荷性能の評価、補修・補強等の対策方法の提示を非常に短い期間で行うことが求められた委員会である。しかも、その結果は、直接的に社会へ大きく影響を及ぼす可能性が大きいことから、コンクリート委員会に所属する専門家に加えて、設計、施工、材料、橋梁診断等の関連する分野の専門家にも協力を仰ぎ、幅広い角度から集中的に検討を行うこととした。

変状の原因究明においては、本橋固有の特性を踏まえた上で、設計、施工、材料等を総合的に検討し、加えて、同種の変状の再発防止対策に繋げることを念頭に置いた。

本中間報告書は、平成17年5月から4ヶ月間という短期間の中で開催した4回の委員会、3回の主査幹事会、計7回の分科会、および各委員より提供された数多くの検討資料等に基づいて進めてきた検討結果を中間的に取りまとめたものである。本報告書がこのような短時間でまとめられたことは、幹事長、分科会主査および委員各位の精力的な努力、および国土交通省近畿地方整備局の関係各位による献身的なサポートによるものであるのは言うまでもない。本委員会の活動に参画いただいた委員の方々、中間報告書の作成にご協力をいただいた委員の方々に厚くお礼を申し上げる次第である。特に、変状メカニズム解明のために数多くのケースについて数値解析を実施していただいた田辺忠顕委員および前川宏一委員にお礼を申し上げる。

平成17年9月12日  
垂井高架橋損傷対策特別委員会  
委員長 丸山久一

## 1. はじめに

垂井高架橋（仮称）は、国土交通省近畿地方整備局が和歌山県橋本市隅田町垂井に建設した橋長297m、7径間連続P R C箱桁ラーメン橋である。平成14年4月に竣工したが、1年半経過した平成15年10月頃に、橋梁上部工にひび割れが発見された。さらに上部工全体について詳細な調査を行ったところ、多くのひび割れが発生しており、上部工自体も設計で想定していない変形を生じていることが認められた。

この橋梁の調査を委託された土木学会コンクリート委員会では、特別委員会を設置し、現地調査およびこれまでに実施された各種調査結果の検討、類似の使用材料を用いた材料試験、現地での載荷試験、材料物性や構造の耐荷性能の数値シミュレーションを通して、変状の原因の究明、現状の耐荷性能および補修・補強方法について議論を進めた。

委員会は4ヶ月間に4回、幹事会を3回、その間に部会を計7回開催するなど、集中して審議を行い、初期の目的に関するおおよその結果がまとめられたので、ここに中間まとめとして報告することとした。材料試験における中長期的な物性の経時変化の測定等、まだ最終的な結果が得られていないものもあるが、変状の原因については主因のしぼり込みができ、現在の耐荷性能については、載荷試験や解析を通してかなり高い信頼度で推定ができています。損傷対策においては、本橋梁の要求性能との関係で、撤去・再構築も含めて種々の選択が可能であるが、委員会としては技術的見地から必要と考えられる補修・補強による損傷対策を提示することとした。

## 2. 垂井高架橋の現状

### 2. 1 垂井高架橋の概要

垂井高架橋は、国土交通省近畿地方整備局が京都～奈良～和歌山を結ぶ自動車専用道として整備を進めている延長約120kmの京奈和自動車道の一部をなしている。所在地は、和歌山県橋本市隅田町垂井であり、橋長297m、7径間連続のPRC箱桁ラーメン橋である。

垂井高架橋は、平成11年度の下部工の建設に始まり平成14年4月の上部工の完成をもって橋梁本体が完成している。その後、平成15年10月には上部工にひび割れが発生していることが発見され、請負企業、発注機関が調査を進めてきた。その結果、橋梁上部工には多くのひび割れと変形等の変状が発生していることが確認された。以下に、本橋の工事および調査に係る概要を示す。

- ・橋梁形式

PRC 7径間連続ラーメン箱桁橋（橋長：297m）

- ・工事概要

工 事 名：橋本道路垂井高架橋上部工事

工 事 場 所：和歌山県橋本市隅田町垂井地先

契約年月日：平成13年1月29日

工 期：平成13年1月30日～平成14年4月24日

請負代金額：¥570,675,000-

請 負 企 業：日本高圧コンクリート（株）PC事業部大阪支社

- ・設計概要

業 務 名：橋本道路垂井高架橋詳細設計業務

契約年月日：平成10年7月24日

履 行 期 間：平成10年7月25日～平成11年3月20日

業務委託料：¥56,122,500-

請 負 企 業：(株)日本構造橋梁研究所 大阪支社

- ・調査等の経緯

- ・平成14年 4月：垂井高架橋完成

- ・平成15年10月：近畿地方整備局監督職員がひび割れの発生を確認

- ・平成15年11月～平成16年 3月

- ：請負企業によるひび割れの状況調査を実施

- ・平成16年 7月～：近畿地方整備局で設計照査、ひび割れ調査を実施

- ・平成16年12月：近畿地方整備局で載荷試験を実施

- ・平成17年 4月：近畿地方整備局より土木学会へ調査研究の委託

## 2. 2 垂井高架橋の主な変状

垂井高架橋に発生している主な変状は、多数のひび割れ、設計で想定していない変形および局所的な破損の3つに大別される。

ひび割れの様相（ひび割れの密度、幅等）は、箱桁構造の各部材（上床版、下床版、ウェブ）および各径間によって異なっている。本橋は、P R C構造として設計されており、死荷重（自重と温度荷重）のみが作用している状態ではひび割れが発生せず、活荷重が作用した状態において支間中央の引張領域（下側）にのみ曲げひび割れの発生が許容される構造である。それにもかかわらず、供用前の死荷重しか作用していない状態で、支間中央部や柱頭部付近を中心に多数のひび割れが発生しており、その一部は部材を貫通している可能性も高く、せん断ひび割れの形状の示すものもある。

変形については、桁が下側にたわんでいることである。一般には、支保工の変形やクリープ等への対策として上げ越しが施されており、完成後でも死荷重状態では下側にたわむことはありえない。また、両端のアバット部の沓部分が桁の収縮の影響により30～40mm程度水平（橋軸方向）に変位している。

さらに、橋の端部の支承部において破損が見られたほか、静的載荷試験（平成16年9月、最大25t車両2台程度）および、地震（平成16年9月、架橋位置で震度4程度と推定される）の前後で、すでに発生していたひび割れの幅の拡大や長さの進展、新たなひび割れの発生が確認されるとともに、ウェブに発生していたひび割れからは、コンクリート小片の剥落（角落ち）が生じた。

その他、上床版の鉄筋のかぶりが設計値より大きくなっている箇所があることが挙げられる。

### 3. 損傷対策の検討結果

#### 3. 1 検討方針

本委員会では、損傷が認められた垂井高架橋に対して、

- ① 原因の究明と再発防止策の検討
- ② 橋梁の健全度評価
- ③ 損傷橋梁の対策方法の提案

を実施し、関係機関にその成果を提言として取りまとめるとともに、P R C構造橋梁の信頼性の向上を図るための調査研究活動を行う。

これらの調査研究活動を限られた時間で効率的に実施するために、以下の3つの分科会からなる体制を組織した。

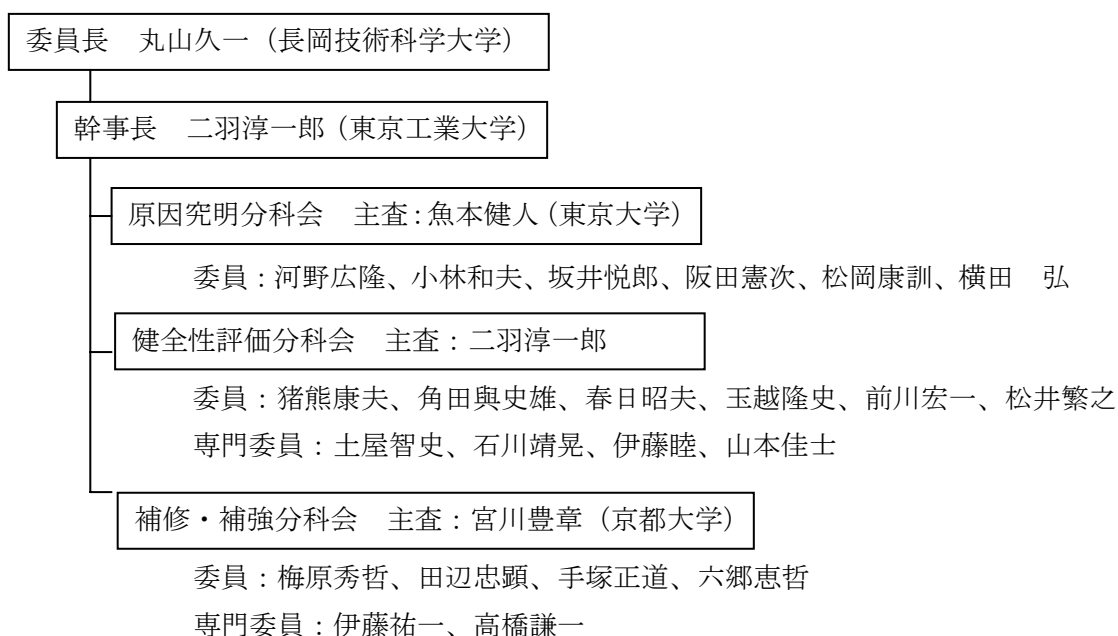


図 3.1.1 委員会体制



各分科会での検討事項は次のとおりである。

- 1) 原因究明分科会
  - ・変状発生原因の推定
  - ・変状発生メカニズムの推定
  - ・再発防止策の提案
- 2) 健全性評価分科会
  - ・現橋梁の健全度評価
  - ・対策後橋梁の健全度評価
- 3) 補修・補強分科会
  - ・補修・補強等の対策方法の検討と提案
  - ・維持管理方法の提案

