

2.2 建設時の設計・施工出来形・維持管理履歴

2.2.1 目的

建設時の設計の配慮不足や施工での不具合、損傷が確認されるまでに損傷の前兆や、橋の状況を確認するために、設計図書、出来形検査結果、支承受け入れ時の支承検査報告書、点検調書その他既往資料を整理する。

2.2.2 結果

(1) 建設時の設計

1) 支承設計

1 点固定となる P3 橋脚はピボット支承、その他の可動となる下部構造ではピボットローラー支承となっている。各下部構造の支承規格およびローラー径、支圧板厚は表 2.2-1 の支承諸元に示すとおりである。

表 2.2-1 支承諸元

下部構造	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	A2
固定・可動	可動	可動	可動	固定	可動	可動	可動	可動
支承形式	ピボットローラー支承	ピボットローラー支承	ピボットローラー支承	ピボット支承	ピボットローラー支承	ピボットローラー支承	ピボットローラー支承	ピボットローラー支承
支承規格	350tf	1,100tf	1,250tf	1,000tf	1,100tf	1,250tf	1,000tf	350tf
ローラー径	84mm	135mm	135mm	－	135mm	135mm	135mm	84mm
支圧板厚	25mm	42mm	42mm	－	42mm	42mm	42mm	25mm

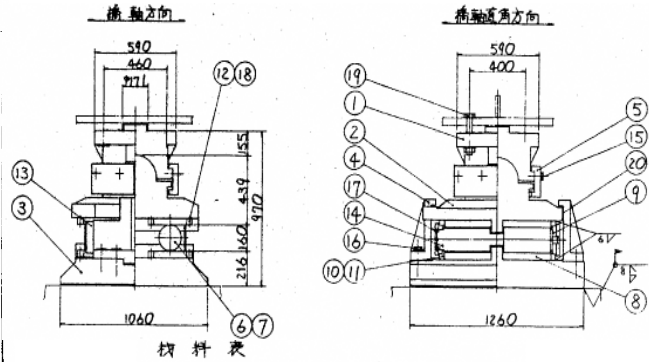
損傷の確認された P5 橋脚、P6 橋脚、A2 橋台のうちローラー軸部の破断および支圧板の破断が確認された P6 橋脚に関する既往の支承図面、支承設計計算内容を図 2.2-1 に示す。

支承図、材料表よりローラーおよび支圧板に使用している材料は高強度材料である C-13B であることが確認できた。

(7) P6 1000^{ton} 可動支承

1. 設計条件

全反力	R	=	990.3	ton
死荷重反力	R _d	=	599.2	ton
活荷重反力	R _{ll}	=	391.1	ton
橋軸方向水平力(移動時)	R _{Hlf}	=	49.5	ton
橋軸方向水平力(地震時)	R _{H1e}	=	107.9	ton
橋軸直角方向水平力(風時)	R _{H2w}	=	147.0	ton
上揚力(地震時)	V	=	60.0	ton
設計押圧量	e ₁	=	300	mm
設計引張量	e ₂	=	320	mm
全移動可能量	e	=	360	mm
設計水平変位	K _H	=	0.18	
設計摩擦係数	f	=	0.05	
下部工との許容支圧応力度	σ _{ba}	=	2100	kgf/cm ²
上部工との許容支圧応力度	σ _{sa}	=	2100	kgf/cm ²



材料表

部材	部品名	仕様	数量	重量(kg)	備考
1	上	SCM42A	1	517.4	
2	下	SCM42A	1	1066.2	
3	橋	SCM42A	1	1675.5	
4	サイドプレート	SCM42A	2	202.7	
5	リベット	SCM42A	2	132.8	
6	ローラー(A)	C-13B	1	113.6	
7	ローラー(B)	C-13B	1	120.1	
8	支圧板	C-13B	8	225.5	
9	リベット	SS41	4	9.5	
10	ラッパ	SS41	4	10.3	
11	端	SS41	4	10.8	
12	サイドプレート	SS41	16	61.5	
13	連結板	SS41	2	41.5	
14	カバー	SS41	2	18.2	
15	六角ボルト	—	8	2.7	JIS B 1180
16	六角ボルト	—	8	10.8	JIS B 1180
17	六角ボルト	ステンレス	12	0.1	JIS B 202
18	六角穴付ボルト	—	48	4.6	JIS B 1174
19	六角ボルトナット	SS41	4	14.4	JIS B 1180
20	ゴムパース	ゴム	2	—	要経路図
全重量(kg)				4245.2	

図 2.2-1 支承設計荷重および材質(既往支承計算書および図面抜粋)

