

維持管理性向上を目的とした軌道上の 3 径間鋼ゲルバー箱桁斜橋の連結化検討

阪神高速道路(株)管理本部管理企画部保全技術課 徳増 健
 阪神高速道路(株)管理本部管理企画部保全技術課 西川 彰一
 阪神高速技研(株)技術部設計課 諸角 治

要 旨

阪神高速 11 号池田線が JR 東海道本線を跨ぐ区間の 3 径間鋼ゲルバー斜橋において、ゲルバーヒンジ部が構造面、維持管理面で弱点になっている。そこで、斜橋の影響や、車両大型化対応に伴う活荷重増などを考慮した上でゲルバーヒンジ部を撤去し、上部工を連結化する抜本的な構造改良に向けた検討を実施した結果、桁のフランジ、腹板共に剛性を向上させる必要があるほか、構造改良や補強部材などによる死荷重増に伴い、全支承の取替えや、移動量抑制を目的とした端部の制震デバイスの設置などが必要であることが判明した。本稿ではこれらの検討結果について報告する。

キーワード: 鋼 3 径間連続ゲルバー鋼床版箱桁, ゲルバー支承部連結化, 斜橋

はじめに

阪神高速 11 号池田線が JR 東海道本線を跨ぐ橋梁部には、斜角を有する 3 径間鋼ゲルバー箱桁斜橋形式が採用されており、さらに、北側の隣接橋梁は大阪府道と上下部工が一体化した特徴ある構造となっている。本橋梁の平面図を図-1 に、側面図を図-2 に示す。また、本橋梁の支承は、端支点部に可動(M)の BP 沓(支承板支承)を、中間支点部に固定(F)の PV 沓(ピボット支承)が採用

表-1 構造諸元

路線名称	大阪府道高速大阪池田線
橋梁名称	空P-168～空P-173
橋長	176.009 m
支間長	52.000 + 70.874 + 52.000 m
幅員構成	16.350 m
平面線形	A = 95.000 ~ R = ∞
縦断勾配	上り 4.5% ~ VCL132.000 m ~ 下り 4.3%
横断勾配	1.576%, 3.429% ~ 1.500%
上部構造形式	鋼3径間連続ゲルバー鋼床版箱桁
下部構造形式	RC2柱式橋脚, 門型2層ラーメン鋼製橋脚, RC4柱ラーメン橋脚
基礎構造形式	ケーソン基礎
設計活荷重	TL-20
竣工年度	1965年(昭和40年)

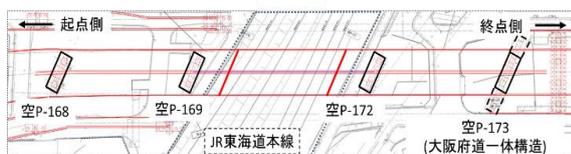


図-1 対象橋梁平面図

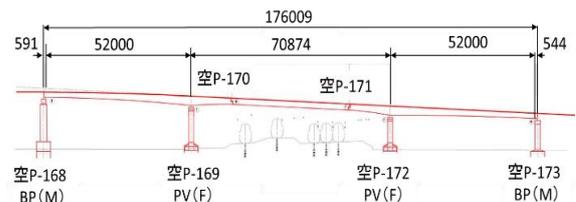


図-2 対象橋梁側面図

されている。本橋梁の構造諸元を表-1に示す。

一般的にゲルバー支承周辺部は狭隘なため、点検・補修が困難である。さらに、巻きフランジ構造は、『構造的要因』や『製作上の要因』から疲労き裂が発生しやすいことが報告されており¹⁾、実際、2020年に実施した本橋梁の定期点検において疲労き裂の発生が報告されている(写真-1)。

そこで、ゲルバー形式橋梁における構造面、維持管理面の課題を目的として、ゲルバー支承部を撤去し、上部工を連結する構造改良の検討を行った。本稿はこれらの検討結果について報告する。なお、本検討は「H24 道路橋示方書・同解説II鋼橋編²⁾とV耐震設計編³⁾」に準拠し、実施している。

