

内房線姉ヶ崎橋梁の設計

青木 大地*1・柳原 雅樹*2・津吉 毅*3・鎌田 則夫*4

1. はじめに

姉ヶ崎橋梁は、内房線姉ヶ崎～長浦間（蘇我起点15 km 800 m）に位置し、大正元年に建設されたデッキガーダー橋（9.7 m×2 連、下り線）と、昭和43年の線路増設に伴い建設されたRC単純桁（11.0 m×2 連、上り線）からなっていた。今回、二級河川椎津川の拡幅・改修事業（事業主体：千葉県）に伴い、仮線に線路を切り替える仮線方式によって新橋梁を建設することとなり、現在建設中である。

新橋梁の構造は、U 形断面の主桁上側に直線的に配置した圧縮材を設け、その頂部から 2 本の吊材によって主桁を支持する構造形式（以下では、PC斜吊橋とする）である。

図 - 1 に斜吊橋のイメージ図を示す。

本報告は、日本の鉄道橋としては初めてのPC単純斜吊橋の設計概要および施工計画について紹介するものである。

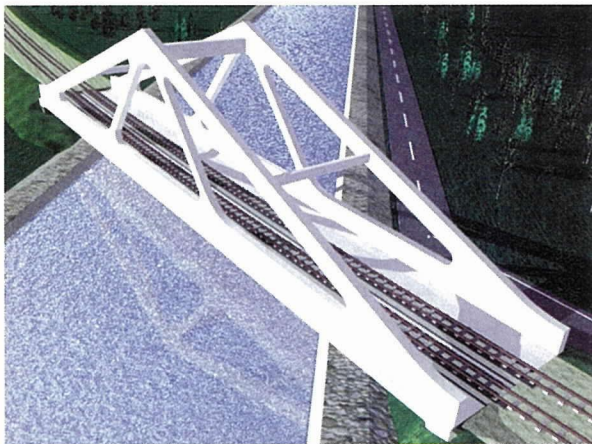


図 - 1 斜吊橋イメージ図

2. 計画概要

内房線姉ヶ崎～長浦間に位置する二級河川椎津川の上流流域は、首都圏および京葉工業地帯のベッドタウンとして急速に宅地開発が進んだことにより流量が大幅に増加し、道路・田畑が冠水する災害が発生している。河川管理者である千葉県は中小河川改修事業に着手し、工事を進めているところである。

今回、千葉県からの要請により本橋梁との交差部につい

て仮線方式により、本橋梁の改築工事を実施することとなり、現在新設工事中である。

3. 工事概要

本橋梁の工事概要を表 - 1 に、上部工の主要数量を表 - 2 に示す。また、橋梁の側面図を図 - 2 に、主桁断面図を図 - 3 に、それぞれ示す。

4. 構造形式の検討

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 周辺住民への振動・騒音およびメンテナンスの軽減を考慮しなければならない。
- ② 東京湾に近い位置に構築するため、塩害対策を図らなければならない。
- ③ 河川管理上、桁下空間を H. W. L + 0.8 m 以上確保する必要がある。
- ④ 車両の窓下位置および運転中の見通しを確保するために、桁上端高さはレールレベルより 1.5 m 以内とする制約条件によって桁高を 2.8 m 程度とすることが必要で

表 - 1 工事概要

線 名	内房線（姉ヶ崎～長浦間）		
発 注 者	東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所		
施 工 者	ドービー建設工業(株)		
工事場所	千葉県市原市椎津		
工 期	2001年3月30日～2002年6月30日		
橋梁形式	ポストテンション方式複線単純斜吊橋		
橋 長	81.0 m		
支 間 長	79.5 m		

表 - 2 主要数量

区 分	種 別	仕 様	単 位	数 量
主 桁	コンクリート	$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	m ³	964
		SWPR 7 B 12 T 15.2	t	41.376
		SWPR 7 B 12 V 12.7	t	15.485
	鉄 筋	SBPR 930/1 180 ϕ 32	t	2.034
吊 材	コンクリート	$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	m ³	42
		$\sigma_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$	m ³	27
	PC鋼材	SWPR 7 B 12 T 15.2	t	9.824
斜 材	鉄筋	SD 345, SD 390	t	11.455
		コンクリート	$\sigma_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$	m ³
		SD 345, SD 390	t	112.288

*1 Daichi AOKI: JR 東日本 東京工事事務所 課員
 *2 Masaki YANAGIHARA: JR 東日本 東京工事事務所 課員
 *3 Takeshi TSUYOSHI: JR 東日本 東京工事事務所 副課長
 *4 Norio KAMATA: JR 東日本 東京工事事務所 副課長

