

### 3. 適用範囲

#### 3.1 適用基準

本便覧は、道路橋に橋げた用セグメントを適用する際の設計、施工及び製作について定めたものである。本便覧に示されていない事項は、以下に示す示方書などによるものとする。

- |                                     |              |               |
|-------------------------------------|--------------|---------------|
| 1) 道路橋示方書・同解説 I 共通編                 | 平成 29 年 11 月 | (公社) 日本道路協会   |
| 2) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編            | 平成 29 年 11 月 | (公社) 日本道路協会   |
| 3) 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編 | 平成 29 年 11 月 | (公社) 日本道路協会   |
| 4) コンクリート標準示方書 基本原則編                | 2012 年制定     | (公社) 土木学会     |
| 5) コンクリート標準示方書 設計編                  | 2017 年制定     | (公社) 土木学会     |
| 6) PC コンボ橋 設計・施工の手引き [改訂版]          | 平成 19 年 5 月  | (一社) PC 建設業協会 |

#### 3.2 適用範囲

JIS 規格道路橋橋げた用セグメント（以下、橋桁用セグメントという）を用いたプレストレストコンクリート橋桁の適用範囲を表 3.1 に示す。

表 3.1 適用範囲

項 目	
設 計 自 動 車 荷 重	A 活荷重・B 活荷重
標 準 支 間 (m)	25~45
斜 角 (度)	90~70
幅 員 (m)	4~18 *1
雪 荷 重 (1.0kN/m <sup>2</sup> )	積雪地対応幅員で考慮
主 桁 高 さ (m)	1.4~3.3
主 桁 間 隔 (m)	3.8 以内

\*1) JIS 規格における検討幅員は表 3.6 参照のこと。

JIS 規格における検討幅員は、表 3.2 に示す幅員構成及び主桁配置で検討を行った。これに対して支間と桁高の関係を示したグラフが図 3.1 である。

橋桁用セグメントを用いたプレストレストコンクリート橋桁は、端部・中間・中央セグメントによって構成され、これら数個の部材を PC 鋼材で一体化し、プレストレストコンクリート構造となる。橋桁の長さにより、橋桁用セグメントは表 3.3 に示す構成となる。その種類は主桁間隔 2.6m~3.8m の道路橋について示している。また、表 3.3~表 3.6 における a~b の種別 (T<sub>oo-a</sub>~T<sub>oo-c</sub>) は、同じ支間長に対して異なる桁高のセグメントを示している。

### 3. 適用範囲

#### 3.1 適用基準

本便覧は、道路橋に橋げた用セグメントを適用する際の設計、施工及び製作について定めたものである。本便覧に示されていない事項は、以下に示す示方書などによるものとする。

- |                                     |              |               |
|-------------------------------------|--------------|---------------|
| 1) 道路橋示方書・同解説 I 共通編                 | 平成 29 年 11 月 | (公社) 日本道路協会   |
| 2) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編            | 平成 29 年 11 月 | (公社) 日本道路協会   |
| 3) 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編 | 平成 29 年 11 月 | (公社) 日本道路協会   |
| 4) コンクリート標準示方書 基本原則編                | 2012 年制定     | (公社) 土木学会     |
| 5) コンクリート標準示方書 設計編                  | 2017 年制定     | (公社) 土木学会     |
| 6) PC コンボ橋 設計・施工の手引き [改訂版]          | 平成 19 年 5 月  | (一社) PC 建設業協会 |

#### 3.2 適用範囲

JIS 規格道路橋橋げた用セグメント（以下、橋桁用セグメントという）を用いたプレストレストコンクリート橋桁の適用範囲を表 3.1 に示す。

表 3.1 適用範囲

項 目	
設 計 自 動 車 荷 重	A 活荷重・B 活荷重
標 準 支 間 (m)	25~45
斜 角 (度)	90~70
幅 員 (m)	4~18 *1
雪 荷 重 (1.0kN/m <sup>2</sup> )	積雪地対応幅員で考慮
主 桁 高 さ (m)	1.4~3.3
主 桁 間 隔 (m)	3.8 以内

\*1) JIS 規格における検討幅員は表 3.2 参照のこと。

JIS 規格における検討幅員は、表 3.2 に示す幅員構成及び主桁配置で検討を行った。これに対して支間と桁高の関係を示したグラフが図 3.1 である。

橋桁用セグメントを用いたプレストレストコンクリート橋桁は、端部・中間・中央セグメントによって構成され、これら数個の部材を PC 鋼材で一体化し、プレストレストコンクリート構造となる。橋桁の長さにより、橋桁用セグメントは表 3.3 に示す構成となる。その種類は主桁間隔 2.6m~3.8m の道路橋について示している。また、表 3.3~表 3.6 における a~b の種別 (T<sub>oo-a</sub>~T<sub>oo-c</sub>) は、同じ支間長に対して異なる桁高のセグメントを示している。

表 3.2 JIS 規格における検討幅員<sup>\*2</sup>

設計活荷重	雪荷重対応	幅員構成			主桁配置		
		車道 (m)	歩道 (m)	全幅員 (m)	外桁中心から片持床版先端までの距離 (m)	主桁本数	配置間隔 (m)
B 活荷重	○	9.5	3.0	13.5	1.050	4	3.800
	○	9.5	2@3.0	16.3	1.150	5	3.500
	○	8.0	3.0	12.0	1.200	4	3.200
	—	9.5	3.0	13.5	0.950	5	2.900
	—	8.0	3.0	12.0	0.800	5	2.600

\*2) 30cm ぎざみで考慮した 2.6m~3.8m の 5 種類の主桁間隔に対して、「建設省制定 土木構造物標準設計 解説書 (ポステンション方式 PC 単純 T 桁橋)」に示されている幅員構成をもとに検討幅員を決定した。

表 3.2 JIS 規格における検討幅員<sup>\*2</sup>

設計活荷重	雪荷重対応	幅員構成			主桁配置		
		車道 (m)	歩道 (m)	全幅員 (m)	外桁中心から片持床版先端までの距離 (m)	主桁本数	配置間隔 (m)
B 活荷重	○	9.5	3.0	13.5	1.050	4	3.800
	○	9.5	2@3.0	16.3	1.150	5	3.500
	○	8.0	3.0	12.0	1.200	4	3.200
	—	9.5	3.0	13.5	0.950	5	2.900
	—	8.0	3.0	12.0	0.800	5	2.600

\*2) 30cm ぎざみで考慮した 2.6m~3.8m の 5 種類の主桁間隔に対して、「建設省制定 土木構造物標準設計 解説書 (ポステンション方式 PC 単純 T 桁橋)」に示されている幅員構成をもとに検討幅員を決定した。

また、道路橋橋桁用セグメントを用いたプレストレストコンクリート橋桁の支間と桁高の関係を図 3.1 に示す。

また、道路橋橋桁用セグメントを用いたプレストレストコンクリート橋桁の支間と桁高の関係を図 3.1 に示す。

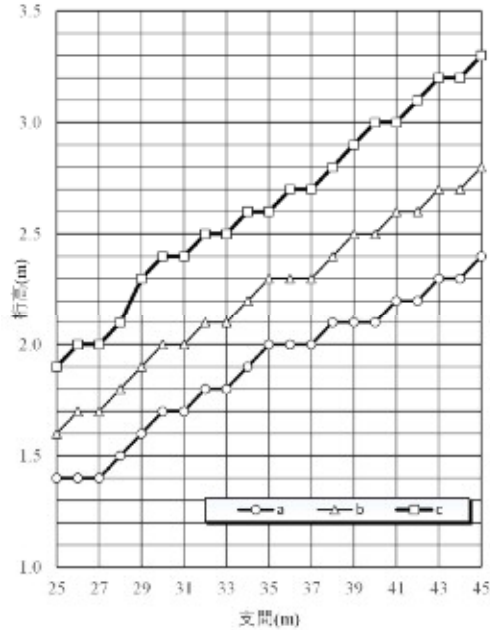


図 3.1 支間と桁高の関係

備考 図 3.1 は、主桁間隔 2.6m~3.8m における各支間長に対する桁高の目安値である。グラフ中のライン名称 a~c は主桁間隔を示し、最小間隔を a=2.6m、最大間隔を c=3.8m とする。「JIS A 5373 附属書 2 の 4.形状及び寸法の許容差」に示すとおり、基準寸法を ±10% 以内で変更できることを前提とし、各支間長において最大桁高と最小桁高の間となる桁高の主桁間隔を b とする。

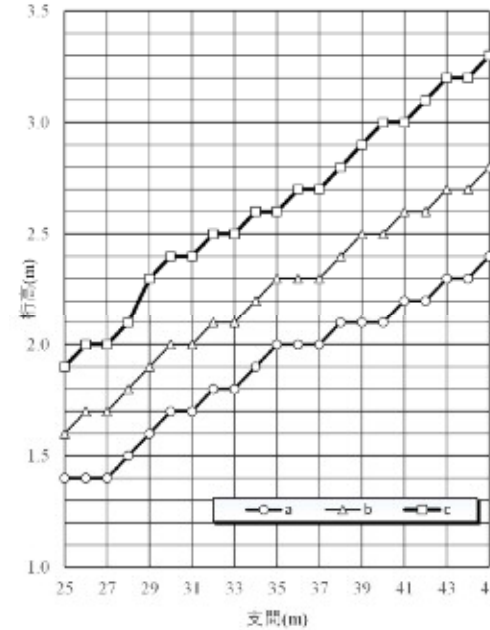


図 3.1 支間と桁高の関係

備考 図 3.1 は、主桁間隔 2.6m~3.8m における各支間長に対する桁高の目安値である。グラフ中のライン名称 a~c は主桁間隔を示し、最小間隔を a=2.6m、最大間隔を c=3.8m とする。「JIS A 5373 附属書 B の 4.形状及び寸法の許容差」に示すとおり、基準寸法を ±10% 以内で変更できることを前提とし、各支間長において最大桁高と最小桁高の間となる桁高の主桁間隔を b とする。