各分科会の議論においては、相互の情報交換が必須であるので、実際には、以下の流れのように検討を進めた。

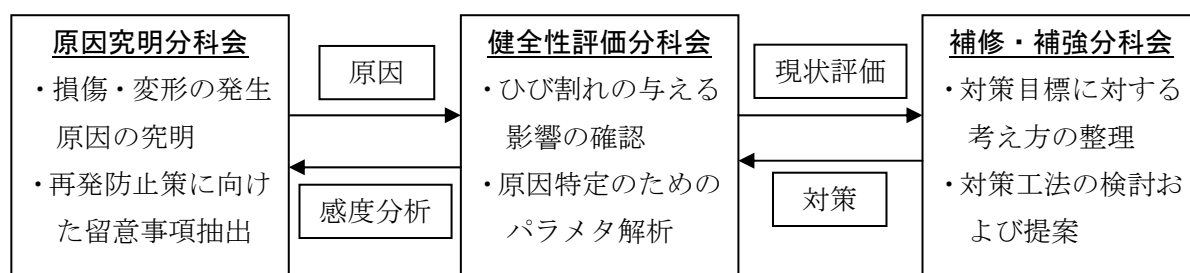


図 3.1.2 分科会での検討の流れ

### 3. 2 各論

#### 3.2.1 原因の究明

##### (1) 原因の推定

垂井高架橋の主な変状は、2章に示すように、当初設計上活荷重の作用により発生することが許容されていた曲げひび割れとは異なる性状の多数のひび割れが見られることである。コンクリート構造物のひび割れの原因にはさまざまなものがあるため、垂井高架橋の変状の原因を特定するため、事前の調査資料の検討に加え委員による現場視察を行った。

その結果、ひび割れの顕著な変状としては、桁中央部が下側にたわんでいること(図3.2.1.1)、免震用のゴム沓座が桁全体の縮む方向に数十mm程度大きく変位していることなどが挙げられる。さらに、最初に施工したA2-P6間や、各支間のA2側の張出し施工部分にひび割れが比較的少なく、張出し部に後打ちされる桁の部分にひび割れが多いことも観察された。

このため、コンクリート自体の体積変化は橋梁上部工の変状の直接的な主原因であると考えられたことから、多径間ラーメン構造あるいは箱桁断面というコンクリートの体積変化を拘束する度合いの大きい条件の下で、コンクリートの収縮変形が拘束されてひび割れが生じたとの仮説を立て、その検証を行うこととした。仮説の検証にあたっては、乾燥収縮、自己収縮、クリープ、水和熱の冷却による収縮といった要因がそれぞれどの程度の大きさで影響したかについて解析的に検討した。また、その他の変状の要因と考えられたもののうち「プレストレス量」、「クリープ」等が現状の損傷とどう関連しているかについても解析的にその影響を検討した。さらに、同一の原石山から採取した骨材を用いた材料試験により、コンクリートの収縮量を測定した。

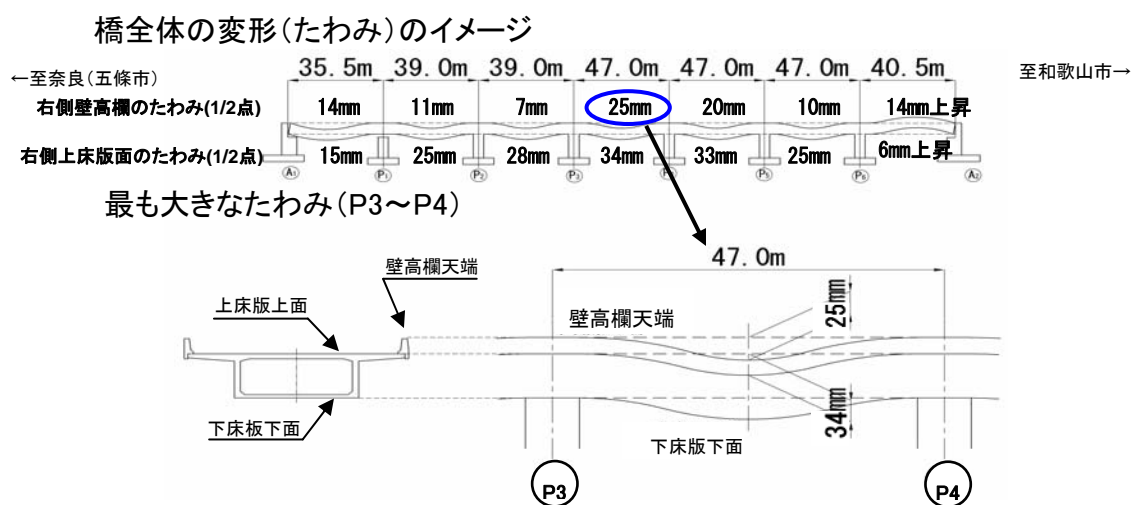


図 3.2.1.1 主桁部の鉛直変位(たわみ)

a. 収縮量と配合および使用材料

コンクリートの収縮には、材齢初期にセメントの水和反応の結果として生じる自己収縮と、材齢の経過とともに進む乾燥収縮がある。

コンクリートの自己収縮は、水セメント比が 50%程度以上ではほとんど無視できるが、水セメント比が小さくなればなるほど、大きくなる。今回用いたセメントの種類や水セメント比は通常範囲のものであるが、単位水量が大きくなると自己収縮が増え、骨材自体の弾性係数が小さい場合には、自己収縮のみならず、乾燥収縮、クリープも大きくなる可能性がある。なお、用いられたコンクリートは短期材齢でのプレストレス導入のためかなり高強度で、単位セメント量も多く、柱頭部近傍の大断面部では水和熱によるひび割れ発生の要因ともなり得る。

コンクリートの乾燥収縮は単位水量に大きく依存する。桁本体の配合計画上の単位水量は表 3.2.1.1 に示すように 172kg/m<sup>3</sup>であり、この値は、土木学会コンクリート標準示方書「施工編」に示されている単位水量の上限 175kg/m<sup>3</sup>以下である。ただ、実橋梁から採取したコアの分析を行い、実際に打設されたコンクリートの単位水量の推定を行うと、600°C ig. loss 法では 183kg/m<sup>3</sup>という単位水量の推定値が得られた。なお、単位セメント量についても、配合計画上は 453kg/m<sup>3</sup>であるのに対し、採取したコアの分析からは 485kg/m<sup>3</sup>という推定値が得られている（表 3.2.1.1 参照）。なお、実際に使用したコンクリートの配合記録は工事請負企業にも無いため確認できなかったが、示方配合としては施工期間を通じて同一の配合が用いられていた。

表 3.2.1.1 示方配合およびコア試料からの推定配合

◇示方配合

推定項目 試料名	単位量 [kg/m <sup>3</sup> ]			水セメント比 (%)
	水	セメント	骨材 (表乾)	
示方配合	172	453	1648	38

◇600°C ig. loss 法による推定

推定項目 試料名	単位量 [kg/m <sup>3</sup> ]			水セメント比 (%)
	水	セメント	骨材 (表乾)	
P 2 - P 3 (支間中央の 隔壁のコア)	183	507	1605	36
P 5 - P 6 (支間中央の 隔壁のコア)	183	466	1653	39

注) 単位量：コンクリート 1m<sup>3</sup>当たりの材料別の配合量（質量表示）

材料の影響を検討するため、実橋梁で使用された骨材と同一の原石山から粗骨材を入手し、配合試験、弾性係数試験、収縮量試験を実施した。配合設計を表 3.2.1.2 に示す。試験に用いた粗骨材は同一の原石山から採取されたもので JIS 規格を満足していたものの、粒形は良くなかった。また、かなりの微粉量が付着していたため、この微粒分について X 線回折を行ったが、粘土鉱物の存在は確認できなかった。また、別の類似骨材（粗骨材）に対する試験では、安定性損失量が 20.2%、軟石量が 6.9%と大きかった。このように同一の原石山から採取された骨材の特性をあわせて考慮すると、実橋梁で用いられた骨材も、若干軟らかく、微粒分が付着していた可能性が示唆された。現在までに得られている配合試験と短期間の自己収縮、乾燥収縮の試験結果を、表 3.2.1.2、表 3.2.1.3 に示す。配合試験の結果では、類似の粗骨材を用いたコンクリートは比較用に市販の骨材を用いたコンクリートと比較してスランプ値が若干小さく、ワーカビリティが劣る傾向が見られた。自己収縮、乾燥収縮については、表 3.2.1.3 に示すように、収縮試験の 1、4、8 週時点での計測結果によると、市販骨材を用いたもの（1 週で $-175 \times 10^{-6}$ 、4 週で $-321 \times 10^{-6}$ 、8 週で $-368 \times 10^{-6}$ ）に比べ、同一の単位水量でも、自己収縮、乾燥収縮がいずれの時点でも 2 倍程度の値（1 週で $-374 \times 10^{-6}$ 、4 週で $-684 \times 10^{-6}$ 、8 週で $-805 \times 10^{-6}$ ）になっていてかなり大きい。この値は通常の JIS 規格骨材を用いた場合の予測値をはるかに超えるものである。この結果より、粗骨材にコンクリートの自己収縮、乾燥収縮を大きくする特性があったと推定される。

表 3.2.1.2 収縮試験に用いたコンクリートの配合試験の結果

コンクリート打設試験結果(乾燥収縮試験用供試体作製時)

配合の種類	使用骨材	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )					AE減水剤 (%)	AE助剤 (%)	フレッシュ性状		圧縮強度(28日) (N/mm <sup>2</sup> )
		水	セメント	細骨材①	細骨材②	粗骨材			スランプ	空気量	
①示方配合相当	類似粗骨材 類似細骨材	172	453	482	119	1053	1.133	0.059	5.8	4.2	68.3
②示方配合相当	市販粗骨材 市販細骨材			544	61	1065	1.133	0.059	6.6	5.2	66.0
③示方配合相当	類似粗骨材 市販細骨材	183	485	466	114	1019	1.213	0.063	8.0	5.4	62.9
④推定配合相当	類似粗骨材 類似細骨材										
⑤推定配合相当	市販粗骨材 市販細骨材										

コンクリート打設試験結果(自己収縮試験用供試体作製時)

配合の種類	使用骨材	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )					AE減水剤 (%)	AE助剤 (%)	フレッシュ性状		圧縮強度(28日) (N/mm <sup>2</sup> )
		水	セメント	細骨材①	細骨材②	粗骨材			スランプ	空気量	
①示方配合相当	類似粗骨材 類似細骨材	172	453	482	119	1053	1.133	0.059	6.8	4.9	—
②示方配合相当	市販粗骨材 市販細骨材			544	61	1065	1.133	0.054	5.7	4.9	—
③示方配合相当	類似粗骨材 市販細骨材	183	485	466	114	1019	1.213	0.058	8.4	5.3	—
④推定配合相当	類似粗骨材 類似細骨材										
⑤推定配合相当	市販粗骨材 市販細骨材										

