

# 4径間連続PC斜版橋の計画と設計 —九州新幹線(川内川橋梁)—

川野 幸生\*1・古賀 学\*2・中村 敦\*3・上杉 泰右\*4

## 1. はじめに

九州新幹線は、昭和47年6月に基本計画が決定された、いわゆる整備新幹線の一つである。九州新幹線(鹿児島ルート)八代・西鹿児島間は、平成3年8月に工事実施計画が認可され、新幹線鉄道規格新線(スーパー特急方式)で建設を進めている延長約128kmの路線である。線路平面図および線路縦断面図を図-1に示す。平成10年10月に新八代駅の取付けに伴い区間を新八代・西鹿児島間とし、実施計画の変更を行っている。

川内川橋梁は、新八代起点89km 992m付近に位置し、一級河川川内川を渡河する橋梁で新八代・西鹿児島間最長の橋梁であり、延長は338mである。

川内川橋梁の計画・設計は、地形条件、河川管理者との協議、周辺管理者等の条件、経済性、施工性および景観を考慮して行った。結果として、4径間連続PC斜版橋を選定した。ここでは、本橋梁の計画と主に上部工の設計概要について報告する。

## 2. 橋梁概要

本橋梁の下部工構造形式は、P1、P5橋脚が場所打ち鉄筋コンクリート杭、P2~P4橋脚がニューマチックケーソン基礎である。上部工構造は4径間連続PC斜版橋で、P2、P4橋脚部は斜版構造、P3橋脚部はフィンバック構造である。主桁断面形状は、側径間部は桁高制限が厳しいことから下路断面、河川内はHWLからの余裕分を見込めることから中路



図-1 九州新幹線(新八代・西鹿児島間)線路平面図および線路縦断面図

\*1 Yukio KAWANO: 日本鉄道建設公団 九州新幹線建設局 工事第四課長  
 \*2 Manabu KOGA: 日本鉄道建設公団 本社 設計技術室 補佐  
 \*3 Atsushi NAKAMURA: 日本鉄道建設公団 九州新幹線建設局 工事第四課  
 \*4 Taisuke UESUGI: 八千代エンジニアリング(株) 関東事業部 橋梁・構造部 技術第四課 主幹

箱桁断面である。また、断面変化区間は極力軽量化を図るため中路中空床版断面とした。橋梁全体図を図-2に、主桁断面図を図-3に示す。また、本橋の設計条件は以下のとおりである。

- 線 名：九州新幹線(新八代・西鹿児島間)
- 橋梁形式：4径間連続プレストレストコンクリート斜版橋
- 橋 長：338 m
- 支 間：77.50 m + 68.50 m + 96.00 m + 96.00 m
- 総幅員：14.2 m
- 主桁構造：径間部 中路箱桁断面 桁高4.70 m  
側径間 下路断面 桁高3.7 m  
断面変化区間 中路中空床版断面
- 斜版高さ：9.50 mおよび12.00 m (主桁上面からの高さ)
- 平面線形：緩和曲線～直線
- 縦断勾配：5.5%
- 斜 角：起点側 79.353°，終点側 90.000°，  
中間橋脚部 81.357°
- 列車荷重：標準活荷重P-16，M-18
- 設計最高速度：P-16，V=260 km/h  
M-18，V=200 km/h
- 軌道構造：スラブ軌道
- 支承構造：ゴム支承
- ストッパー構造：ダンパーストッパー および 鋼角ストッパー

### 3. 橋梁形式の検討

#### 3.1 計画上考慮すべき条件

本橋梁の計画上考慮すべき主な条件は、次のとおりである。

- ① 隣接する在来線のJR鹿児島本線と中心距離わずか21 mに位置することから、堤外地の橋脚位置は、JRの橋脚位置に合わせるとともに、近接施工の影響を極力少なくなるように、基礎形状をコンパクトにする必要がある。
- ② 堤内地の橋脚位置は、将来の河川改修計画および都市計画道路との関係から決定する。
- ③ 堤防天端の河川管理用通路の空頭を確保するため、桁高制限を受ける。
- ④ 終点側に川内駅が地平駅として計画されているため、線路縦断が低く抑えられている。
- ⑤ 橋梁の両側は、住宅街が形成されている人口密集地域である。

以上の条件から、橋脚位置は限定され、また桁高を極力低く抑えられ、騒音に問題ない構造形式を選定する必要がある。表-1に示す4ケースに絞り込み、比較検討によって経済的かつ合理的な橋梁形式を決定した。