# 1. 設計の手順

PC コンボ橋の一般的な設計の手順と主な設計項目を図1.1に示す。

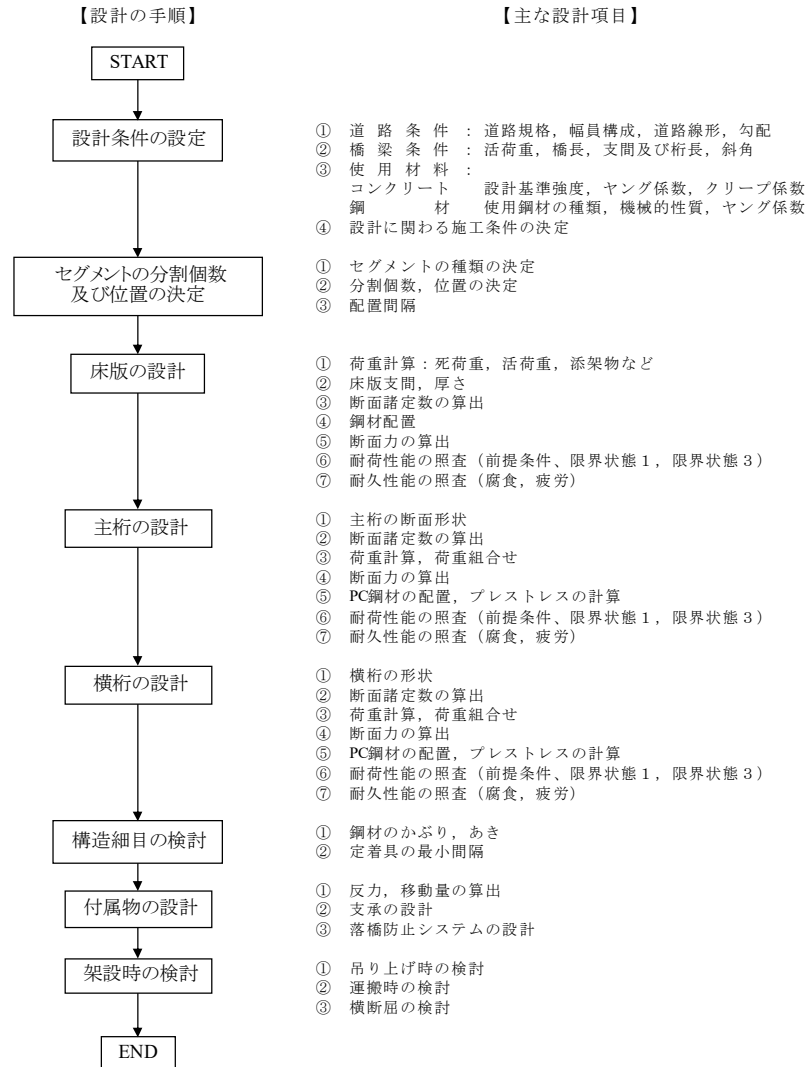


図1.1 設計の手順

# 1. 設計の手順

PC コンボ橋の一般的な設計の手順と主な設計項目を図1.1に示す。

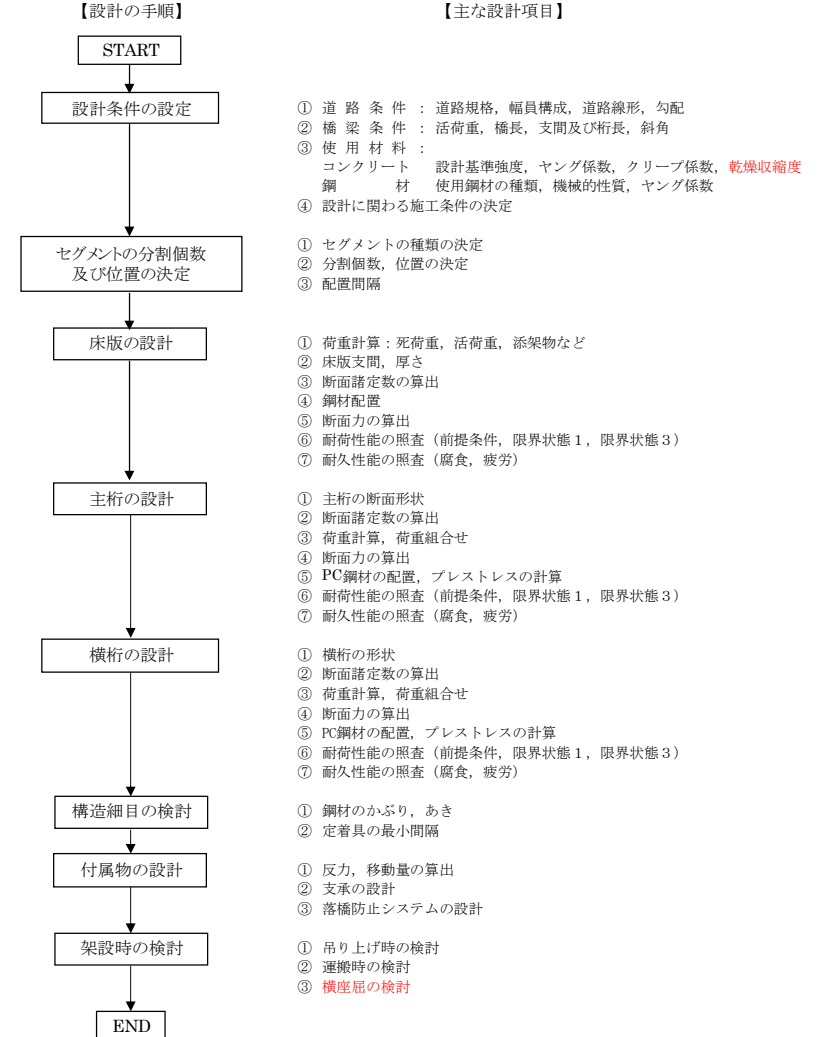


図1.1 設計の手順

## 2. 設 計 条 件

### 2.1 荷 重

設計にあたって考慮する荷重は次のとおりである。

#### 2.1.1 活 荷 重

設計上、考慮する活荷重は、A 活荷重、B 活荷重及び群集荷重とし、その適用を表 2.1 に示す。

表 2.1 活荷重

主桁、 横桁の設計	車道部	L 荷重
	歩道部	群集荷重 3.5kN/m <sup>2</sup>
床版の設計	車道部	T 荷重
	歩道部	群集荷重 5.0kN/m <sup>2</sup>

#### 2.1.2 衝撃係数

$$i=10 / (25+\ell) \quad (\ell: \text{支間 } \text{m})$$

#### 2.1.3 死 荷 重

PC・鉄筋コンクリート	24.5kN/m <sup>3</sup>
アスファルト舗装	22.5kN/m <sup>3</sup>
無筋コンクリート (歩道間詰)	23.0kN/m <sup>3</sup>
橋面死荷重 (舗装・地覆・高欄)	表 2.2 及び図 2.1 参照

表 2.2 橋面荷重

舗装	車道部	2.25kN/m <sup>2</sup>
	歩道部	図 2.1 参照
地覆・高欄 (片側あたり)	地覆	図 2.1 参照
	高欄	0.6kN/m

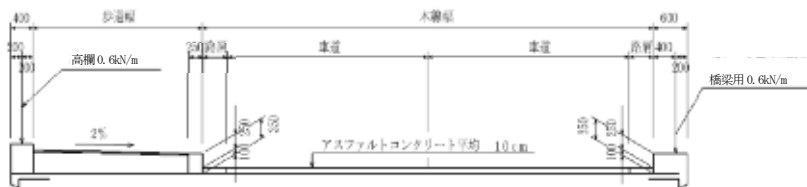


図 2.1 橋面構成

## 2. 設 計 条 件

### 2.1 荷 重

設計にあたって考慮する荷重は次のとおりである。

#### 2.1.1 活 荷 重

設計上、考慮する活荷重は、A 活荷重、B 活荷重及び群集荷重とし、その適用を表 2.1 に示す。

表 2.1 活荷重

主桁、 横桁の設計	車道部	L 荷重
	歩道部	群集荷重 3.5kN/m <sup>2</sup>
床版の設計	車道部	T 荷重
	歩道部	群集荷重 5.0kN/m <sup>2</sup>

#### 2.1.2 衝撃係数

$$i=10 / (25+\ell) \quad (\ell: \text{支間 } \text{m})$$

#### 2.1.3 死 荷 重

PC・鉄筋コンクリート	24.5kN/m <sup>3</sup>
アスファルト舗装	22.5kN/m <sup>3</sup>
無筋コンクリート (歩道間詰)	23.0kN/m <sup>3</sup>
橋面死荷重 (舗装・地覆・高欄)	表 2.2 及び図 2.1 参照

表 2.2 橋面荷重

舗装	車道部	2.25kN/m <sup>2</sup>
	歩道部	図 2.1 参照
地覆・高欄 (片側あたり)	地覆	図 2.1 参照
	高欄	0.6kN/m

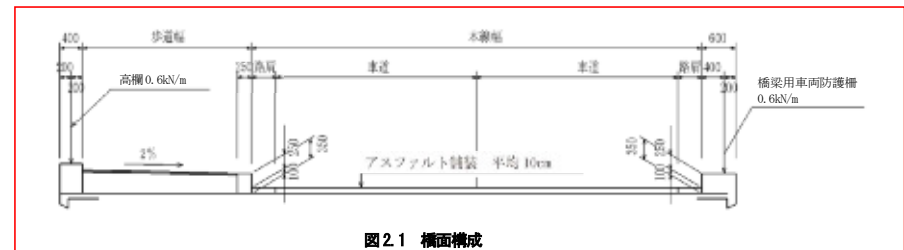


図 2.1 橋面構成

### 2.2.2 PC 鋼材

PC 鋼材の機械的性質及び特性値を表 2.4 に示す。

表 2.4 PC 鋼材の機械的性質及び特性値

記号	径 mm	降伏 <sup>*1</sup> 荷重 kN	引張 荷重 kN	強度の特性値 N/mm <sup>2</sup>		公称 断面積 mm <sup>2</sup>	単位質量 kg/m	摘要
				降伏強度	引張強度			
SWPR 7BL	12.7	156 以上	183 以上	1580	1850	98.71	0.774	主桁支間 25m ≤ L ≤ 38m
	15.2	222 以上	261 以上	1600	1880	138.7	1.101	
SWPR 19L	17.8	330 以上	387 以上	1580	1850	208.4	1.652	横桁
	19.3	387 以上	451 以上	1580	1850	243.7	1.931	
	21.8	495 以上	573 以上	1580	1830	312.9	2.482	
	28.6	807 以上	949 以上	1510	1780	532.4	4.229	
SWPR 7AL	9.3	75.5 以上	88.8 以上	1460	1720	51.61	0.405	PC 板
SWPD 3L	2.9	33.8 以上	38.2 以上	1710	1930	19.82	0.156	
SWPR 7BL	12.7	156 以上	183 以上	1580	1850	98.71	0.774	

\*1) 0.2% 永久伸びに対する荷重を示す。

### 2.2.3 鉄筋

鉄筋の機械的性質及び強度の特性値を表 2.5 に示す。

表 2.5 鉄筋の機械的性質及び特性値

記号	降伏点または 0.2%耐力 N/mm <sup>2</sup>	強度の特性値 N/mm <sup>2</sup>	
		降伏強度	引張強度
SD345	345~440	345	490