垂井高架橋上部工事の示方配合、推定配合

配合の種類	水	セメント	細骨材①	細骨材②	粗骨材	AE減水剤 (%)	W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度(28日) (N/mm <sup>2</sup> )
示方配合	172	453	478	121	1049	1.032	38.0	8	4.5	—
推定配合(平均)600°Cig.loss法	183	487	1629			—	38.0	—	—	—

※AE助剤(空気量調整剤)は、一般的によく使用されているが、少量のため工事記録には記載されていない

表 3.2.1.3 収縮試験に用いたコンクリートの収縮量

○コンクリートの自己収縮ひずみ ( $\mu : \times 10^{-6}$ ) \*

コンクリート配合の種類			試験材齢 (週)		
			1	4	8
①	示方配合	提供骨材	-211	-345	-405
②		市販骨材	-91	-180	-213
③		混合骨材	-198	-319	-371
④	推定配合	提供骨材	-226	-369	-431
⑤		市販骨材	-115	-205	-238

○コンクリートの乾燥収縮ひずみ ( $\mu : \times 10^{-6}$ )

コンクリート配合の種類			試験材齢 (週)		
			1	4	8
①	示方配合	提供骨材	-374	-684	-805
②		市販骨材	-175	-321	-368
③		混合骨材	-357	-630	-741
④	推定配合	提供骨材	-397	-712	-845
⑤		市販骨材	-178	-326	-381

注※) ひずみ算定時に用いるコンクリート線膨張係数を、 $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ とした。

#### b. 収縮量と構造物の変状

コンクリートの収縮量が上部工のひび割れパターンやたわみ形状に及ぼす影響を検討するために、コンクリートの水和熱、強度、剛性、収縮等の経時変化を構成則に取り込んだ非線形有限要素解析を用いて、施工過程を考慮した解析を行った。ひび割れパターンの解析結果を図 3.2.1.2 に示す (注：図の収縮ひずみは部材厚さの影響を考慮した平均的な値。コンクリートの自由収縮ひずみはこの 1.5 倍程度)。

コンクリートの自由収縮ひずみが  $300 \times 10^{-6}$  程度 (部材の収縮ひずみでは  $200 \times 10^{-6}$  相当) までは、ひび割れの発生状況や桁のたわみ等は設計で仮定していると思われる条件で計算した値と大差ないものであったが、 $500 \times 10^{-6}$  程度 (部材の収縮ひずみでは  $350 \times 10^{-6}$  相当) 以上になると、①縦横のひび割れが増える、②たわみが増える、③桁軸方向の支点水平変位が増える、④最もせん断力の大きい柱頭近傍に斜めのひび割れが出てくる、⑤活荷重に対する剛性が低下し始める、といった応答が得られた。なお、解析結果からコンクリートの自由収縮ひずみ量と上記①～⑤の応答特性とは直線的な関係ではなく、自由収縮ひずみが  $300 \sim 400 \times 10^{-6}$  を越えたあたりから、ひび割れの発生状況や桁のたわみ等が加速度的に増える傾向が推定された (図 3.2.1.3)。

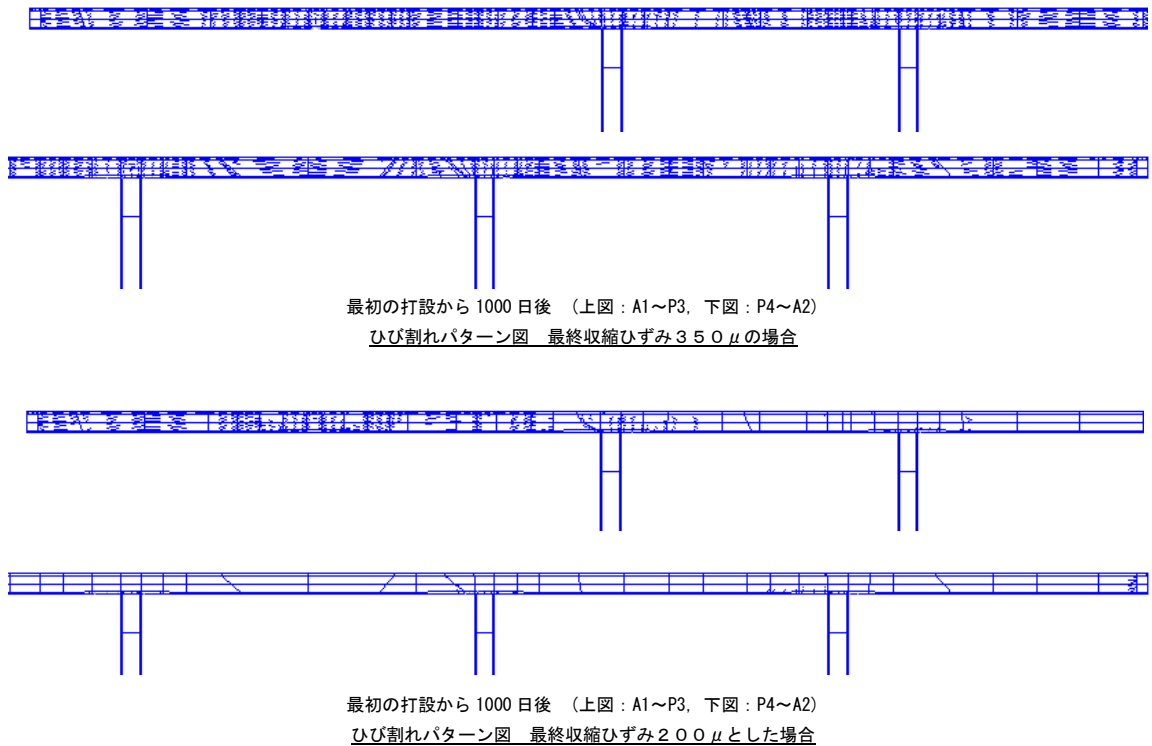


図 3.2.1.2 コンクリートの収縮量によるひび割れのちがい  
(図中の収縮ひずみの値は、部材の平均的な値)

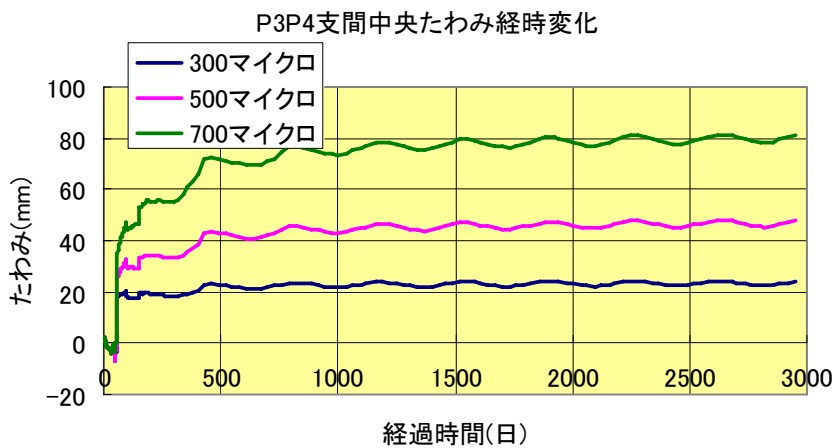


図 3.2.1.3 コンクリートの収縮量による桁のたわみのちがい  
(図中の収縮ひずみの値は、コンクリートのひずみ量)

解析結果からはコンクリートの自由収縮ひずみが大きく、多数のひび割れが生じた場合、桁の剛性が低下し、下側へのたわみが増加する傾向にあることも推定された。また、部材間でコンクリートの打設時の違いによる部材間の収縮差について解析的検討を行ったところ、多くのひび割れが出ていると、たわみの進行が促進され

る傾向が見られた。つまり、面積的には上床版の面積の方がウェブ+下床版の面積よりも小さい上に、上床版のコンクリートの打設時期が3週間ぐらい遅いことから、上床版が収縮しようとする際には既に硬化しているウェブ+下床版はその収縮を拘束するように作用し、ひび割れが大きい径間ではこの作用が顕著に現れると考えられ、コンクリートの収縮による部材間の収縮差によっても桁が下にたわむと推定された(図 3.2.1.4)。

材齢1460日(平成17年10月31日)での変形(500マイクロ)

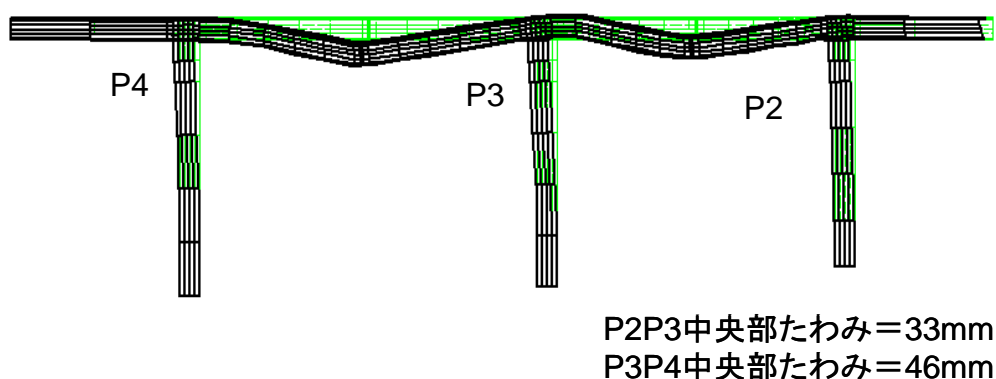


図 3.2.1.4 収縮による桁の変形

ひび割れの本数が極端に多いことに関しては、この桁の鉄筋量が耐震性確保の観点からかなり多いことが影響していると考えられる。コンクリートの大きな乾燥収縮が多量の鉄筋によって拘束されることで、ひび割れが分散し、ひび割れ本数が多くなったと考えられる。

その他、打設したコンクリートが硬化する前に鋼製で背の高い支保工等が変形したことにより、桁の各部に潜在的な弱点が生まれ、これらが大きなコンクリートの収縮にともない多数のひび割れとなって現れたことも考えられたが、施工中の支保工変位の記録がないため、検証ができなかった。