#### 3.2 基礎形式の検討

P1およびP5橋脚の基礎は、一般的に使用され経済的である場所打ち鉄筋コンクリート杭、P2～P4橋脚の基礎は

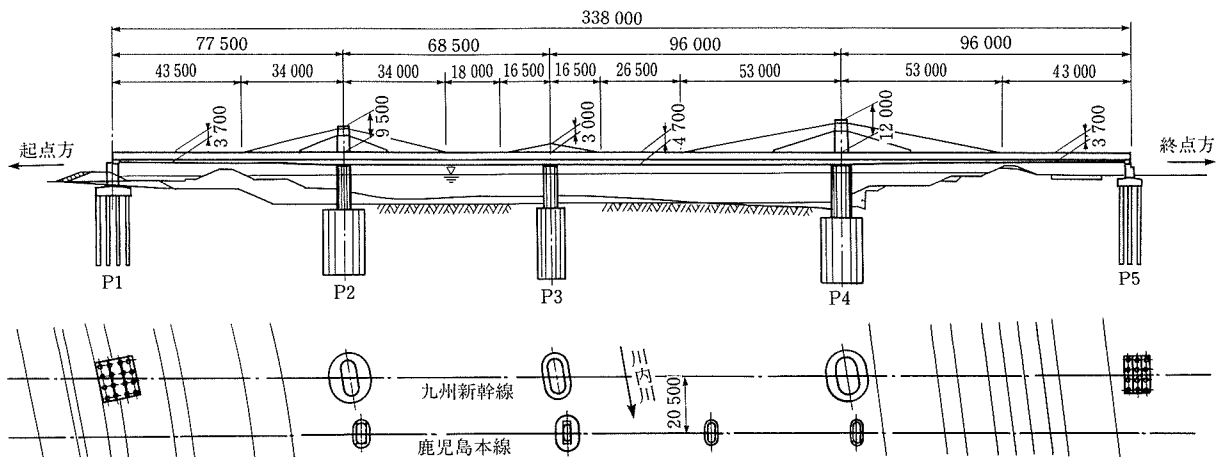


図-2 橋梁全体図

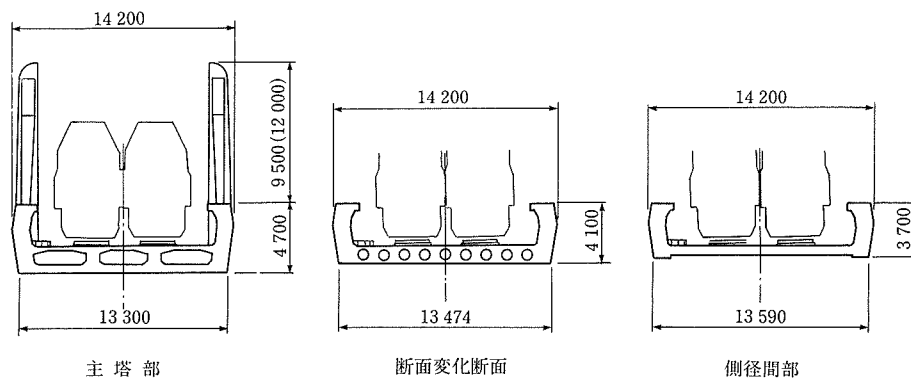


図-3 主桁断面図

ニューマチックケーソンと鋼管矢板井筒の比較検討を行った結果、次の理由からニューマチックケーソン基礎とした。

- ① 直接支持層を確認できるとともに、沈設後平板載荷試験により支持力の確認ができる。
- ② 玉石混じり層でも問題なく施工が可能である。
- ③ 現地には不発弾が埋まっている恐れがあり、当基礎が最も対処しやすい。

3.3 上部工形式の検討

橋梁形式の選定にあたり、前述の計画上の諸条件を踏まえて、最終的に4案に絞り込み、経済的かつ合理的な橋梁形式を比較検討し決定した。検討結果および評価は表-1のとおりである。また、構造形式比較検討図を図-4に示す。

以上の結果、案-3および案-4の3径間案は、いずれも下部工が大規模となり、工事費の増大およびJR在来線との近接程度が大きくなる。案-1および案-2の4径間案は、列車荷重時の曲げモーメントおよびせん断力の比較で、4径間連続斜版橋の方が小さな値となった。基礎工規模が比較的小さくなり在来線への近接施工の影響が少なく、経済性、施工性、景観等から総合的に判断し、案-2の4径間連続PC斜版橋を採用した。

4. 景 観

川内市より川内駅周辺整備計画事業の一貫としてとくに

美観に優れた橋梁としての要望もあり、川内川橋梁は景観への配慮を行った。P3橋脚でフィンバックを使用していることから、P2およびP4橋脚についても主塔高を低く抑え、圧迫感・煩雑感のない形状とるように配慮している。基本形に以下に示すデザイン展開を加味し最終形状を決定した。

- ① 主塔と桁をバランスよく調和させ、斜版部は最小面積で主張しない形状とした。
- ② 直線のみの基本形から主塔頂部およびフィンバック部に曲線を入れ、主塔自体もテーパー形状とし、全体の一体感と連続性をもたせた。
- ③ 頭頂部のデザインを橋軸方向は直線的に、橋軸直角方向は曲線的に展開した。
- ④ 厚さを軽減させる効果をもつスリットを入れ、連続性のある桁形状とした。

5. PC斜版橋の設計概要

5.1 設計条件

本橋は、主桁主方向および斜版はPC構造、主塔はRC構造として設計を行った。主桁横方向については、箱桁部上床版および支点部上下床版はRC構造とし、箱桁部下床版、中空床版および下路桁部床版はPC構造として設計した。また、横桁についてもPC構造として設計した。以下に主な使

表-1 上部工構造検討結果および評価

項目 案	橋梁形式	検 討 結 果	評 価			
			経済性	施工性	景 観	総 合
案-1	4径間連続PC フィンバック橋 77.5m+68.5m+96.0m+96.0m	・ 全体剛性が高いがフィンへの依存が大。 ・ 自重軽減効果が少ない。 ・ 版高が最大10mと威圧感を与える。 ・ 下部工は小規模となる。 ・ 桁はメンテナンスフリー。	○	△	△	△
案-2	4径間連続PC 斜版橋 77.5m+68.5m+96.0m+96.0m	・ 橋梁全体の剛性は高い。 ・ 斜版の形状は威圧感を軽減する。 ・ 下部工は小規模となる。 ・ 桁はメンテナンスフリー。	○	△	○	○
案-3	3径間連続PC 斜版橋 77.5m+164.5m+96.0m	・ 橋梁全体の剛性は高い。 ・ 斜版は2段のため煩雑な印象を与える。 ・ 下部工が大規模でJR線との近接が大。 ・ 桁はメンテナンスフリー。	×	×	△	×
案-4	3径間連続PC エクストラード橋 77.5m+164.5m+96.0m	・ 橋梁全体の剛性は比較的低い。 ・ 斜材はケーブルであり景観はよい。 ・ 下部工が大規模でJR線との近接が大。 ・ 斜材ケーブルの疲労、錆の対策が必要。	×	△	○	×