### 2.2.2 PC 鋼材

PC 鋼材の機械的性質及び特性値を表 2.4 に示す。

表 2.4 PC 鋼材の機械的性質及び特性値

記号	径 mm	降伏 <sup>*1</sup> 荷重 kN	引張 荷重 kN	強度の特性値 N/mm <sup>2</sup>		公称 断面積 mm <sup>2</sup>	単位質量 kg/m	摘要
				降伏強度	引張強度			
SWPR 7BL	12.7	156 以上	183 以上	1580	1850	98.71	0.774	主桁支間 25m ≤ L ≤ 38m
	15.2	222 以上	261 以上	1600	1880	138.7	1.101	
SWPR 19L	17.8	330 以上	387 以上	1580	1850	208.4	1.652	横桁
	19.3	387 以上	451 以上	1580	1850	243.7	1.931	
	21.8	495 以上	573 以上	1580	1830	312.9	2.482	
	28.6	807 以上	949 以上	1510	1780	532.4	4.229	
SWPR 7AL	9.3	75.5 以上	88.8 以上	1460	1720	51.61	0.405	PC 板
SWPD 3L	2.9	33.8 以上	38.2 以上	1710	1930	19.82	0.156	
SWPR 7BL	12.7	156 以上	183 以上	1580	1850	98.71	0.774	

\*1) 0.2% 永久伸びに対する荷重を示す。

### 2.2.3 鉄筋

鉄筋の機械的性質及び強度の特性値を表 2.5 (1) に示す。

表 2.5 (1) 鉄筋の機械的性質及び特性値

記号	降伏点または 0.2%耐力 N/mm <sup>2</sup>	強度の特性値 N/mm <sup>2</sup>	
		降伏強度	引張強度
SD345	345~440	345	490

## 2.3 材料の設計諸数値

### 2.3.1 コンクリート

設計計算に用いるコンクリートのヤング係数を表2.6に示す。

表2.6 コンクリートのヤング係数

部 材	状 態	設計基準強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>
主 桁	設計基準強度	50	3.30×10 <sup>4</sup>
	プレストレス導入時	35*1	2.95×10 <sup>4</sup>
場所打ち	設計基準強度	30	2.80×10 <sup>4</sup>
PC 板	設計基準強度	50	3.30×10 <sup>4</sup>
	プレストレス導入時	35	2.95×10 <sup>4</sup>

\*1) セグメント工法であるため、プレストレスを与えるときの圧縮強度による。

注1) クリープ係数及び乾燥収縮度は、施工時材令に応じて算出する。

### 2.3.2 鋼 材

(1) PC 鋼材のリラクセーション率

設計計算に用いる PC 鋼材のリラクセーション率を表2.7に示す。

なお、PC 鋼より線は低リラクセーション品を使用する。

表2.7 リラクセーション率

	主桁	横桁		PC 板
		PC 鋼より線	PC 鋼棒	
プレストレス導入前	—	—	—	1.5%
高温養生の影響	—	—	—	1.0%
プレストレス導入後	1.5%	1.5%	3.0%	1.5%

(2) 鋼材のヤング係数

設計計算に用いる鋼材のヤング係数を表2.8に示す。

表2.8 鋼材のヤング係数

名 称	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>
PC 鋼線	1.95×10 <sup>5</sup>
鉄 筋	2.00×10 <sup>5</sup>

異形鉄筋の標準寸法及び単位質量を表2.5(2)に示す。

表2.5(2) 異形鉄筋の標準寸法及び単位質量

呼び名	公称直径(d) mm	公称断面積(S) mm <sup>2</sup>	公称周長(ℓ) mm	単位質量 kg/m
D6	6.35	31.67	20.0	0.249
D10	9.53	71.33	30.0	0.560
D13	12.7	126.7	40.0	0.995
D16	15.9	198.6	50.0	1.56
D19	19.1	286.5	60.0	2.25
D22	22.2	387.1	70.0	3.04

## 2.3 材料の設計諸数値

### 2.3.1 コンクリート

設計計算に用いるコンクリートのヤング係数を表2.6に示す。

表2.6 コンクリートのヤング係数

部 材	状 態	設計基準強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>
主 桁	設計基準強度	50	3.30×10 <sup>4</sup>
	プレストレス導入時	35*1	2.95×10 <sup>4</sup>
場所打ち	設計基準強度	30	2.80×10 <sup>4</sup>
PC 板	設計基準強度	50	3.30×10 <sup>4</sup>
	プレストレス導入時	35	2.95×10 <sup>4</sup>

\*1) セグメント工法であるため、プレストレスを与えるときの圧縮強度による。

注1) クリープ係数及び乾燥収縮度は、施工時材令に応じて算出する。

### 2.3.2 鋼 材

(1) PC 鋼材のリラクセーション率

設計計算に用いる PC 鋼材のリラクセーション率を表2.7に示す。

なお、PC 鋼より線は低リラクセーション品を使用する。

表2.7 リラクセーション率

	主桁	横桁		PC 板
		PC 鋼より線	PC 鋼棒	
プレストレス導入前	—	—	—	1.5%
高温養生の影響	—	—	—	1.0%
プレストレス導入後	1.5%	1.5%	3.0%	1.5%

(2) 鋼材のヤング係数

PC板の支間は、**図3.1**に示すように、PC板の両端から60mmを引いた長さとする。これは、PC板のかかり長が最小となった状態において、PC板のかかり中心（上フランジ端部から30mm）の位置を支持点とした長さである。なお、PC板のかかり長は90mmを標準とし、60mmの最小かかりを確保する。

### 3.2.3 断面諸定数

PC板の断面諸数値は、単位幅（1m）あたりの総断面（コンクリート断面）諸数値を用いる。

### 3.2.4 場所打ちコンクリート打設時の曲げ応力度（ $\sigma_c$ ）

曲げ応力度は、PC板支間中央における断面の上下縁について算出する。

$$\sigma_c = \frac{M}{W}$$

ここに、 $M$ ：断面に作用する曲げモーメント（kN・m）  
 $W$ ：求める位置（上・下縁）の断面係数（ $m^3$ ）

### 3.2.5 プレストレス

(1) プレストレスについて

PC板に作用する荷重による正の曲げモーメントは、**図3.2(a)**に示すように支間中央が最大となる放物線分布である。プレテンション部材においてPC鋼材を直線配置した場合のプレストレスによる負の曲げモーメントは、**図3.2(b)**に示すようになる。

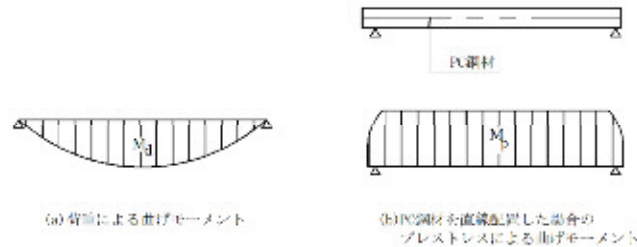


図3.2 荷重及びプレストレスによる曲げモーメント

(2) 緊張時のPC鋼材応力度

**図3.3**は実際のPC鋼材の応力変化を示し、**図3.4**は設計上の仮定した応力変化を示している。

PC板の支間は、**図3.1**に示すように、PC板の両端から60mmを引いた長さとする。これは、PC板のかかり長が最小となった状態において、PC板のかかり中心（上フランジ端部から30mm）の位置を支持点とした長さである。なお、PC板のかかり長は90mmを標準とし、60mmの最小かかりを確保する。

### 3.2.3 断面諸定数

PC板の断面諸数値は、単位幅（1m）あたりの総断面（コンクリート断面）諸数値を用いる。

### 3.2.4 場所打ちコンクリート打設時の曲げ応力度（ $\sigma_c$ ）

曲げ応力度は、PC板支間中央における断面の上下縁について算出する。

$$\sigma_c = \frac{M_d}{W}$$

ここに、 $M_d$ ：断面に作用する曲げモーメント（kN・m）  
 $W$ ：求める位置（上・下縁）の断面係数（ $m^3$ ）

### 3.2.5 プレストレス

(1) プレストレスについて

PC板に作用する荷重による正の曲げモーメントは、**図3.2(a)**に示すように支間中央が最大となる放物線分布である。プレテンション部材においてPC鋼材を直線配置した場合のプレストレスによる負の曲げモーメントは、**図3.2(b)**に示すようになる。

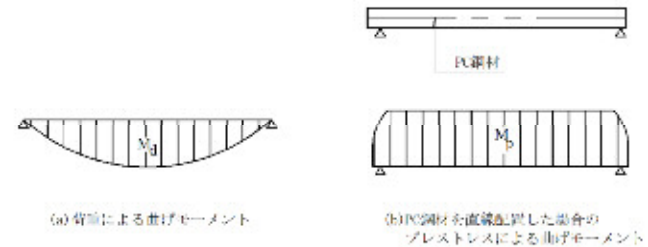


図3.2 荷重及びプレストレスによる曲げモーメント

(2) 緊張時のPC鋼材応力度

**図3.3**は実際のPC鋼材の応力変化を示し、**図3.4**は設計上の仮定した応力変化を示している。

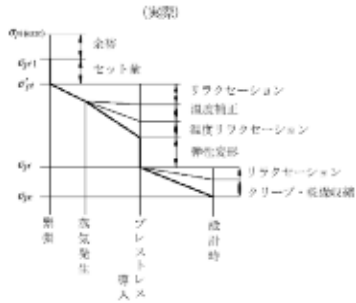


図 3.3 PC 鋼材の応力変化 (実際)

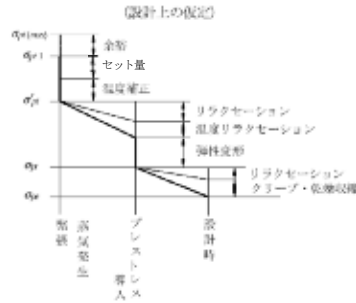


図 3.4 PC 鋼材の応力変化 (設計)

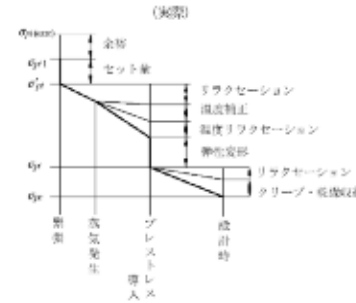


図 3.3 PC 鋼材の応力変化 (実際)

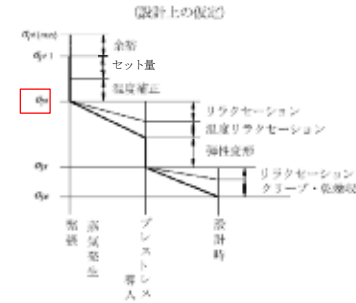


図 3.4 PC 鋼材の応力変化 (設計)

ここに、  
 $\sigma_{pl(max)}$  : 最初に引張力を与える時の PC 鋼材応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pl}$  : 最初に引張力を与える時の PC 鋼材応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pi}$  : 設計上の緊張時の PC 鋼材応力度 (初期導入応力度) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma'_{pi}$  : 実際の緊張直後の PC 鋼材応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pt}$  : プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pe}$  : 設計時の PC 鋼材応力度 (有効引張応力度) (N/mm<sup>2</sup>)

