

(124) 姉ヶ崎橋梁(PC斜吊橋)の設計概要について

東日本旅客鉄道(株)	東京工事事務所	○高橋彰俊
東日本旅客鉄道(株)	東京工事事務所	岩佐高吉
東日本旅客鉄道(株)	東京工事事務所	平田隆大
東日本旅客鉄道(株)	建設工事部	正会員 川崎 徹

1. はじめに

姉ヶ崎橋梁は、内房線姉ヶ崎・長浦間(蘇我起点15k800m)に位置し、大正元年に建設されたディックガーダー橋(9.7m×2連、下り線)と、昭和43年の線増に伴い建設されたRC単純桁(11.0m×2連、上り線)からなっている。今回、二級河川椎津川の拡幅・改修事業(事業主体:千葉県)とあわせ、本橋梁を仮線方式で改築することとなった。本橋梁の特徴は、U型断面をした主桁上側に直線的に配置した圧縮斜材を設け、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を採用した点であり、この形式をPC斜吊橋と称している。図-1にイメージ図を示す。

本文は、日本の鉄道橋として初めてとなるPC単純斜吊橋の設計概要について報告を行う。

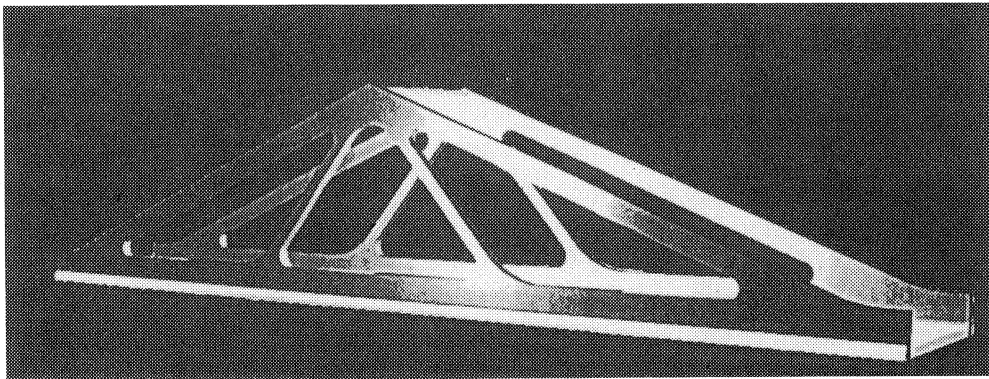


図-1 斜吊橋イメージ図

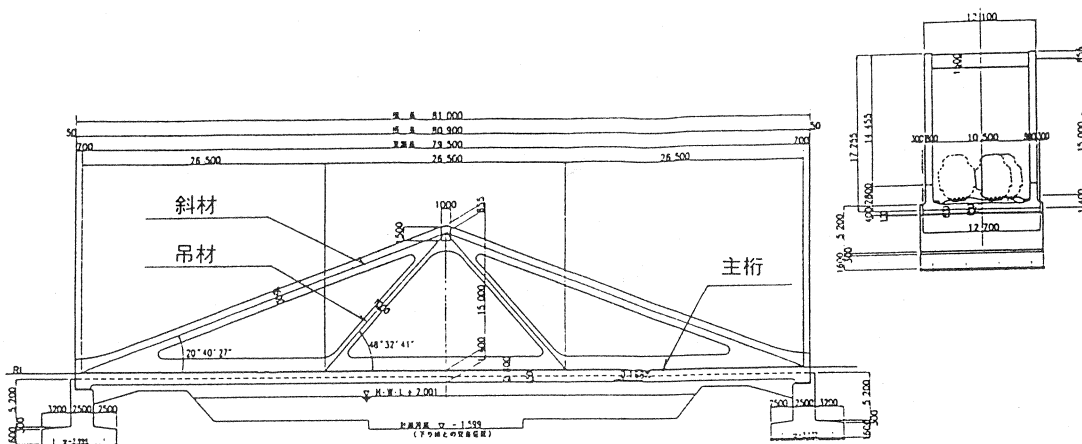


図-2 一般図

### 2. 構造形式の検討

本橋梁は東京湾に近い位置に構築するため、防錆及び騒音などの環境面の配慮から、コンクリート橋とした。また、河川管理の点から、桁下高さをH.W.L+0.8m以上確保する必要があり、レールレベルとのかねあいから下路桁形式とした。更に、1) 河川拡幅と斜角の関係から施工範囲が80m以上となるが、河積阻害率を抑えるため1スパンの橋梁とすること、2) 車両の窓下位置及び運転中の見通し確保から、桁上端高さはレールレベルより1.5m以内とすること、により、桁高スパン比を1/28程度とすることが必要であった。しかし、通常のPC下路桁では桁高スパン比が1/13程度であり設計が困難であったことから、主桁高さを抑えることができるように、圧縮斜材から2本の吊材で主桁を吊るPC単純斜吊橋を採用した。

本橋梁では全高が17m程度となることから、景観の圧迫感を低減するため、斜材、吊材を細くすることにより側面の吹き抜け面積を大きくし、スレンダーな印象を与えること、また、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、といった配慮を行った。図-2に一般図を示す。