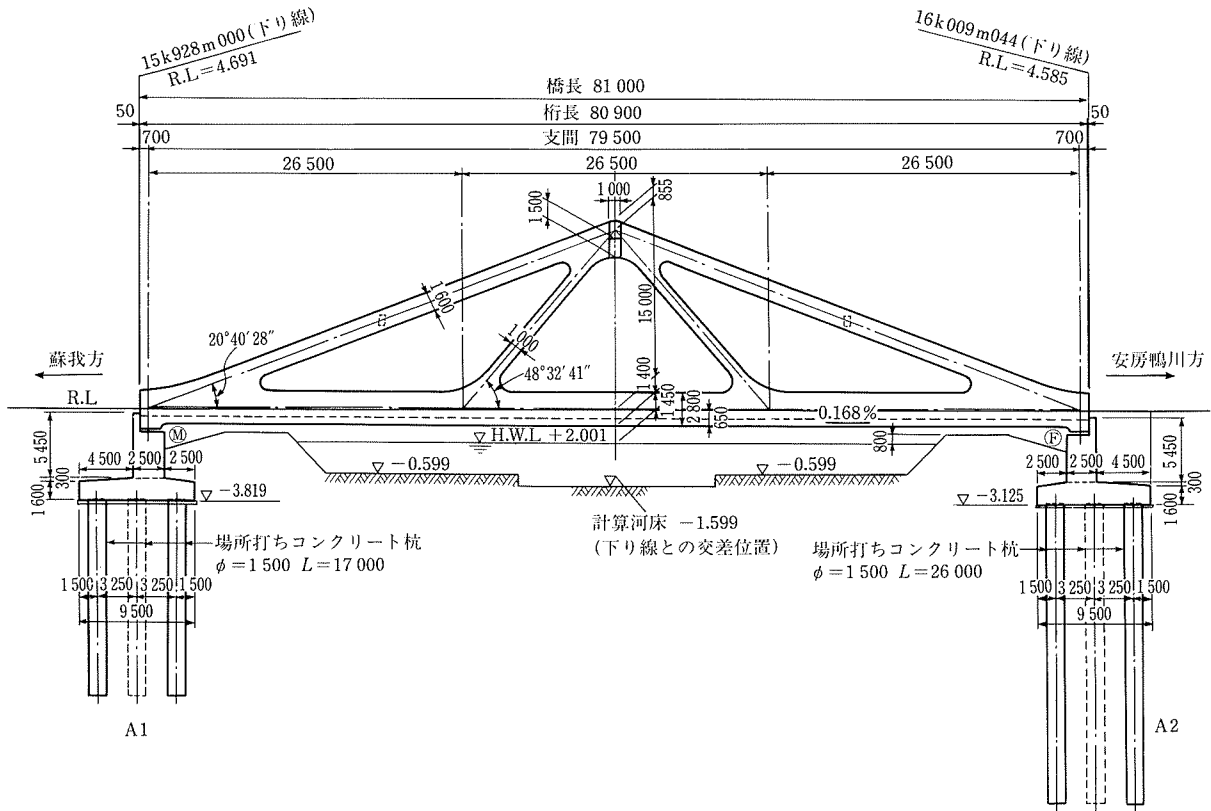


図-2 側面図

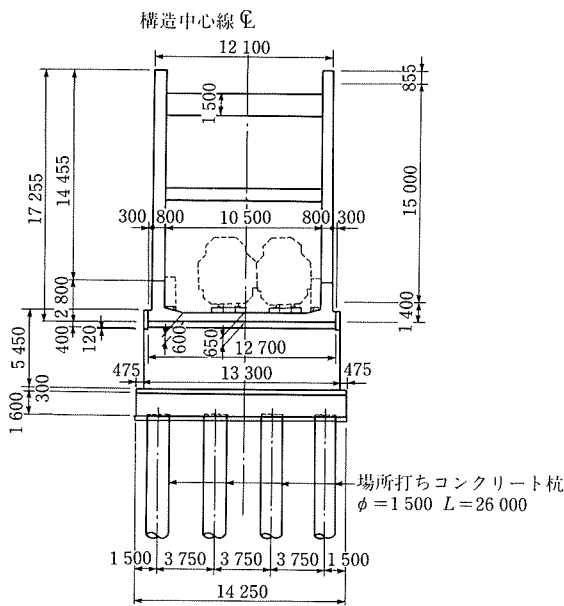


図-3 主桁断面図

ある。

- ⑤ 橋梁の始終点両方に踏切があり、レールレベルを上げられない。
- ⑥ 計画河川幅および河川との交差角の関係から橋台間隔が80mとなる。
- ⑦ 河川有効幅の阻害率は5%以下とする。

以上の諸条件を踏まえて、最終的にPC2径間連続下路橋、PCランガ橋、PC斜吊橋の3案に絞り込み、構造的性、

施工性、美観、経済性等を項目として比較検討を行った。検討結果および評価は表-3のとおりである。なお、本橋梁には頂部を結ぶ横梁と、斜材中間付近に架線用ビームを兼ねた横梁（中間横梁）を設けている。

また、本橋梁では全高が17m程度となることから、景観的圧迫感を低減するために、斜材、吊材を細くすることにより側面の吹抜け面積を大きくし、スレンダーな印象を与えるとともに、各部材の接合部に曲線を取り入れスムーズな線形とする配慮を行った。

