

### 3章 PC橋とPRC橋の概略比較設計

本章では、コンクリート桁橋で一般的と考えられる支間長 80mの3径間連続ラーメン箱桁橋をモデルケースとし、PC構造とPRC構造それぞれで概略設計を行うことにより、それぞれの構造の特性と性能に及ぼす影響や、特に疲労損傷のリスクに対する比較分析を行った。なお、PC構造は従来の道路橋示方書<sup>1)</sup>に従った設計とし、PRC構造は土木学会コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>に従い、計算上のひび割れ幅が特定の制限値となるようプレストレス量を決定した。

#### 3.1 設計条件

##### 3.1.1 構造寸法

PC構造、PRC構造とも支間長、部材寸法は同一として設計した。対象とする橋梁の概要図を以下に示す。

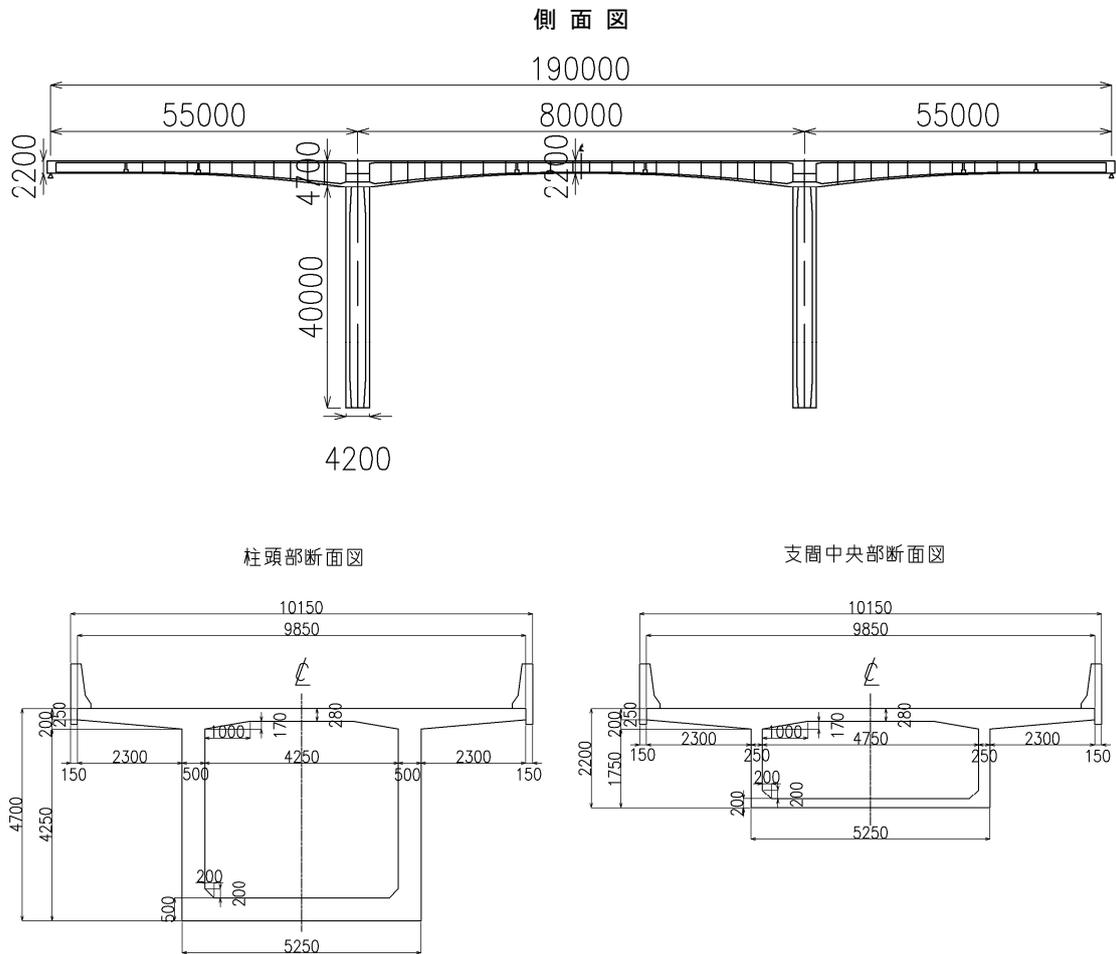


図 3.1.1 対象橋梁概要図 (3径間連続ラーメン箱桁橋)

### 3.1.2 一般条件

試設計に際して、共通とした設計条件を以下に示す。

#### (1) 橋梁諸元

構造形式：3径間連続ラーメン箱桁橋  
構造区分：PC構造、PRC構造  
架設工法：張出し施工（側径間閉合部は固定支保工）  
支間：55.0 + 80.0 + 55.0 m  
橋脚高：40 m  
幅員：全幅 10.150 m  
有効幅員 9.260 m  
斜角：90° 00' 00"  
平面線形：R=∞  
活荷重：B活荷重  
衝撃係数：i=10/(25+L)  
環境条件の区分：一般の環境  
端支点条件：可動（橋軸方向）  
橋脚基礎条件：橋脚下端にて固定

#### (2) 使用材料

各材料の特性値は、「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編」に準拠して、以下のよう  
に設定する。

- ・コンクリート 上部工 設計基準強度 40 N/mm<sup>2</sup>  
静弾性係数 3.1×10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup>  
クリープ係数  $\phi = 2.6$ （主桁自重作用時）  
=1.7（橋面荷重作用時）  
橋脚 設計基準強度 27N/mm<sup>2</sup>  
静弾性係数 2.65×10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup>  
クリープは終了していると仮定
- ・鉄筋 種別 SD345
- ・PC鋼材 主方向 PC 鋼材（内ケーブル） 12S12.7 SWPR7BL  
主方向 PC 鋼材（外ケーブル） 19S15.2 SWPR7BL  
床版横締め 1S28.6 SWPR19L

### (3) 荷重

荷重の種類については、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」に準拠する。

#### ① 主荷重

- ・死荷重 (D)

主桁および橋脚自重 (D1) … コンクリートの単位重量  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