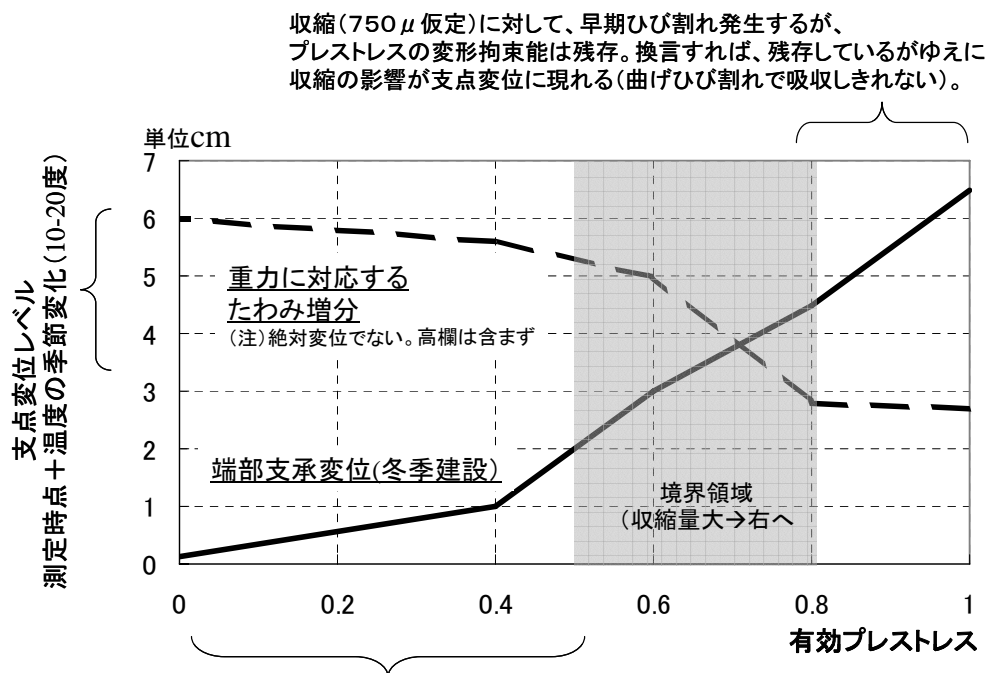
#### c. 変状の発生時期

上部工の工事完成時点でのたわみが計測されていないなど、たわみの発生時期を特定する明確なデータはない。しかし、b. 収縮量と構造物の変状で述べたように、施工後のコンクリートの収縮の大きさと収縮によるひび割れと剛性低下、各部材間の収縮差などが変状に大きく影響したと考えられる。

そのほか、図 3.2.1.1 に示すように先に施工された下床版のたわみと後に施工された高欄のたわみが異なるなど、変状が施工時点で生じていた可能性を示す状況も見られた。その原因としては、施工段階で適切な上げ越し量が設定されていないこと、コンクリート打設段階で型枠沈下の管理が不十分であったこと、などが考

えられる。また、背の高い鋼製支保工を用いていたため、昼夜の温度差と既設コンクリート柱との相対変位の発生が、鉛直方向あるいは斜めのひび割れを発生させた可能性もあるが、施工中のたわみが計測または記録されていないため、影響の有無が確認できなかった。

プレストレス量の影響について解析的に検討したところ、プレストレス量の不足は桁のたわみを増加させるとともに、橋梁両端の支承の水平変位を大きく減少させる方向に影響することが示された（図 3.2.1.5）。つまり、プレストレス量が極端に不足する場合には、下床板からウェブ上部に向けて曲げひび割れが進展し、桁剛性の低下によって桁軸方向のコンクリートの収縮変形が吸収されることで、結果として桁端部の水平変位が小さくなる。しかし実際には、ウェブには曲げによると思われる橋軸直交方向のひび割れは少なく、一方で桁端部の水平変位は小さくない。したがって、現状でもプレストレス量が極端に不足していることはないと推定されるが、桁のたわみ量や収縮量から見て、有効プレストレス量は導入値に対して少なくとも 70%以上はあると推定された（図 3.2.1.5）。プレストレス導入時の施工管理記録からは、施工時の緊張不足は認められず、また、断面内におけるプレストレス量の不均一の有無や影響については評価できなかった。



収縮(750 $\mu$ 仮定)が曲げひび割れに吸収され、その影響は支点変位に現れなくなる。プレストレスの変形拘束能が消失。撓み拘束も、ほぼ消失。少なくとも、有効プレストレス(変形拘束能)がこの領域まで落ちていることは想定し難い。

図 3.2.1.5 プレストレス量の影響について



## (2) 原因のまとめ

現在、コンクリート材料の試験は継続中で、載荷実験のデータも解析中であるが、これまでに実験および解析から得られているデータに基づくと、垂井高架橋の変状の原因は以下のように考えられる。

- ① 垂井高架橋橋で用いられたコンクリートは通常より著しく収縮量が大きかったと考えられる。このことが、多径間連続ラーメン箱桁構造という部材の体積変化を拘束する度合いの大きい本橋において、許容される曲げひび割れとは異なる性状のひび割れを生じる結果となったと考えられる。
- ② ひび割れが多数発生した理由としては、ラーメン構造としての耐震性を確保するために配置された多くの鉄筋が、コンクリートの大きな収縮を拘束したためと考えられる。
- ③ 多数のひび割れの発生は、桁の剛性を低下させ、クリープや収縮差の影響を出やすくさせるため、桁中央部の下側へのたわみが大きくなった理由のひとつと考えられる。
- ④ コンクリートの自己収縮と乾燥収縮が大きくなった主要原因としては、同一原石山から採取された骨材の試験結果から判断すると、使用した骨材の影響が大きいと考えられる。
- ⑤ プレストレス量については、橋のたわみや収縮量についての解析結果からは、有効プレストレス量に関しては、設計の少なくとも 70%以上あると推定された。なお、施工管理記録からは緊張力の導入不足を示すデータは認められなかった。
- ⑥ 上越し量、支保工の剛性、出来形の不良等の施工的な要因の影響については、施工状態が計測または記録されていないため、影響の有無が確認できなかった。

これらを表 3.2.1.4 と図 3.2.1.6、図 3.2.1.7 にまとめて示す。

### 【参考文献】

- 1) 日本コンクリート工学協会：「フレッシュコンクリートの単位水量迅速測定および管理システム調査研究委員会報告書」2004.6

表 3.2.1.4 変状原因の推定 (\*\*: 検討済み、\*: 検討中、※未検討)

	考えられる変状の原因	原因の要因
主たる原因	コンクリートの変形 ◎大きな乾燥収縮量** ◎大きな自己収縮量** ○大きなクリープ量*	○大きな単位水量、セメント量** ○単位水量の増加（施工性確保）** ◎骨材品質* ○骨材のバラツキ※
従たる原因	大きな拘束条件 ◇多径間の構造** ◇大きな鉄筋量や鉄筋配置**	◇構造条件に応じた施工手順** ◇耐震設計**
	その他 ・プレストレス量の導入不足** ◆上越し量不足※ ◆支保工剛性不足による沈下※ ◆支保工の温度による変形※ ◇出来形の不良※	◆施工中の品質・出来形管理※
その他	◇有効プレストレス量の不足** ◇水和熱による温度上昇*	

[主たる原因]

- ◎：損傷を引き起こした可能性が高いもの
- ：損傷を引き起こした可能性が低いもの

[従たる原因]（主たる原因が生じた場合に損傷に影響するもの）および [その他]

- ◇：損傷に影響した可能性が高いもの
- ・：損傷に影響した可能性の低いもの
- ◆：損傷に影響した可能性が未特定なもの（特定が不可能なものを含む）

変状の原因

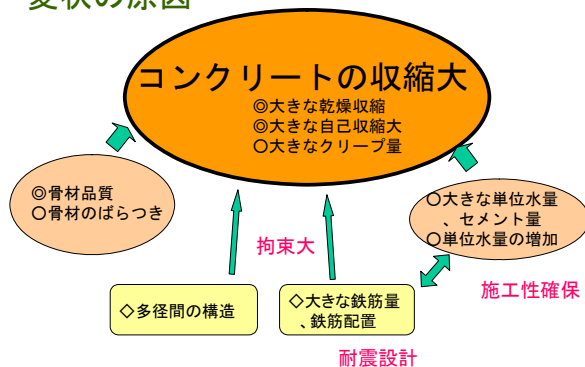


図 3.2.1.6 変状の原因とその関係

変状の関連

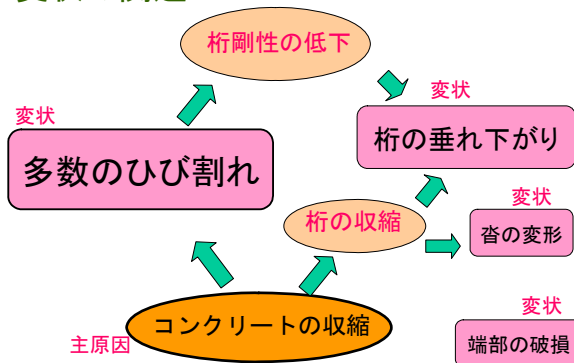


図 3.2.1.7 変状の関連

### 3.2.2 損傷対策の目標と現時点の性能

#### (1) 損傷対策の目標

損傷対策の目標を明確にするために、道路橋の性能分類別に以下の項目について整理した。

最初に、当時の設計基準類および設計図書などから建設当初に求められていた性能水準(目標)の内容を整理した。その中で、その他の性能水準として、設計基準類および設計図書に明確に示されていないが、技術的な見地から設定できる事項も明確にした。次に、現状の評価として、ひび割れなどが生じたことによって当初求められていた性能水準(目標)に対して満足できているかどうか評価した結果の概要を示す。詳細については、(2) 現時点での性能で述べる。次に、当初求められていた性能水準(目標)と現状の評価から勘案して、本橋として設定する性能水準(目標)を明確にした。さらに、本橋として設定する性能水準(目標)を満足するための対策シナリオをあわせて一覧表として表 3.2.2.2 に示す。対策シナリオについては、3.2.3 対策方法の検討で詳述する。