### 3. 設計概要

設計は鉄道構造物設計標準(以下、RC標準と示す。)を適用し、限界状態設計法により行った。施工に関しては、すべてオールステージングで行うこととした。表-1に設計一般条件を示す。また、表-2には、各限界状態における安全係数を、表-3にはRC標準における使用限界状態のコンクリート応力度の制限値を示す。

本橋梁の構造解析では、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では各部材の結合部に剛域を設定した。図-3に平面骨組解析、図-4に立体骨組解析のモデル図をそれぞれ示す。

面内方向の設計では、軌道の平面線形が曲線であるため、偏載荷重による左右の桁への断面力の分担率を算出し、最大の偏載となる場合の分担率から断面力の割り増しを行った。

表-3 コンクリート応力度制限値 [kgf/cm<sup>2</sup>]

設計基準強度 f'ck	作用時	永久荷重	
		作用時	変動荷重作用時
400	曲げ圧縮	160	
	曲げ引張	0	11
	斜め引張		19
400	曲げ圧縮	160	
	曲げ引張	0	16
	斜め引張		19
600	曲げ圧縮	240	

表-1 設計条件

線名	内房線		
橋長	81.000m		
支間	79.500m		
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 i1=0.102 使用限界状態 i2=0.077		
環境条件	腐食性環境		
コンクリート			
設計基準強度	主桁 400kgf/cm <sup>2</sup>	吊材 400kgf/cm <sup>2</sup>	斜材 600kgf/cm <sup>2</sup>
鋼材	P C 鋼より線		
材質	SBPR930/1180	SWPR7B (12T15.2、12V15.2)	
	鉄筋		
材質	SD345		
鉄筋のかぶり	50mm		

表-2 安全係数

構造解析係数 γa	材料係数			構造物係数 γi
	コンクリート γc	鋼材 γs	部材係数 γb	
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
疲労限界状態	1.0	1.3	1.05 *(1.3)	1.0
終局限界状態 (地震時)	1.0	1.3	1.0 *(1.3)	1.0