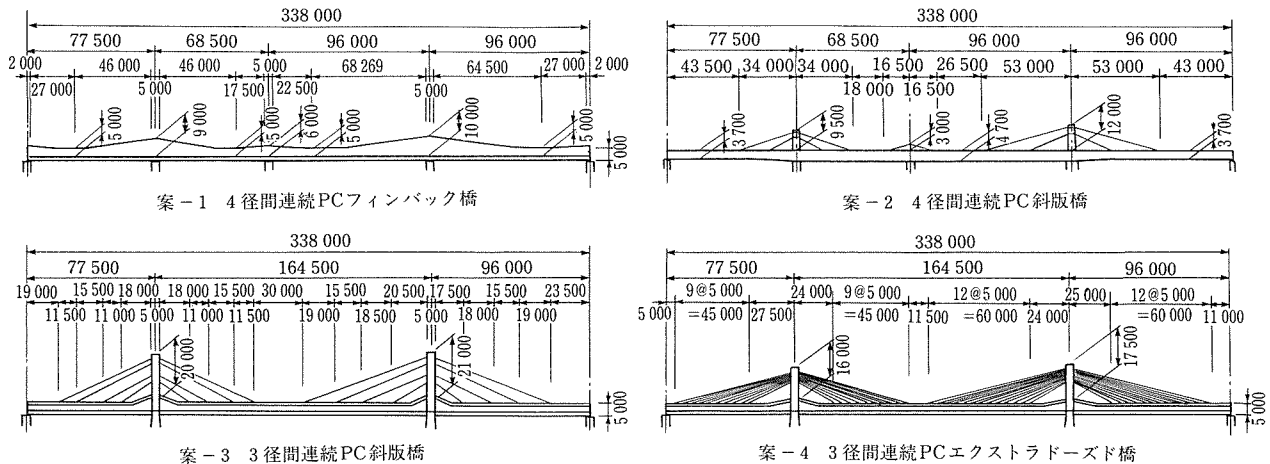


図-4 構造形式比較検討図



図-5 完成予想図(フォトモンタージュ)

表-2 荷重組合せおよび荷重係数

主方向および横方向

	終局限界状態	使用限界状態		耐震設計
		①	②	
固定死荷重	1.1	1.0	1.0	1.0
付加死荷重	1.2	1.0	1.0	1.0
プレストレス影響	1.0	1.0	1.0	1.0
クリープ・乾燥収縮	1.0	1.0	1.0	1.0
列車荷重	1.1	—	1.0	1.0
衝撃荷重	1.1	—	1.0	1.0
温度の影響	1.0	—	1.0	—
地震の影響	—	—	—	1.0

注) 使用限界における衝撃荷重の特性値は、終局限界の3/4とする。

斜版および主塔

	終局限界状態		使用限界状態		耐震設計
	①	②	①	②	
固定死荷重	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
付加死荷重	1.2	1.2	1.0	1.0	1.0
プレストレス影響	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
クリープ・乾燥収縮	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
列車荷重	1.1	—	—	1.0	1.0
衝撃荷重	1.1	—	—	1.0	1.0
温度の影響	1.0	—	—	1.0	—
風荷重	1.0	1.0	—	—	—
地震の影響	—	—	—	—	1.0

用材料を示す。

① コンクリートの設計基準強度

主桁： $f'_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$  (張出し施工部)

$f'_{ck}=500 \text{ kgf/cm}^2$  (柱頭部および側径間下路桁部)

主塔： $f'_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$

斜版： $f'_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$

② P C 鋼材

主方向鋼材：

12S12.7B (上床版張出し鋼材)

12S15.2B (ウェブ張出し鋼材, 連結鋼材)

横方向鋼材：

12S12.7B (下床版, 横桁)

12S15.2B (横桁)

1S28.6 (上床版)

斜材：

19S15.2B (P2橋脚1次斜材)

27S15.2B (P4橋脚1次斜材, P2およびP4橋脚2次斜材)

③ 鉄筋

SD345

また、本橋梁の設計上考慮すべき主な条件を以下に示す。

① 河川条件により側径間が中央径間に比べて長く、構造的に不利な径間割りとなっている。

② 主桁断面形状が下路断面、中路中空床版断面、中路箱桁断面と連続して変化する。

③ 車窓からの眺望を考慮し主桁高が制限されている(施工基面からの高さを2.9mに制限している)。

④ 景観的な配慮から主塔高を低く抑え、圧迫感・煩雑感のない形状とする。

⑤ 設計法は、限界状態設計法を用いている。

⑥ 施工方法は河川高水敷の下路、中路中空床版部が支保工上の分割施工、低水敷の中路箱桁断面部が移動作業車による張出し施工である。

⑦ 施工時地震の影響は、 $K_h=0.15$ ,  $K_v=0.075$ を考慮する。

本橋の設計に使用した荷重組合せおよび荷重係数を表-2に示す。

## 5.2 構造解析

橋軸方向の設計は基本的に平面骨組解析(図-6)により、



◆ 設計報告 ◆

架設順序を追って断面力を算出した。斜版部のモデル化は東北本線名取川橋梁を参考とし、主桁との取付け部に仮想部材 ( $A, I = \infty$ ) を設け、斜版の軸力分布を考慮してさらに帯状に仮想部材 ( $I = 0, A = (b/n) \cdot t$  ここにP2側  $n = 5$ , P4側  $n = 6$ ) を設置した。張出し施工時の大型ワーゲンの重量は115tfとし、ほかに吊り支保工重量、斜版施工時の支