橋面荷重 (D2) …  $w = 41.131 \text{ kN/m}$

- ・活荷重 (L)      B活荷重
- ・衝撃 (I)       $i=10/(25+L)$
- ・プレストレス力 (PS)

有効プレストレスによる不静定力は、プレストレス直後の不静定力に PC 鋼材引張力の有効係数を部材全体にわたって平均した値を乗じて算出する。

- ・コンクリートのクリープの影響 (CR)

Dischinger の近似式 (橋脚は考慮しない。)

- ・コンクリートの収縮の影響 (SH)

$1.5 \times 10^{-4}$  (ただし、クリープの影響は加算しない。また、橋脚は考慮しない。)

#### ② 従荷重

- ・温度変化の影響 (T)

温度変化 (T1) …  $\pm 15^\circ\text{C}$  (橋脚も考慮する)

温度差 (T2) …  $5^\circ\text{C}$

- ・地震の影響 (EQ)

設計水平震度： 地盤種別      I 種地盤

橋軸方向       $K_h=0.20$

橋軸直角方向       $K_h=0.20$

#### ③ 従荷重に相当する特殊荷重

- ・施工時荷重 (ER)

移動作業車荷重      800 kN

中央閉合部吊支保工荷重      550 kN

(4) 許容値および制限値

表 3.1.1 PC 構造の曲げ引張応力度に対する許容値

	上縁 (N/mm <sup>2</sup> )	下縁 (N/mm <sup>2</sup> )
活荷重及び衝撃以外の主荷重作用時 (以下「死荷重時」と記す)	0.0	0.0
設計荷重作用時	0.0	-1.5
設計荷重+温度変化+温度差時	-2.0	-2.0

ただし、架設時の引張応力度は-1.0N/mm<sup>2</sup>以下にする。

表 3.1.2 PRC 構造のひび割れに対する制限値

	死荷重時	設計荷重作用時
主桁上縁	ひび割れ発生限界	ひび割れ幅制御 (0.0035C)
主桁下縁	ひび割れ発生限界	ひび割れ幅制御 (0.005C)

※ただし、Cは最外縁鉄筋のかぶり (35mm)

表 3.1.3 割増係数

荷重の組合せ	割増し係数
(1) 主荷重 (P) +主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響 (T)	1.15
(2) 活荷重及び衝撃以外の主荷重+地震の影響 (EQ)	1.50
(3) 架設荷重 (ER)	1.25

### 3.1.3 施工ステップ

試設計で考慮した施工ステップを以下に示す。

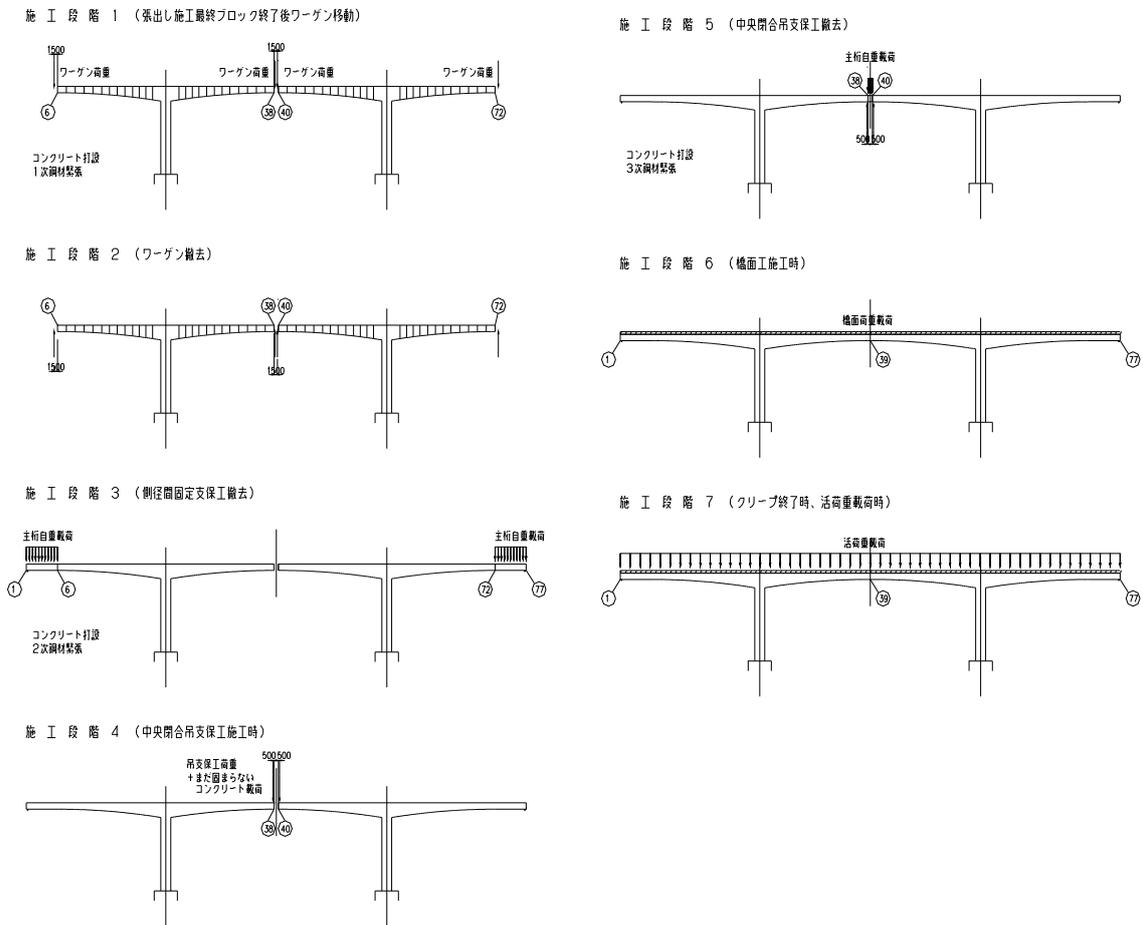


図 3.1.2 施工ステップ図

#### ※施工サイクル

- |         |             |         |        |
|---------|-------------|---------|--------|
| ・張出し施工  | : 10 日 / BL | ・中央閉合施工 | : 30 日 |
| ・ワーゲン撤去 | : 6 日       | ・橋面工施工  | : 90 日 |
| ・側径間施工  | : 50 日      | ・施工完了   | : 30 日 |