なお、この一覧表は、一般的な道路橋としての性能の観点からまとめたものである。以下に本橋として設定した性能水準(目標)を詳述する。

#### 1) 安全性能

##### a. 曲げ耐荷力

本橋には道路橋示方書で想定していないひび割れが発生しているため、同書の方法では、現状の曲げ耐荷力を評価できない。そこで、材料物性の影響を直接考慮できる非線形有限要素解析で検証することとし、道路橋示方書で示されている終局時の荷重レベルにおいて、主桁耐荷力の余裕度が当初の水準と同等となることを目標として設定することとした。

##### b. せん断耐荷力

曲げ耐荷力と同様とした。

##### c. 床版の疲労

道路橋示方書では、床版の疲労破壊に対しては、設計荷重時に作用する応力が許容応力度以下であることで評価している。そこで、対策後においても、設計荷重相当載荷で作用する応力度が許容応力度以下となることを目標として設定することとした。

##### d. 耐震性

曲げ耐荷力の評価と同様で、道路橋示方書の方法では、現状の耐震性を直接評価

できない。そこで、最悪のケースを想定して、コンクリートの剛性への寄与をゼロとした保耐法と既に生じているひび割れの影響を考慮した非線形動的応答解析の両者で、当初想定した破壊モード(損傷のない橋脚基部が最初に降伏)に達することを目標として設定することとした。

桁の収縮による変形により生じている免震用ゴム支承のせん断変形については、動的応答解析により許容範囲内となることを目標として設定することとした。

e. その他の損傷（端部の破損）

桁端部の損傷については、収縮による変形の影響、または、衝撃的な力（たとえば、平成16年9月に発生した地震等）に対する端部のコンクリート強度の影響等がその原因と考えられる。しかし、この部分は、上部工の構造に影響する部分ではないため、本来の形状に復旧させることを目標として設定することとした。

## 2) 使用性能

a. 橋面出来形

橋面出来形は、本来、設計の前提となる良好な施工品質が確保される適切な施工が行われたことや設計の妥当性を間接的に評価できる重要な項目であり、契約上も工作物検収時に所要の性能を有する部材であることを確認する最も基本的かつ重要な要件である。しかし、変状が生じてしまっている本橋については、使用上の性能を直接的に評価できるものについては、目標を設定して評価することが妥当である。橋面出来形について自動車走行安全性の観点からは、目標として当初設定された管理値(計画高 $\pm 20\text{mm}$ )内に修正することとした。その場合に、計画高を指標とすると対策が限定される可能性があるため、平坦性が当初と同等となるように、道路線形に対する平坦性が $\pm 20\text{mm}$ 以内になるように目標を設定することとした。この場合に、各種対策に伴う主桁のクリープ変形、交通荷重の高サイクル疲労による付加的なたわみ量を考慮して設定する。

なお、縦断勾配、横断勾配、排水勾配などの道路構造令の規程に関連して道路橋としての諸条件を満たしていない箇所については、それらを満たすよう適切な措置を行う。

b. 部材出来形

部材出来形も、橋面出来形と同様に、施工時の品質管理の基本であるとともに、適切な施工が行われたことや設計の妥当性を間接的に評価する上で重要な項目である。しかし、現状において機能的な不具合は特定できないため、かぶり厚の増減により部材として所要の性能を満足しないことが明らかになった場合には、その性能に対する対策を別途確保することを条件に、現時点では現状に手を加えないこととした。

c. 短期変形(剛性)

コンクリート道路橋の場合、自動車走行に伴う変形が小さいため、一般に短期変形の検討は省略されている。しかし、本来確保すべき桁の剛性値は存在するので、今後解析的な観点から所要の剛性値を明らかにし目標値を定めることとするが、当面は、繰返しによる桁の損傷の増大を抑えることを目的に、活荷重作用時において当初想定していた剛性値程度以上となることを目標として設定することとした。

d. 部材応力度

死荷重作用時の応力度が許容値以下でない箇所があるが、当該箇所において現状で変形やひび割れの発生は認められない。そこで、死荷重作用時を対象とした対策は講じないものとし、疲労の影響によるひび割れの発生等を防止する観点から、設計荷重による応力度増分が設計での増分値以内となることを目標として設定することとした。

また、静的載荷試験(平成16年9月、最大25t車両2台程度)および地震(平成16年9月、架橋位置で震度4程度と推定される)の後で、既に生じていたひび割れについて、ひび割れ幅や長さが多少増えており、ひび割れ部から若干の角落ちがみられた。部材に発生する応力が許容レベルを超え、設計で想定している応力分布と異なっている可能性も否定できない。この点についても危険側の評価とならないよう適切な措置を検討する必要がある。

e. ひび割れ幅

PRC桁は、死荷重作用時では曲げひび割れの発生は許容していないが、既に多数のひび割れが生じている。そこで、現状の死荷重作用時で生じている幅0.2mm以上のひび割れは注入工法で補修することとし、設計荷重作用時には、活荷重によるひび割れ幅増分が設計値以内となることを目標として設定することとした。

また、ひび割れの影響により、死荷重状態で鉄筋に設計上想定されていない応力が作用していることの影響については、これが本橋および部材の性能を妨げないものであることも目標とした。

3) 美観・景観

当初期待されている通り、不安感、不快感がない状態を目標として設定することとした。

4) 第三者影響に関する性能

当初期待されている通り、第三者影響がない状態であることを目標として設定することとした。

## 5) 耐久性能

本橋が保有すべき安全性能、使用性能、美観・景観、第三者影響に関する性能が、材料等の劣化によって低下し、供用期間中に許容範囲を超えて損なわれないことを目標とする。ここでは、材料の劣化に対する抵抗性（耐久性）を検討し、必要な耐久性が確保されていれば耐久性能は損なわれないとした。

耐久性の目標としては、設計かぶり厚によって保証されていた性能が、当初期待されていたものと同等であることとした。

## 6) 維持管理性能

本橋の変状の原因について、これまでの検討により、マクロ的な観点から主原因が明らかとなってきた。しかし、長期にわたる骨材の品質変化の影響や、補修・補強対策の経時的な変化については、まだ、不確定な要素も残されている。今後、適切な維持管理をしながら供用し、適宜対応してゆくことで不確定な要素に対応していくことも十分期待される。したがって、万が一の変状が重大な事態につながらないよう、現時点で本橋が損傷を生じずに完成されたのと同様の安全性を確保するために、通常の定期点検に加えて、モニタリングシステムによる常時監視を対策の一部として設定した。

### (2) 現時点での性能

#### 1) 安全性能

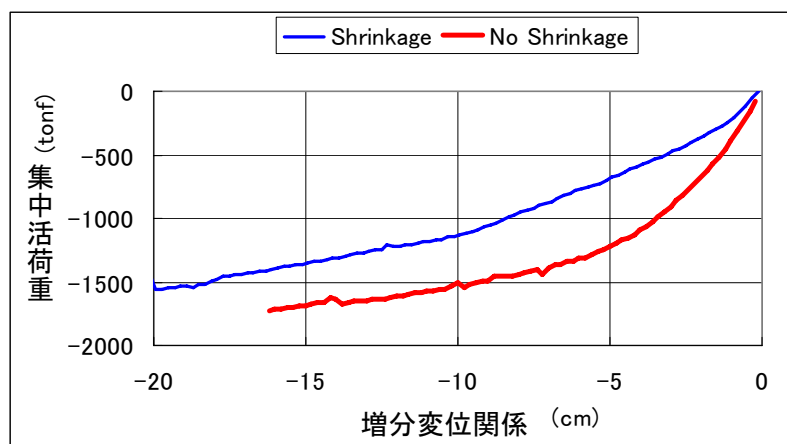
##### a. 曲げ耐荷力およびせん断耐荷力(最大荷重に対する安全性)

本橋では、箱桁部に設計上想定されていない多数のひび割れが認められる。そこで、交通荷重に対する最大耐荷力について本橋の設計図書をもとに検討したところ、交通荷重を受ける上部構造の静的な耐力は鋼材の降伏強度でほぼ決定され、コンクリートの強度特性とひび割れにはほとんど影響されないと推定された(図 3.2.2.1)。また、現地調査で確認した範囲では、鋼材の腐食等の異常は認められていない。

以上のことから、ひび割れが存在しているとしても、設計上の耐震性を満足するために配置された鉄筋の効果等により、実際に作用する最大荷重時の安全性という観点からはひび割れの影響は無視できる範囲に留まるものと推定される。

せん断耐荷力については、コンクリート標準示方書に記載されている棒部材に対する耐力評価式 ( $V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ ) を用いて算定したところ、仮にコンクリートの寄与分 ( $V_{cd}$ ) を考慮しなくても、せん断補強筋の寄与分 ( $V_{sd}$ ) だけで設計荷重作用時のせん断力の2倍以上ある。

例：橋脚近傍の拡張断面部  $V_{yd}(9385\text{kN}) = V_{cd}(1123\text{kN}) + V_{sd}(8262\text{kN})$   
コンクリートを無視した耐荷力  $V = V_{sd} \doteq 0.88V_{yd}$  (差は約12%)



集中活荷重-増分変位関係 P2-P3 橋脚間のスパン  
 図 3.2.2.1 耐荷力に対する構造解析結果

**b. 耐震性(主桁) (レベル1、レベル2地震動に対する耐震性)**

レベル2地震動に対する耐震性について、ひび割れ損傷の影響を考慮した動的非線形応答解析および道路橋示方書による設計計算手法(プッシュオーバー解析)を用いて検討した。その結果、図 3.2.2.2 に示すように、レベル2地震動に対する構造応答特性は、初期ひび割れにほとんど左右されないこと、地震によって生じる損傷も初期ひび割れにほとんど左右されないことが推定された。

本橋の耐震性能は、当初設計から上部工ではなく主として橋脚の耐震性(構造諸元)に依存すること、さらに、桁に鋼材量が十分に配置されている設計となっていることから、ひび割れ損傷の影響を考慮しても耐震性能は橋脚の耐震性に依存することによって変わりがなく、ひび割れ等の影響は橋梁の耐震性には殆ど影響しない結果となっている。レベル1地震動に対する応答も、大部分が柱部材の構造特性に由来するため、上部構造のひび割れ損傷の程度に大きく左右されないと考えられた。