5. ライズ比に関わる構造特性

ライズ（高さ）は、景観、経済性に対して影響を及ぼすため、概略検討の際には7ケースのライズ比（高さ/スパン）に対して断面力の比較を行った。なお、比較したライズ比は1/3.4, 1/3.7, 1/4.1, 1/4.6, 1/5.2, 1/6.0, 1/7.1である。図-4にライズ比と主桁の断面力の関係を示す。図から、ライズ比が大きくなると、軸引張力、曲げモーメントは減少し、部材に対して有利になることが分かる。しかし、曲げモーメントに関しては、ライズ比が1/4.6以上となるとライズ比が大きくなっても、曲げモーメントはそれほど小さくならない傾向が見られる。

6. 設計概要

本橋梁は、「鉄道構造物等設計標準」¹⁾に準じて、限界状態設計法により設計を行った。表-4に設計条件を示す。また各限界状態における安全係数を表-5に、使用限界状態のコンクリート応力度の制限値を表-6にそれぞれ示す。

表-3 3案の比較検討結果

項目	案 1	案 2	案 3
構造形式	PC2径間連続下路橋	PCランガー橋	PC斜吊橋
構造性	・ 中間支点部で斜角が約36度となり、これに伴い上部桁のねじりが大きくなる。 ・ 支承形状寸法により橋軸方向幅が2.0m必要となり、河川有効断面阻害率が許容値5%を超える。	・ 支間に適合した構造特性をもった橋梁形式であるが、構造計算が複雑である。 ・ 単スパンで橋脚がないために、阻害率が許容値5%を超えない。	・ 部材数が少なく力の流れが明快であり、力学的にシンプルである。 ・ 単スパンで橋脚がないために、阻害率が許容値5%を超えない。
施工性	—	・ アーチ部および吊材の施工が複雑である。	・ 直線的で施工性に優れている。
美 観	—	・ アーチ形を用いることによって、柔らか味を感じさせる。	・ インパクトがあり、ランドマーク的要素を感じさせる。
経済性	—	△	○
総合評価	×	○	◎

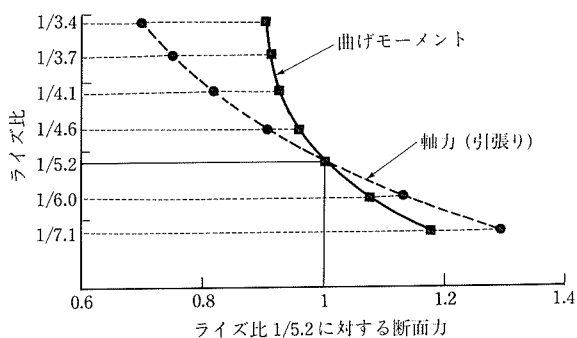


図-4 ライズ比—主桁断面力関係(主桁)

構造解析では、面内方向の荷重に対しては平面骨組解析を、面外方向の荷重に対しては立体骨組解析を行った。また、平面骨組構造モデルには各部材の結合部に剛域を設定した。図-5に平面骨組解析、図-6に立体骨組解析のモデル図をそれぞれ示す。

本橋梁における各部材には次のような特徴がある。主桁は、曲げモーメントと引張力が卓越する部材となり、吊材の支持点によってモーメントの発生状況は連続桁と類似している。吊材は軸引張力が大きく作用し、斜材は軸圧縮力が卓越する部材となっている。このような部材の特徴から、主桁はPC構造、斜材はRC構造とし、吊材は活荷重作用時のPC鋼材の応力振幅を抑えるためコンクリートで被覆し、PC部材とした。また、頂部を結ぶ横梁は曲げモーメン

表-4 設計条件

列車荷重	EA-17
平面線形	左曲線(上り R=704m, 下り R=705m)
衝撃係数	終局限界状態 $i_1=0.102$ 使用限界状態 $i_2=0.077$
環境条件	腐食性環境
コンクリートの設計基準強度	主桁 40 N/mm ²
	吊材 40 N/mm ²
	斜材 60 N/mm ²
PC鋼材の規格・仕様	PC鋼棒 SBPR 930/1 180 ϕ 32
	PC鋼より線 SWPR 7B (12T 15.2, 12V 12.7)
鉄筋の規格・仕様	SD 345, SD 390
鉄筋かぶり	50 mm

表-6 コンクリートの応力度制限値

	設計基準強度 f'_{ck}	(単位: N/mm ²)		
		永久荷重作用時	変動荷重作用時	
主桁	40	曲げ圧縮	16	
		曲げ引張り	0	1.1
		斜め引張り		1.9
吊材	40	曲げ圧縮	16	
		曲げ引張り	0	1.6
		斜め引張り		1.9
斜材	60	曲げ圧縮	24	—

表-5 安全係数

	構造解析係数 γ_a	材料係数		部材係数 γ_b	構造物係数 γ_i
		コンクリート γ_c	鋼材 γ_s		
終局限界状態	1.0	1.3	1.0	1.15 (1.3)	1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
疲労限界状態	1.0	1.3	1.05	1.0 (1.3)	1.0
終局限界状態(地震時)	1.0	1.3	1.0	1.0 (1.3)	1.0