PC 鋼材の設計上の緊張力 (初期導入応力) は、PC 鋼材応力度の制限値からセット、温度補正及び余裕量を考慮して設定する。

PC 鋼材応力度の制限値 ( $\sigma_{pl(max)}$ ) は、次式で求める。

$$\sigma_{pl(max)} = [0.8\sigma_{pu} \text{ または } 0.9\sigma_{py}] \text{ の小さい方}$$

使用鋼材は、PC 鋼より線 SWPR7AL (9.3mm) で、引張強度は  $\sigma_{pu}=1720\text{N/mm}^2$ 、降伏強度は  $\sigma_{py}=1460\text{N/mm}^2$  であるから、PC 鋼材応力度の初期導入応力度の制限値は  $\sigma_{pl(max)}=1314\text{N/mm}^2$  となる。また、初期導入応力度  $\sigma_{pi}$  は、各種減少量を考慮して表 3.1 のとおりとした。

表 3.1 初期導入応力度  $\sigma_{pi}$

PC 鋼材の種類		鋼材応力度 N/mm <sup>2</sup>
記号	呼び名	
SWPD3L	3 本より 2.9mm	1 400
SWPR7AL	7 本より 9.3mm	1 225

(3) 導入直後のプレストレス

(a) リラクゼーションによる減少量 ( $\Delta\sigma_{pi}$ )

$$\Delta\sigma_{pi} = \sigma_{pi} \cdot (\gamma_1 + \gamma_2)$$

ここに、 $\gamma_1$  : PC 鋼材の導入前リラクゼーション率 (1.5%)

ここに、  
 $\sigma_{pl(max)}$  : 最初に引張力を与える時の PC 鋼材応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pl}$  : 最初に引張力を与える時の PC 鋼材応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pi}$  : 設計上の緊張時の PC 鋼材応力度 (初期導入応力度) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma'_{pi}$  : 実際の緊張直後の PC 鋼材応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pt}$  : プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pe}$  : 設計時の PC 鋼材応力度 (有効引張応力度) (N/mm<sup>2</sup>)

PC 鋼材の設計上の緊張力 (初期導入応力) は、PC 鋼材応力度の制限値からセット、温度補正及び余裕量を考慮して設定する。

PC 鋼材応力度の制限値 ( $\sigma_{pl(max)}$ ) は、次式で求める。

$$\sigma_{pl(max)} = [0.8\sigma_{pu} \text{ または } 0.9\sigma_{py}] \text{ の小さい方}$$

使用鋼材は、PC 鋼より線 SWPR7AL (9.3mm) で、引張強度は  $\sigma_{pu}=1720\text{N/mm}^2$ 、降伏強度は  $\sigma_{py}=1460\text{N/mm}^2$  であるから、PC 鋼材応力度の初期導入応力度の制限値は  $\sigma_{pl(max)}=1314\text{N/mm}^2$  となる。また、初期導入応力度  $\sigma_{pi}$  は、各種減少量を考慮して表 3.1 のとおりとした。

表 3.1 初期導入応力度  $\sigma_{pi}$

PC 鋼材の種類		鋼材応力度 N/mm <sup>2</sup>
記号	呼び名	
SWPD3L	3 本より 2.9mm	1 400
SWPR7AL	7 本より 9.3mm	1 225

(3) 導入直後のプレストレス

(a) リラクゼーションによる減少量 ( $\Delta\sigma_{pi}$ )

$$\Delta\sigma_{pi} = \sigma_{pi} \cdot (\gamma_1 + \gamma_2)$$

ここに、 $\gamma_1$  : PC 鋼材の導入前リラクゼーション率 (1.5%)



応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon_s$  : コンクリートの乾燥収縮度 (=20×10<sup>-5</sup>)

## (c) 有効プレストレス

$$\text{PC 鋼材の有効引張応力度} \quad \sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pt3} - \Delta\sigma_{pp}$$

$$\text{有効係数} \quad \eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt}$$

$$\text{有効プレストレス} \quad \sigma_{ce} = \sigma_{ct} \cdot \eta$$

## 3.2.6 曲げ応力度の照査

曲げ応力度の照査は、プレストレス導入直後、場所打ちコンクリート打設時について行う。

## (1) プレストレス導入直後

支間中央断面における、PC 板上縁・下縁のコンクリート応力度が制限値以内であることを確認する。考慮する荷重は、PC 板自重のみであり、導入直後のプレストレスと合成する。

## (2) 場所打ちコンクリート打設時

場所打ちコンクリート打設時は、PC 板自重、場所打ちコンクリート荷重、作業荷重を考慮する。これらと有効プレストレスを合成し、コンクリートの合成応力度が制限値以内であることを確認する。

## 3.2.7 有害な変形や応力に対する照査

プレストレス力及び PC 鋼材の偏心量をできる限り大きくして、床版の施工時または PC 合成床版の変動作用時に曲げ引張応力が作用する箇所に大きな曲げ圧縮応力を作用させるのが望ましいが、PC 板のような薄肉部材では、過大なそりや座屈が生じやすくなる。したがって、プレストレス力及び偏心量を間接的に制限する目的で、設計ではプレストレッシング直後のコンクリートの応力度について以下の照査を行う。

## (1) プレストレス力による軸圧縮応力度の照査

プレストレス力による軸圧縮応力度  $\sigma_{cNpt}$  は 10N/mm<sup>2</sup> 以下とする。

$$\sigma_{cNpt} = \sigma_{pt} \cdot A_p / A$$

## (2) 断面内応力度の最大値・最小値の照査

プレストレスと PC 板の自重による曲げ応力度を合成した場合、同一断面内の曲げ圧縮応力度の最小値はその最大値の 3/5 以上とする。

## 3.2.8 構造細目

## (1) PC 板の橋軸方向幅

PC 板の橋軸方向幅は 1m を標準とする。調整板は端部に設けることとし、幅が 500mm 未満となる場合は、2 枚以上の PC 板で調節し、PC 板の幅が 500mm 未満とならないようにしなければならない。

## (2) PC 板の長さ・かかり長・遊間

応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon_s$  : コンクリートの乾燥収縮度 (=20×10<sup>-5</sup>)

## (c) 有効プレストレス

$$\text{PC 鋼材の有効引張応力度} \quad \sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pt3} - \Delta\sigma_{pp}$$

$$\text{有効係数} \quad \eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt}$$

$$\text{有効プレストレス} \quad \sigma_{ce} = \sigma_{ct} \cdot \eta$$

## 3.2.6 曲げ応力度の照査

曲げ応力度の照査は、プレストレス導入直後、場所打ちコンクリート打設時について行う。

## (1) プレストレス導入直後

支間中央断面における、PC 板上縁・下縁のコンクリート応力度が制限値以内であることを確認する。考慮する荷重は、PC 板自重のみであり、導入直後のプレストレスと合成する。

## (2) 場所打ちコンクリート打設時

場所打ちコンクリート打設時は、PC 板自重、場所打ちコンクリート荷重、作業荷重を考慮する。これらと有効プレストレスを合成し、コンクリートの合成応力度が制限値以内であることを確認する。

## 3.2.7 有害な変形や応力に対する照査

プレストレス力及び PC 鋼材の偏心量をできる限り大きくして、床版の施工時または PC 合成床版の変動作用時に曲げ引張応力が作用する箇所に大きな曲げ圧縮応力を作用させるのが望ましいが、PC 板のような薄肉部材では、過大なそりや座屈が生じやすくなる。したがって、プレストレス力及び偏心量を間接的に制限する目的で、設計ではプレストレッシング直後のコンクリートの応力度について以下の照査を行う。

## (1) プレストレス力による軸圧縮応力度の照査

プレストレス力による軸圧縮応力度  $\sigma_{cNpt}$  は 10N/mm<sup>2</sup> 以下とする。

$$\sigma_{cNpt} = \sigma_{pt} \cdot A_p / A_1$$

## (2) 断面内応力度の最大値・最小値の照査

プレストレスと PC 板の自重による曲げ応力度を合成した場合、同一断面内の曲げ圧縮応力度の最小値はその最大値の 3/5 以上とする。

## 3.2.8 構造細目

## (1) PC 板の橋軸方向幅

PC 板の橋軸方向幅は 1m を標準とする。調整板は端部に設けることとし、幅が 500mm 未満となる場合は、2 枚以上の PC 板で調節し、PC 板の幅が 500mm 未満とならないようにしなければならない。

## (2) PC 板の長さ・かかり長・遊間

PC 板支持部へのかかり長は、一般に、敷設した PC 板のずれ落ち防止に必要な長さとしなければならない。PC 板に作用する床版施工時の支持部におけるせん断応力度は、場所打ちコンクリートの厚さが 160mm、PC 板の長さが 2~3m の場合で 0.2~0.3 N/mm<sup>2</sup> と比較的小さい。また、かかり長を 25mm とした場合の PC 板支持部のせん断ひび割れ耐力は、床版施工時の荷重の 16 倍程度あり、PC 板端部ではせん断破壊及び支圧破壊に対して十分な安全性が確保できていると判断される。PC 板支持部へのかかり長さは、主桁のそりや PC 板の製作誤差の考慮、またこれに伴う切り欠き部の疲労耐久性の低下を防止する目的で、あらかじめ設計かかり長に余裕をもたせ、90mm をかかり長の標準とし、最小かかり長は試験により安全性が確認された 60mm とする。PC 板敷設後、PC 板が最大にずれた場合でも 60mm のかかり長は残るように PC 板長さと遊間を決定する。