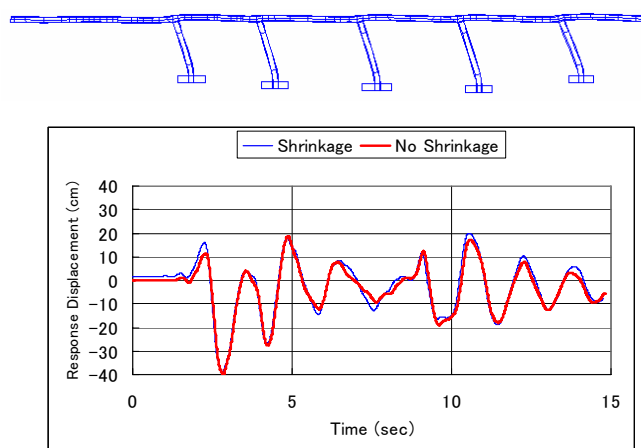


図 3.2.2.2 収縮に伴う初期ひび割れを有する構造系の動的応答と拡大変形モード(JSCE 標準示方書耐震性能照査編の照査用地震波形を橋脚基部に入力)

### c. 耐疲労性(主桁・床版)(交通荷重に対する耐疲労安全性)

本橋は、活荷重作用時に桁の曲げひび割れの発生を許容しており、ひび割れ発生以後に鋼材応力が増加することは設計段階で既に考慮されている。そこで土木学会コンクリート標準示方書に示される曲げ疲労破壊の照査を行った結果、本橋の設計耐用期間(50年)内に主桁の主鉄筋の疲労破断や構造部材の曲げ疲労破壊が発生する確率は極めて小さく、主桁の曲げ疲労破壊に対する影響は無視できる範囲に留まると推定された。さらに現地における載荷試験結果から、設計交通荷重に対する部材の変形と鉄筋の平均ひずみ振幅も推定通り小さく、鋼材の疲労破壊を招く恐れはないと推定される。

主桁には設計では想定していない斜めひび割れが発生しており、せん断補強鉄筋の応力が想定よりも増加しているものと推定された。そこで、せん断疲労破壊の検討を曲げ同様に行った結果、せん断補強鉄筋に作用する応力振幅も疲労破断に関して十分に小さいことを解析ならびに載荷実験から確認した。せん断補強鉄筋も耐震性能の観点から多く配置されている。

床版については、上床版に橋軸と直交方向のひび割れが多数生じていること、および、上床版とウェブの接合部の上床版表面からの鉄筋かぶりが設計値の2倍を超えて設計許容応力度を超える箇所があること等から、上面増厚工法などによる補修・補強が必要である。

## 2) 交通荷重に対する使用性

設計時の断面諸元から、全断面有効とした場合のたわみ(荷重に対する鉛直変位)の計算値と比較して、現地載荷試験によって計測値されたたわみは径間によって異なるものの1.0~1.7倍となった(表3.2.2.1)。

表3.2.2.1 載荷試験により生じた桁の鉛直変位(たわみ)  
(25tトラック6台)

	全断面有効の剛性 計算値(mm)	実測値(mm) 三次元光波測量
A1-P1 径間	3.7	6.1 (1.6)
P1-P2 径間	2.5	3.5 (1.4)
P2-P3 径間	2.0	3.3 (1.7)
P3-P4 径間	3.7	6.0 (1.6)
P4-P5 径間	3.7	5.0 (1.4)
P5-P6 径間	3.6	4.8 (1.3)
P6-A2 径間	3.6	3.6 (1.0)

\* : 計算値は、主桁のヤング係数を  $E_c=2.6 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、壁高欄の剛度 ( $E=2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )、PC 鋼材、鉄筋をヤング係数比で換算した換算断面定数を用いて棒モデルで算定した値。( ) 内は、計算値に対する比率を示す。



また、コンクリートの収縮量の推定値を用いたひび割れ解析を行った結果からも、収縮によって生じるひび割れ発生により、荷重によるたわみは計算値に対する試験結果と同程度に増加するような剛性低下が予見された。そのため、設計交通荷重に対する橋梁上部構造のたわみは、当初設計のそれと比較して、径間の中央部で数ミリほど大きくなることが分かった。初期ひび割れ損傷がない場合には、高サイクル疲労によるたわみの増加は無視できるほど小さいが、初期ひび割れを有する状態では、疲労荷重によるたわみの進行の可能性がある。ただし、ひび割れの進行は、ウェブの圧縮領域に達したところで収束するものであること、本橋は引張鋼材量が多いため変形量は小さく、高サイクル疲労による付加的なたわみ量と、時間の経過に伴って発生するクリープによる付加たわみ量の合計でも、数mm～1、2cm程度に留まると推定されたこと（図 3.2.2.3）から、たわみという観点からの使用性にも大きな問題はないと判断される。

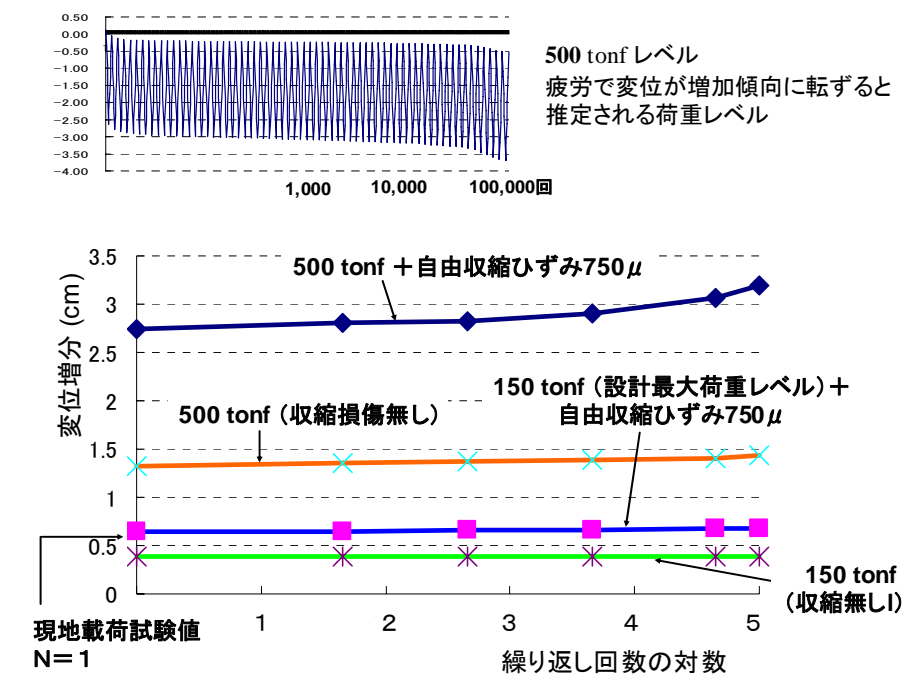


図 3.2.2.3 ひび割れを考慮した交通荷重による主桁の変位解析結果

### 3) 耐久性能（鋼材の劣化状況）

多くのひび割れが部材表面で認められているが、現時点で鋼材の腐食が疑われる事象は見つかっていない。将来にわたっての鋼材腐食の危険性については、「対策」とあわせて次節で述べる。

表 3. 2. 2. 2 当初求められていた性能水準(目標)、現状の評価、本橋で設定する水準、対策シナリオの対応一覧表

性能(指標)	当初求められていた水準(目標)			現状の評価	本橋で設定する水準	対策シナリオ	具体策案	備考	
	設計基準類による水準	設計上の水準	その他						
(1) 安全性能	a. 曲げ耐力	道示(H.8)以上			道示(H.8)荷重≤耐力 FEM解析OK	道示(H.8)荷重≤耐力 余裕度当初水準と同等	他の対策の副次的効果活用	-	対策の効果はFEM解析で確認
	b. せん断耐力	道示(H.8)以上			道示(H.8)荷重≤耐力 FEM解析OK	道示(H.8)荷重≤耐力 余裕度当初水準と同等	他の対策の副次的効果活用	-	対策の効果はFEM解析で確認
	c. 床版の疲労	道示(H.8)以上			(FEM解析、載荷試験にて確認中)	道示(H.8)設計値以上	①発生応力度の低減	①床版上面増厚	対策の効果はFEM解析、載荷試験で確認
	d. 耐震性(主桁) (ゴム支承部)	道示(H.8)以上			道示(H.8)保耐法OK 動解OK  (動解確認中)	道示(H.8)設計値以上  (せん断変形許容範囲内)	不要  ①支承部の補強 ②支承の交換		
(2) 使用性能	a. 橋面出来形(長期変形含む)		計画高±20mm		NG	道路線形に対する平坦性±20mm以内	①主桁変形を戻す ②橋面のみ増厚調整	①ジャッキアップ+α ②床版上面増厚	※採用しなかった
	b. 部材出来形		管理規準値内		NG	かぶりの影響が他の性能水準を満足する前提で現状のまま	他の対策でかぶりの影響を考慮	-	
	c. 短期変形(剛性)			当初想定値程度	FEM解析、載荷実験にて確認中	当初想定値以下(剛性は想定値以上)	①ひび割れの圧縮部拘束 ②①+ひび割れの開き抑制	①0.2mm以上のひび割れにエポキシ樹脂注入 ②①+外ケーブル補	対策の効果はFEM解析、載荷試験で確認
	d. 部材応力度	道示(H.8)設計値以下			死荷重時 NG 設計荷重時 確認中	死荷重時 現状 設計荷重に対する増分 道示(H.8)設計値以下	①鉄筋増加応力度の低減	①外ケーブル補強	対策の効果はFEM解析、載荷試験で確認
	e. ひび割れ幅			道路公団(JH)設計要領値以下	死荷重時 NG 設計荷重時 確認中	死荷重時 現状 設計荷重に対する増分 JH要領値以下	①鉄筋増加応力度の低減	①外ケーブル補強	対策の効果はFEM解析、載荷試験で確認
(3) 美観・景観			不安感、不快感のない状態	心理的不安感あり	不安感、不快感のない状態	適用した他の対策で対応			
(4) 第三者影響に関する性能			第三者影響のない状態	現状OK	第三者影響のない状態	①適用した他の対策で対応 ②はく落防止対	②はく落防止工法		
(5) 耐久性能			設計耐用期間内の補修補強対策なし	許容ひび割れ幅 NG	当初想定した耐久性と同等以上	①ひび割れ注入と表面保護工法	①0.2mm以上のひび割れに樹脂注入+表面含浸剤塗布	定期的な表面含浸剤の再塗装の要あり	
(6) 維持管理性能			橋梁定期点検要領に基づく点検 地震時対策が可能	現状NG	管理システム+橋梁定期点検要領に基づく点検 地震時対策が可能	①モニタリングの併用 ②点検足場の設置			
(7) その他(端部の破損)					(損傷の無い状態)	・アンカーボルト+コンクリート充填			