1. 連結化検討にあたって設計上の留意事項

1-1 斜橋による影響

本橋梁は、1主桁あたり2支承で支持された、鋼2主桁斜橋構造が採用されている。本橋のような斜橋では同一支承線上の各支点反力にばらつきが発生が想定されたため、事前に荷重196kNの荷重車を一定速度で高速道路上を走行させた、荷重車走行試験により、各支承の応答値測定を行うこととした⁴⁾。なお、本試験では、荷重車走行時に、一般車両が対象橋梁上を走行していないことを確認している。参考に上り線G2桁の走行車線に荷重車が走行したときの各支承の応答値を図-3に示す。測定結果は想定どおり、下り線G1桁のLとR、上り線G2桁のLとRそれぞれで支承反力にばらつきがみられたことから、構造解析の実施にあたっては、斜橋による支点反力のばらつきが反映されるよう、1主桁2支承の解析モデルを用いて検証することとした。

1-2 工事桁設置による影響

吊桁部の荷重はゲルバー支承を介して受桁部に伝達されるため、主桁連結化に伴いゲルバー支承を撤去する際には、一時的に吊桁部を仮受けする必要がある。本橋梁では、ゲルバー支承部が鉄道

上に位置するため、通常使用されるベント工法による仮受けが出来ないことから、仮設材を桁に設置し仮受けする方法を採用した。この仮設材を「工事桁」と称する(図-4)。なお、連結化の検討では、工事桁を用いた仮受け構造による影響も考慮し検討している。



写真-1 ゲルバー支承の巻きフランジ部に発生したき裂

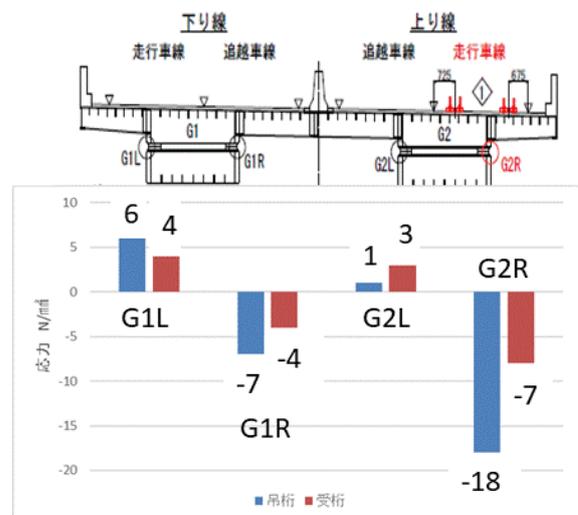


図-3 荷重車走行試験結果
(上り線G2桁走行車線走行時)

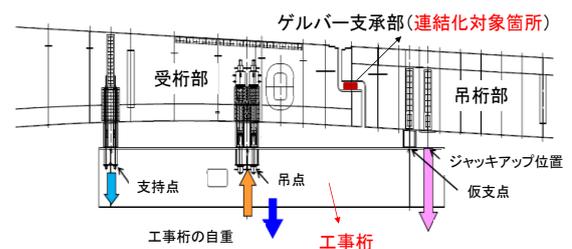


図-4 工事桁一般図

1-3 連結化の施工ステップによる影響

上部工の連結化作業は高速道路規制による交通影響を極力減らすため、上半分、下半分の2段階に分けて施工を行う。Step1の下半分の連結化は仮設足場内での作業になるが、施工精度の確保を目的に、連結化時のみ直上の車線を規制し、振動の抑制を図ることとした。またStep2では床版部を含めて上半分を連結化するため、高速道路の通行止めが必要であるが、周辺交通に多大な影響を及ぼすことから、通行止めが必要な作業はStep2の連結化時にまとめて施工するなどの、周辺の交通影響が最小限に留まるよう配慮をしている。施工Step1, 2のイメージを図-5に示す。

なお、関係協議先から要望を踏まえ、施工時の安全性の観点から、図-6で示す施工手順の通り、構造変更に伴い必要となる橋梁の補強が完了した後、最後に連結化を行う方針とした。