保工および足場工重量を考慮した。また、施工時の斜材1次ケーブルは、 $A =$ 実断面積、 $I = 0$ の線部材とし、導入緊張力は温度換算により評価した。

また、完成系の立体骨組解析を行い、各主桁の荷重分担およびねじりモーメントの算出、地震・風による面外方向の検討を行った。本橋が大断面の中路桁であることや斜版

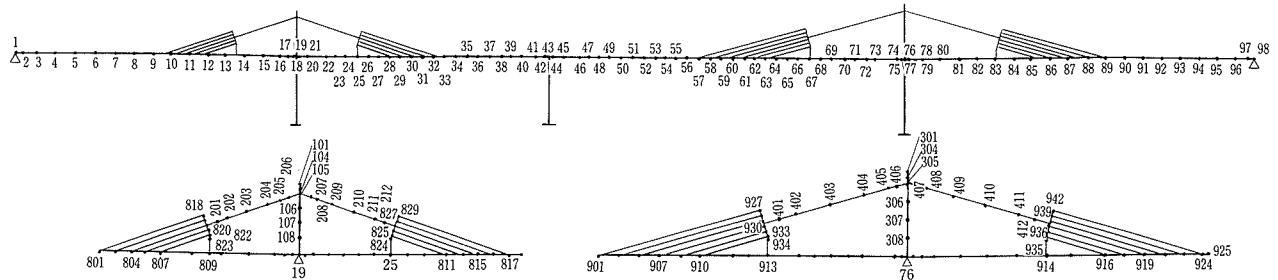


図-6 平面骨組モデル

表-3 主桁の設計総括表

主桁 (主方向) 応力度表

種別	項目	単位	設計断面										制限値	備考		
			2	6	801	10	809	17	21	(25)	(815)	(817)				
施工時コンクリートの応力度	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	0.1	206.4	198.5	183.1	165.8	8.1	19.9	174.2	136.8	141.0	-25.4 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 250	f' <sub>ck</sub> = 500kgf/cm <sup>2</sup>		
	下縁		21.7	-11.0	-15.9	-13.9	-14.8	74.8	59.9	8.8	-13.0	-7.6	(-21.8 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 200)	(f' <sub>ck</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> )		
終局限界状態	曲げモーメント		0.059	0.931	0.405	0.287	0.527	0.458	0.529	0.617	0.554	0.501	γ <sub>i</sub> · Ma / Mud ≤ 1.0			
	斜め圧縮		0.368	0.052	0.319	0.369	0.195	0.464	0.297	0.262	0.113	0.135	γ <sub>i</sub> · Va / Vud ≤ 1.0			
	せん断力		0.973	0.183	0.745	0.877	0.498	0.885	0.795	0.842	0.459	0.683	γ <sub>i</sub> · Va / Vud ≤ 1.0			
	ねじり		0.802	0.608	0.671	0.918	0.893	0.943	0.883	0.758	0.534	0.493	γ <sub>i</sub> · Ma / Mud ≤ 1.0			
使用限界状態	永久荷重作用時	コンクリート	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	-0.3	113.6	65.2	49.9	130.8	89.9	65.5	77.8	26.5	37.1	0 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 200	f' <sub>ck</sub> = 500kgf/cm <sup>2</sup>
			下縁	19.5	25.1	56.7	64.8	54.4	43.4	51.3	70.0	41.2	37.0	(0 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 160)	(f' <sub>ck</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> )	
	変動荷重作用時	M <sub>max</sub>	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	1.0	168.3	106.1	84.3	144.7	93.7	70.7	20.6	53.6	67.5	-12.6 ≤ σ <sub>c</sub> (-10.8 ≤ σ <sub>c</sub> )	f' <sub>ck</sub> = 500kgf/cm <sup>2</sup> (f' <sub>ck</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> )
			下縁	18.6	-2.6	35.8	46.6	8.3	40.4	48.4	67.0	19.2	14.3			
	M <sub>min</sub>	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	-0.6	104.2	44.8	30.2	123.9	77.6	49.0	-1.7	-3.2	8.1			
		下縁	19.4	30.2	67.0	75.9	20.2	56.4	65.2	86.4	59.0	50.2				
斜め引張応力	kgf/cm <sup>2</sup>	-19.0	-3.5	-11.1	-13.3	-7.4	-11.7	-5.8	-4.9	-1.8	-2.7	-22.0 (-19.0) ≤ σ <sub>i</sub>	f' <sub>ck</sub> = 500 (400) kgf/cm <sup>2</sup>			
耐震設計 (終局)	曲げモーメント		0.034	0.647	0.504	0.444	0.191	0.290	0.351	0.335	0.150	0.123	γ <sub>i</sub> · Ma / Mud ≤ 1.0			
	斜め圧縮		0.251	0.056	0.131	0.211	0.213	0.352	0.264	0.217	0.081	0.039	γ <sub>i</sub> · Va / Vud ≤ 1.0			
	せん断力		0.664	0.202	0.307	0.504	0.665	0.944	0.850	0.698	0.330	0.196	γ <sub>i</sub> · Va / Vud ≤ 1.0			
	ねじり		0.395	0.428	0.102	0.124	0.572	0.252	0.263	0.088	0.220	0.400	γ <sub>i</sub> · Ma / Mud ≤ 1.0			