### 3.2 設計結果

#### 3.2.1 PC 橋の設計結果概要

##### (1) PC 鋼材配置

PC 構造の試設計において算出された必要 PC 鋼材の配置図を下記に示す。この中で、柱頭部より階段状に配置されている架設ケーブルは、張出し施工中の応力度より決定されている。また、外ケーブルは、完成系における支間中央部の応力度より決定されている。

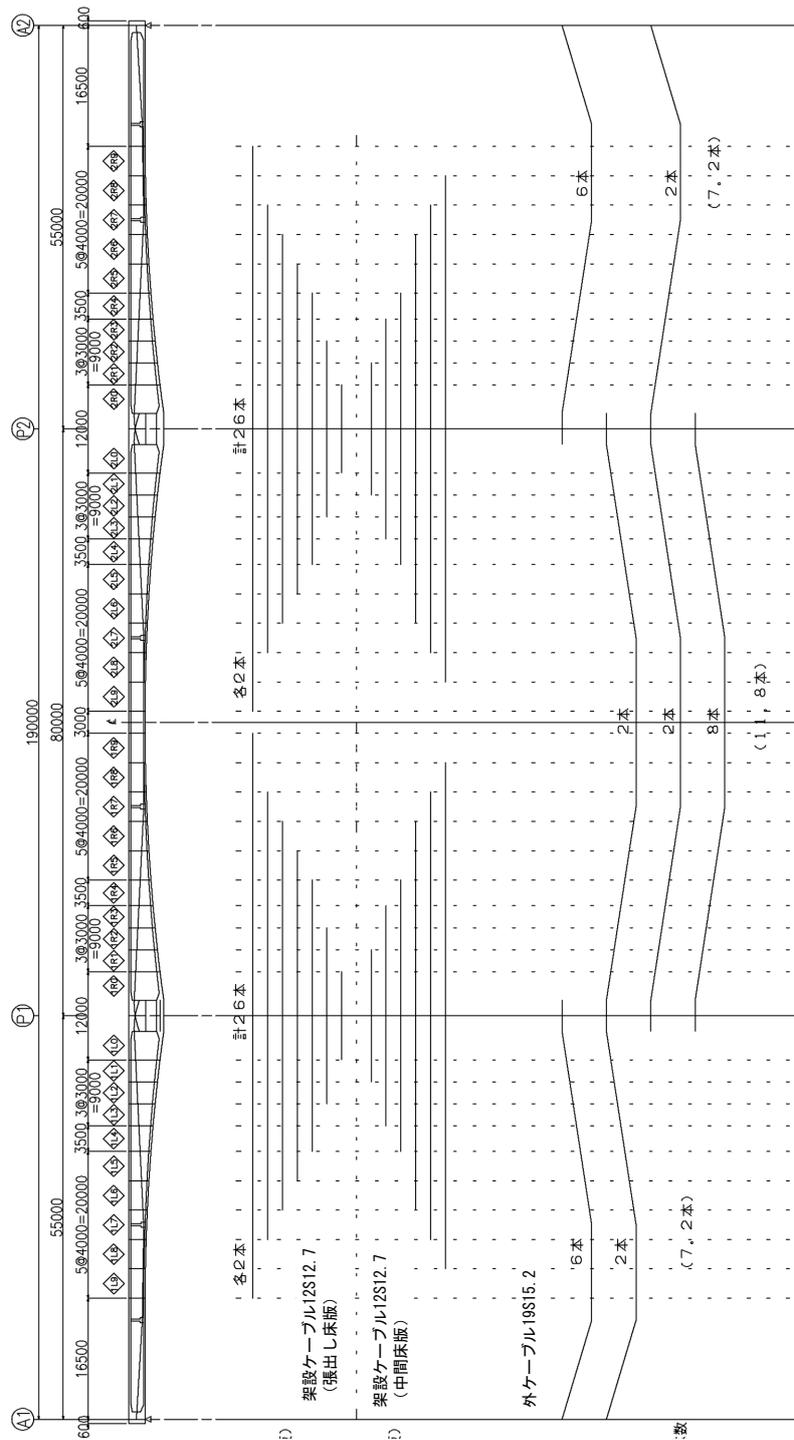


図3.2.1 PC構造のPC鋼材配置図

(2) 主方向の応力状態

PC 構造の設計結果のうち、全断面有効とした場合の合成応力度を下記に示す。図 3.2.2 より、架設ケーブルが最大張出し時に上縁の許容値を満足するように決定されていることが分かる。また、図 3.2.3 より、死荷重時にフルプレストレスの条件を満足していることが確認できる。図 3.2.4 からは、温度差時に支間中央部の下縁の許容応力度 $-2.0\text{N/mm}^2$ を満足するために決定されていることがわかる。