2. 主桁連結化工等に伴う上部工補強検討

1.で整理した留意事項を踏まえ、図-6に示した各施工過程に対して補強要否を確認した。以降に補強要否の検討結果と、補強が必要と判断された箇所については補強方針を併せて示す。

2-1 設計条件、解析モデル

解析モデルは線形はり要素とし、1主桁2支承モデルを構築し、車両大型化対応に伴う活荷重増を考慮(B活荷重・レーン載荷)した動的解析を実施し、H24道路橋示方書・同解説II鋼橋編²⁾に基づく許容応力度法にて図-6の各段階で応力超過が発生しないか確認した。なお、側径間補強後と中央径間補強後の段階では、過去の阪神高速の工事でも実績のある施工時割増1.15を用いて検討した。

2-2 解析結果と補強方針の検討

解析の結果、未補強の場合、いずれの施工過程でも広範囲で腹板や上下フランジで許容値の超過がみられた。代表してG1桁起点側の許容値超過

箇所を図-7に、そのうち、代表して①断面の腹板応答値、②断面の下フランジ応答値、④の上フランジ応答値を表-2～表-4に示す。

以降で各箇所の許容値超過の要因及び補強方針を示す。

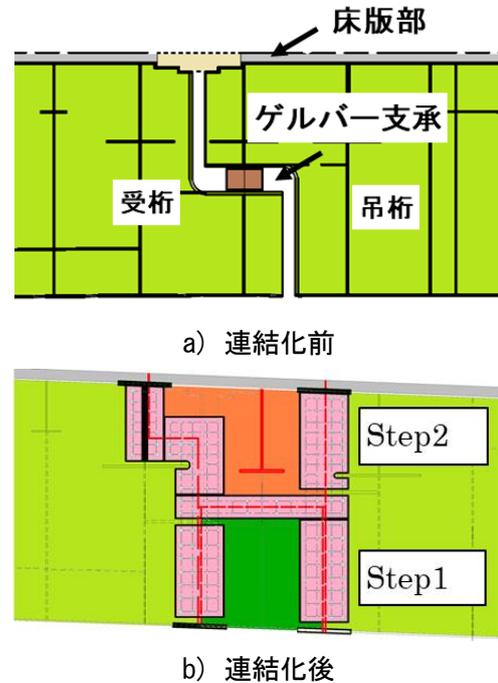


図-5 連結化 施工Stepイメージ

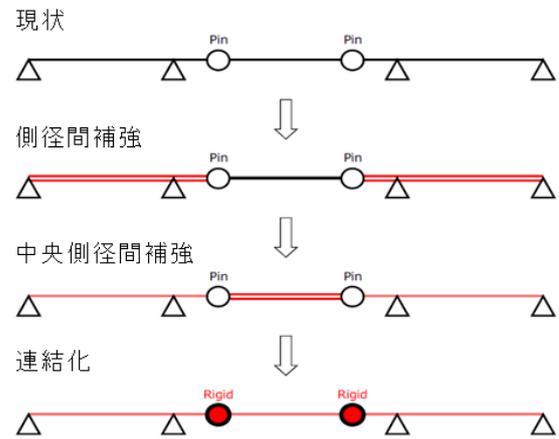


図-6 連結化までの施工手順イメージ

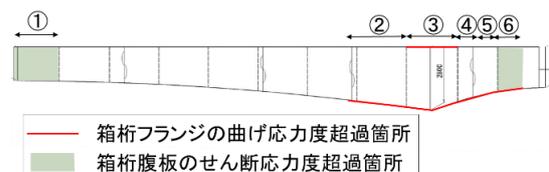


図-7 G1 桁起点側応力度超過範囲

表-2 断面① 腹板解析応答値(未補強時)

断面番号		(N/mm ²)	①	
			L	R
応力度	側径間補強後	τ	123.4	92.1
		τa	92.0	92.0
	中央径間補強後集計	τ	116.1	84.8
		τa	92.0	92.0
剛結化後集計	τ	114.0	82.3	
	τa	80.0	80.0	

表-3 断面② 下フランジ解析応答値(未補強時)