支承設計計算書において、ローラーの必要長さを算定しており、1支相当りの全反力(死荷重+活荷重=990.3tf)により決定されている。その他、橋軸直角方向固定とした場合のローラー軸部の照査や支圧板への反力分布などについては、記載がなかったが、「道路橋支承標準設計(ゴム支承・ころがり支承編)、平成5年4月、社団法人日本道路協会」(支承標準設計)の内容を参考に別途確認したところ、設計水平力となる風荷重(147.0tf)に対しては、十分に安全と言える数値となっている(図 2.2-2 参照)。なお、繰り返し荷重に対する設計は行われていない。

[P6 支承ローラー設計：橋軸直角方向水平力による応力度(風時)]

▽切欠部の引張応力度

$$\sigma_t = R_{H2e} / (\pi/4 \cdot d_2^2 \cdot N) = 147,000 / (\pi/4 \times 8^2 \times 2) = 1,463 \text{ kgf/cm}^2$$

$$< \sigma_{ta} = 3,000 \times 1.2 = 3,600 \text{ kgf/cm}^2$$

▽支圧強度

$$\text{偏心量 } E : E = R_{H2e} \cdot h / R_d = 147,000 \times 43.4 / 599,200 = 10.65 \text{ cm}$$

$$< E_0 = L_1 / 6 = 76.2 / 6 = 12.7 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = R_d \cdot N \cdot (1/L_2 + E / (L_1 \cdot E_0)) = 599,200 / 2 \times (1/67.4 + 10.65 / (76.2 \times 12.7))$$

$$= 7,743 \text{ kgf/cm} \quad < q_a = K \cdot d_1 / 2 \cdot 1.2^2 = 980 \times 16 / 2 \times 1.2^2 = 11,290 \text{ kgf/cm}$$

K : 許容荷重係数(図 2.2-3 参照)

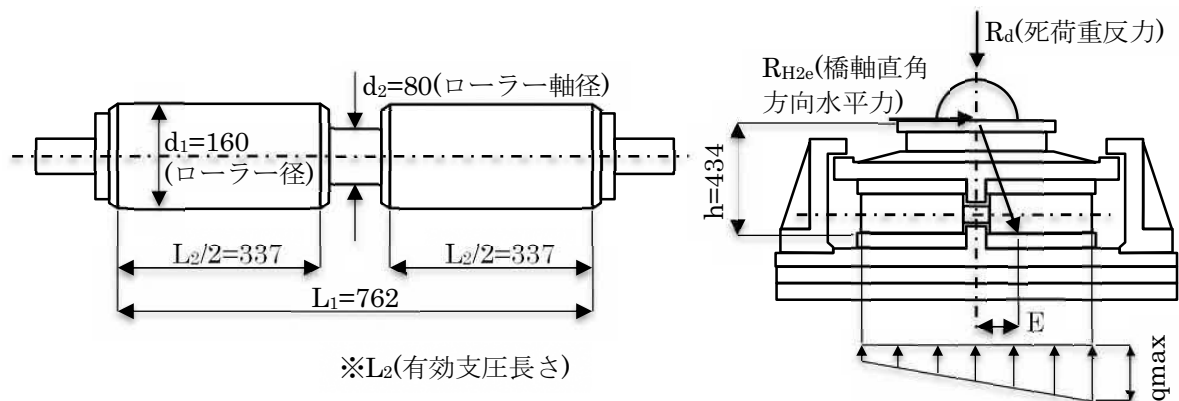


図 2.2-2 橋軸直角方向水平力による照査の概略図

表-3.23 ヘルツの許容支圧応力度と許容荷重係数

	ヘルツの許容 支圧応力度 σ_{Hs} (kgf/cm ²)	適用材料	許容荷重係数 (kgf/cm ²)	
			K_1	K_2
鋼と鋼の接触	一般	—	$3.88\sigma_{Hs}^3 \times 10^{-12}$	$2.72\sigma_{Hs}^3 \times 10^{-6}$
ヤング係数 $E_1 = E_2 = E = 2,100,000$ (kgf/cm ²) ポアソン比 $\nu_1 = \nu_2 = \nu = 0.3$	6,000	SS400, SM400, SF490, SC450, SCW410	0.83 (0.8)	98 (90)
	7,000	SM490, SF540A, SCW480, SCMn1A	1.33 (1.3)	133 (130)
	7,200	S35CN	1.44 (1.4)	141 (140)
	7,800	SCMn2A	1.84 (1.8)	165 (160)
	8,000	S45CN	1.99 (1.9)	174 (170)
	18,000	CWA	22.6 (22)	881 (880)
	19,000	C13B (焼入)	26.64 (26)	981 (980)
	21,500	SNCM439 (焼入) SNCM447 (焼入)	38.5 (38)	1,257 (1,250)
鋼鉄と鋼の接触	一般	—		$4.31\sigma_{Hs}^3 \times 10^{-6}$
ヤング係数 $E_1 = 1,000,000$ (kgf/cm ²) $E_2 = 2,100,000$ (kgf/cm ²) ポアソン比 $\nu_1 = 0.25$ $\nu_2 = 0.3$	6,500	FC250と鋼		182 (150)