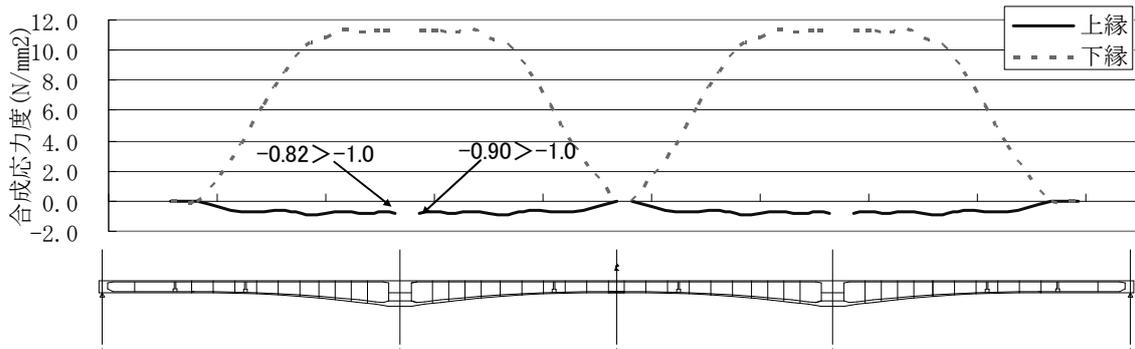


図 3.2.2 最大張出状態での合成応力度

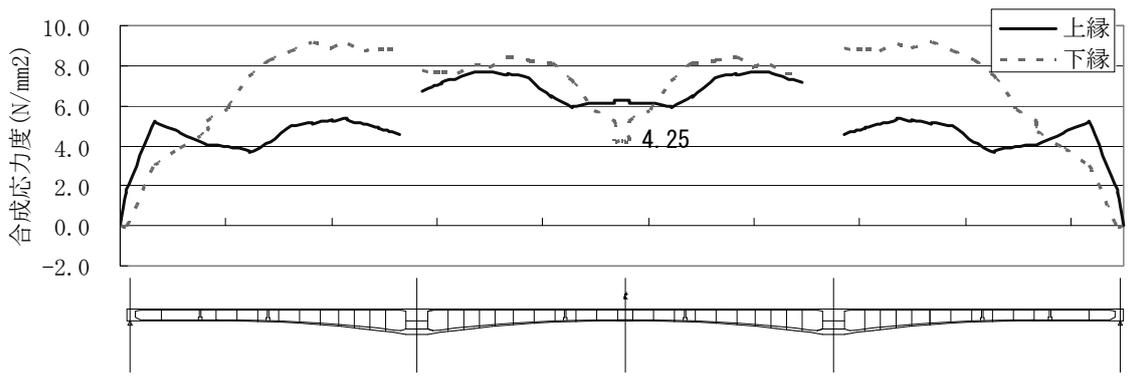


図 3.2.3 死荷重時の合成応力度

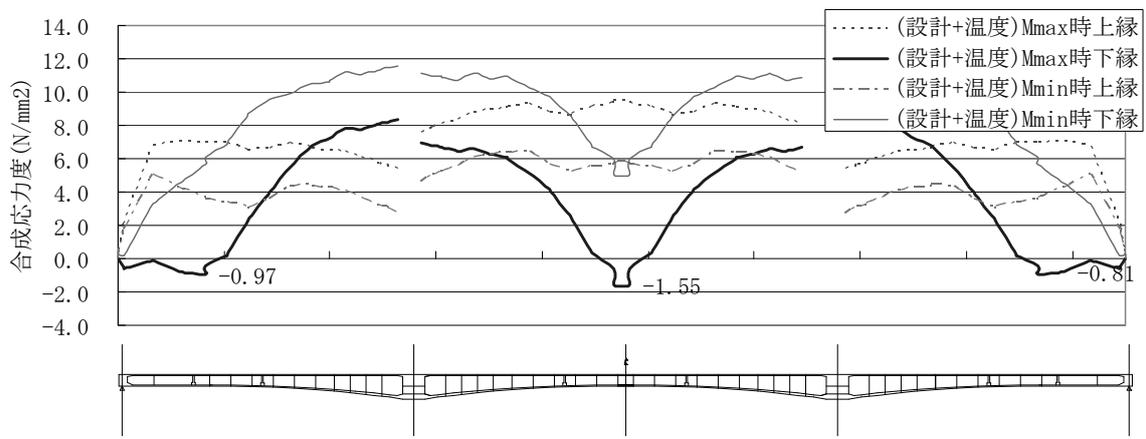


図 3.2.4 設計荷重時の合成応力度

(3) 配置鉄筋一覧

試設計の結果、PC 構造で必要となる配置鉄筋の一覧を示す。終局時の曲げ破壊耐力確保のために、正の曲げモーメントが卓越する支間中央部で D13 etc 125mm、端支点付近において D19 etc 125mm が必要となっている。