注1) \*( ): コンクリートの強度により定まるせん断力及びねじり耐力の算定に用いる。  
2) 荷重係数γiは荷重の組合せ及び荷重係数による

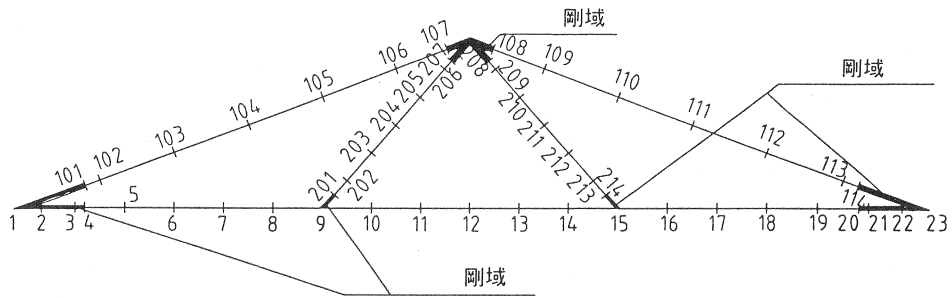


図-3 平面骨組解析モデル

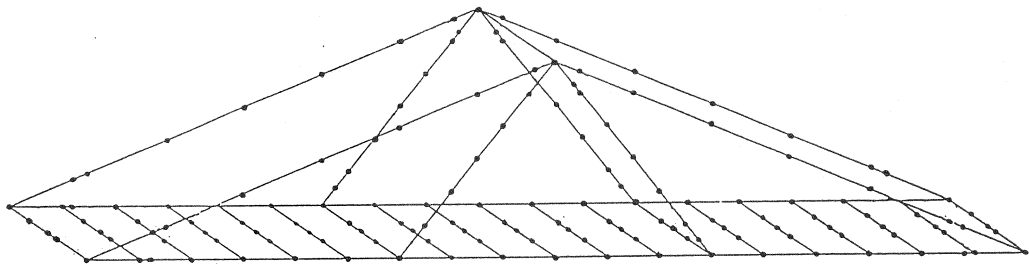


図-4 立体骨組解析モデル

主桁、吊材、斜材の各接合部については複雑な応力状態となることが考えられるため、対称性を考慮した1/4橋による立体FEMモデルによる解析を行った。また、解析結果を用いて吊材の面外方向の検討を行った。図-5にモデル図を示す。

PC斜吊橋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、また、斜材は軸圧縮力が卓越する部材となっている。図-6に自重による曲げモーメント図と、軸力図を示す。

このような部材の特性から、主桁はPC構造、斜材はRC構造とした。吊材は、活荷重作用時の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。以下に各部材の設計について概要を述べる。

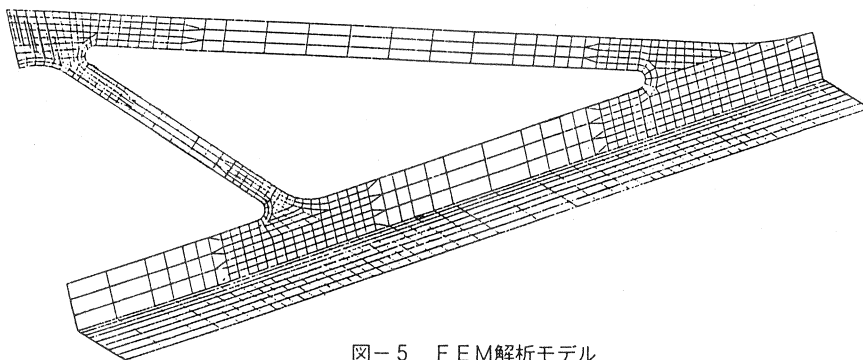
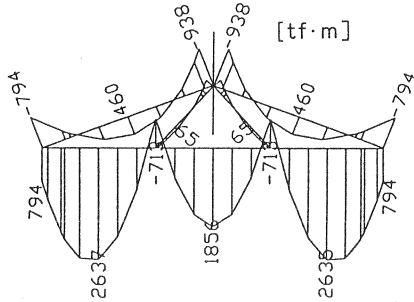


図-5 FEM解析モデル

1) 曲げモーメント図



2) 軸力図

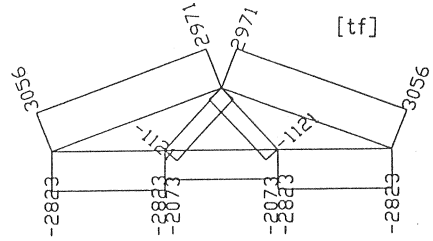


図-6 断面力図 (自重による)