断面番号		(N/mm ²)	②	
			L	R
応力度	側径間補強後	σ	135.8	192.0
		σa	194.4	194.4
	中央径間補強後集計	σ	164.5	223.4
		σa	194.4	194.4
剛結化後集計	σ	127.6	191.6	
	σa	169.0	169.0	

表-4 断面④ 上フランジ解析応答値(未補強時)

断面番号		(N/mm ²)	④	
			L	R
応力度	側径間補強後	σ	134.7	137.2
		σa	161.0	161.0
	中央径間補強後集計	σ	151.6	154.2
		σa	161.0	161.0
剛結化後集計	σ	139.1	140.8	
	σa	140.0	140.0	

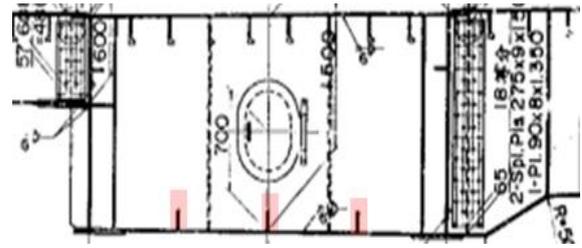
(1) 箱桁腹板の照査結果と補強案

解析の結果、未補強の場合は端支点付近とゲルバー支承部付近の腹板において、せん断応力度が許容値を超過する結果となった。端支点付近が許容値を超過した要因として、中間支点部の腹板板厚が 13 mm であるのに対し、端支点部は板厚 9 mm と薄くせん断に対して抵抗断面が小さいことや、支承部付近のため、構造改良に伴う補強などによる支承反力増の影響を受けやすいことが想定される。また、ゲルバー支承部付近が許容値を超過した要因として、死荷重増などに加え、仮設材である工事桁設置に伴う死荷重増により許容値を超過したと考えられる。

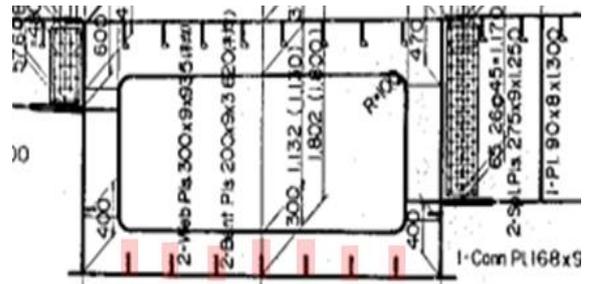
腹板のせん断に対する補強は、容易に抵抗断面を付与でき、施工も簡便な鋼板当て板補強を採用した。なお、斜橋の影響から、同じ G1 箱桁でも左右の腹板で必要な補強範囲が異なる結果となったが、本橋は軌道上に架かる斜橋である点を考慮し、安全側となるよう、補強量が多い側の腹板に補強範囲を合わせて当て板を実施する。

(2) 箱桁下フランジの照査結果と補強案

既設ゲルバー支承部はヒンジ構造のため、受桁



a) 吊桁部



b) 受桁部

図-8 リブ本数の違いについて

側に吊桁を起因とする曲げモーメントが作用しないが、連結化に伴い現状ゲルバー支承が撤去されたのち剛結されることで、新たに曲げモーメントが作用することとなる。これらの構造系の変更が図-7 に示した通り広い範囲で下フランジの曲げ応力度が許容値を超過した要因と考えられる。また許容値超過要因としてほかにも、「活荷重増・腹板部の鋼板当て板補強の追加」など荷重増加による影響が考えられる。さらに吊桁部については、既設箱桁内縦リブ本数が、受桁側の7本に対し、吊桁側は3本と少ない(図-8)ことから、連結化後に一部範囲で下フランジの剛性不足が生じたと考えられる。

下フランジの曲げに対する補強は、必要な補強方向に応じて効果的な工法を選定した。具体的には、橋軸方向の曲げ補強は橋軸方向のリブを増設する補強を、橋軸直角方向に対する曲げ補強は下フランジへの鋼板当て板補強を採用した。