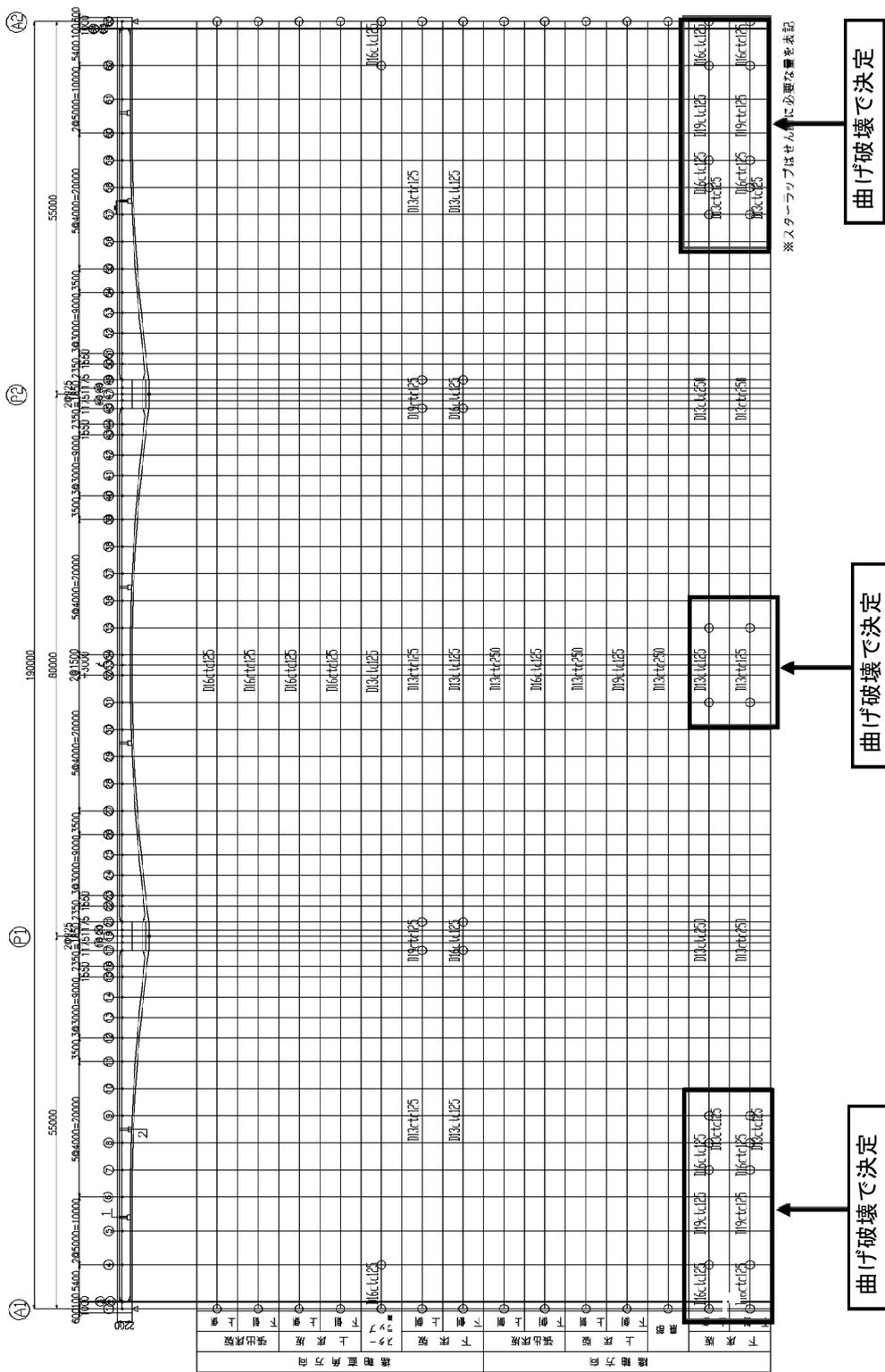


図3.2.5 配置鉄筋一覧

(4) 床版の設計結果

PC 構造として設計した床版の設計結果を下記に示す。この結果より、床版横締めとして 1S28.6 鋼材を 700mm 間隔で配置することにより、許容引張応力度を満足する結果が得られることが分かる。この結果をもとに、床版横締めの数量を算出した。

表 3.2.1 PC 床版の設計結果

断面図		支間中央部断面						柱頭部断面					
鋼材配置図		使用鋼材 1S28.6 SWPR19L(グラウトタイプ) 引張方向 片引き交互緊張 導入応力度 1280N/mm <sup>2</sup> 配置間隔 700mm間隔 											
照査位置図													
照査断面		2-i		6-i		8-i		2-i		6-i		8-i	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	導入直後	4.11	-0.57	3.73	-0.18	1.31	4.69	4.11	-0.57	3.74	-0.18	1.13	4.87
	許容値	18.0 <math>\sigma_c < -1.5</math>											
	死荷重時	2.96	0.26	3.07	0.15	0.90	4.52	2.96	0.26	3.11	0.12	0.78	4.64
	許容値	14.0 <math>\sigma_c < 0.0</math>											
設計荷重時	max	2.96	0.26	3.07	0.15	5.42	0.00	2.96	0.26	3.11	0.12	5.00	0.42
	min	0.47	2.75	0.20	3.02	0.90	4.52	0.47	2.75	0.43	2.80	0.78	4.64
許容値		14.0 <math>\sigma_c < 0</math>						14.0 <math>\sigma_c < 0</math>					
曲げ破壊安全度		1.361		1.256		1.115		1.361		1.337		1.220	
		$M_r/M_u > 1.0$											
配置鉄筋	直角	上床版上側	D13ctc250										
		上床版下側	D13ctc250										
	軸	上床版下側	D16ctc125	D19ctc125				D16ctc125		D19ctc125			
		下床版上側	D16ctc250					D13ctc250					
	直角	下床版下側	D13ctc250					D13ctc250					
ウェブ		18.575cm <sup>2</sup>						12.095cm <sup>2</sup>					

### 3.2.2 PRC 橋の設計結果概要

#### (1) PC 鋼材配置

PRC 構造の試設計において算出された必要 PC 鋼材の配置図を下記に示す。PC 構造と同様、架設ケーブルは張出し施工中の応力度より決まっており、本数の変化はない。一方外ケーブルは、完成系における支間中央部の応力度より決定されているが、PRC 構造としたため外ケーブルが受け持つ応力度が相対的に低くなり、必要本数が減少している。