凡例： 道示(H.8) … 道路橋示方書・同解説 平成8年12月  
JH要領 … 日本道路公団 設計要領 第二集 平成10年7月

### 3.2.3 対策方法の検討

#### (1) 対策シナリオの設定と対策工法の選定

対策シナリオおよび具体的な対策工法は、3.2.2 損傷対策の目標と現時点の性能で設定した本橋として求められる性能水準(目標)に対して、現状の技術水準で設計耐用期間と考えられる 50 年を満足することを想定し、技術的見地から必要と考えられるものを提案する。

#### 1) 安全性能

##### a. 曲げ耐荷力

主桁の補強材の配置は耐震性から決められているため、設計上、曲げ耐荷力には十分な余裕がある。前節の解析で示したように(図 3.2.2.1)、損傷による影響を考慮しても設計荷重に対して曲げ耐荷力には十分な余裕があると推定されたため、曲げ耐荷力の向上を目的とした対策は講じないものとする。

##### b. せん断耐荷力

せん断耐荷力についても、前節で検討したように、損傷による影響を考慮しても設計荷重に対して十分な余裕があると考えられたため、せん断耐荷力の向上を目的とした対策は講じないものとする。

##### c. 床版の疲労

床版については、ひび割れが多数生じていること、鉄筋のかぶりが適切でないことで設計許容応力度を超える箇所があること等から、補強することとした。

補強対策としては、炭素繊維シート接着工法、鋼板接着工法、下面増厚工法、上面増厚工法が挙げられるが、本橋の対策シナリオ①としては、橋面出来形の対策として設定した橋面(床版)上面増厚工法で兼ねるものとする。

改善効果については事前に有限要素解析で確認するとともに、対策の実施後には、載荷試験を行って、その効果を確認するものとする。

##### d. 耐震性

橋桁については、前節の解析結果(図 3.2.2.2)から、損傷を考慮しても橋脚と比較して高い剛性を持つため、地震時の終局状態においては、橋脚が先に塑性化すると考えられた。このため、本橋の耐震性は桁の損傷の有無に大きな影響を受けないと考え、対策は特に講じないものとする。

なお、支承の免震機能や変位制限機能が低下している場合には、耐震性を回復するため変位制限機能の補修および支承の付け替え等を実施するものとする。

## 2) 使用性能

### a. 橋面出来形

対策のシナリオとしては、以下の2通りが考えられる。

対策シナリオ①としては、主桁下面よりジャッキアップし、下側にたわんだ変形を計画高に戻すものである。ただし、実施にあたっては検討課題が多い。

対策シナリオ②としては、橋面をコンクリート増厚により当初想定した平坦性を確保するものである。この場合に、交通荷重のサイクル疲労による付加的なたわみ量を考慮するとともに、自重が増加することによる応力の増加、クリープ変形を検討する必要がある。

本委員会としては、対策が容易であること、床版の補強対策が兼用できることから、対策シナリオ②を基本として設定する。

### b. 部材出来形

部材出来形については、過大なかぶりが床版の疲労破壊等に対する安全性能等の他の性能に影響を与える場合には、その性能に関する対策とあわせて部材出来型に関する影響にも対処するものとする。縦断勾配、横断勾配、排水勾配などの道路構造令の規程に関連して道路橋としての諸条件を満たしていない箇所については、それらを満たすよう適切な措置を行う。

### c. 短期変形(剛性)

多数のひび割れの発生により、断面剛性が低下していることは、載荷試験および解析から明らかである。断面剛性の増加対策として、本橋の対策シナリオ①としては、注入工法が可能な幅 0.2mm 以上のひび割れにはエポキシ樹脂等による樹脂注入を行うことを提案する。

また、対策シナリオ②として、対策シナリオ①に加えて、外ケーブル補強によりひび割れの開きを抑制する対策を併用することとする。さらに、長期的な剛性低下も想定し、あらかじめ緊張しない外ケーブルを配置しておき、将来必要なときに緊張できるようにしておくことも有効であるため、シナリオ②まで含めた対策を提案する。

いずれの対策も、改善効果は、有限要素解析あるいは載荷試験で確認することが必要である。

### d. 部材応力度

部材応力度を低減する対策方法としては、炭素繊維シート接着工法あるいは鋼板接着工法等も考えられるが、ひび割れの経時変化を追跡するという観点から、本橋の対策シナリオ①としては、外ケーブル補強により活荷重作用に伴う鉄筋応力の増分を低減する対策方法を提案する。

改善効果は、有限要素解析あるいは載荷試験で確認することが必要である

e. ひび割れ幅

ひび割れ幅に関しては、活荷重作用に伴うひび割れ幅の増分が設計値以内となる対策を講じるものとする。

死荷重作用時で幅 0.2mm 以上のひび割れについてはエポキシ樹脂などの注入工法で対応することとする。活荷重作用に伴うひび割れ幅の抑制には、炭素繊維シート接着工法あるいは鋼板接着工法等が考えられるが、ひび割れの経時変化を観察するという観点からは、外ケーブル補強により活荷重作用に伴う鉄筋応力の増分を低減する対策方法を提案する。

改善効果は、有限要素解析あるいは載荷試験で確認することが必要となる。

### 3) 美観・景観

ひび割れ注入工法を実施すると補修跡が目立つので、変状が確認できることを前提とした化粧を講じるものとする。具体策については現在検討中である。

### 4) 第三者影響に関する性能

現状ではひび割れが第三者影響に関する性能に与える影響は小さく、耐久性の対策として講じる表面保護工法により併せて第三者影響に関する対策となることが期待される。そこで、対策シナリオ①としては、耐久性の対策を兼ねた表面保護工法の適用により、損傷のない新設橋梁と同じレベルに回復させることを提案する。ただし、変状の詳細やその原因には不明な点も残るため、さらに安全性を高めた対策シナリオ②として、ひび割れの変状が確認できる透明性の高い表面被覆工法をはく落防止対策として適用することを提案する。

### 5) 耐久性能

中性化および塩害の検討において、実際に使用したコンクリートについては、収縮は大きいものの、橋梁から採取したコアから推定される健全な部分の圧縮強度は約 60N/mm と設計値よりも大きく、二酸化炭素の耐透過性、塩化物イオンの耐浸透性は、当初想定したコンクリートに比べ低下していないものと考えられるので、コンクリート自体の補修は施さないものとする。したがって、ここではひび割れの影響について対策を講じるものとする。

対策シナリオ①としては、幅 0.2mm 以上のひび割れについては注入工法を採用し、幅 0.2mm 以内のひび割れについては、表面保護工法を適用することを提案する。表面保護工法としては、維持管理(ひび割れの変状確認、再施工など)が容易な表面含浸工法を選定する。なお、表面保護工法は時間の経過とともに性能が劣化していくため、一定期間(一般に 10 年程度)ごとに再補修を想定しておく必要がある。

## 6) 維持管理性能

対策シナリオ①としては、モニタリング技術を採用し、変状を常時監視できる対策を講じるものとする。対策シナリオ②としては、再補修、および必要な点検時に主桁外面の点検調査(ひび割れの進展、ひび割れ幅、変状など)が容易にできるように対策を講じるものとする。具体策については現在検討中である。

## 7) その他

本橋の上部工の端部(支承部)の破損については、変位制限装置やコンクリート強度等を確認の上、本来の形状に復旧させるため、アンカーボルトを設置し、コンクリートの充填等を実施することを提案する。

### (2) 対策工法の概要

対策シナリオに基づいた対策工法をまとめると以下のようになる。

上面増厚工法+外ケーブル工法+ひび割れ注入工法+表面含浸工法+表面被覆工法+端部のコンクリート充填

(※: その他、対策前後の調査、モニタリングを実施)

選定した対策工法の概要を図 3.2.3.1 に示す。

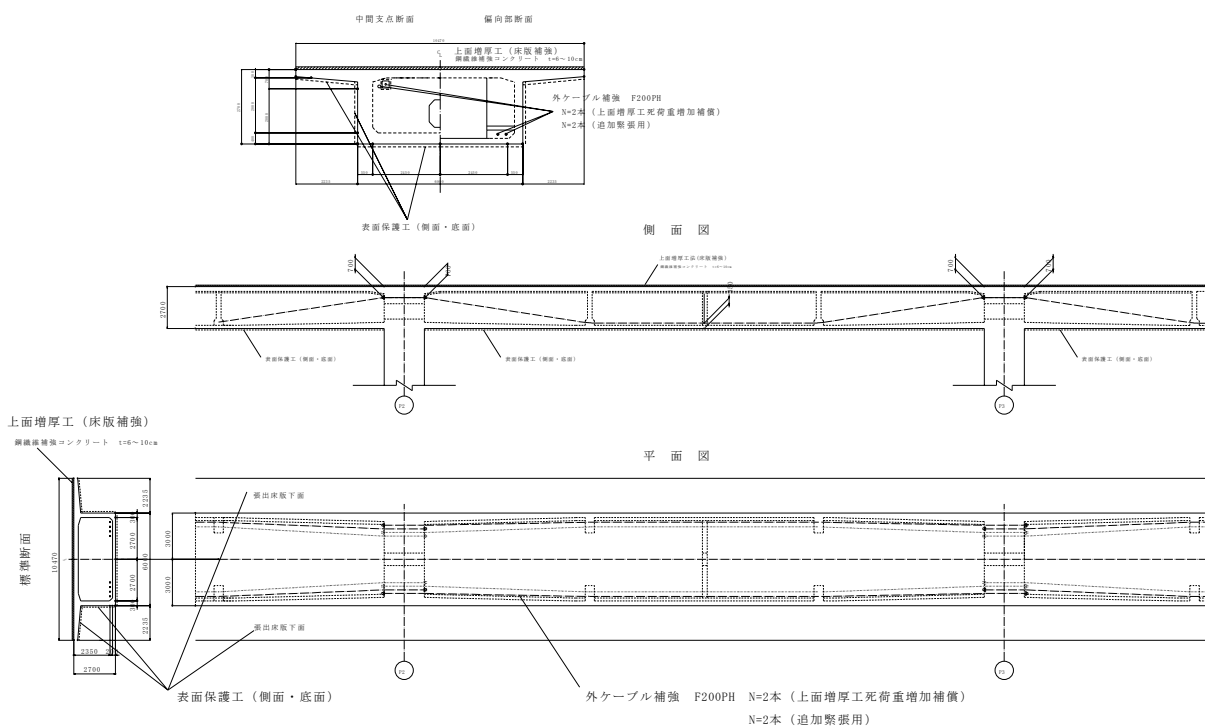


図 3.2.3.1 対策工法

### 3.2.4 対策実施後の健全性の評価

これまで議論してきた本橋の各性能について、対策実施後に所要の性能となっているかを評価する必要がある。(1) 安全性能、(2) 使用性能、(3) 美観・景観、(4) 第三者影響、(5) 耐久性能については、前節でも述べたように、載荷試験、有限要素解析等で評価するものとする。なお、(6) 対策後の維持管理計画においては、通常実施される定期点検に加え、以下の項目を維持管理計画に盛り込むことを提案する。この項目以外にも、必要に応じて適宜対応を検討する。