(注) 1) () 内の数値は実用推奨値。
2) K_1 および K_2 の一般式は次のとおりである。

$$K_1 = \frac{\sigma_{Hs}^3 \pi^3}{6} \left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2} \right)$$

$$K_2 = \pi \cdot \sigma_{Hs}^3 \left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2} \right)$$
↑ ↑
球面 円柱面

図 2.2-3 C13B の許容荷重係数 (H3 支承便覧抜粋)

支承の配置 (設置方向) は主桁の接線方向となっている。温度変化等による桁の伸縮の方向と支承の可動方向との間にはずれがあると考えられるが、その影響を考慮した設計は行われていない。曲線橋における支承配置について支承便覧の抜粋を図 2.2-4 および図 2.2-5 に示す。

ii) 固定可動構造

固定可動構造では、温度変化による上部構造の伸縮を極力拘束しないために、可動支承の移動方向を図-2.5.4(a)に示す固定支承の方向に、回転方向を主桁の接線方向とするのがよい。この場合、桁の移動方向と回転方向が異なるため、全方向に回転可能な支承形式を移動方向に配置するのがよい。しかし、このように配置すると、端点の支承の移動方向が主桁の接線方向と一致しなくなるため、隣接する上部構造の変位方向と食い違いが生じ、伸縮装置の設置が難しくなることが懸念される。これを避けるため、比較的大きな曲率を有する曲線橋の固定可動構造では、図-2.5.4(b)に示すように橋軸方向に可動支持となるよう支承を配置し、温度変化による上部構造の伸縮に伴い発生する横方向の水平力に対して固定支持とし支承部を設計することも考えられる。この場合には、その拘束力が上下部構造に与える影響を十分考慮するとともに、支承部の耐荷性能を確保したうえで、横方向の水平力を受ける面にすべり材を用いるなどにより軸方向に移動しやすくするなど配慮する必要がある。

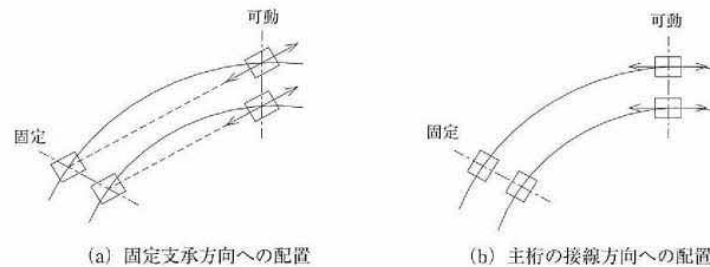


図-2.5.4 曲線橋の支承配置

図 2.2-4 曲線橋の支承配置 (H29 支承便覧抜粋)

(1) 曲線橋、斜橋

曲線橋や横方向の剛性の大きい斜橋の場合、可動支承における移動方向と回転方向とは、図2-3-1に示すように一致せず、複雑である。このような場合には、両者を満足できればよいが、どちらか一方しか満足しえない場合には、拘束により、けたや支承に損傷が生じないように注意する必要がある。

また、このような橋においては、正確に支点反力を求めることが困難なことが多いが、その場合にはいくつかの計算法により、反力の値を比較し、安全な反力をとる必要がある。

図 2-3-1 曲線橋、斜橋の伸縮方向、回転方向

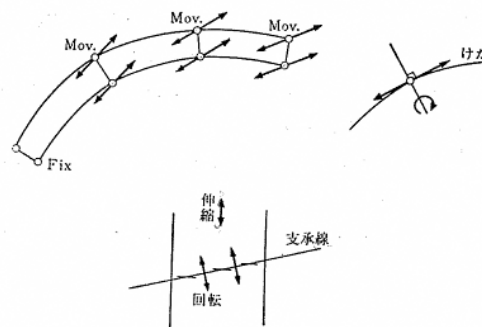


図 2.2-5 曲線橋の支承配置 (S48 支承便覧抜粋)

2) 上部構造設計

対象橋梁は、P3 橋脚 1 点固定の曲線橋である。また、支承の設置方向は主桁の接線方向であり、下部構造位置毎に桁が伸縮できる方向が異なっている。一方で、桁の各部が必ず主桁の接線方向に伸び縮みしようとしたり、移動しようとしたりするかどうかは定かでなく、複雑な挙動をするなかで各支点位置での伸縮または移動が拘束されることも懸念される。そこで、このような対象橋梁の特徴に着目して、上部構造の設計計算書の確認を行った（図 2.2-6 参照）。

上部構造の設計は、平面線形を考慮した構造解析を行っているが、鉛直方向力により発生する反力や断面力を確認しているものであった。曲線や支承の設置方向が影響すると思われる水平力については、上部構造のみならず支承および下部構造に対して発生反力や断面力が照査された内容は確認できなかった。また、主桁の応力度照査では鋼床版における温度差 15℃を考慮した温度差応力度との重ね合わせについて実施されているが、下部構造設計時の不静定力には見込まれていなかった。