注) (): コンクリートの強度により定まるせん断力およびねじり耐力の算定に用いる。

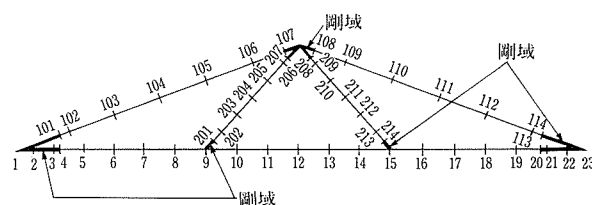


図-5 平面骨組解析モデル

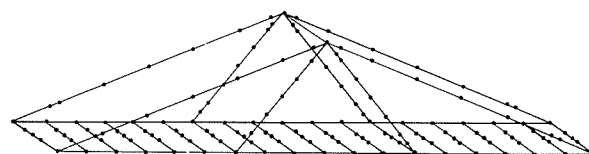
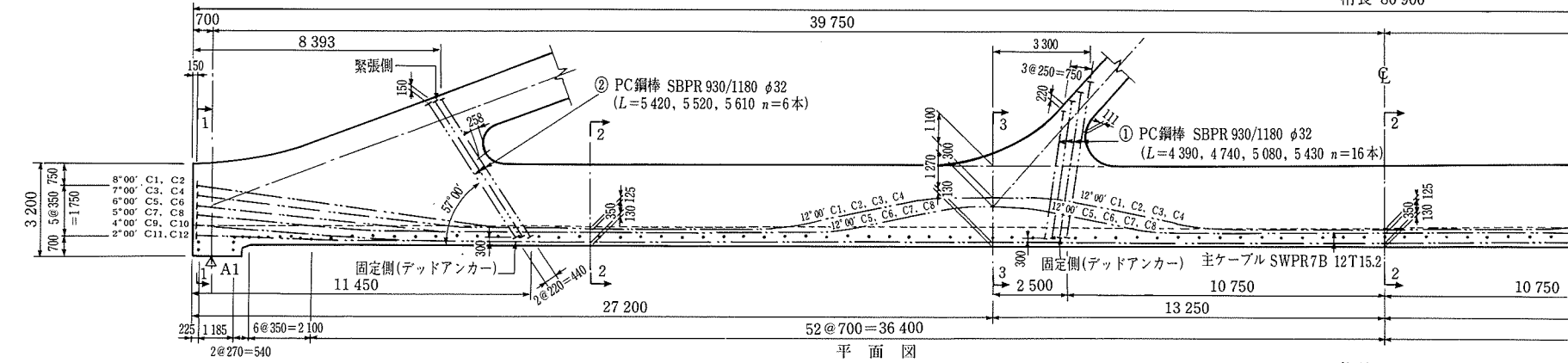