主桁 (PC部材: その3)

種別	項目	単位	設計断面													制限値	備考		
			(37)	41	45	(55)	(901)	(913)	74	78	914	925	92	94	97				
施工時コンクリートの応力度	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	118.4	92.7	77.3	-1.1	118.7	86.7	21.1	29.4	70.3	212.9	169.1	124.8	4.2	-25.4 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 250	f' <sub>ck</sub> = 500kgf/cm <sup>2</sup>		
	下縁		1.1	42.1	46.9	0.3	-8.4	58.2	135.9	141.7	50.2	6.2	4.0	19.5	19.2	(-21.8 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 200)	(f' <sub>ck</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> )		
終局限界状態	曲げモーメント		0.622	0.557	0.543	0.555	0.499	0.693	0.745	0.779	0.718	0.297	0.870	0.807	0.061	γ <sub>i</sub> · Ma / Mud ≤ 1.0			
	斜め圧縮		0.082	0.101	0.072	0.071	0.169	0.281	0.610	0.676	0.280	0.314	0.089	0.136	0.335	γ <sub>i</sub> · Va / Vud ≤ 1.0			
	せん断力		0.320	0.404	0.289	0.406	0.891	0.909	0.859	0.968	0.879	0.932	0.370	0.576	0.888	γ <sub>i</sub> · Va / Vud ≤ 1.0			
	ねじり		0.689	0.676	0.756	0.746	0.622	0.914	0.625	0.731	0.757	0.939	0.635	0.821	0.804	γ <sub>i</sub> · Ma / Mud ≤ 1.0			
使用限界状態	永久荷重作用時	コンクリート	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	28.7	60.6	65.2	17.6	43.9	115.3	93.8	89.4	123.5	57.0	90.7	83.2	2.9	0 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 200	f' <sub>ck</sub> = 500kgf/cm <sup>2</sup>
			下縁	48.7	40.0	37.8	27.4	31.0	91.9	104.0	115.0	47.7	78.3	32.6	30.2	17.3	(0 ≤ σ <sub>c</sub> ≤ 160)	(f' <sub>ck</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> )	
	変動荷重作用時	M <sub>max</sub>	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	53.0	85.4	87.3	62.5	92.6	146.8	92.3	87.4	153.0	123.0	164.3	140.4	2.5	-12.6 ≤ σ <sub>c</sub> (-10.8 ≤ σ <sub>c</sub> )	f' <sub>ck</sub> = 500kgf/cm <sup>2</sup> (f' <sub>ck</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> )
			下縁	34.6	28.0	26.8	1.5	-1.0	37.6	103.4	115.1	41.5	35.3	-5.6	0.6	17.2			
	M <sub>min</sub>	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	-9.4	16.8	23.0	-8.5	9.5	100.2	72.0	68.2	111.6	23.2	69.6	70.4	4.4			
		下縁	72.3	61.0	58.2	43.8	55.3	73.9	123.2	135.8	55.3	95.4	43.1	36.5	16.2				
斜め引張応力	kgf/cm <sup>2</sup>	-1.8	-3.0	-5.0	-2.6	-4.1	-3.9	-11.9	-13.4	-4.9	-10.0	-5.8	-8.0	-18.5	-22.0 (-19.0) ≤ σ <sub>i</sub>	f' <sub>ck</sub> = 500 (400) kgf/cm <sup>2</sup>			
耐震設計 (終局)	曲げモーメント		0.221	0.266	0.253	0.073	0.058	0.345	0.410	0.426	0.400	0.277	0.537	0.477	0.033	γ <sub>i</sub> · Ma / Mud ≤ 1.0			
	斜め圧縮		0.014	0.028	0.014	0.023	0.066	0.179	0.395	0.432	0.191	0.160	0.008	0.084	0.200	γ <sub>i</sub> · Va / Vud ≤ 1.0			
	せん断力		0.057	0.110	0.056	0.278	0.351	0.576	0.982	0.754	0.598	0.460	0.034	0.347	0.531	γ <sub>i</sub> · Va / Vud ≤ 1.0			
	ねじり		0.520	0.066	0.286	0.891	0.814	0.463	0.131	0.071	0.430	0.247	0.428	0.603	0.373	γ <sub>i</sub> · Ma / Mud ≤ 1.0			

注) カッコ内は f'<sub>ck</sub> = 400 kgf/cm<sup>2</sup> の範囲を示す。

橋であることから、3次元FEM解析を行うことにより、局所的な応力状態の把握を行い、安全性の確認を行った。以下に3次元FEM解析により検討項目を示す。

(1) プレストレス有効領域の把握

斜材やウェブおよび床版に定着した内ケーブルによるプレストレスの分布状況を把握し、プレストレスが有効に作用する範囲を確認した。解析の結果、主桁断面が広幅員の中路箱桁断面となっていることから、ウェブ上縁に定着した内ケーブルは上床版中央まで、上床版に定着した内ケーブルは上縁側にあるフランジ先端までプレストレスが伝達しないことが判明した。よって、張出し架設時の架設ケーブルは、1ブロックあたりウェブと上床版に各2本以上配置するように決定した。

また、斜材の有効範囲は、プレストレスの広がり角度 $\beta$ を考慮した場合に4ブロック目から有効となるのに対し、解析結果を反映させて3ブロック目から有効とした。