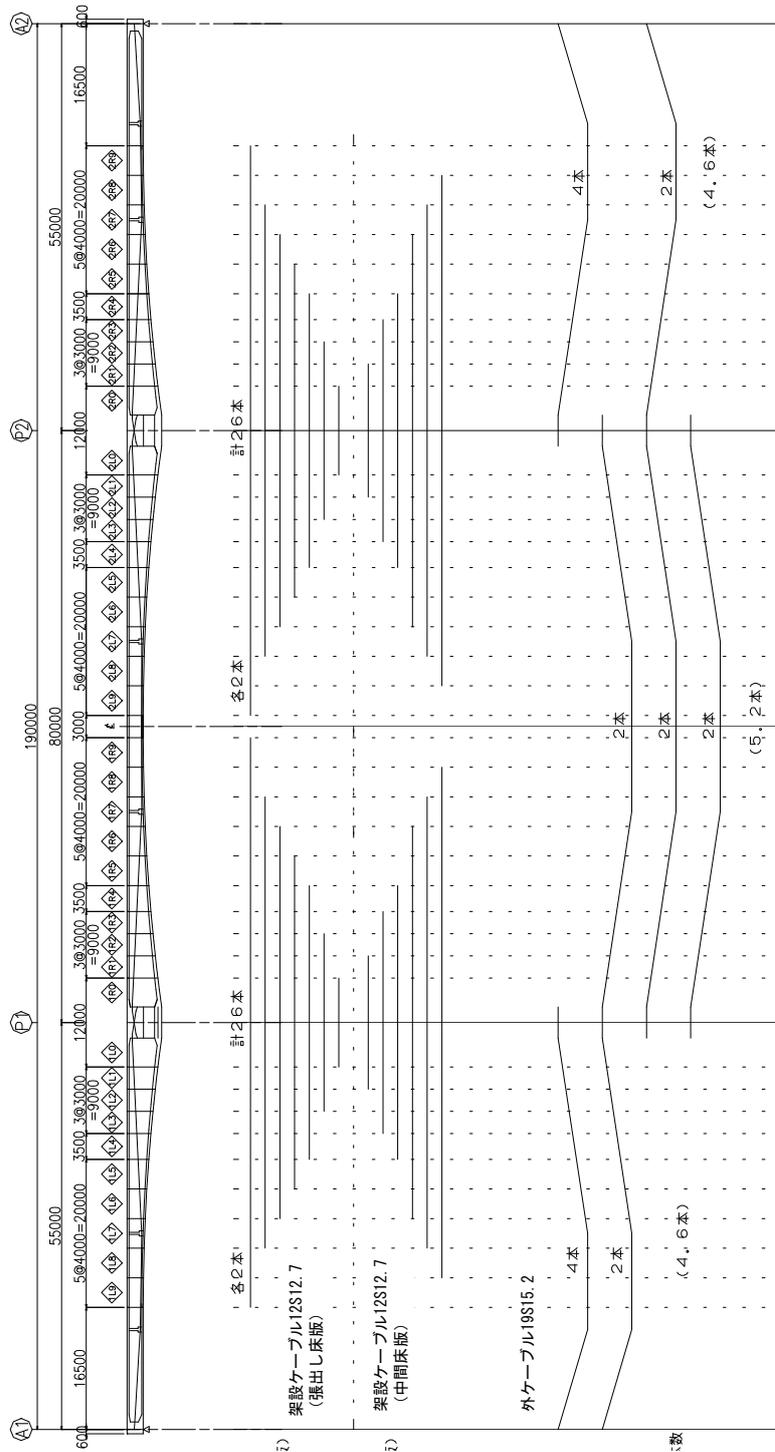


図3.2.6 PRC構造のPC鋼材配置図

(2) 主方向の応力状態

PRC 構造の設計結果のうち、全断面有効とした場合の合成応力度を下記に示す。PC 構造と同様、架設ケーブルは最大張出しで決定されている (図 3.2.7)。また、PRC 構造は死荷重時において、支間中央部の下縁においても発生応力度は $-1.0\text{N/mm}^2$  未満である (図 3.2.8)。設計荷重時においては、支間中央部で最大 $-6.2\text{N/mm}^2$  の引張応力度が発生しているが、これに対しては鉄筋によってひび割れ幅を制御するように補強している (図 3.2.9)。なお、上縁においては、死荷重時、設計荷重時とも圧縮状態を確保している。