別な特徴として、本橋では制振装置が設置されている。設計時に実施された風洞実験で実橋換算風速 15～20m/s で渦励振が観測されたため、この結果に基づき鉛直曲げ 1 次～3 次の渦励振に対し、建設当初から設置されたものである。設置箇所は図 2.2-7 に示すとおり、P4-P5 径間（支間長 150m）の 1 次モード用、P1-P2 径間（支間長 150m）の 2 次モード用、P5-P6 径間（支間長 140m）の 3 次モード用の 3 か所である。

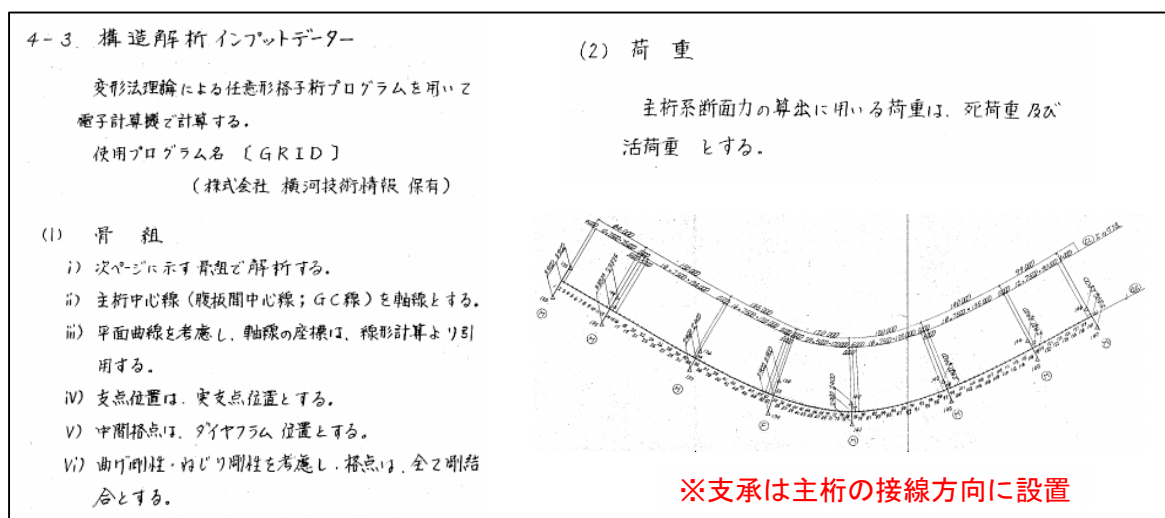


図 2.2-6 上部構造設計概要（設計計算書の抜粋）

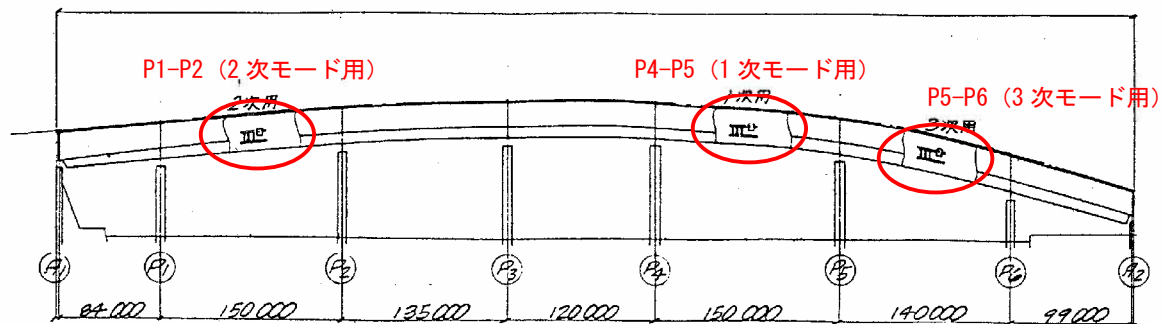


図 2.2-7 制振装置設置箇所

3) 下部構造設計

P6 橋脚の設計計算書では、死荷重反力は上部構造設計で算出した値、風荷重は上部構造の部分模型による風洞実験から得られた抗力係数で得られる風荷重反力を用いて設計を行っていた。地震時の上部構造反力は、橋軸方向は死荷重反力に可動支承の摩擦係数 $\mu=0.05$ を乗じた値、橋軸直角方向は死荷重反力に設計水平震度 $K_h=0.18$ を乗じた値を用いて算出されていた。

なお、支承の設置方向と桁の伸縮方向との不一致に起因する、温度変化や桁の温度差の影響による不静定力は、下部構造の設計では考慮されていなかった。

4) その他

本橋は落橋防止構造や転倒防止構造は設置されていない。また、後述する維持管理履歴からも分かるとおり、供用後においても落橋防止構造の追加設置はされておらず、橋脚柱や基礎構造も建設時からの補強などはされていない。