(3) 中間支点部の照査結果と補強案

中間支点部は支承条件が固定となり拘束されることから、(2)に示した構造系の変更に最も影響を受ける箇所である。実際、解析を行ったところ上フランジと下フランジにおいて曲げ応力度が許

容値を超過した。

下フランジの曲げ応力度超過に対しては、中間支点上の支承と干渉を避けるため、箱桁内部にコンクリートを充填し断面剛性を向上させる、鋼-コンクリート合成構造(図-9)を採用した。

また、上フランジに対する連結化後の補強方法は、鋼床版上面鋼板当て板補強と上フランジ縦リブへの鋼板補強を併用した案を採用する。ただし、鋼床版上面鋼板当て板の施工には幅員全体にわたって舗装のはつり作業が発生するため、高速道路の通行止めを行う必要があるが、その交通影響を考慮すると、1-3 に示した通行止めを伴う主桁連結化 Step2 の施工時と併せて実施せざるを得ない。Step2 の主桁連結化は、構造変更後の安全性を確保するために(1)~(3)に示す補強作業が完了した最終段階で行うため、連結化前の工事桁設置による死荷重増に対しては別の補強が必要になる。そこで、図-9 に示すように PC ケーブルを箱桁内に設置することで鋼床版の曲げモーメントに対して抵抗し、桁連結化までの応力度超過に対して許容値を満足する構造とした。なお、PC ケーブルは定期点検により緊張力の低減の把握が困難なため、連結化後において計算上はケーブルによる補強分を考慮しないが本箇所は東西の重要な物流ルートである鉄道上に位置していることを考慮し、連結化後もフェールセーフとして機能するようケーブル補強は残置する方針とした。

(4) ダイアフラム補強

本橋梁は、しゅん工が昭和 40 年代と古く、桁断面の変形に対する耐力に懸念があるため、鋼道路橋設計便覧⁵⁾に基づくダイアフラムの剛度照査を行ったところ全てのダイアフラムで必要剛度が不足していた。起点側中間支点部の照査結果を図-10 及び表-5 に示す。これに対してはダイアフラムに対傾構を設置し必要剛度を確保する方針とした。

(1)~(4)の補強方針を踏まえ決定した桁補強の概要を図-11 に示す。また、図-6 に示す各施工過程に対して必要な補強を実施した後の解析結果を表-6~表-8 に示す。

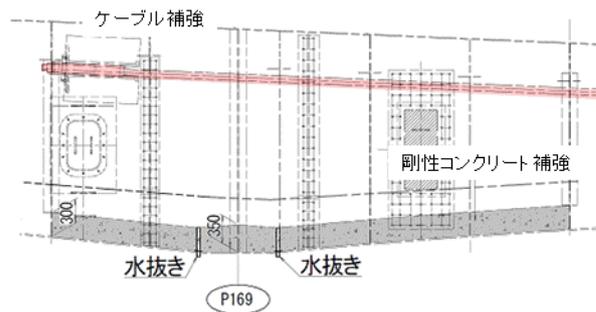


図-9 中間支点補強図

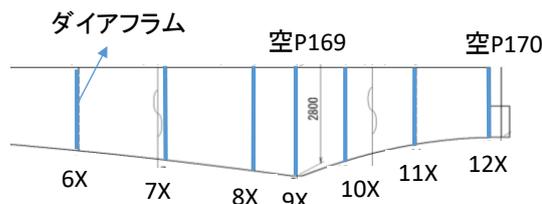


図-10 ダイアフラムの照査結果明示箇所

表-5 ダイアフラムの剛度照査

ダイアフラム番号	必要剛度	実剛度	判定
6X	5.63E+09	7.95E+08	NG
7X	7.26E+09	7.20E+08	NG
8X	1.09E+10	7.18E+08	NG
9X	1.52E+10	2.45E+09	NG
10X	8.55E+09	7.87E+08	NG
11X	4.65E+09	8.57E+08	NG
12X	5.70E+09	1.07E+09	NG

表-6 断面① 腹板解析応答値(補強後)

断面番号	(N/mm ²)	①		
		L	R	
応力度	側径間補強後	τ	82.3	63.7
		τa	92.0	92.0
	中央径間補強後集計	τ	79.2	60.0
		τa	92.0	92.0
	剛結化後集計	τ	78.3	58.6
		τa	80.0	80.0