(2) 斜版に対する検討

本橋の全体系解析は、斜版と主桁の取付け部を箒状の形をした解析モデルを使用し断面力の算出を行った。この解析モデルは橋梁全体の応力状態は正確に再現できるものの、斜版と主桁取付け部に働く局所的な応力を正確に把握することはできない。この局部応力状態を把握するため3次元FEM解析を行い補強設計を行った。

(3) 圧縮フランジの座屈に対する安全性の確認

RC標準では主梁の横座屈を避ける目的から、フランジ幅をスパンの3%以上とするように規定している。本橋は支間長が長いことから、規定どおりのフランジ幅を確保した場合、施工基面幅の拡幅が必要となる。そこで3次元FEM解析を用い座屈に対する安全性の確認を行いフランジ幅を1.5%とすることによって、橋梁全体の施工基面幅を抑えることとした。

(4) 移動作業車による横方向(床版)の検討

本橋の河川部は2主桁大型移動作業車により施工する。架設時には外ウェブ内側に大きな集中荷重が作用することとなる。この移動作業車による集中荷重については、平面骨組解析では正確な評価ができないことから、FEM解析により安全性の確認を行った。

5.3 主 桁

橋梁の側径間部は下路断面となっているため、移動作業車による張出し架設工法ができないため固定支保工上での分割施工とした。主桁のコンクリート設計基準強度は $f'_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$ が基本であるが、応力状態の厳しい側径間部および大規模地震時にストッパーより大きな支圧力が作用する柱頭部のコンクリート設計基準強度は $f'_{ck}=500\text{kgf/cm}^2$ とした。表-3に主桁の設計総括表を、また図-7に主桁の曲げモーメント図を示す。

5.4 主 塔

本橋は景観的な配慮から、主塔高を低くしフィンバック橋に近いイメージの斜版橋を目指したことから、主塔高/径間長はP2, P4橋脚ともに1/8であり、名取川橋梁の1/6に比べ低く計画した。

P2主塔は径間割りの関係から、側径間側と中央径間側で

1次斜材ケーブル本数が異なっているため、主塔にアンバランスモーメントが作用する。この結果、施工時のひび割れ幅を制御するためD51ctc150を2段配置することとした。一方、P4側はアンバランスモーメントの値が小さく最小鉄筋量 $0.0015A_c$ または $0.008A_c$ を満たすD25ctc150を配置した。スターラップは耐震構造細目により最小鉄筋量 $A_w=0.003b_w$ を満足するように3-D19ctc150を配置した。また、主塔は1回の打設高さを4.0m程度に抑え、3回に分けてコンクリートを打設することとした。

5.5 斜 版

斜版形状はフィンバック橋をイメージし、主桁との取付け区間長が長くなっている。P2橋脚側は不等径間であるが斜版形状は対称とし斜材ケーブルによる緊張力調整で対処

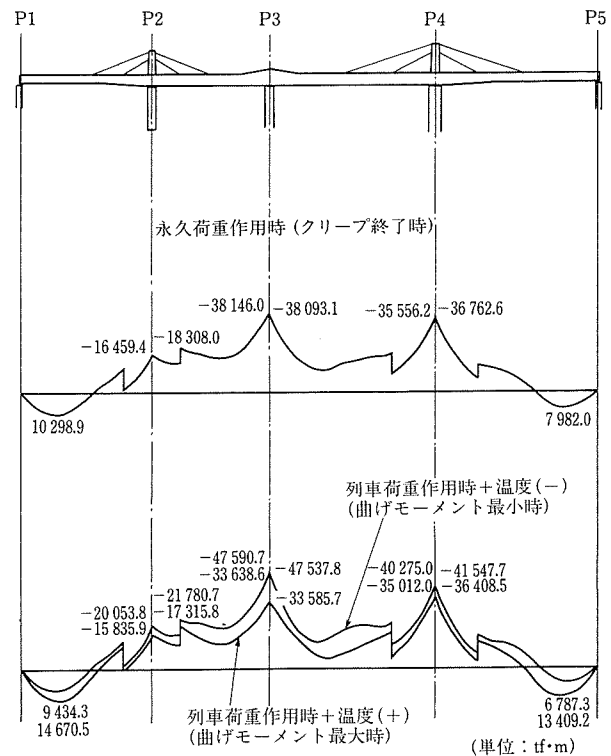


図-7 主桁の曲げモーメント図

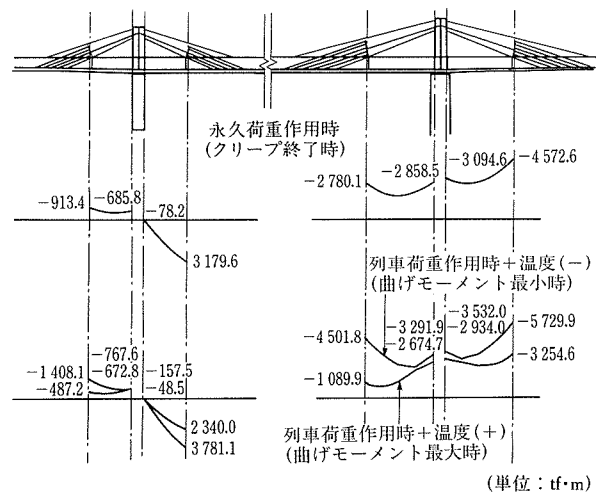


図-8 斜版の曲げモーメント図

した。P4側は側径間長が94.8mと長く下路断面で曲げ剛性が小さいため、列車荷重によるたわみが小さくなるように配慮して決定した。

斜材ケーブルはP2側で張力調整している1次ケーブルの一部を主塔で定着したほかは、すべて主塔をスルー形状として両引きとした。斜版の1次ケーブルは張出し施工時に緊張し、2次ケーブルは斜版打設後に緊張する。1次ケーブルは主桁外にPC鋼材を配置することによる主桁応力の改善を目的として配置した。また、2次ケーブルは斜版自重、版上