図-6 立体骨組解析モデル

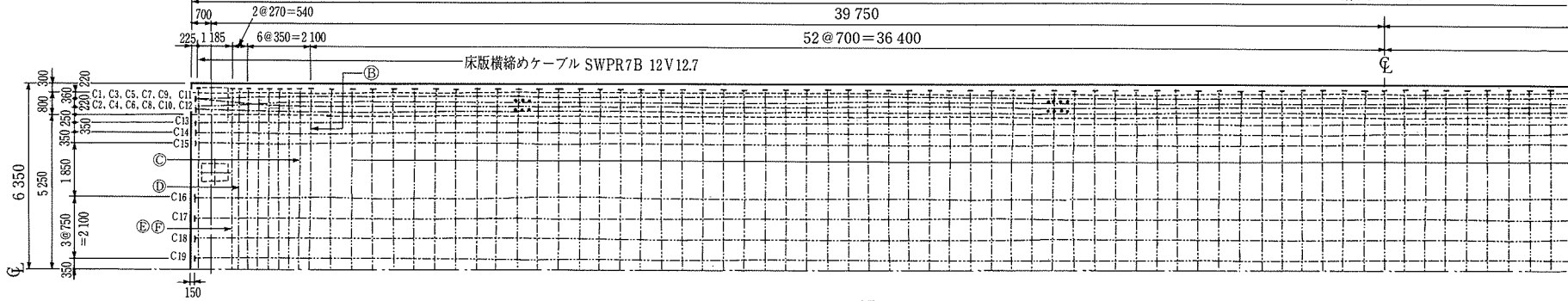
側面図

桁長 80 900



平面図

桁長 80 900



断面図

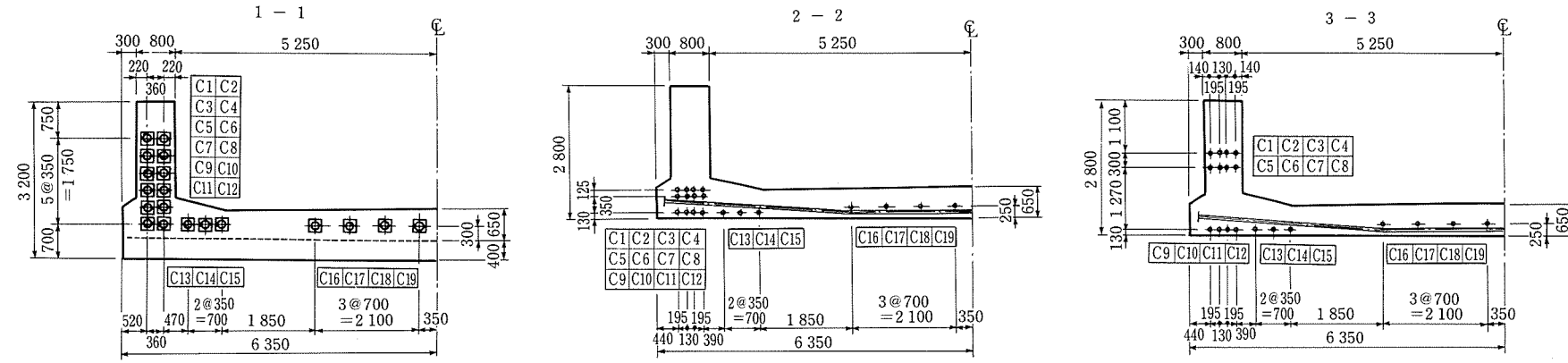


図-7 主桁鋼材配置

表-7 主桁検討結果

構造物係数		γ_i		1.2	
終局限界状態	曲げ	設計曲げモーメント	M_d	kN・m	56 310
		設計軸方向力	N_d	kN	-43 630
		設計曲げ耐力	M_{ud}	kN・m	98 150
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud}$			$0.69 < 1.0$
せん断	設計せん断力	設計せん断力	V_d	kN	8 380
		設計せん断耐力	V_{yd}	kN	10 130
		設計斜め圧縮破壊耐力	V_{wcd}	kN	23 620
		$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$			$0.99 < 1.0$
$\gamma_i \cdot V_d/V_{wcd}$			$0.43 < 1.0$		
使用限界状態	緑応力度	永久荷重時緑圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	7.37
		/緑圧縮応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/16
	永久荷重時緑引張応力度	σ_c	N/mm ²	0.52	
	/緑引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/0	
	変動荷重時緑引張応力度	σ_c	N/mm ²	-0.30	
	/緑引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/-1.1	
変動荷重時PC鋼材緑引張応力度		N/mm ²	10.9		
/緑引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/13.3		
斜め引張応力度	斜め引張応力度		N/mm ²	-1.81	
	/斜め引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/-1.9	
たわみ量	δ / たわみ量制限値	δ_a	mm	107/114	
耐震	曲げ	設計曲げモーメント	M_d	kN・m	44 940
		設計軸方向力	N_d	kN	-42 500
		設計曲げ耐力	M_{ud}	kN・m	112 970
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud}$			$0.40 < 1.0$
せん断	設計せん断力	設計せん断力	V_d	kN	6 100
		設計せん断耐力	V_{yd}	kN	12 340
$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$			$0.49 < 1.0$		

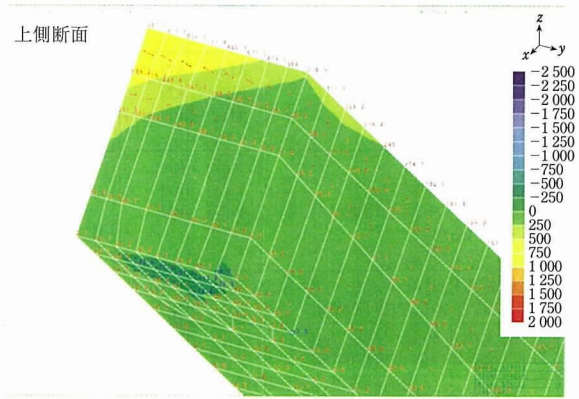
トと軸圧縮力が作用する部材のためRC構造とした。以下に、これらの各部材についての設計概要を述べる。

6.1 主桁の設計

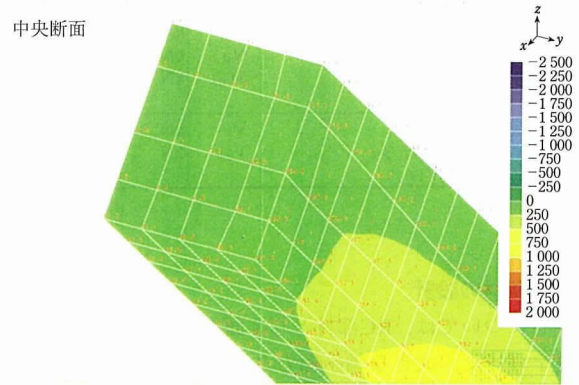
使用限界状態の検討においては、永久荷重作用時にコンクリートの緑応力度が引張りにならないこととし、変動荷重作用時には、部材寸法の影響を考慮した設計引張強度以下となるようにした。図-7に主桁の鋼材配置を、表-7に主桁の検討結果を示す。