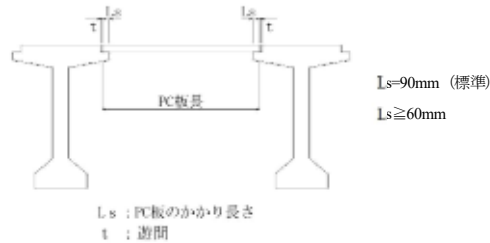


図 3.5 PC 板長・かかり長・遊間

### (3) 鋼材の配置

- ① PC 板は最小厚さが 70mm と薄肉部材であり、板の標準幅は 1.0m と厚さに比べて広いため、PC 板の幅方向に均一にプレストレスが導入されるよう、PC 鋼材を配置しなければならない。
- ② PC 板内の鉄筋は、水平方向になるべく等間隔となるように、コンクリート断面積の 0.3% 以上を配置する。
- ③ PC 鋼材及び鉄筋のかぶり厚は、PC 板の下面及び側面から 25mm 以上とする。PC 板の上面は、最終的に場所打ちコンクリートにより十分被覆されるのでこの限りでない。
- ④ PC 鋼材の水平方向のあきは、PC 鋼材の直径の 3 倍以上、粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上としなければならない。また、鉛直方向のあきは PC 鋼材の直径の 3 倍以上としなければならない。PC 板内に配置する PC 鋼材の本数が多い場合は、SWPD3L2.9mm 3 本より線を用い、水平方向に限り 2 本を限度として束ねて配置をしてもよい。しかし、密に PC 鋼材を配置することは、局部的に軸圧縮応力が集中してひび割れが生じ、密実なコンクリート施工に問題が生じる可能性があるため、このような場合には太径 PC 鋼材の使用を推奨する。
- ⑤ PC 鋼材の下側に、PC 鋼材と直角方向に配置する用心鉄筋は、コンクリート断面積の 0.2% 以上としなければならない。ただし、PC 鋼材の定着部では、これを 1.0% 以上としなければならない。PC 鋼材の定着部のコンクリートに生じる PC 鋼材と直角方向の引張応力と、外力による PC 板の横曲げ応力の複合引張応力に対処するため、PC 板には、PC 鋼材の下側にそれと直角方向に用心鉄筋を配置することにした。PC 鋼材の定着によってコンクリートに引張応力が生じる範囲は、既往の実験結果などから次のようである。

PC 板支持部へのかかり長は、一般に、敷設した PC 板のずれ落ち防止に必要な長さとしなければならない。PC 板に作用する床版施工時の支持部におけるせん断応力度は、場所打ちコンクリートの厚さが 160mm、PC 板の長さが 2~3m の場合で 0.2~0.3 N/mm<sup>2</sup> と比較的小さい。また、かかり長を 25mm とした場合の PC 板支持部のせん断ひび割れ耐力は、床版施工時の荷重の 16 倍程度あり、PC 板端部ではせん断破壊及び支圧破壊に対して十分な安全性が確保できていると判断される。PC 板支持部へのかかり長さは、主桁のそりや PC 板の製作誤差の考慮、またこれに伴う切り欠き部の疲労耐久性の低下を防止する目的で、あらかじめ設計かかり長に余裕をもたせ、90mm をかかり長の標準とし、最小かかり長は試験により安全性が確認された 60mm とする。PC 板敷設後、PC 板が最大にずれた場合でも 60mm のかかり長は残るように PC 板長さと遊間を決定する。

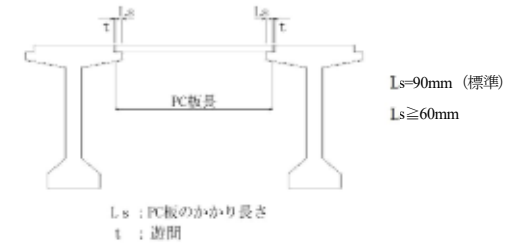


図 3.5 PC 板長・かかり長・遊間

### (3) 鋼材の配置

- ① PC 板は最小厚さが 70mm と薄肉部材であり、板の標準幅は 1.0m と厚さに比べて広いため、PC 板の幅方向に均一にプレストレスが導入されるよう、PC 鋼材を配置しなければならない。
- ② PC 板内の鉄筋は、水平方向になるべく等間隔となるように、コンクリート断面積の 0.3% 以上を配置する。
- ③ PC 鋼材及び鉄筋のかぶり厚は、PC 板の下面及び側面から 25mm 以上とする。PC 板の上面は、最終的に場所打ちコンクリートにより十分被覆されるのでこの限りでない。
- ④ PC 鋼材の水平方向のあきは、PC 鋼材の直径の 3 倍以上、粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上としなければならない。また、鉛直方向のあきは PC 鋼材の直径の 3 倍以上としなければならない。PC 板内に配置する PC 鋼材の本数が多い場合は、SWPD3L2.9mm 3 本より線を用い、水平方向に限り 2 本を限度として束ねて配置をしてもよい。しかし、密に PC 鋼材を配置することは、局部的に軸圧縮応力が集中してひび割れが生じ、密実なコンクリート施工に問題が生じる可能性があるため、このような場合には太径 PC 鋼材の使用を推奨する。
- ⑤ PC 鋼材の下側に、PC 鋼材と直角方向に配置する用心鉄筋は、コンクリート断面積の 0.2% 以上としなければならない。ただし、PC 鋼材の定着部では、これを 1.0% 以上としなければならない。PC 鋼材の定着部のコンクリートに生じる PC 鋼材と直角方向の引張応力と、外力による PC 板の横曲げ応力の複合引張応力に対処するため、PC 板には、PC 鋼材の下側にそれと直角方向に用心鉄筋を配置することにした。PC 鋼材の定着によってコンクリートに引張応力が生じる範囲は、既往の実験結果などから次のようである。

② 活荷重の場合

正曲げについては、支間中央を支間曲げモーメントの設計値 $M_{max}$ 、支点を0として放物線ですりつける。

負曲げについては、支点を支点曲げモーメントの設計値 $M_{min}$ 、支間中央を0として放物線ですりつける。

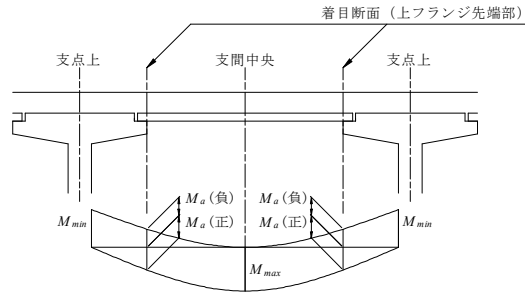


図3.18 上フランジ先端部の活荷重による曲げモーメントの設計値

(7) 橋軸方向の設計

床版の橋軸方向における限界状態1の照査は、場所打ちコンクリートのみを抵抗断面とし、鉄筋コンクリート部材として照査する。これは、PC板は橋軸方向に連続していないことから、有効断面として見なさないためである。照査は、(5)支点断面の設計と同様に行う。

(8) せん断力に対する照査

押抜きせん断力を受ける床版の限界状態1に対する照査は、道路橋示方書Ⅲ編 9.3.2の規定に従い、限界状態3に対する照査をもって行う。

3.3.5 耐荷性能（永続支配・変動支配）の限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける床版の限界状態3の照査は、道路橋示方書Ⅲ編 9.4.1の規定に従い、永続作用・変動作用による曲げモーメントが道路橋示方書Ⅲ編 5.7.1 (3) 及び (4) で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 ( $M_{ud}$ ) を超えないことを確認する。限界状態3における中間床版の支間部は、場所打ち床版とPC板が一体化していない可能性を考えて、場所打ちコンクリートのみの厚さとして評価する。せん断力を受ける床版の限界状態3の照査は、道路橋示方書Ⅲ編 9.4.2の規定に従う。

(1) 破壊抵抗曲げモーメントの制限値の計算

$$M_{ud} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{ic}$$

ここに、 $\zeta_1$  : 調査・解析係数  
 $\zeta_2$  : 部材・構造係数  
 $\Phi_u$  : 抵抗係数

② 活荷重の場合

正曲げについては、支間中央を支間曲げモーメントの設計値 $M_{max}$ 、支点を0として放物線ですりつける。

負曲げについては、支点を支点曲げモーメントの設計値 $M_{min}$ 、支間中央を0として放物線ですりつける。

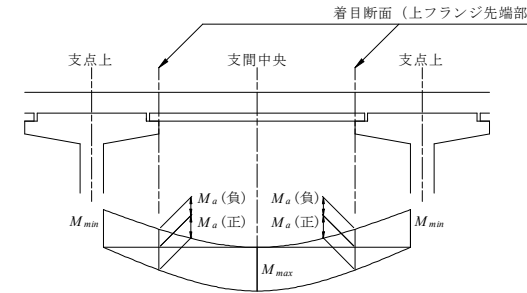


図3.18 上フランジ先端部の活荷重による曲げモーメントの設計値

(7) 橋軸方向の設計

床版の橋軸方向における限界状態1の照査は、場所打ちコンクリートのみを抵抗断面とし、鉄筋コンクリート部材として照査する。これは、PC板は橋軸方向に連続していないことから、有効断面として見なさないためである。照査は、(5)支点断面の設計と同様に行う。

(8) せん断力に対する照査

押抜きせん断力を受ける床版の限界状態1に対する照査は、道路橋示方書Ⅲ編 9.3.2の規定に従い、限界状態3に対する照査をもって行う。

3.3.5 耐荷性能（永続支配・変動支配）の限界状態3に対する照査

曲げモーメントを受ける床版の限界状態3の照査は、道路橋示方書Ⅲ編 9.4.1の規定に従い、永続作用・変動作用による曲げモーメントが道路橋示方書Ⅲ編 5.7.1 (3) 及び (4) で算出される部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 ( $M_{ud}$ ) を超えないことを確認する。限界状態3における中間床版の支間部は、場所打ち床版とPC板が一体化していない可能性を考えて、場所打ちコンクリートのみの厚さとして評価する。せん断力を受ける床版の限界状態3の照査は、道路橋示方書Ⅲ編 9.4.2の規定に従う。

(1) 破壊抵抗曲げモーメントの制限値の計算

$$M_{ud} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{ic}$$

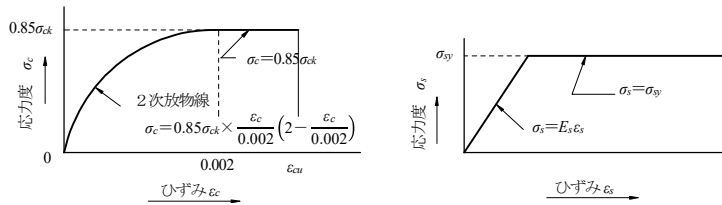
ここに、 $\zeta_1$  : 調査・解析係数  
 $\zeta_2$  : 部材・構造係数  
 $\Phi_u$  : 抵抗係数

各係数は道路橋示方書Ⅲ編 表-5.8.1 による。

破壊抵抗曲げモーメントの特性値 ( $M_{kc}$ ) は、部材の最外縁の圧縮強度コンクリートが終局ひずみに達する時の抵抗曲げモーメントとし、以下の規定に基づき算出する。

- ① 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- ② コンクリートの引張強度は無視する。
- ③ コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、**図 3.19** に示したものをを用いる。この時、コンクリートの終局ひずみは、道路橋示方書Ⅲ編 表-5.8.2 の値を用いる。
- ④ 鉄筋の応力度-ひずみ曲線は**図 3.20** のとおりとする。
- ⑤ コンクリートの圧縮応力度の分布は**図 3.21** のとおりとする。

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編、p150、平成29年11月)



ここに、

- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_c$  : コンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_c$  : コンクリートのひずみ
- $\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ

**図 3.19 コンクリートの応力度-ひずみ曲線**

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p151 図-5.8.1、平成29年11月)

ここに、

- $\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_s$  : 鋼材の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_s$  : 鋼材のひずみ