荷重、列車荷重により生じる断面力に対し、斜版に作用する軸引張りを打ち消すことを目的として配置した。また、斜版自重の軽量化およびプレストレスの導入効率向上を図る目的で、斜版厚を主塔部80cmから主桁部50cmに断面変化させた。斜版の曲げモーメント図を図-8に、斜材ケーブルの配置を図-9に、設計総括表を表-4に示す。

5.6 ストッパーおよび支承

河川阻害率の関係から、本橋のストッパー形式は、P1およびP5橋脚を可動鋼角ストッパー、P2～P4橋脚にオイルダ

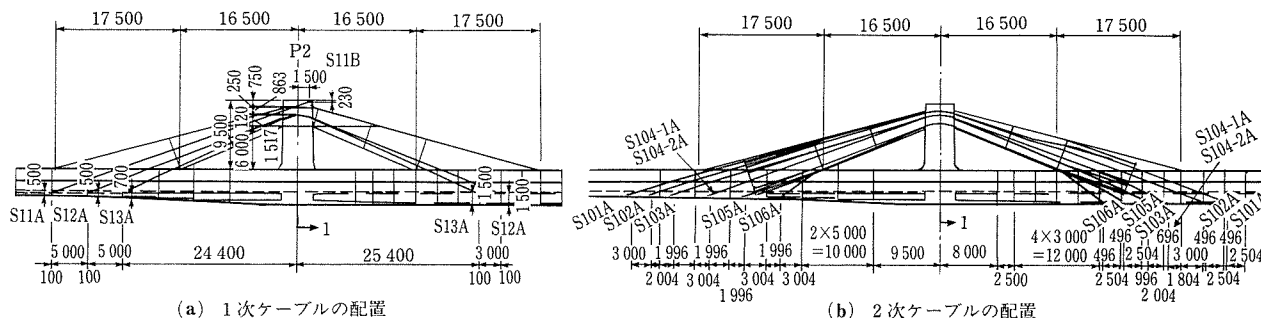


図-9 P2橋脚の斜材ケーブル配置

表-4 斜版の設計総括表

P2斜版

種別	項目	単位	設計断面										制限値	備考		
			820	202	204	205	206	207	208	209	211	827				
終局限界状態	曲げモーメント		0.228	0.167	0.145	0.206	0.247	0.089	0.116	0.262	0.433	0.449	$\gamma_i \cdot Ma / M_{ud} \leq 1.0$			
	斜め圧縮		0.079	0.047	0.028	0.127	0.205	0.117	0.082	0.042	0.051	0.078	$\gamma_i \cdot Va / V_{ud} \leq 1.0$			
	せん断力		0.293	0.170	0.104	0.459	0.773	0.492	0.309	0.158	0.182	0.281	$\gamma_i \cdot Va / V_{ud} \leq 1.0$			
	ねじり		0.227	0.207	0.229	0.373	0.633	0.319	0.258	0.201	0.177	0.189	$\gamma_i \cdot Ma / M_{ud} \leq 1.0$			
使用限界状態	永久荷重用時	コンクリート	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	15.5	32.5	35.6	40.1	26.6	13.9	21.3	31.7	31.8	34.6	$0 \leq \sigma_c \leq 160$	$f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$
			下縁	kgf/cm <sup>2</sup>	37.1	19.2	15.7	10.8	22.7	23.2	17.9	8.5	11.4	8.3		
	変動荷重用時	Mmax	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	11.2	20.4	39.6	38.8	28.6	-4.3	25.7	34.5	43.2	49.3	$-10.8 \leq \sigma_c$	$f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$
			下縁	kgf/cm <sup>2</sup>	30.4	20.7	18.0	-0.2	8.4	1.2	22.7	9.4	-1.9	-8.0		
		Mmin	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	-1.8	10.3	79.3	15.7	2.0	5.1	14.3	5.5	-4.0	-3.5		
			下縁	kgf/cm <sup>2</sup>	45.3	32.9	-1.7	-3.6	8.9	25.2	18.1	-7.0	11.8	13.0		
斜め引張応力	kgf/cm <sup>2</sup>	7.9	3.9	3.6	6.9	9.7	10.1	10.7	9.5	7.8	11.5	$\sigma_i \leq 19.0$	$f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$			
耐震設計(終局限界状態)	曲げモーメント		0.087	0.044	0.001	0.009	0.017	0.052	0.035	0.007	0.032	0.083	$\gamma_i \cdot Ma / M_{ud} \leq 1.0$			
	斜め圧縮		0.064	0.044	0.025	0.042	0.102	0.064	0.075	0.067	0.093	0.138	$\gamma_i \cdot Va / V_{ud} \leq 1.0$			
	せん断力		0.229	0.160	0.097	0.153	0.386	0.238	0.271	0.265	0.579	0.799	$\gamma_i \cdot Va / V_{ud} \leq 1.0$			
	ねじり		0.112	0.110	0.116	0.123	0.116	0.123	0.130	0.123	0.116	0.118	$\gamma_i \cdot Ma / M_{ud} \leq 1.0$			