#### 1) 載荷試験

載荷試験は、対策直後に実施する。

載荷試験によって得られた値は、対策効果の確認に用いられる他、対策後の初期値として、対策方法の経時変化の基準となる。

#### 2) モニタリング

補修・補強対策を実施して供用開始した後は、橋脚付け根部ウェブせん断変形、着目箇所のひび割れ幅の動き、下床版の平均ひずみの経時変化を常時監視できる体制とする。

なお、現在の技術レベルからは、モニタリング設備やセンサー自体の耐久性や長期信頼性として50年を想定することは難しく、数年毎のモニタリング設備の点検および一部あるいは全体の更新が不可欠である。

#### 3) ひび割れの追跡調査

ひび割れについては定期的に観察、測定し、新たなひび割れの発生や、既存のひび割れの進展およびひび割れ幅の増大の有無を確認する。また、主桁外面のひび割れの進展状況が容易に点検できるように対策を講じる必要がある。(亀裂計の長期的な精度を確認し、活用する。)

#### 4) 表面保護工の再施工

表面含浸工法の耐用年数(一般に10年程度)を目安に、表面含浸工法を再度実施する。

#### 5) 美観景観対策

対策の要否は検討中である。

管理計画の詳細については今後検討する。

### 3. 3 損傷対策の検討結果のまとめ

これまでに述べた垂井高架橋の損傷対策の検討結果を取りまとめると、以下のとおりとなる。

#### (1) 原因

垂井高架橋に生じた変状は、想定を大きく超えるコンクリートの収縮が多量の鉄筋により拘束されたことによって生じたものと考えられる。コンクリートの収縮、つまり、コンクリートの自己収縮と乾燥収縮および水和熱の冷却時の収縮については、材料試験および解析により、通常のコンクリートよりかなり大きかったと推測される。コンクリートの自己収縮と乾燥収縮が大きかった原因としては、水、セメントとも単位量が大きい配合の下で使用した骨材の影響が考えられる。骨材はJIS規格を満足していたものの、同じ原石山から産出された骨材の特性から、骨材自体が若干軟らかく、セメントペーストの収縮拘束効果が小さかったことが考えられる。さらに、微粒分の付着によるコンクリートの単位水量の増加や、打設時のペースト量の増加などにより、さらに収縮が大きくなった可能性もある。この収縮が、多量に配置された鉄筋によって拘束されたため、ひび割れが分散し、ひび割れ本数が多くなったものと考えられる。

箱桁のコンクリート施工手順により上床版と下床版で収縮差が生じたこと、および多数のひび割れによる桁の剛性低下が結果的にクリープや収縮差を増加させたことにより、桁中央部の下側へのたわみが大きくなったものと推測される。

なお、計測実績や管理記録がないため本橋では検証できなかったが、段階的なコンクリート打設や、支保工や仮設工の変形・沈下によっても、桁の下向きのたわみは生じる可能性があり、この種の構造物においては適切な施工管理は極めて重要であることは言うまでもない。

#### (2) 損傷対策の目標と現時点の性能

損傷対策の目標としては、基本的には、当初の設計で想定した性能に戻し、所要の安全性、使用性、耐久性等を確保することとした。なお、既に生じている残留変形や部材の出来形の不整形については、対策後に所要の安全性、使用性、耐久性等が確保できるのであれば、そのままとすることとした。

現時点での耐荷性能については、載荷実験および解析結果を総合すると、多数発生したひび割れにより桁の剛性が低下しているものの、終局耐力および耐震性能はほとんど低下していないと判断される。ただ、桁の剛性が低下していることから、設計荷重によりたわみは多少大きくなり、荷重の繰り返しによる応力振幅も多少大きくなるが、解析の上では、疲労の安全性に及ぼす影響は非常に小さいことが得られている。



### (3) 対策方法

垂井高架橋では、箱桁の各部にひび割れが多数認められるものの、交通荷重を受ける上部構造の静的な耐力は鋼材の降伏強度でほぼ決定され、コンクリートの強度特性とひび割れにはほとんど影響されない。さらに、設計上の耐震性を満足するために配置された鉄筋の効果により、実際に作用する最大荷重の観点からはその影響は無視できる範囲に留まるものと推定された。このことから、損傷対策では、静的耐荷力に関する補強は不要とした。

耐震性能については、解析結果からは、地震時の構造応答特性は初期ひび割れにほとんど左右されないこと、地震によって導入される損傷の程度も、初期ひび割れの存在にほとんど影響されないことが示された。したがって、耐震補強は不要と判断される。

交通荷重に対する耐疲労安全性に関しては、本橋の設計耐用期間内に鋼材の疲労破断や構造部材の疲労破壊が発生する確率は極めて小さく、当初設計と比較しても疲労破壊に対する安全性は変わらないことが推定される。しかしながら、コンクリート床版の疲労耐久性については、ひび割れが全橋にわたる床版上面においてから確認されていることから、ひび割れのない状態の床版と同等の疲労耐久性が確実に確保されるように、上面増厚等による対応が必要である。

交通荷重に対する橋梁上部構造のたわみは、有限要素解析によると、当初設計のそれと比較して、径間の中央部で数ミリほど大きくなる。初期ひび割れによる損傷がない場合には、高サイクル疲労によるたわみの増加は無視できるほど小さいが、初期ひび割れを有する状態では、疲労荷重によりたわみが進行する可能性もあるが、仮にひび割れが進行してもウェブの圧縮領域に達したところでそれ以上には進行しないと考えられる。そこで、圧縮力の伝達を容易にするため、幅 0.2mm 以上のひび割れにエポキシ樹脂等の注入が有効とした。

以上のことより、求められる性能水準(目標)に対して、現状の技術水準で設計耐用期間 50 年を満足することを想定し、対策方法として「上面増厚工法+外ケーブル工法+ひび割れ注入工法+表面含浸工法+表面被覆工法」を基本とすることを提案した。この対策方法を実施することの効果は次のとおりであり、これらの効果は対策実施前後の解析・調査とモニタリングによって検証を行うこととした。

- ① 曲げ耐荷力の余裕度が当初設計の場合より大きくなることが想定される。
- ② せん断耐荷力については①と同様である。
- ③ 上面増厚により床版の補強が図られ、橋面の平坦性が確保される。
- ④ ひび割れ注入により、断面剛性の増加を図る。また、外ケーブル補強によりひび割れの開きを抑制するとともに、活荷重作用に伴う鉄筋応力の増分を低減させる。
- ⑤ 表面含浸工法+表面保護工法により、第三者影響は損傷のない新設橋梁と同

レベルに回復される。同時に、幅 0.2mm 以内のひび割れに起因すると考えられる耐久性の低下を防止し、長期的な安全率を高める。

#### (4) 対策実施後の健全性

対策実施後の安全性、使用性、美観・景観、第三者影響、耐久性能に関する健全度の評価については、現在検討中である。

対策後には、通常実施される定期点検に加え、載荷試験、モニタリング、ひび割れの追跡調査、表面保護工の再施工について維持管理計画に盛り込むことを提案した。特に、モニタリング技術を採用し、変状を常時監視できる対策を講じるものとするほか、主桁外面のひび割れの進展状況が容易に点検できるように対策を講じる。

#### 4. おわりに

本委員会での検討結果をまとめると、垂井高架橋で見られた数多くのひび割れやたわみ等の変状の主たる原因としては、コンクリートの自己収縮および乾燥収縮が想定よりもかなり大きかったこと、すなわち、垂井高架橋のような多量の鉄筋を有する部材に見合ったコンクリートが用いられなかった点にあると推定される。したがって、同形式の多径間連続ラーメン箱桁橋というコンクリートの収縮を吸収し難い構造的特徴を有している構造であっても、慎重な施工管理のもとで、コンクリートの収縮を抑えるように十分な配慮がなされれば、今回のような変状・損傷を生じない健全な構造物を建造することは十分可能であると考えます。また、今回の事例を踏まえ、今後、さらに高度なコンクリート橋梁の設計・施工技術の導入・普及をはかるためには、設計、材料選定、施工および施工管理に携わる技術者がより緊密な連携を取ることが重要である。

なお、損傷対策としては、一般的には撤去・再構築による方法もあるが、本委員会では、これまでに得られた調査や解析結果をもとに技術的見地からの対策シナリオを設定し、補修・補強対策をまとめた。シナリオで想定した変状やその性能への影響については必要な対策を提案できたと考えている。ただし、施工時の状況が不明な点や骨材の長期的な品質などには不確定な要素があり、将来、さらに対策が必要となることは否定できない。

この報告書は、中間まとめである。今後は、これまでの検討結果に加えて、計測を継続している材料試験の結果、国土交通省近畿地方整備局の損傷対策実施状況のフォローアップを含め、平成18年3月までに最終報告書として取りまとめる予定である。なお、この調査研究で明らかになった事項等については、今後、コンクリート標準示方書の改訂に際して反映していくとともに、この調査研究の中でさらに検討が必要とされた事項については、土木学会コンクリート委員会において継続して検討し、その成果を設計施工指針類としてまとめていく予定である。