3. 1 主桁の設計

主桁の設計は、永久荷重作用時にコンクリートの縁応力度が引張応力度にならないこととし、また、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プレストレスを導入した。表-4に検討結果を示す。

表-4 主桁検討結果

		構造物係数	$\gamma_i$	1.2
終局 曲げ	設計曲げモーメント	Md	tf·m	5631
	設計軸方向力	Nd	tf	-4363
	設計曲げ耐力	Mud	tf·m	9915
	$\gamma_i \cdot Md / Mud$			0.69 < 1.0
状態 せん断	設計せん断力	Vd	tf	838
	設計せん断耐力	Vyd	tf	1013
	設計斜め圧縮破壊耐力	Vwcd	tf	2362
	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd$			0.99 < 1.0
		$\gamma_i \cdot Vd / Vwcd$		0.43 < 1.0
使用 限界 状態	永久荷重時縁圧縮応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	71.7
	縁圧縮応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/160
	永久荷重時縁引張応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	5.2
	縁引張応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/0
	変動荷重時縁引張応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	-3.0
	縁引張応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/-11
	変動荷重時PC鋼材引張応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	108.5
	縁引張応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/133
状態	斜引張応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	-18.1
	斜引張応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/-19
	たわみ量 $\delta$ / たわみ量制限値 $\delta_a$		mm	16.5/114

3. 2 吊材の設計

吊材の面外方向の検討にはFEM解析結果を用いた。図-7に解析結果を示す。変動荷重時において吊材の上部(頂部側)内側(線路側)と、下部(主桁側)外側において大きな引張応力が発生する。これは上部、下部が剛結合であることにより発生する面外方向の曲げモーメントに起因するものと考えられる。吊材に配置するPC鋼材は、直線配置とすると部材断面の大きさの制約により、縁応力度の制限値を満足させることができないため、偏心配置することとした。図-8に吊材の鋼材配置の平面図を示す。また、表-5に検討結果を示す。

表-5 吊材検討結果

		構造物係数	$\gamma_i$	1.2
終局 曲げ	設計曲げモーメント	Md	tf·m	160
	設計軸方向力	Nd	tf	-1843
	設計曲げ耐力	Mud	tf·m	532
	$\gamma_i \cdot Md / Mud$			0.36 < 1.0
状態 せん断	設計せん断力	Vd	tf	65
	設計せん断耐力	Vyd	tf	206
	設計斜め圧縮破壊耐力	Vwcd	tf	807
	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd$			0.38 < 1.0
		$\gamma_i \cdot Vd / Vwcd$		0.10 < 1.0
使用 限界 状態	永久荷重時縁圧縮応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	41.7
	縁圧縮応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/160
	永久荷重時縁引張応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	11.4
	縁引張応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/0
	変動荷重時縁引張応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	-9.3
	縁引張応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/-16
	斜引張応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	-1.9
	斜引張応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/-19