6.2 吊材の設計

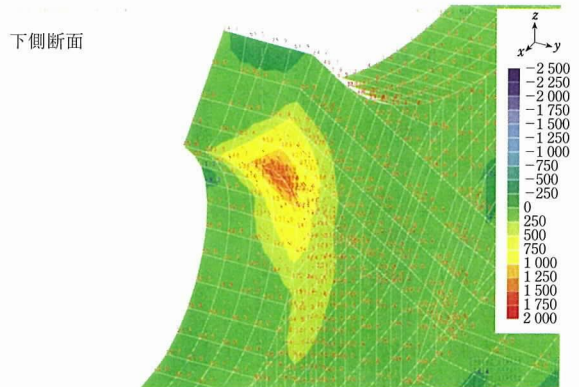
吊材の検討には立体FEM解析を用いた。図-8に吊材の解析結果を示すが、変動荷重時において吊材の上部（頂部側）外側と、下部（主桁側）内側（線路側）に大きな引張応力が発生している。吊材に配置するPC鋼材は、吊材寸法を極力抑えるため、面内・面外方向ともに偏心量を変化させることとした。図-9に吊材の鋼材配置を、表-8に吊材の検討結果を示す。



$\sigma=9 870 \text{ kN/m}^2$ の最大主応力(引張応力)が生じている。



$\sigma=1 688 \text{ kN/m}^2$ の最大主応力(引張応力)が生じている。



$\sigma=14 650 \text{ kN/m}^2$ の最大主応力(引張応力)が生じている。

図-8 吊材の解析結果

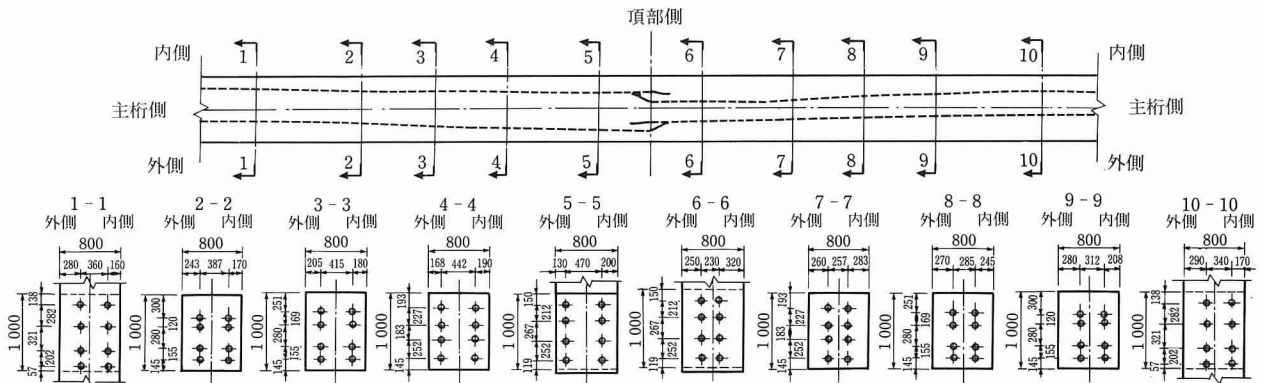


図-9 吊材鋼材配置

表 - 8 吊材検討結果

構造物係数		γ_i		1.2	
終局限界状態	曲げ	設計曲げモーメント	M_d	kN・m	1 600
		設計軸方向力	N_d	kN	-18 430
	設計曲げ耐力	M_{ud}	kN・m	5 320	
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud}$		0.36 < 1.0	
	せん断	設計せん断力	V_d	kN	650
設計せん断耐力		V_{yd}	kN	2 060	
設計斜め圧縮破壊耐力		V_{wcd}	kN	8 070	
		$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$		0.38 < 1.0	
	$\gamma_i \cdot V_d/V_{wcd}$		0.10 < 1.0		
使用限界状態	緑応力度	永久荷重時縁圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	4.17
		/縁圧縮応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/16
	永久荷重時縁引張応力度	σ_c	N/mm ²	1.14	
	/縁引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/0	
	変動荷重時縁引張応力度	σ_c	N/mm ²	-0.93	
	/縁引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/-1.6	
斜め引張応力度			N/mm ²	-0.19	
	/斜め引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/-1.9	
耐震	曲げ	設計曲げモーメント	M_d	kN・m	-1 350
		設計軸方向力	N_d	kN	-6 580
	設計曲げ耐力	M_{ud}	kN・m	-15 560	
		$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud}$		0.21 < 1.0	
	せん断	設計せん断力	V_d	kN	570
設計せん断耐力		V_{yd}	kN	2 350	
	$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$		0.24 < 1.0		