(2) 施工出来形

1) 上部構造出来形の確認

施工時における出来形検査報告書を用いて、支間長に着目して、上部構造出来形を確認した。その結果、すべての支間で出来形の許容値を満足していた。出来形検査報告書から、A1-P3 径間の仮組立と竣工検査における検査記録を抜粋し、図 2.2-8 に示す。

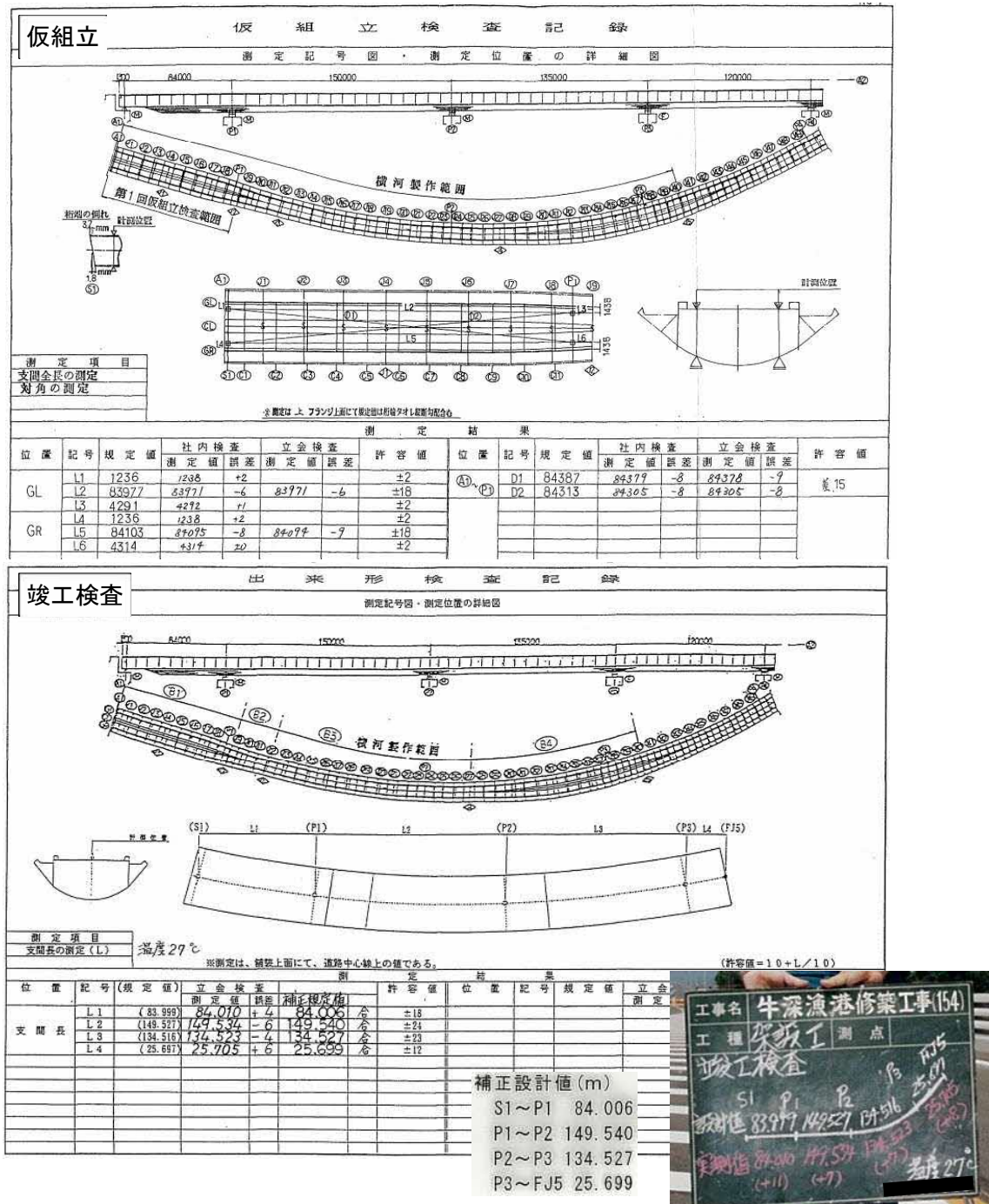


図 2.2-8 出来形検査記録 (A1-P3 径間)

2) 支承の材質（支承検査報告書）

支承検査報告書から、支承のローラーおよび支圧板の材質を確認した。図 2.2-9 に示すとおり、受け入れ時に抽出検査がなされており、同一溶解毎に 1 個の抜取りを実施している。また、ローラーおよび支圧板の伸び、硬度、表面と内部の硬さも「道路橋支承便覧（昭和 48 年 4 月、日本道路協会）」に示される、建設当時の標準的な要求値の範囲内であった。