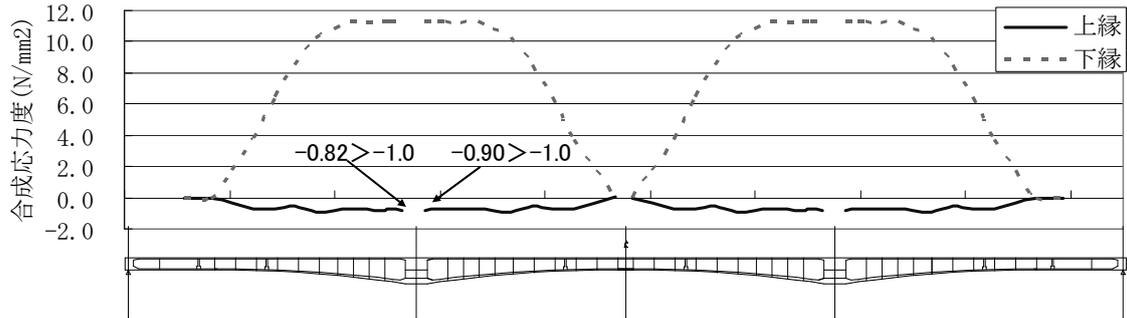


図 3.2.7 最大張出状態での合成応力度

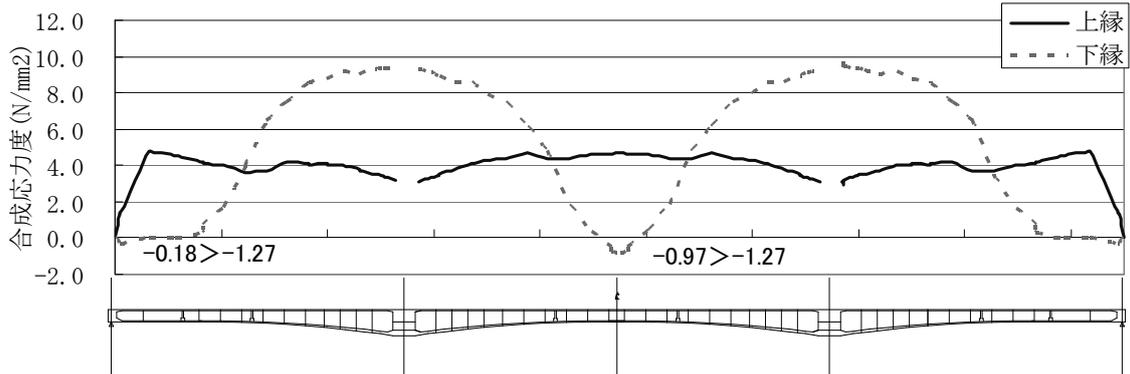


図 3.2.8 死荷重時の合成応力度

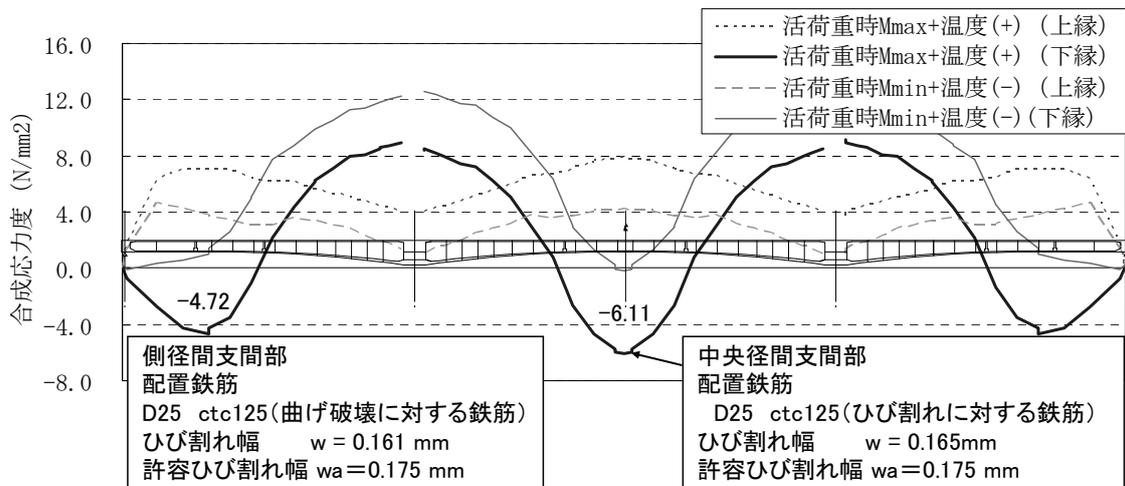


図 3.2.9 設計荷重時の合成応力度

(3) 配置鉄筋一覧

下記に配置鉄筋の一覧を示す。支間中央部の下縁においては、設計荷重時においてひび割れ制御にて設計しており、PC 鋼材と鉄筋の双方でひび割れ幅を制御しているため、最大 D25 ctc 125mm の鉄筋が配置されている。また、外ケーブル量が減少したため、曲げ破壊安全度の確保のために鉄筋量が増加している（最大 D22 ctc 125mm）部分も見られる。

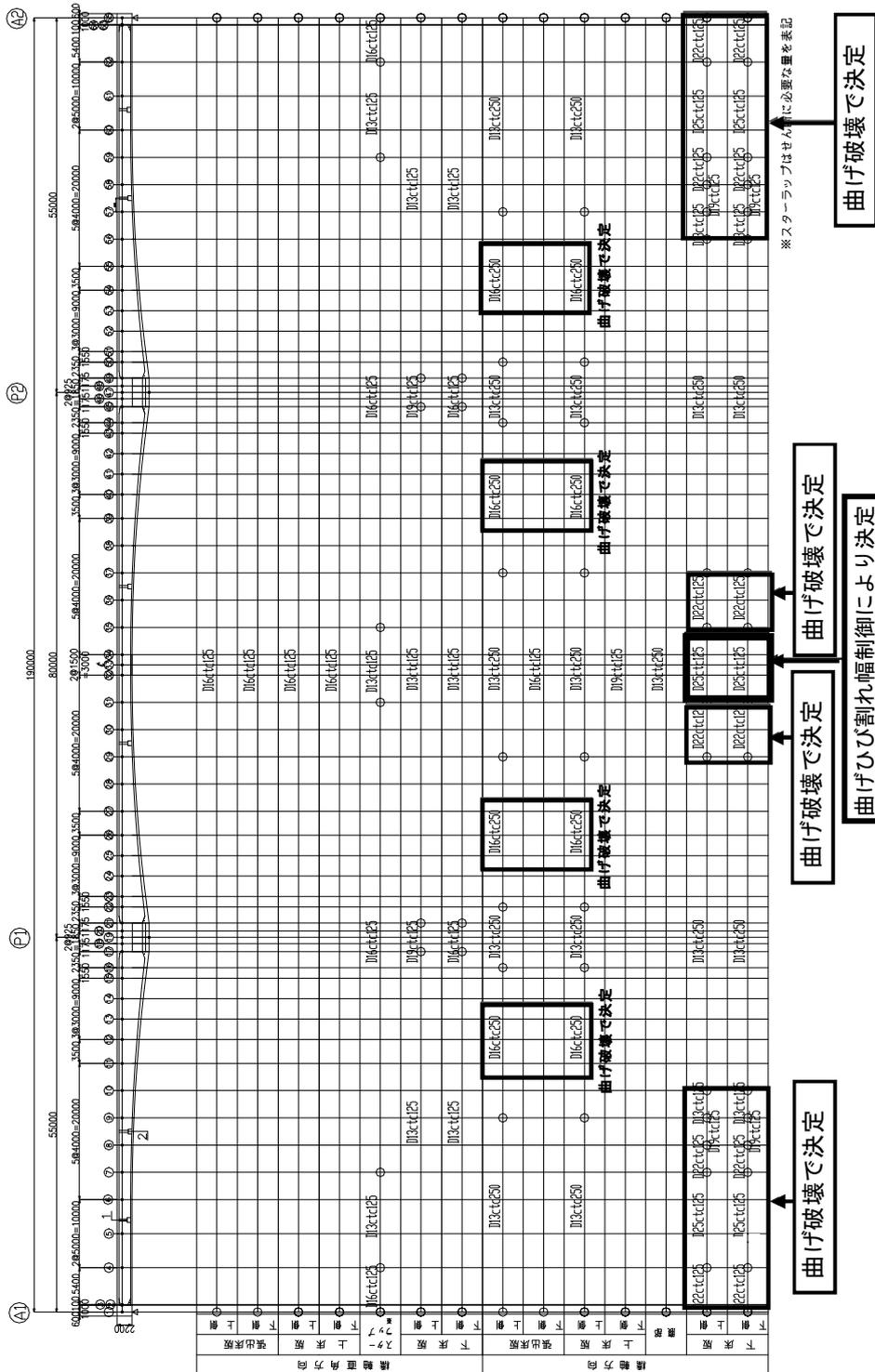


図3.2.10 配置鉄筋一覧

(4) 床版の設計結果

PRC床版は、設計荷重時においてひび割れ発生限界内となるように床版横締めを決定している。設計の結果、1S28.6鋼材を1000mm間隔で配置することにより、ひび割れ発生限界以内を満足する結果が得られた。この結果をもとに、床版横締めの数量を算出した。PRC構造として設計した床版の設計結果を下記に示す。