表-7 断面② 下フランジ解析応答値(補強後)

断面番号	(N/mm ²)	②		
		L	R	
応力度	側径間補強後	σ	163.1	164.2
		σa	194.4	194.4
	中央径間補強後集計	σ	164.5	184.5
		σa	194.4	194.4
	剛結化後集計	σ	127.6	162.8
		σa	194.4	194.4

表-8 断面④ 上フランジ解析応答値(補強後)

断面番号	(N/mm ²)	④		
		L	R	
応力度	側径間補強後	σ	136.3	138.7
		σa	161.0	161.0
	中央径間補強後集計	σ	151.9	154.5
		σa	161.0	161.0
	剛結化後集計	σ	135.7	137.4
		σa	140.0	140.0

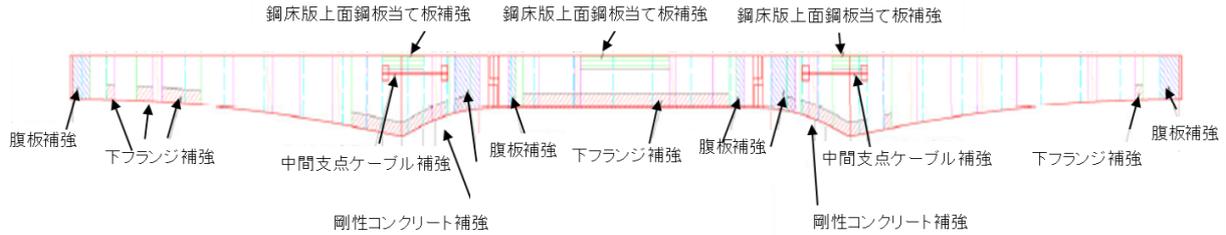


図-11 桁補強概要図

3. 連結化及び上部工の補強重量を加味した耐震検討

3-1 上部工の耐震性能検討

構造改良ならびに桁補強などの荷重増による地震時影響を確認するために、斜橋を考慮した三次元非線形骨組みモデルを構築し、耐震性能照査を行った。本橋梁は斜橋のため、地震動に対して地震時の挙動が複雑である。そのため、「H24 道路橋示方書・同解説V耐震設計編³⁾」に基づきタイプI、タイプIIの標準加速度波形を用いた時刻歴応答解析により耐震性能を検討した。地震波の加振方向は、橋梁方向(橋軸及び橋軸直角)と橋脚方向(面内及び面外)それぞれに対して実施した。

本橋には1箱桁に2支承、計16の支承が設置されているが、解析の結果、構造改良により全16既設支承の支承耐力及び端支点部の水平移動量が許容値を超過したため、これらの対策検討が必要となった。代表して、橋軸方向加振時の中間支点の支承耐力照査結果を表-9に、端支点部の移動量照査結果を表-10に示す。

既設支承の耐力不足に対する、支承取替検討は、SPR沓、PV沓、BP沓の3種類を組み合わせた表-11の3つのcaseに対して実施した。

case1は、端支点部をSPR沓と支承種別を変更した案である。SPR沓は鉛プラグ入りの高減衰ゴム支承であり、従前の免震支承と比較して、コンパクトにできる可能性がある。しかし、所定の支承耐力に収まるよう設計するためには、端支点部(空P168)が現状より140mm程度支承高が高くなる結果となった。これは事前調査により判明した、当該橋梁の舗装がオーバーレイにより最大40mm

表-9 中間支点部の支承耐力照査

支承耐力 (kN)	空P169		空P172	
	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
応答値	2,180.0	2,342.0	3,133.0	3,354.0
許容値	2,162.0	2,162.0	2,162.0	2,162.0
超過率	101%	108%	145%	155%

表-10 端支点部の移動量照査

移動量 (mm)	空P168		空P173	
	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
応答値	172.0	213.0	147.0	194.0
許容値	45.0	45.0	45.0	45.0
超過率	382%	473%	327%	431%