32KLC227 30 x 160 FA 92 ASD45 ST, AG, SB

化学成分	C	Si	Mn	P	S	Os	Ni	Cr	Mo	Nb	N	
規格	MAX 80	300 ~ 500	50 ~ 150	MAX 40	MAX 80	80 ~ 120	600 ~ 700	1000 ~ 1200	30 ~ 100	30 ~ 100	MAX 8	
成分	11	332	102	24	14	105	645	1073	42	48	2	
機械的性質	試験片	引張強さ (kgf/mm ²)	降伏点 (kgf/mm ²)	引張強さ (kgf/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	硬度 HB	試験片	熱処理			
規格	JIS 4	MIN 55	MIN 75	MIN 12	MIN 217	MIN 25	354		ST: 930°C-WQ AG: 630°C-AC			
成 績	97		113									

外観検査: GOOD
寸法検査: GOOD
硬度検査: GOOD

R=350T (M)
支圧板

ST: 950°C-WQ
AG: 450°C-AC
HRC 50

32KLC227 A8404

上記の成績は要求事項を満足していることを証明します。

93 年 02 月 08 日

No. 5-5756

硬度および磁粉探傷検査成績書

品名: R=350 T 可動部

材質: ローラー(C-13B₂), 支圧板(C-13B₂)

個数: 2

1. 表面の硬さ 測定器: ショアー硬度計

ショアー硬さ測定値の許容変動値は10%とする
硬度は同一溶解ごとに1個の抜取りとする

ローラー 支圧板

測定箇所	A	B	C	判定
No. 7461	Hv 505 ~ 640 Hs 65 ~ 77			合格
No. A8404	Hs 75.76.75.			合格

2. 断面硬さ 測定器: ビッカース硬度計

r: ローラーの半径 (mm)

測定箇所	A	B	C	判定
表面よりの距離	0	0.035r	0.110r	
No. 7461	Hv 505 ~ 640	≥ 230		合格
No. A8404	Hv 620	Hv 620	Hv 480	合格
	Hv 630	Hv 590	Hv 470	合格

3. 浸透探傷検査

品名	個数	検査結果	判定
ローラー	4	欠陥を認めず	合格
支圧板	16		合格

Hv: ビッカース硬さ
Hs: ショアー硬さ

図 2.2-9 A2 (350tf) の支圧板の支承検査報告書

(3) 維持管理履歴

1) 過去に実施された補修・補強・点検等

これまでに実施された補修や点検等の維持管理履歴を表 2.2-2 に整理する。牛深ハイヤ大橋では、供用後に補修工事が 3 回（制振装置、舗装、桁内塗装）、定期点検が 2 回実施されている。制振装置の補修工事は、1999 年の台風（15～20m/s）後に 1 次モード用の TMD のスプリングガイドの損傷が確認されたため実施されたものである。また、記録の範囲では、支承部に対する補修は過去に実施されていない。

表 2.2-2 維持管理履歴

時期	内容	備考
1997 年 (H9) 3 月	本線部供用開始	－
1999 年 (H11) 3 月	ループ部供用開始	－
2000 年 (H12) 3 月	制振装置補修工事	1999 年 (H11) の台風後に確認された破損したスプリングガイドの交換
2009 年 (H21) 9 月	定期点検実施	機能保全計画策定のために点検実施（支承目視点検※1を含む）
2014 年 (H26) 3 月	耐震性能確認	現況での耐震性能を確認
2015 年 (H27) 3 月	機能保全計画変更	水産物供給基盤機能保全事業基本計画承認（初回）
2015 年 (H27) 5 月	定期点検実施	支承目視点検※1を含む点検を実施
2016 年 (H28) 11 月 ～2019 年 (R1) 9 月	補修工事	舗装補修（橋梁の全区間で舗装打ち替え）
2021 年 (R3) 3 月	補修工事	桁内塗装塗替

※1：支承目視点検はカバースプレートを外さずに実施

2) 過去に実施された定期点検

本橋では、2009 年（H21）9 月および 2015 年（H27）5 月に定期点検が実施されている。以下に過去の定期点検結果の概要を示す。

- ・過年度点検ではカバープレートを外しての内部の確認は実施されていないものの、ローラーの脱落、支承高さの異常などは見られていない。
- ・支承本体やボルトの防食機能の劣化や一部腐食が記録されている。
- ・P5 橋脚の左側支承、P6 橋脚の右側支承において、ローラー部のカバープレート取付けボルトの脱落が記録されている。ステンレスボルトと炭素鋼のカバープレートの組み合わせであるが、カバープレート側の腐食は進んでいなかったため、異種金属接触腐食が原因の脱落は考えにくい。
- ・P6 橋脚では異音の記載がなかった。