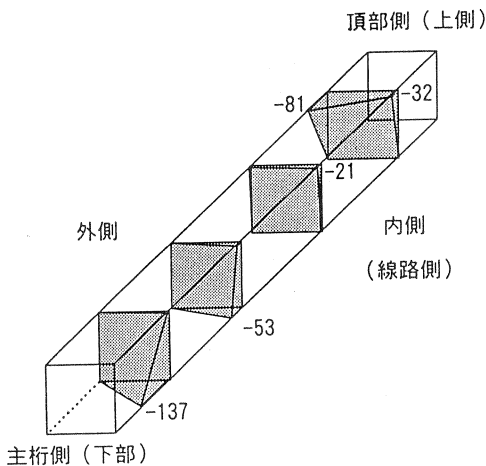


図-7 FEM解析結果による吊材応力度

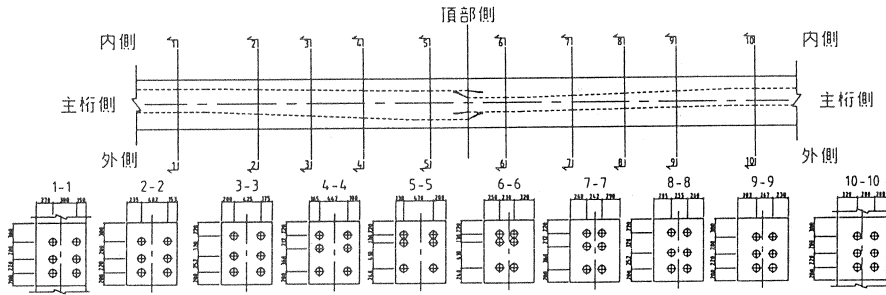


図-8 吊材ケーブル配置

### 3.3 斜材の設計

斜材はRC部材として橋軸方向、橋軸直角方向に対して検討を行っている。

平面骨組解析から求められる断面力では、永久荷重作用時において圧縮応力度が  $230\text{kgf/cm}^2$  程度となり、RC標準の永久荷重作用時のコンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値を満足させるため、斜材部分については設計基準強度を  $600\text{kgf/cm}^2$  とした。

斜材には大きな軸圧縮力が作用するため、終局限界状態時には、斜材の横方向の変形による影響を考慮して、細長比35を超える面内方向に関しては座屈安定性に対する検討も行った。検討の際にはDIN1075(1981.4)の照査法を参考とした。

図-9に斜材の配筋を示す。また、検討結果を表-6に示す。

### 3.4 接合部の検討

主桁、吊材、斜材の各接合部については複雑な応力状態となることが予想される。そのためFEM解析により検討を行った。以下に各接合部についての検討結果を述べる。

#### (1) 主桁・斜材接合部

図-10に変動荷重作用時における主桁・斜材接合部付近のFEM解析結果を示す。サークルハンチ付近において最大  $44\text{kgf/cm}^2$  の斜引張応力が生じ、RC標準における斜引張応力度の制限値  $19\text{kgf/cm}^2$  を満足しない。このため、PC鋼棒(SBPR930/1180  $\phi$  32)による補強を行った。補強用PC鋼棒は、FEM解析で得られた斜引張応力度に対し、RC標準での斜引張応力度の制限値を満足させるように6本配置した。図-11にPC鋼棒の配置図を示す。

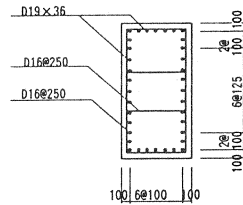


図-9 斜材配筋図

表-6 斜材検討結果

		(面内方向)		
		構造物係数	$\gamma_i$	1.2
終局 曲げ 限界 状態	設計曲げモーメント	Md	tf·m	349
	設計軸方向力	Nd	tf	2570
	設計曲げ耐力	Mud	tf·m	884
	$\gamma_i \cdot Md / Mud$			0.47 < 1.0
せん断 状態	設計せん断力	Vd	tf	64
	設計せん断耐力	Vyd	tf	128
	設計斜め圧縮破壊耐力	Vwcd	tf	803
	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd$ $\gamma_i \cdot Vd / Vwcd$			0.60 < 1.0 0.095 < 1.0
座屈 状態	破壊断面力	Mu	tf·m	826
	破壊抵抗断面力	MR	tf·m	/882
使用 限界 状態	永久荷重時線圧縮応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	232
	線圧縮応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/240
	変動荷重時鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	kgf/cm <sup>2</sup>	0
	引張応力度制限値	$\sigma_{sa}$	kgf/cm <sup>2</sup>	/1200