**図 3.20 鋼材の応力度-ひずみ曲線**

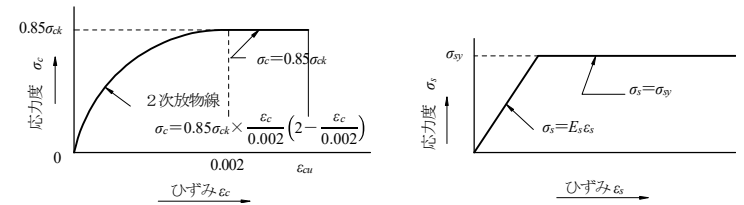
(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p151 図-5.8.2、平成29年11月)

各係数は道路橋示方書Ⅲ編 表-5.8.1 による。

破壊抵抗曲げモーメントの特性値 ( $M_{kc}$ ) は、部材の最外縁の圧縮~~引~~コンクリートが終局ひずみに達する時の抵抗曲げモーメントとし、以下の規定に基づき算出する。

- ① 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- ② コンクリートの引張強度は無視する。
- ③ コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、**図 3.19** に示したものをを用いる。この時、コンクリートの終局ひずみは、道路橋示方書Ⅲ編 表-5.8.2 の値を用いる。
- ④ 鉄筋の応力度-ひずみ曲線は**図 3.20** のとおりとする。
- ⑤ コンクリートの圧縮応力度の分布は**図 3.21** のとおりとする。

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編、p150、平成29年11月)



ここに、

- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_c$  : コンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_c$  : コンクリートのひずみ
- $\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ

**図 3.19 コンクリートの応力度-ひずみ曲線**

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p151 図-5.8.1、平成29年11月)

ここに、

- $\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_s$  : 鋼材の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_s$  : 鋼材のひずみ

**図 3.20 鋼材の応力度-ひずみ曲線**

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p151 図-5.8.2、平成29年11月)

## 5. 主 桁 の 設 計

### 5.1 JIS 道路橋橋桁用セグメントの適用

支間及び主桁間隔などの構造条件に合わせ、該当する JIS 桁を選定し詳細設計を行って桁高を定める。

主桁間隔は、2.6m から 3.8m を基準とし決定する。桁高は 3.3m 以下とする。斜角の適用範囲は 70° 以上とし、任意に選定できるが、できるだけ 90°、80°、70° の角度とすることが望ましい。

その他の留意事項として以下の項目に配慮する。

- ① 橋桁用セグメントの基準寸法は、JIS A 5373 附属書 B (規定) の 4. 形状、寸法及び寸法の許容差に示すとおり ±10% 以内で変更できる\*1。なお、1 個のセグメント質量は 30t 以下で、セグメント間の質量差が小さくなるよう考慮する。その際、運搬できるかどうかを検討する。
  - \*1) 対象橋梁に合わせ、主に桁高やセグメント長などを構造細目上問題のない範囲で、変更することができる。部材寸法の構造細目については、本便覧または「PC コンポ橋の設計計算例 (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会」を参照のこと。なお、上フランジ厚や PC 板かかり部切欠き形状の最小寸法には、特に留意すること。
- ② 主桁の設計にあたっては、施工工程を考慮し、各施工段階の応力度及びそれらの合成応力度について照査しなければならない。
- ③ 応力度の照査にあたっては、プレキャスト桁と場所打ち床版におけるコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の差を考慮することを原則とする。
- ④ プレキャスト桁の断面形状は、架設時の安全性についても考慮して決定しなければならない。

### 5.2 断面諸数値

応力計算に使用する断面諸数値は、次の 4 種類を考える。

#### (1) 主桁純断面 (コンクリート断面)

シースの空隙を考慮した主桁断面についての断面諸数値。

#### (2) 鉄筋換算断面

主桁純断面に鉄筋をコンクリート換算し加算した断面諸数値。鉄筋の主桁コンクリートに対する換算比  $n$  は次式による。

$$n = \frac{E_s}{E_c} - 1$$

(\*) 右辺の -1 は、鉄筋及び PC 鋼材の断面積に相当するコンクリート断面積が減少することを考慮したものの。

ここに、 $E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (=  $2.00 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

$E_c$  : 主桁コンクリートのヤング係数 (=  $3.30 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

#### (3) PC 鋼材換算断面

主桁純断面に PC 鋼材をコンクリート換算し加算した断面諸数値。PC 鋼材の主桁コンクリートに対する換算比  $n1$  は次式による。

## 5. 主 桁 の 設 計

### 5.1 JIS 道路橋橋桁用セグメントの適用

支間及び主桁間隔などの構造条件に合わせ、該当する JIS 桁を選定し詳細設計を行って桁高を定める。

主桁間隔は、2.6m から 3.8m を基準とし決定する。桁高は 3.3m 以下とする。斜角の適用範囲は 70° 以上とし、任意に選定できるが、できるだけ 90°、80°、70° の角度とすることが望ましい。

その他の留意事項として以下の項目に配慮する。

- ① 橋桁用セグメントの基準寸法は、JIS A 5373 附属書 B (規定) の 4. 形状、寸法及び寸法の許容差に示すとおり ±10% 以内で変更できる\*1。なお、1 個のセグメント質量は 30t 以下で、セグメント間の質量差が小さくなるよう考慮する。その際、運搬できるかどうかを検討する。
  - \*1) 対象橋梁に合わせ、主に桁高やセグメント長などを構造細目上問題のない範囲で、変更することができる。部材寸法の構造細目については、本便覧または「PC コンポ橋の設計計算例 (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会」を参照のこと。なお、上フランジ厚や PC 板かかり部切欠き形状の最小寸法には、特に留意すること。
- ② 主桁の設計にあたっては、施工工程を考慮し、各施工段階の応力度及びそれらの合成応力度について照査しなければならない。
- ③ 応力度の照査にあたっては、プレキャスト桁と場所打ち床版におけるコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の差を考慮することを原則とする。
- ④ プレキャスト桁の断面形状は、架設時の安全性についても考慮して決定しなければならない。

### 5.2 断面諸数値

応力計算に使用する断面諸数値は、次の 4 種類を考える。

#### (1) 主桁純断面 (コンクリート断面)

シースの空隙を考慮した主桁断面についての断面諸数値。

#### (2) 鉄筋換算断面

主桁純断面に鉄筋をコンクリート換算し加算した断面諸数値。鉄筋の主桁コンクリートに対する換算比  $n$  は次式による。

$$n = \frac{E_s}{E_c} - 1$$

(\*) 右辺の -1 は、鉄筋及び PC 鋼材の断面積に相当するコンクリート断面積が減少することを考慮したものの。

ここに、 $E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (=  $2.00 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

$E_c$  : 主桁コンクリートのヤング係数 (=  $3.30 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

#### (3) PC 鋼材換算断面

**鉄筋換算断面**に PC 鋼材をコンクリート換算し加算した断面諸数値。PC 鋼材の主桁コンクリートに対する換算比  $n1$  は次式による。

## 訂正後

$$n1 = \frac{Ep}{Ec} - 1$$

(\*) 右辺の-1は、鉄筋及びPC鋼材の断面積に相当するコンクリート断面積が減少することを考慮したもの。

ここに、 $Ep$  : PC鋼材のヤング係数 ( $=1.95 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

$Ec$  : 主桁コンクリートのヤング係数 ( $=3.3 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

#### (4) 床版合成断面

PC鋼材換算断面に場所打ちコンクリートを換算して合成した断面諸数値。場所打ちコンクリートの主桁コンクリートに対する換算比 $n2$ は次式による。ただし、PC板は有効断面として考慮しない。

$$n2 = \frac{Ec1}{Ec}$$

ここに、 $Ec1$  : 場所打ちコンクリートのヤング係数 ( $=2.8 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

$Ec$  : 主桁コンクリートのヤング係数 ( $=3.3 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

$$n1 = \frac{Ep}{Ec} - 1$$

~~(\*) 右辺の-1は、鉄筋及びPC鋼材の断面積に相当するコンクリート断面積が減少することを考慮したもの。~~

ここに、 $Ep$  : PC鋼材のヤング係数 ( $=1.95 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

$Ec$  : 主桁コンクリートのヤング係数 ( $=3.3 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

#### (4) 床版合成断面

PC鋼材換算断面に場所打ちコンクリートを換算して合成した断面諸数値。場所打ちコンクリートの主桁コンクリートに対する換算比 $n2$ は次式による。ただし、PC板は有効断面として考慮しない。

$$n2 = \frac{Ec1}{Ec}$$

ここに、 $Ec1$  : 場所打ちコンクリートのヤング係数 ( $=2.8 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

$Ec$  : 主桁コンクリートのヤング係数 ( $=3.3 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ )

### 5.3.1 セグメントの分割個数及び分割位置の仮定

第 I 編 総説 3. 適用範囲の図 3.2 において支間と主桁間隔から桁高を選定し、同じく第 I 編 総説 3. 適用範囲の表 3.2 でセグメントを仮定する。

### 5.3.2 荷重による曲げ応力度

荷重による曲げ応力度は次式により求める。

$$\sigma_c = \frac{M}{Z}$$

ここに、 $M$  : 荷重による曲げモーメント

$Z$  : 応力を求める位置の断面係数

荷重の種類と抵抗断面は表 5.1 に示すとおりである。

表 5.1 荷重種別と使用断面諸数値

荷 重	主桁自重、プレストレス	場所打ちコンクリート (床版)	橋面死荷重	活荷重
抵抗断面	鉄筋換算断面	PC 鋼材換算断面	床版合成断面	床版合成断面

### 5.3.3 プレストレス

#### (1) 初期引張応力度

引張応力度の制限値から摩擦・セット及び余裕量を考慮して設定する。

$$\sigma_{pi} : \text{緊張時の PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm}^2\text{)}$$

#### (2) 導入直後のプレストレスの計算

##### 1) 摩擦によるプレストレスの減少量

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pi} \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda)L}$$

$\sigma_{pu}$  : 摩擦による減少量を考慮した PC 鋼材の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{pi}$  : 初期引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\lambda$  : PC 鋼材の長さ 1m あたりの摩擦係数

$\mu$  : PC 鋼材の角変化 1 ラジアンあたりの摩擦係数

$\alpha$  : 緊張端からの角変化の累計 (rad)

$L$  : 緊張端からの長さの累計 (m)

### 5.3.1 セグメントの分割個数及び分割位置の仮定

第 I 編 総説 3. 適用範囲の図 3.1 において支間と主桁間隔から桁高を選定し、同じく第 I 編 総説 3. 適用範囲の表 3.3 でセグメントを仮定する。