また、平成 28 年（2016 年）の熊本地震の直後に実施した緊急点検が実施されているが、支承部の異常については特段の記録はなかった。

今回応急対策を実施された P5 橋脚の左側支承、P6 橋脚の右側支承、A2 橋台の右側支承の平成 21 年および平成 27 年の定期点検時の写真および状態を、**図 2.2-10**、**図 2.2-11** および **図 2.2-12** に示す。**2.1.2(3)**に記載のとおり、今回の損傷を受けた調査においてカバープレートの異常とローラーや支圧板の異常に相関が見られた。H27 定期点検にてカバープレート取付けボルトが脱落していたり、カバープレートに膨らみが見られていることから、平成 27 年時点で、支圧板やローラーに異常があった可能性がある。

下部工		H21点検	H27点検	
P5橋脚	右側支承	損傷写真無し		牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(27) No. 8 支承 1 腐食-E, D
				牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(27) No. 9 No. 8の近景
	左側支承	変状（腐食・防食機能の劣化） 写真No. 8  支承：腐食・防食機能の劣化 		牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(27) No. 1 支承 1 腐食-E, D
				牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(27) No. 2 支承(ボルト) 3 ゆるみ・脱落-C

図 2.2-10 P5 橋脚の過去の定期点検写真

下部工		H21点検	H27点検	
P 6 橋 脚	右 側 支 承	支承: 腐食・防食機能の劣化 		牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(28) No. 8 支承 1 腐食-B
		カバープレート取付け ボルトの脱落 		牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(28) No. 6 支承(ボルト) 3 ゆるみ・脱落-C
	左 側 支 承	支承: 腐食・防食機能の劣化 		牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(28) No. 1 支承 1 腐食-B
		支承: 腐食・防食機能の劣化 		牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(28) No. 3 支承(ボルト) 1 腐食-E 6本

図 2.2-11 P6 橋脚の過去の定期点検写真

下部工		H21点検	H27点検
A 2 橋 脚	右側 支 承	支承：腐食・防食機能の劣化  支承・沓座モルタル：腐食・防食機能の劣化・剥離 	 牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(29) No.9 支承 1 腐食-D 沓座モルタル 12 うき-E A=1.7m×0.1m 2ヶ所 A=0.1m×1.5m 2ヶ所 支承の腐食
	左側 支 承	支承：腐食・防食機能の劣化  支承・沓座モルタル：腐食・防食機能の劣化・剥離 	 牛深ハイヤ大橋【本線部】 損傷写真(29) No.4 支承 1 腐食-D 沓座モルタル 12 うき-E A=1.7m×0.1m 2ヶ所 A=0.1m×1.5m 2ヶ所

図 2.2-12 A2 橋台の過去の定期点検写真

3) 外力の履歴

本橋の供用開始後から現在に至るまで（1997. 1～2021. 12）の牛深観測所における『最大風速』を図 2.2-13 の上段に示す。供用開始後の最大値は 1999 年（平成 11 年台風 18 号）に計測された 27.7m/s であり、設計基準風速（40m/s）を超過するような暴風は観測されていない。また、1999 年の台風後に確認されたスプリングガイド損傷以来、風による振動が問題となったという記録はない。

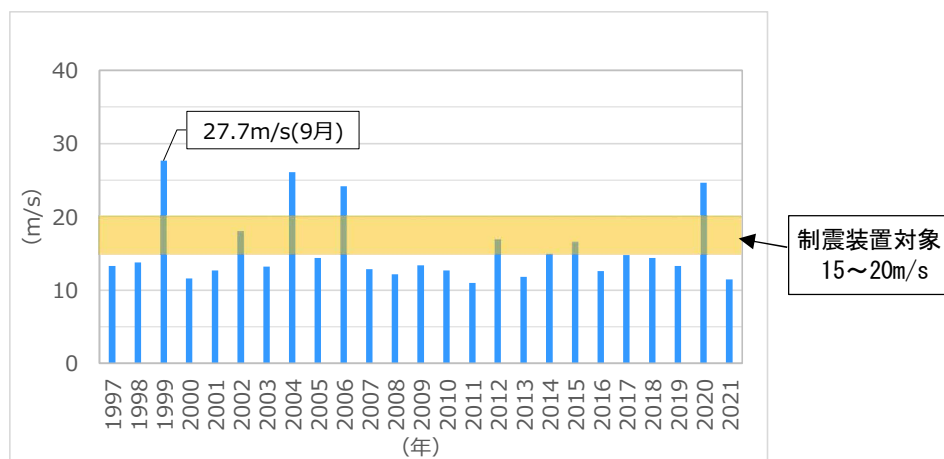


図 2.2-13 ハイヤ大橋供用開始以降の観測最大風速（観測地点：牛深）【気象庁 HP より】

本橋付近の供用開始後から現在に至るまで（1997. 1～2021. 12）の震度 3 以上を観測した地震記録を表 2.2-3 に示す。熊本地震時（2016 年）には牛深町では震度 4 が観測された。熊本地震時と同じ震度は 1997 年、2006 年、2012 年に観測されている。牛深町では震度 5 以上の震度は観測されていない。