6.3 斜材の設計

斜材については、RC部材として面内・面外方向に対して検討を行った。大きな軸圧縮力と曲げモーメントが作用する部材である斜材の終局限界状態の検討では、部材の細長比が35を超える場合、長柱に準じて設計を行うこととし、部材の変位による2次モーメントの影響を考慮した。その際、面内方向に関しては斜材全長を部材長とした柱、面外方向に関しては中間横梁を境に分割した2本の柱と仮定し、検討を行った。解析は弾性理論による線形解析をもとに、2次偏心量の影響については以下に示す近似解法²⁾により考慮することとした。図-10に立体FEM解析の結果を、表-9に斜材の検討結果を示す。

① $N_d > N_{bal}$ の場合

$$e_2/h = (l_e/h + 16)^3 \cdot (5.48 + 6.4e_1/h - 2.7\gamma - 1.8\rho_t + C_N) \times 10^{-6} - 0.02$$

$$C_N = 2.5(\phi - 1)(1 - 10\rho_t)N_c/N_d$$

② $N_d \leq N_{bal}$ の場合

$$e_2/h = (l_e/h + 48)^3 \cdot (1.32 + 0.31e_1/h - 0.44\gamma - 8.9\rho_t + C_M) \times 10^{-6} - 0.02$$

$$C_M = 0.17(\phi - 1)(1 - 7.3\rho_t)N_c/N_d$$

e_2 : 設計用2次偏心量

N_d : 設計荷重

N_{bal} : 釣合い軸力

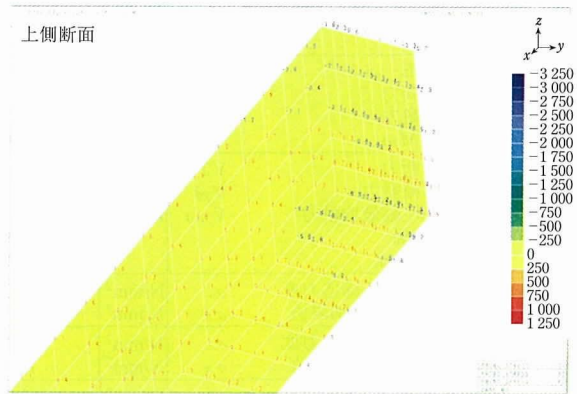
l_e : 有効長

N_c : 設計持続軸力

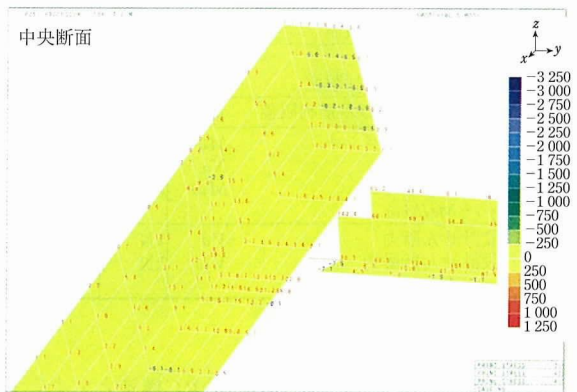
ρ_t : 鉄筋比

e_1 : 荷重偏心量

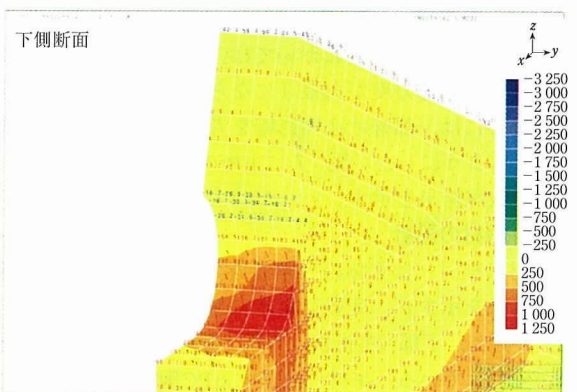
h : 柱断面高さ



$\sigma = 227 \text{ kN/m}^2$ の最大主応力(引張応力)が生じている。



$\sigma = 36 \text{ kN/m}^2$ の最大主応力(引張応力)が生じている。



$\sigma = 238 \text{ kN/m}^2$ の最大主応力(引張応力)が生じている。

図 - 10 斜材の解析結果

ϕ : クリープ係数

C_N, C_M : 持続荷重に関する項

7. 施工計画

施工は内房線に近接する工事であるので、飛来落下・飛散による事故の起こらないように、施工方法を考え、地元住民や関係各位の理解を得ながら計画・施工を行うこととした。

上部工における施工方法については、まず仮線に線路を切り替え、現橋梁部分にステーキングを構築後、コンクリートをすべて場所打ちで施工することとしている。本橋

表 - 9 斜材検討結果

（面内方向）			
構造物係数	γ_i		1.2
終局限界状態	曲げ	設計曲げモーメント	M_d kN・m 3 490
		設計軸方向力	N_d kN 25 700
		設計曲げ耐力	M_{ud} kN・m 18 520
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.23 < 1.0
せん断	せん断	設計せん断力	V_d kN 640
		設計せん断耐力	V_{yd} kN 1 800
		設計斜め圧縮破壊耐力	V_{wcd} kN 8 070
		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.43 < 1.0
使用限界状態	座屈	設計モーメント	M_{d2} kN・m 15 220
		設計軸方向力	N_d kN 25 700
		$\gamma_i \cdot M_{d2} / M_{ud}$	0.99 < 1.0
		永久荷重時緑圧縮応力度 / 緑圧縮応力度制限値	σ_c N/mm ² / 23.2
耐震	耐震	設計曲げモーメント	M_d kN・m 3 100
		設計軸方向力	N_d kN 19 670
		設計曲げ耐力	M_{yd} kN・m 21 470
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd}$	0.14 < 1.0