### 5.3.2 荷重による曲げ応力度

荷重による曲げ応力度は次式により求める。

$$\sigma_c = \frac{M}{Z}$$

ここに、 $M$  : 荷重による曲げモーメント

$Z$  : 応力を求める位置の断面係数

荷重の種類と抵抗断面は表 5.1 に示すとおりである。

表 5.1 荷重種別と使用断面諸数値

荷 重	主桁自重、プレストレス	場所打ちコンクリート (床版)	橋面死荷重	活荷重
抵抗断面	鉄筋換算断面	PC 鋼材換算断面	床版合成断面	床版合成断面

### 5.3.3 プレストレス

#### (1) 初期引張応力度

引張応力度の制限値から摩擦・セット及び余裕量を考慮して設定する。

$$\sigma_{pi} : \text{緊張時の PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm}^2\text{)}$$

#### (2) 導入直後のプレストレスの計算

##### 1) 摩擦によるプレストレスの減少量

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pi} \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda)L}$$

$\sigma_{pu}$  : 摩擦による減少量を考慮した PC 鋼材の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{pi}$  : 初期引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\lambda$  : PC 鋼材の長さ 1m あたりの摩擦係数

$\mu$  : PC 鋼材の角変化 1 ラジアンあたりの摩擦係数

$\alpha$  : 緊張端からの角変化の累計 (rad)

$L$  : 緊張端からの長さの累計 (m)

2) 定着具のセットによるプレストレスの減少量

$$\Delta\sigma_{ps} = \frac{P_i - P_t}{A_p}$$

ここに、 $\Delta\sigma_{ps}$  : 定着具のセットによるプレストレスの減少量 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\Delta L = \frac{A}{A_p \cdot E_p}$$

ここに、 $\Delta L$  : セット量 (mm)

$A_p$  : PC 鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_p$  : PC 鋼材の弾性係数 (=1.95×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>)

$A$  : 図示の面積 (mm<sup>2</sup>)

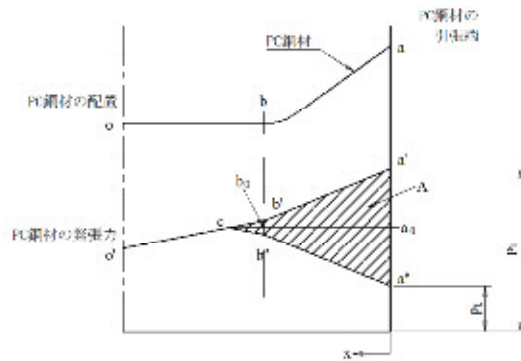


図 5.2

3) コンクリートの弾性変形による減少量

ポストテンション方式の場合、コンクリートの弾性変形による PC 鋼材の引張応力度の平均減少量は、

$$\Delta\sigma_{pl} = \frac{1}{2} \times n \times \sigma_{cpg} \times \frac{N-1}{N}$$

ここに、 $\Delta\sigma_{pl}$  : コンクリートの弾性変形による減少量 (N/mm<sup>2</sup>)

$n$  : ヤング係数比

$$n = \frac{E_p}{E_{co}}$$

$E_{co}$  : コンクリートの弾性係数 (導入時) (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cpg}$  : PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N$  : PC 鋼材本数

2) 定着具のセットによるプレストレスの減少量

$$\Delta\sigma_{ps} = \frac{P_i - P_t}{A_p}$$

ここに、 $\Delta\sigma_{ps}$  : 定着具のセットによるプレストレスの減少量 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\Delta L = \frac{A}{A_p \cdot E_p}$$

ここに、 $\Delta L$  : セット量 (mm)

$A_p$  : PC 鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_p$  : PC 鋼材の弾性係数 (=1.95×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>)

$A$  : 図示の面積 (mm<sup>2</sup>)

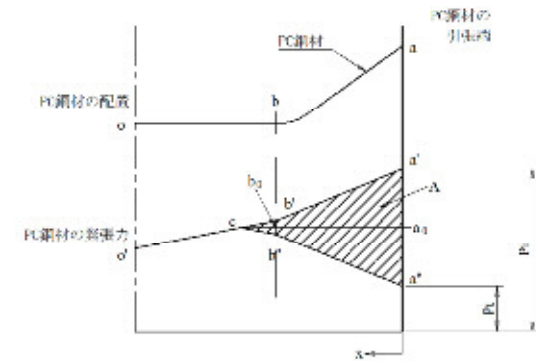


図 5.2 セットにより生じる PC 鋼材引張力の減少量

3) コンクリートの弾性変形による減少量

ポストテンション方式の場合、コンクリートの弾性変形による PC 鋼材の引張応力度の平均減少量は、

$$\Delta\sigma_{pl} = \frac{1}{2} \times n \times \sigma_{cpg} \times \frac{N-1}{N}$$

ここに、 $\Delta\sigma_{pl}$  : コンクリートの弾性変形による減少量 (N/mm<sup>2</sup>)

$n$  : ヤング係数比

$$n = \frac{E_p}{E_{co}}$$

$E_{co}$  : コンクリートの弾性係数 (導入時) (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cpg}$  : PC 鋼材図心位置のコンクリート応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N$  : PC 鋼材本数



(3) 有効プレストレス

1) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による減少量

道路橋示方書Ⅲ編 5.4.2 (1) より、鉄筋がクリープ及び乾燥収縮を拘束する影響を考慮してプレストレスの減少量を計算する。「[2017 年制定] コンクリート標準示方書 [設計編：標準]」(土木学会，平成 30 年 3 月) の 8 編 4.2 や「コンクリート道路橋設計便覧」(日本道路協会，令和 2 年 10 月) 式 (3.5.3.) に示される算定式を参考に、PC 鋼材と鉄筋を多段配置する時の連立方程式を解いて各段の応力度変動量 $\Delta\sigma_i$ を算出する。

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & \cdots & a_{2n} \\ & & & \cdots & \\ a_{n1} & a_{n2} & a_{n3} & \cdots & a_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\sigma_1 \\ \Delta\sigma_2 \\ \cdots \\ \Delta\sigma_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \cdots \\ b_n \end{bmatrix}$$

ただし、

$$a_{ij} = \begin{cases} 1 + E_i/E_c \cdot A_j \cdot (1/A_c + e_i \cdot e_j/L_c) (1 - \phi/2) & i=j \\ E_i/E_c \cdot A_j \cdot (1/A_c + e_i \cdot e_j/L_c) (1 + \phi/2) & i \neq j \end{cases}$$

$$b_i = E_i/E_c \cdot \{ \phi \cdot (\sigma_{ps} + \sigma_{ds}) + E_i \cdot \varepsilon_{cs} \}$$

- $\Delta\sigma_i$  : 各段のクリープおよび乾燥収縮による PC 鋼材応力度，鉄筋応力度の変動量
- $E_i$  : 各 PC 鋼材，鉄筋のヤング係数
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数
- $\phi$  : コンクリートのクリープ係数
- $\sigma_{ps}$  : 等入直後プレストレスによる各 PC 鋼材，鉄筋圆心位置でのコンクリート応力度
- $\sigma_{ds}$  : 永続荷重による各 PC 鋼材，鉄筋圆心位置でのコンクリート応力度
- $\varepsilon_{cs}$  : コンクリートの収縮ひずみ
- $A_j$  : 各段の PC 鋼材または鉄筋の断面積合計
- $A_c$  : コンクリート全断面の断面積
- $e_i \cdot e_j$  : コンクリート全断面での圆心軸から PC 鋼材または引張鉄筋の圆心までの距離
- $L_c$  : コンクリート全断面の断面 2 次モーメント

2) PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度の減少量

$$\Delta\sigma_{pr} = \gamma \cdot \sigma_{pr}$$

- ここに、 $\Delta\sigma_{pr}$  : PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度 の減少量 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\gamma$  : リラクセーション率
- $\sigma_{pr}$  : プレストレッシング直後の PC 鋼材引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(3) 有効プレストレス

1) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による減少量

道路橋示方書Ⅲ編 5.4.2 (1) より、鉄筋がクリープ及び乾燥収縮を拘束する影響を考慮してプレストレスの減少量を計算する。「[2017 年制定] コンクリート標準示方書 [設計編：標準]」(土木学会，平成 30 年 3 月) の 8 編 4.2 や「コンクリート道路橋設計便覧」(日本道路協会，令和 2 年 9 月) 式 (3.5.3.) に示される算定式を参考に、PC 鋼材と鉄筋を多段配置する時の連立方程式を解いて各段の応力度変動量 $\Delta\sigma_i$ を算出する。

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & \cdots & a_{2n} \\ & & & \cdots & \\ a_{n1} & a_{n2} & a_{n3} & \cdots & a_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\sigma_1 \\ \Delta\sigma_2 \\ \cdots \\ \Delta\sigma_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \cdots \\ b_n \end{bmatrix}$$

ただし、

$$a_{ij} = \begin{cases} 1 + E_i/E_c \cdot A_j \cdot (1/A_c + e_i \cdot e_j/L_c) (1 - \phi/2) & i=j \\ E_i/E_c \cdot A_j \cdot (1/A_c + e_i \cdot e_j/L_c) (1 + \phi/2) & i \neq j \end{cases}$$

$$b_i = E_i/E_c \cdot \{ \phi \cdot (\sigma_{ps} + \sigma_{ds}) + E_i \cdot \varepsilon_{cs} \}$$

- $\Delta\sigma_i$  : 各段のクリープおよび乾燥収縮による PC 鋼材応力度，鉄筋応力度の変動量
- $E_i$  : 各 PC 鋼材，鉄筋のヤング係数
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数
- $\phi$  : コンクリートのクリープ係数
- $\sigma_{ps}$  : 等入直後プレストレスによる各 PC 鋼材，鉄筋圆心位置でのコンクリート応力度
- $\sigma_{ds}$  : 永続荷重による各 PC 鋼材，鉄筋圆心位置でのコンクリート応力度
- $\varepsilon_{cs}$  : コンクリートの収縮ひずみ
- $A_j$  : 各段の PC 鋼材または鉄筋の断面積合計
- $A_c$  : コンクリート全断面の断面積
- $e_i \cdot e_j$  : コンクリート全断面での圆心軸から PC 鋼材または引張鉄筋の圆心までの距離
- $L_c$  : コンクリート全断面の断面 2 次モーメント

2) PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度の減少量

$$\Delta\sigma_{pr} = \gamma \cdot \sigma_{pr}$$

- ここに、 $\Delta\sigma_{pr}$  : PC 鋼材のリラクセーションによる PC 鋼材引張応力度 の減少量 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\gamma$  : リラクセーション率
- $\sigma_{pr}$  : プレストレッシング直後の PC 鋼材引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

### 5.3.4 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

限界状態 1 における曲げの照査は、永続作用や変動作用による影響が支配的な状況について行う。それぞれの状況において、コンクリートに生じる応力度が、引張応力度と圧縮応力度の制限値を超えないことを照査する。