		(面外方向)		
		構造物係数	$\gamma_i$	1.2
終局 曲げ 限界 状態	設計曲げモーメント	Md	tf·m	34
	設計軸方向力	Nd	tf	2779
	設計曲げ耐力	Mud	tf·m	431
	$\gamma_i \cdot Md / Mud$			0.095 < 1.0
せん断 状態	設計せん断力	Vd	tf	1.6
	設計せん断耐力	Vyd	tf	122
	設計斜め圧縮破壊耐力	Vwcd	tf	759
	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd$ $\gamma_i \cdot Vd / Vwcd$			0.016 < 1.0 0.003 < 1.0
使用 限界 状態	永久荷重時線圧縮応力度	$\sigma_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	156
	線圧縮応力度制限値	$\sigma_a$	kgf/cm <sup>2</sup>	/240
	変動荷重時鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	kgf/cm <sup>2</sup>	0
	引張応力度制限値	$\sigma_{sa}$	kgf/cm <sup>2</sup>	/1200

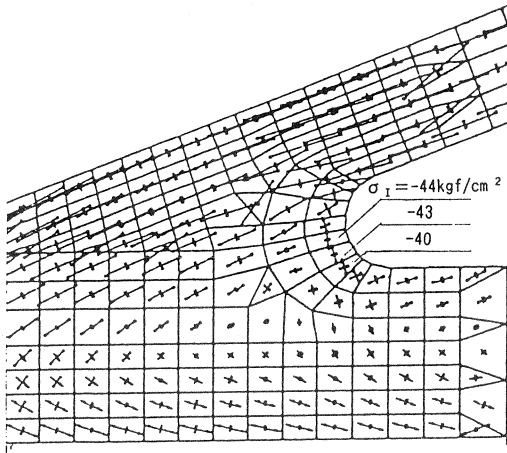


図-10 FEM解析結果

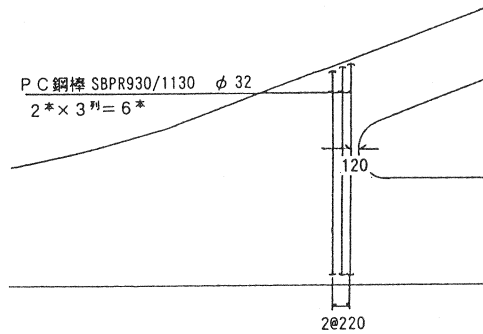


図-11 補強用P.C鋼棒配置図

(2) 主桁・吊材接合部、斜材・吊材接合部

主桁・吊材接合部、斜材・吊材接合部においても主桁・斜材接合部と同様に、それぞれ最大  $141 \text{ kgf/cm}^2$ 、最大  $81 \text{ kgf/cm}^2$  の引張応力が発生している。そのため、これらの接合部についてもP.C鋼棒(SBPR930/1180  $\phi 32$ )により補強を行うこととし、主桁接合部に関しては8本、斜材接合部(頂部)に関しては2本配置した。図-12に配置図を示す。

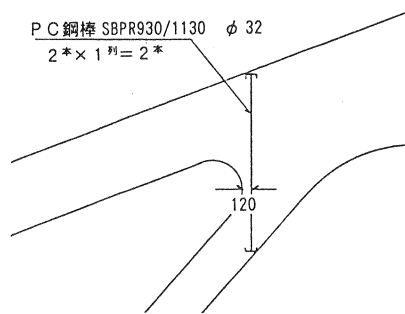
4. おわりに

本文ではP.C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、設計概要について述べた。今後、仮橋の施工を行った後、本橋梁の施工と移って行くわけであるが、施工についても機会があれば報告を行いたい。

参考文献

鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物鉄道総合技術研究所編：平成4年10月、丸善

1) 上部



2) 下部

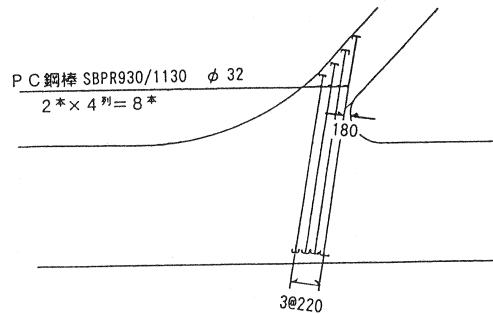


図-12 補強用P.C鋼材配置図