P4斜版

種別	項目	単位	設計断面										制限値	備考		
			930	402	404	405	406	407	408	409	411	939				
終局限界状態	曲げモーメント		0.365	0.296	0.305	0.464	0.524	0.512	0.453	0.316	0.319	0.387	$\gamma_i \cdot Ma / M_{ud} \leq 1.0$			
	斜め圧縮		0.079	0.035	0.145	0.087	0.105	0.198	0.183	0.101	0.047	0.095	$\gamma_i \cdot Va / V_{ud} \leq 1.0$			
	せん断力		0.289	0.126	0.521	0.313	0.392	0.721	0.648	0.365	0.168	0.334	$\gamma_i \cdot Va / V_{ud} \leq 1.0$			
	ねじり		0.195	0.174	0.324	0.285	0.306	0.757	0.677	0.401	0.267	0.302	$\gamma_i \cdot Ma / M_{ud} \leq 1.0$			
使用限界状態	永久荷重用時	コンクリート	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	47.2	55.1	41.2	25.7	25.1	47.2	58.3	72.4	60.7	45.6	$0 \leq \sigma_c \leq 160$	$f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$
			下縁	kgf/cm <sup>2</sup>	36.8	26.7	41.7	56.7	54.1	38.8	29.7	13.3	26.0	42.6		
	変動荷重用時	Mmax	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	70.5	73.8	43.5	7.0	10.5	48.0	56.6	76.4	69.3	57.9	$-10.8 \leq \sigma_c$	$f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$
			下縁	kgf/cm <sup>2</sup>	10.0	4.5	42.2	30.2	23.4	25.5	19.0	15.9	3.6	16.0		
		Mmin	上縁	kgf/cm <sup>2</sup>	11.7	21.2	14.0	6.3	-0.8	6.1	21.0	38.6	39.3	21.9		
			下縁	kgf/cm <sup>2</sup>	41.2	27.7	27.4	72.2	76.4	35.9	22.5	-7.8	33.3	53.0		
斜め引張応力	kgf/cm <sup>2</sup>	6.7	2.8	4.6	7.4	10.5	7.4	7.6	6.0	4.8	4.7	$\sigma_i \leq 19.0$	$f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$			
耐震設計(終局限界状態)	曲げモーメント		0.077	0.022	0.011	0.043	0.063	0.059	0.038	0.013	0.018	0.068	$\gamma_i \cdot Ma / M_{ud} \leq 1.0$			
	斜め圧縮		0.059	0.031	0.041	0.037	0.026	0.091	0.082	0.037	0.034	0.063	$\gamma_i \cdot Va / V_{ud} \leq 1.0$			
	せん断力		0.206	0.113	0.150	0.133	0.096	0.332	0.291	0.268	0.122	0.211	$\gamma_i \cdot Va / V_{ud} \leq 1.0$			
	ねじり		0.133	0.133	0.145	0.158	0.151	0.161	0.169	0.156	0.142	0.142	$\gamma_i \cdot Ma / M_{ud} \leq 1.0$			

ンパーストッパーを使用し、地震時に作用する水平力を中央の3橋脚で分担する形式とした。

橋軸方向については、P2～P4橋脚を移動制限装置と考え躯体の実降伏震度で設計した。P1およびP5橋脚は可動橋脚であることから、落橋防止対策として桁座拡幅を行い対処した。橋軸直角方向は、橋脚幅が一般的な壁式橋脚より広くなっており、躯体の降伏震度が大きくなることから基礎の降伏震度を使用した。

最も反力の大きいP4橋脚では、断面1 550 mm×1 350 mm、板厚28 mm、長さ2 395 mmのダンパーストッパーを3本配置している。なお、P3橋脚については常時固定脚となるようにばね付きダンパーを使用した。

支承は、被覆積層ゴム支承とした。橋長が338mと長いため、P1およびP5の可動支承については主ケーブル緊張後3ヵ月以降にジャッキアップを行い、クリープ・乾燥収縮によるせん断変形や緊張による弾性短縮を解放することとし、支承厚の低減を図った。

## 6. おわりに

川内川橋梁(PC斜版橋)について、橋梁形式の計画・設計

の概要について述べた。市街地近郊の大河川を桁高制限を受け渡河する新幹線として初の斜版橋で、3タイプの断面形状と、斜版とフィンバックを用途に応じて組み合わせた合理的な橋梁である。今後、このような環境条件下では景観も併せて、長大スパンの鉄道橋では大いに活用できる形式であると考えている。

本橋梁の施工工程は、下部工はすでに平成10年10月に着工し、上部工は平成11年10月に着工し平成14年6月を目途に完成の予定である。

最後に、本橋梁の計画および設計にあたりご指導、ご助言をいただいた関係各位に対し深く感謝の意を表わす次第である。

### 参 考 文 献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 1992.11
- 2) 石橋, 大庭, 竹内: PC斜版橋の計画と設計, 東北本線「名取川橋梁」, 橋梁, Vol.25, No.7, pp.24～30, 1989.7
- 3) 石橋, 大庭, 竹内: PC斜版橋の設計—東北本線名取川橋梁—, 日本鉄道施設協会誌, pp.270～273, 1989.4
- 4) 石橋, 大庭: 名取川橋梁の計画と設計, 橋梁と基礎, Vol.29, No.1, pp.29～35, 1995.1
- 5) 松本, 大槻, 大村田: 名取川橋梁の設計・施工, 橋梁, Vol.32, No.4, pp.4～19, 1996.4

【1999年11月15日受付】