表-11 支承取替検討ケース

	空P168	空P169	空P172	空P173
case1	SPR沓	PV沓	PV沓	SPR沓
case2	BP沓	PV沓	PV沓	BP沓
case3	BP沓	BP沓	BP沓	BP沓

程度の舗装厚の余裕がある点を考慮しても、隣接橋梁との段差が生じるため、case1の採用は困難である。また、支承高を抑えるためcase1のSPR沓をBP沓に置き換えたcase2においても、中間支点のPV沓で40mm程度、沓座のかさ上げが必要となる。それらの案に対して全てをBP沓にしたcase3は、既存の沓より大きくなるため、橋軸直角方向の橋座拡幅が必要となるものの、沓本体や沓座の構造高に変更はない。本箇所は大府道と近接しているが、現地測量の結果、橋座拡幅後も建築限界を十分確保していたため、支承高さの変更が生じないcase3を採用することとした。

なお、水平移動量は、支承取替後においても、空P168で239mm、空P173で255mmと許容値の125mmを超過した。その対策として、制震デバイスを設置することで端部の移動量を抑制する

方針とした。また、対策案として伸縮装置の取替も考えられたが、空 P173 側の隣接橋梁は大阪府道と上下部工が一体構造であることを考慮すると、大阪府道側の伸縮装置の取替検討も必要になるため、採用しなかった。

3-2 下部工の耐震性能検討

(1) 解析条件

上部工補強による死荷重増や支承取替及びダンパー設置など、3-1 までの検討結果を踏まえ、三次元非線形骨組み構造解析モデルによる時刻歴応答解析を行い、基礎を含む下部工の耐震性能検討を行った。なお、空 P168～空 P172(空 P168 は梁部のみ)が鋼製ラーメン橋脚、空 P168 の脚部、空 P173 が RC ラーメン橋脚であり、鋼製橋脚では「最大応答ひずみ・残留変位」を、RC 橋脚では「最大応答曲率、最大応答せん断力、残留変位」を照査項目とした。

(2) 解析結果

端支点を代表して空 P168 の曲率照査、せん断耐力に関する照査結果と、中間支点部を代表して空 P169 の部材ひずみに関する照査結果を図-12 に示す。なお、解析の結果、各部材において全ての項目で許容値を満足している。

3-3 ゲルバー支承部の既設落下防止の撤去検討

現在、ゲルバー支承部には落下防止構造として吊桁部と受桁部をつなぐ PC ケーブルが設置されているが(写真-2)、工事桁設置の際に干渉するため、事前に PC ケーブルを撤去する必要がある。そこで、主桁が連結化されるまでの一時的な代替構造として、ゲルバー支承部の腹板と下フランジ部に、受桁・吊桁間をつなげる仮添接板を設置することで必要な落下防止機能を満足させることとした。仮添接板は既設落下防止構造と同様にレベル 2 地震動に耐えるよう設計している。仮添接板を図-13 に示す。