（面外方向）			
構造物係数	γ_i		1.2
終局限界状態	曲げ	設計曲げモーメント	M_d kN・m 340
		設計軸方向力	N_d kN 27 790
		設計曲げ耐力	M_{ud} kN・m 10 910
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.038 < 1.0
せん断	せん断	設計せん断力	V_d kN 16
		設計せん断耐力	V_{yd} kN 2 230
		設計斜め圧縮破壊耐力	V_{wcd} kN 7 360
		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.009 < 1.0
使用限界状態	座屈	設計モーメント	M_{d2} kN・m 8 880
		設計軸方向力	N_d kN 27 790
		$\gamma_i \cdot M_{d2} / M_{ud}$	0.98 < 1.0
		永久荷重時緑圧縮応力度 / 緑圧縮応力度制限値	σ_c N/mm ² / 15.6
耐震	耐震	設計曲げモーメント	M_d kN・m 2 120
		設計軸方向力	N_d kN 26 350
		設計曲げ耐力	M_{yd} kN・m 11 110
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{yd}$	0.23 < 1.0

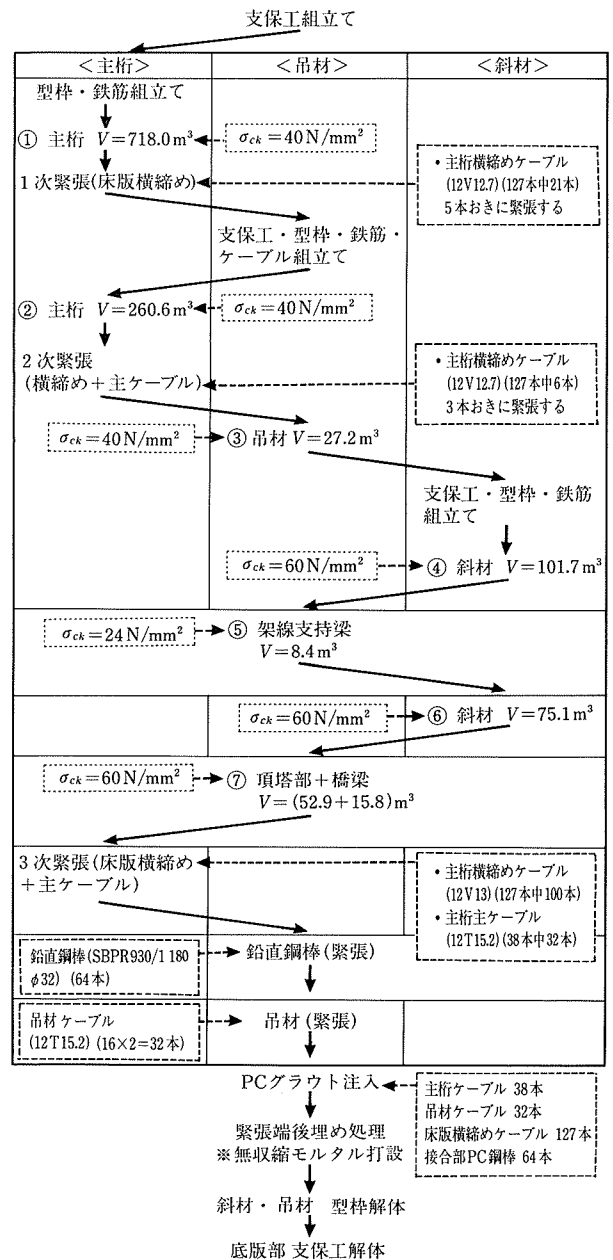


図 - 11 施工フローチャート

梁に使用されるコンクリートについて、主桁・吊材部分は設計基準強度 40 N/mm²、斜材部分は 60 N/mm²のコンクリートが使用されている。また、プレストレスの導入はひび割れ防止等を考慮し、主桁コンクリート打設後と吊材・斜材コンクリート打設後の2回に分けて行う。図 - 11 に施工フローチャートを示す。

8. おわりに

本報告では、PC単純斜吊橋を採用した姉ヶ崎橋梁について、構造形式の選定の経緯、設計概要、施工計画について

述べた。

本橋梁は、平成14年6月に使用開始の予定である。

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す次第である。

参考文献

- 1) コンクリート構造物鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説、丸善、1992.10
- 2) 堺、角田、能町：鉄筋コンクリート長柱の設計、土木学会論文報告集、第340号、pp.165~174、1993.12

【2001年8月1日受付】