表 3.2.2 PRC 床版の設計結果

断面図		支間中央部断面						柱頭部断面						
鋼材配置図		使用鋼材 1S28.6 SWPR19L(グラウトタイプ) 引張方向 片引き交互緊張 導入応力度 1280N/mm <sup>2</sup> 配置間隔 1000mm間隔 												
照査位置図														
照査断面		2-i		6-i		8-i		2-i		6-i		8-i		
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	
合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	導入直後	2.53	-0.17	2.27	0.13	0.79	3.04	2.53	-0.17	2.25	0.13	0.62	3.18	
	許容値	18.0 <math>\sigma c < -1.5</math>						18.0 <math>\sigma c < -1.5</math>						
	死荷重時	1.38	0.56	1.80	0.11	0.65	2.33	1.38	0.56	1.70	0.23	0.21	2.79	
	許容値	14.0 <math>\sigma c < 0.0</math>						14.0 <math>\sigma c < 0.0</math>						
	設計荷重時	max	1.38	0.56	1.80	0.11	4.97	-1.99	1.38	0.56	1.70	0.23	4.34	-1.33
	min	-1.05	3.00	-0.93	2.85	0.65	2.33	-1.05	3.00	-0.91	2.85	0.21	2.79	
	許容値	14.0 > $\sigma c$ > -2.10				14.0 > $\sigma c$ > -2.46		14.0 > $\sigma c$ > -2.10				14.0 > $\sigma c$ > -2.46		
曲げ破壊安全度		1.21		1.18		1.03		1.21		1.21		1.14		
		$Mr/Mu > 1.0$												
配置鉄筋	直角	上床版上側	D13ctc250						D13ctc250					
		上床版下側	D13ctc250						D13ctc250					
	軸	上床版下側	D16ctc125			D19ctc125			D16ctc125			D19ctc125		
		下床版上側	D13ctc250						D13ctc250					
	直角	下床版下側	D13ctc125						D13ctc250					
		ウェブ	18.719cm <sup>2</sup>						13.213cm <sup>2</sup>					

### 3.2.3 数量比較

概略検討結果より得られた PC 構造と PRC 構造の数量を以下に示す。

表 3.2.3 数量比較一覧表

工 種		単位	PC数量	PRC数量	差	比率	
コンクリート工	柱頭部	m <sup>3</sup>	330	330	0	100%	
	片持ち架設部	m <sup>3</sup>	785	785	0	100%	
	側径間部	m <sup>3</sup>	208	208	0	100%	
	中央閉合部	m <sup>3</sup>	16	16	0	100%	
	合 計	m <sup>3</sup>	1,339	1,339	0	100%	
型枠工	外枠	柱頭部	m <sup>2</sup>	445	445	0	100%
		片持ち架設部	m <sup>2</sup>	1,977	1,977	0	100%
		側径間部	m <sup>2</sup>	474	474	0	100%
		中央閉合部	m <sup>2</sup>	42	42	0	100%
		小 計	m <sup>2</sup>	2,938	2,938	0	100%
	桁端部	m <sup>2</sup>	26	26	0	100%	
	内枠	柱頭部	m <sup>2</sup>	188	188	0	100%
		片持ち架設部	m <sup>2</sup>	1,195	1,195	0	100%
		側径間部	m <sup>2</sup>	248	248	0	100%
		中央閉合部	m <sup>2</sup>	24	24	0	100%
		横桁	m <sup>2</sup>	82	82	0	100%
		小 計	m <sup>2</sup>	1,736	1,736	0	100%
	合 計	m <sup>2</sup>	4,700	4,700	0	100%	
	鉄筋工		t	190.612	225.072	34	118%
PC引張	橋軸方向	内ケーブル	kg	20,327	20,327	0	100%
		外ケーブル	kg	39,996	24,607	-15,389	62%
		小 計	kg	60,323	44,934	-15,389	74%
	床版横締め	kg	11,414	9,956	-1,458	87%	

上記より、コンクリート量及び型枠量は PC 構造と PRC 構造に相違はなく、鉄筋量は、PC 構造に比べ PRC 構造が 18% 多くなった。一方 PC 鋼材量については、PC 構造に比べ PRC 構造が、橋軸方向の PC 鋼材が 26%、床版横締め鋼材が 13% 低減する結果を示した。

### 3.3 まとめ

橋梁としての支間長や部材寸法を同一として PC 構造と PRC 構造それぞれで設計を行った場合、両者の相違点として、PRC 構造は、PC 構造に比べ鉄筋量が増加し、また PC 鋼材量は橋軸方向・横方向共に減少する傾向となった。PRC 構造の配置鉄筋量が PC 構造と比較して多いことは、PRC 構造の終局時のじん性向上及びひび割れの分散化に寄与しているものと推察される。一方、PC 構造のように、一度発生したひび割れが閉じる程のプレストレスは導入されていないことから、ひび割れが開口したままとなる可能性が想定される。設計上の目標期間である 100 年という長期間に渡る十分な耐久性を確保するためには、残留ひび割れ幅と内部鋼材の腐食に対する耐久性の関係、応力変動の繰返しや収縮及びクリープ等の時間依存性挙動の影響によるひび割れ幅の変動傾向を明らかとし、それらを考慮した配置鉄筋量及びプレストレス量とすることが必要である。

主方向の応力状態を比較した場合、中央径間・支間中央部の主桁下縁における引張範囲内の応力振幅は、PC 構造の 1.55 (N/mm<sup>2</sup>) に対し、PRC 構造は 5.14 (N/mm<sup>2</sup>) であった (表 3.3.1)。

表 3.3.1 中央径間・支間中央部の主桁下縁応力振幅

	PC 構造	PRC 構造
死荷重時 (N/mm <sup>2</sup> )	4.25	-0.97
設計荷重時 (Mmax) (N/mm <sup>2</sup> )	-1.55	-6.11
応力振幅 (引張範囲) (N/mm <sup>2</sup> )	1.55	5.14

PRC 構造の中央径間・支間中央部における設計荷重時主桁下縁応力は、コンクリートのひび割れ発生限界を超えており、ひび割れの発生を想定した配筋量の設計となっている。ひび割れが発生した時点で鉄筋及び PC 鋼材へ応力が移行することから、PRC 構造では鉄筋及び PC 鋼材に発生する応力変動を考慮した疲労に対する検討が必要である。PC 構造と比較してより大きな引張範囲内の応力振幅を受ける PRC 構造は、コンクリートと内部鋼材との付着の疲労やひび割れの進展の可能性など、部材の曲げ疲労に関する不明点は多く、PC 構造と疲労損傷に対する影響の点では差がある構造であると言える。

### 【3章 参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編、2002.3
- 2) 土木学会：2007年制定 コンクリート標準示方書 設計編、p.210、2007.12