4. まとめ

構造的にゲルバー支承部が維持管理上の弱点となる本橋梁に対して、ゲルバー支承部を撤去し連結化する抜本的な構造改良の検討を行った。検討の結果を以下に示す。

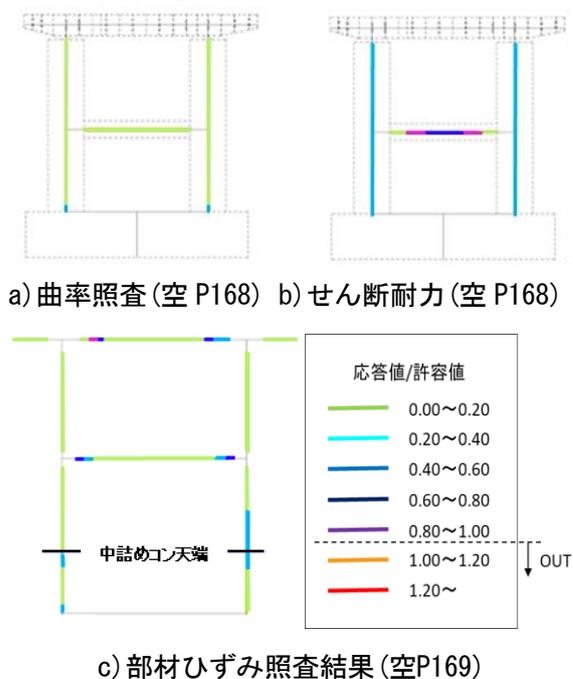


図-12 耐震検討結果



写真-2 ゲルバー支承部の落橋防止装置

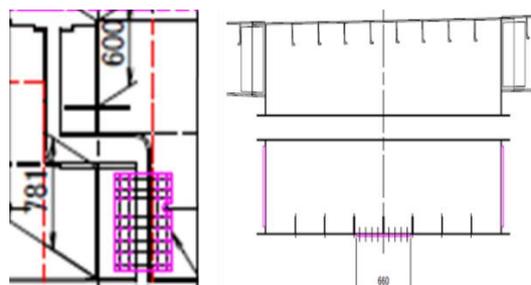


図-13 落下防止装置撤去後の仮添接板

- ・連結化工により，せん断応力度が許容応力を超過した腹板部に対して，容易に抵抗断面を付与でき，施工も簡便な鋼板当て板補強を採用した。
- ・連結化工により，曲げ応力度が許容応力を超過した下フランジの補強は，橋軸方向にはリブ増設補強を，橋軸直角方向には鋼板当て板補強を採用した。
- ・連結化工により，中間支点部は上下フランジ共に曲げ応力度が許容値を超過するため，上フランジ側は鋼床版上面鋼板当て板補強と縦リブ補強を併用する。ただし，鋼床版上面鋼板当て板補強は，規制の関係上，最終段階で施工するため，PC ケーブル補強を併用する。下フランジ側はコンクリート充填補強を実施する。
- ・上部工の耐震性能照査の結果，支承耐力及び，水平移動量が許容値を超過したため，全支承をBP 杵に取り替えると共に，端支点部には制震

デバイスを設置する。

- ・下部工の耐震性能を検討した結果，連結化後も各部材は許容値を満足することを確認した。

なお，本工事の関係協議先は多岐にわたり，さまざまな工種の作業が輻輳することや，通行止めをはじめとして，周辺交通に多大な影響を及ぼすことになる。今後実施される施工に向け，安全性を確保し，かつ，効率的に施工出来るよう関係機関とは密に連携・連絡を図り進めている。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：鋼橋の疲労，1997.5.
- 2) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編，2012.3.
- 3) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.3.
- 4) 池本佳代，徳増健，八重垣涼太：加島ゲルバー部における支点反力測定，阪神高速道路第53回技術研究発表論文集，2021.5.
- 5) (公社)日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，2020.9.

STUDY FOR MAKING A THREE-SPAN STEEL SKEW CANTILEVER BOX GIRDER BRIDGE CONTINUOUS FOR IMPROVED MAINTAINABILITY OVER RAILWAY TRACKS

Ken TOKUMASU, Ayataka NISHIKAWA and Osamu SHOKAKU

A three-span steel cantilever box girder bridge of the Hanshin Expressway Ikeda Route 11 passes over the JR Tokaido Main Line at an oblique angle near Kashima. Given the structural and maintenance weaknesses of the Gerber hinges used in the bridge, the authors studied a fundamental structural improvement to remove the Gerber hinges and make the superstructure continuous, while taking into account the effects of being a skew bridge as well as the increased live load due to the larger sized vehicles. The study revealed that the stiffness of both the girder flanges and webs had to be increased, and that, with the increase in dead load due to the structural improvement and others including retrofitted members, it would be necessary to replace all supports and also install vibration control devices at the member ends for reduced movement. This paper reports the results of these investigations.

徳増 健



阪神高速道路株式会社
管理本部 管理企画部
保全技術課
Ken TOKUMASU

西川 彰一



阪神高速道路株式会社
管理本部 管理企画部
保全技術課
Ayataka NISHIKAWA

諸角 治



阪神高速技研株式会社
技術部 設計課
Osamu SHOKAKU