表 2.2-3 ハイヤ大橋供用開始以降の牛深町内で観測された震度（震度 3 以上）【気象庁 HP】

地震の発生日	震央地名	マグニチュード	最大震度	牛深町での震度
2019/12/26	天草灘	M3. 8	震度 3	震度 3
2019/09/28	天草灘	M4. 0	震度 3	震度 3
2016/04/19	熊本県熊本地方	M5. 5	震度 5 強	震度 3
2016/04/16	熊本県熊本地方	M5. 9	震度 6 弱	震度 3
2016/04/16	熊本県熊本地方	M7. 3	震度 7	震度 4
2016/04/15	熊本県熊本地方	M6. 4	震度 6 強	震度 3
2016/04/14	熊本県熊本地方	M6. 5	震度 7	震度 3
2015/11/14	薩摩半島西方沖	M7. 1	震度 4	震度 3
2012/08/17	天草灘	M4. 9	震度 4	震度 4
2006/02/04	天草灘	M5. 1	震度 4	震度 4
2003/04/12	鹿児島県薩摩地方	M4. 9	震度 4	震度 3
1997/05/13	鹿児島県薩摩地方	M6. 4	震度 6 弱	震度 3
1997/04/03	鹿児島県薩摩地方	M5. 7	震度 5 強	震度 3
1997/03/26	鹿児島県薩摩地方	M6. 6	震度 5 強	震度 4

※震度は気象庁震度階級を示す。

本橋の交通量は平成16年に調査されており、図2.2-14のとおり大型車交通量は511台/日であった。



図 2.2-14 H16 交通量調査結果

牛深観測所における『平均気温』『日最高気温の平均値』『日最低気温の平均値』を図 2.2-15 の下段に示す。最高気温 39.6℃、最低気温-2.3℃であり、道路橋示方書の支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲内（-10～+50℃）である。日最低気温の月平均値の最小値と日最高気温の月平均値の最大値の差は、年間を通して 26.9℃である。月毎平均気温に大きな差はなく、6.1～7.9℃の範囲にある。

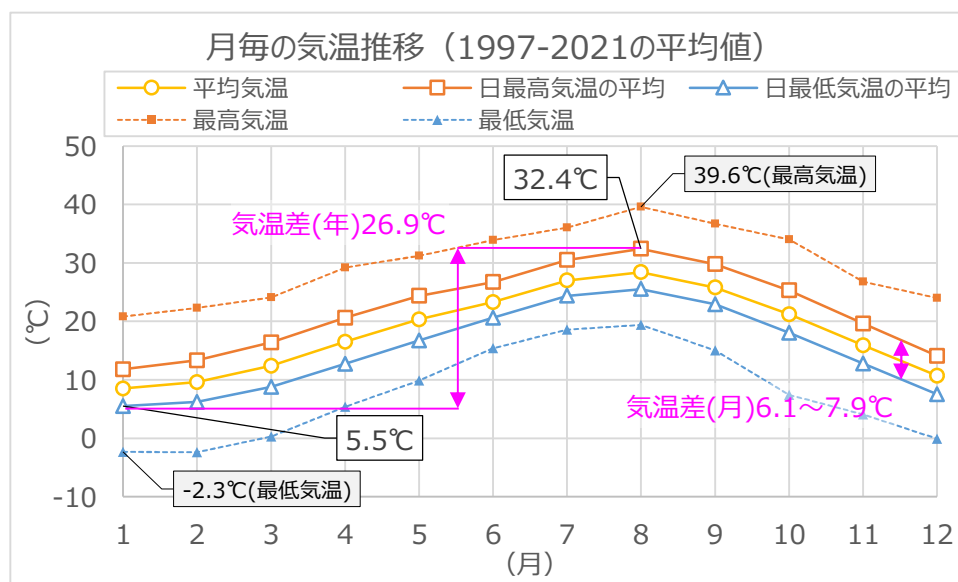


図 2.2-15 ハイヤ大橋供用開始以降の気温推移（観測地点：牛深）【気象庁 HP より】

2.2.3 考察

過去の定期点検結果からはローラーの破断や支圧板の破断といった損傷は確認できなかった。一方で、過去の定期点検ではカバープレート取付けボルト脱落が確認されており、カバープレートが外側に膨らんでいるような写真も残っていた。2.2.3 で示すように、今回、支承の損傷を調査した結果によればカバープレートの異常と支承板やローラーの異常の間には相関関係が認められることからすれば、2015 年（H27）の定期点検時にはすでにローラーまたは支圧板が損傷していた可能性も考えられる。

本橋の大型車交通量からは、活荷重が損傷の主たる原因である可能性は小さいと考えられる。また、牛深町の地震や風の履歴からは、突発的に設計荷重を超える外力が作用した可能性は小さいと考えられる。温度の変化の範囲も、設計で想定する範囲内であったと考えられる。