この場合、プレストレッシング直後におけるコンクリートの圧縮応力度と圧縮強度の特性値との比が、曲げ圧縮応力度で 1.7 程度、軸圧縮応力度で 2.0 程度以上となるよう応力度の制限値を設定する。なお、コンクリートに引張応力度が発生する場合は、引張鉄筋を配置する。

また、セグメント間の接合部においては、プレストレス導入直後及び設計荷重時において引張応力が生じないように設計しなければならない。

#### (1) プレストレス導入直後

検討断面における桁上縁・下縁のコンクリート応力度が、制限値以下であることを確認する。考慮する荷重は桁自重のみであり、導入直後のプレストレスと合成する。

#### (2) 床版打設時

床版コンクリート打設時の状態で考慮する荷重は、PC 板を含めた床版コンクリート自重であり、これと床版打設時の有効プレストレスを合成する。

#### (3) 永続作用支配状況

常時または高い頻度で生じ、時間的変動がある場合にもその変動幅は平均値に比較的小さい状態で、活荷重など変動荷重が作用していない状況の応力状態。

#### (4) 変動作用支配状況

しばしば発生し、その大きさの変動が平均値に比べて無視できず、かつ変化が偏りを有していない状態で (3) に活荷重など変動荷重が載荷された応力状態。

### 5.3.5 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ul}$  は、道路橋示方書Ⅲ編 式 (5.8.1) から次式によって算出する。なお、各部分係数は道路橋示方書Ⅲ編 表-5.8.1 により算出する。

$$M_{ul} = \varepsilon_1 \times \varepsilon_2 \times \varphi_u \times M_{uc}$$

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編 p150 式 (5.8.1)、平成 29 年 11 月)

ここに、

- $\varepsilon_1$  : 調査・解析係数
- $\varepsilon_2$  : 部材・構造係数
- $\varphi_u$  : 抵抗係数
- $M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値

$M_{uc}$  の計算は「道路橋示方書Ⅲ編」(平成 29 年 11 月)に基づいて行う。

- ① 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの引張強度は無視する。
- ③ コンクリートの圧縮応力度の分布は図 5.3 のとおりとする。

### 5.3.4 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

限界状態 1 における曲げの照査は、永続作用や変動作用による影響が支配的な状況について行う。それぞれの状況において、コンクリートに生じる応力度が、引張応力度と圧縮応力度の制限値を超えないことを照査する。

この場合、プレストレッシング直後におけるコンクリートの圧縮応力度と圧縮強度の特性値との比が、曲げ圧縮応力度で 1.4 程度、軸圧縮応力度で 1.7 程度以上となるよう応力度の制限値を設定する。なお、コンクリートに引張応力度が発生する場合は、引張鉄筋を配置する。

また、セグメント間の接合部においては、プレストレス導入直後及び設計荷重時において引張応力が生じないように設計しなければならない。

#### (1) プレストレス導入直後

検討断面における桁上縁・下縁のコンクリート応力度が、制限値以下であることを確認する。考慮する荷重は桁自重のみであり、導入直後のプレストレスと合成する。

#### (2) 床版打設時

床版コンクリート打設時の状態で考慮する荷重は、PC 板を含めた床版コンクリート自重であり、これと床版打設時の有効プレストレスを合成する。

#### (3) 永続作用支配状況

常時または高い頻度で生じ、時間的変動がある場合にもその変動幅は平均値に比較的小さい状態で、活荷重など変動荷重が作用していない状況の応力状態。

#### (4) 変動作用支配状況

しばしば発生し、その大きさの変動が平均値に比べて無視できず、かつ変化が偏りを有していない状態で (3) に活荷重など変動荷重が載荷された応力状態。

### 5.3.5 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  $M_{ul}$  は、道路橋示方書Ⅲ編 式 (5.8.1) から次式によって算出する。なお、各部分係数は道路橋示方書Ⅲ編 表-5.8.1 により算出する。

$$M_{ul} = \xi_1 \times \xi_2 \times \varphi_u \times M_{uc}$$

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編 p150 式 (5.8.1)、平成 29 年 11 月)

ここに、

- $\xi_1$  : 調査・解析係数
- $\xi_2$  : 部材・構造係数
- $\varphi_u$  : 抵抗係数
- $M_{uc}$  : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値

$M_{uc}$  の計算は「道路橋示方書Ⅲ編」(平成 29 年 11 月)に基づいて行う。

- ① 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- ② コンクリートの引張強度は無視する。
- ③ コンクリートの圧縮応力度の分布は図 5.3 のとおりとする。

$$F = \frac{Mu}{Md} \geq 1.0$$

破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出にあたっては一般に次の2つの条件を用いることができる。

$$N = C - T \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\chi}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - \chi}{\epsilon_s - \epsilon_{pe}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $T$ ：鋼材引張力の合力 (N)  
 $C$ ：コンクリートの圧縮応力度の合力 (N)  
 $N$ ：軸方向力 (N)

$\chi, \epsilon_{cu}, d, \epsilon_s, \epsilon_{pe}$ ：図5.5 参照

式 (1) は力のつり合い条件、式 (2) はひずみの適合条件を示すものであり、これらを用いて曲げモーメントのつり合い条件を満足する式 (3) により破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する。

$$M_r = C \cdot y_1 + T \cdot y_2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $y_1, y_2$ ：断面図心より  $C$  及び  $T$  までの距離 (mm)

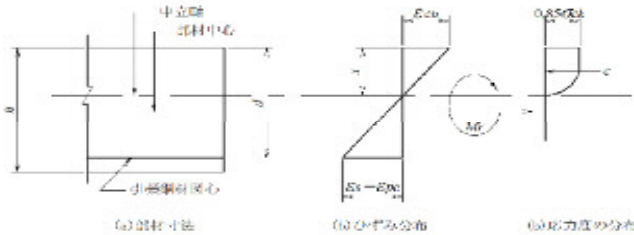


図 5.5 破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する場合のひずみ及び応力度の分布

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p153 図-5.8.1、平成 29 年 11 月)

### 5.3.6 その他の検討

#### (1) 引張鋼材の検討

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{ct}}{2 \cdot \sigma_{smax}}$$

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p114 図-解5.3.15、平成 29 年 11 月)

- ここに、 $A_s$  : 引張鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)
- $b$  : 部材引張縁の幅 (mm)
- $x$  : 中立軸から引張縁までの距離 (mm)
- $\sigma_{ct}$  : 設計荷重作用時に部材引張縁に生じるコンクリートの引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{smax}$  : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値

$$F = \frac{Mud}{Md} \geq 1.0$$

破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出にあたっては一般に次の2つの条件を用いることができる。

$$N = C - T \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\chi}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - \chi}{\epsilon_s - \epsilon_{pe}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $T$ ：鋼材引張力の合力 (N)  
 $C$ ：コンクリートの圧縮応力度の合力 (N)  
 $N$ ：軸方向力 (N)

$\chi, \epsilon_{cu}, d, \epsilon_s, \epsilon_{pe}$ ：図5.5 参照

式 (1) は力のつり合い条件、式 (2) はひずみの適合条件を示すものであり、これらを用いて曲げモーメントのつり合い条件を満足する式 (3) により破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する。

$$M_r = C \cdot y_1 + T \cdot y_2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $y_1, y_2$ ：断面図心より  $C$  及び  $T$  までの距離 (mm)

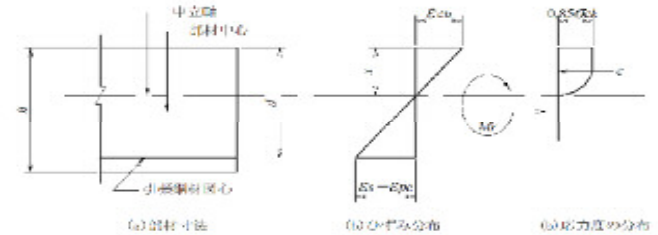


図 5.5 破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する場合のひずみ及び応力度の分布

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p153 図-5.8.1、平成 29 年 11 月)

### 5.3.6 その他の検討

#### (1) 引張鋼材の検討

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{ct}}{2 \cdot \sigma_{smax}}$$

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p114 図-解5.3.15、平成 29 年 11 月)

- ここに、 $A_s$  : 引張鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)
- $b$  : 部材引張縁の幅 (mm)
- $x$  : 中立軸から引張縁までの距離 (mm)
- $\sigma_{ct}$  : 設計荷重作用時に部材引張縁に生じるコンクリートの引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{smax}$  : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値 (N/mm<sup>2</sup>)

### 5.4 せん断に関する検討

せん断に関する検討手順を図5.6示す。

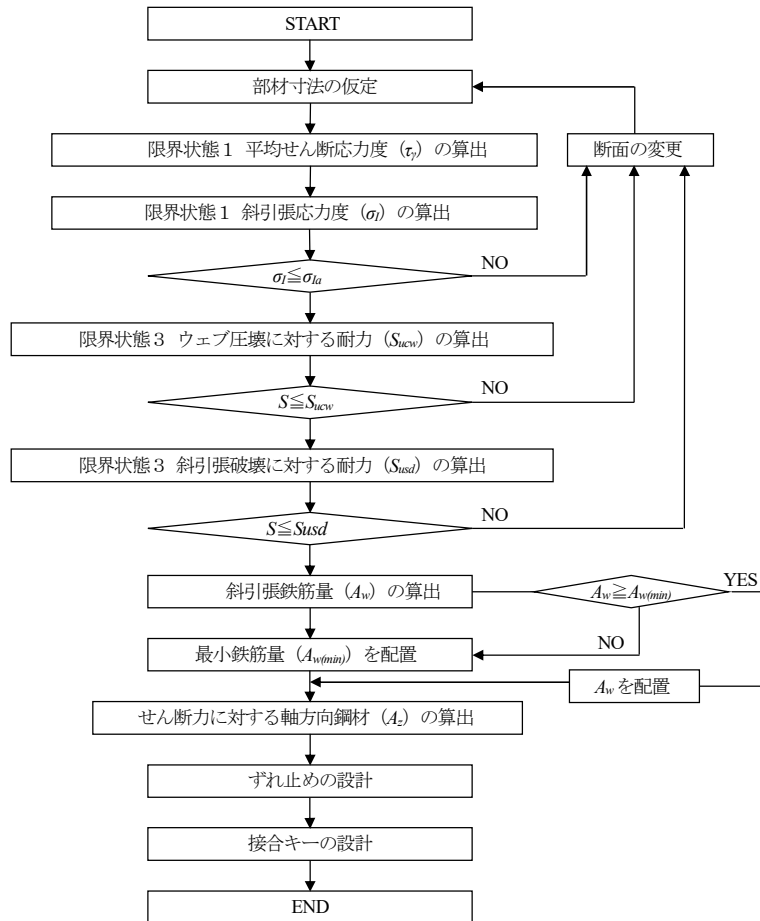


図5.6 せん断に関する検討手順

### 5.4 せん断に関する検討

せん断に関する検討手順を図5.6示す。

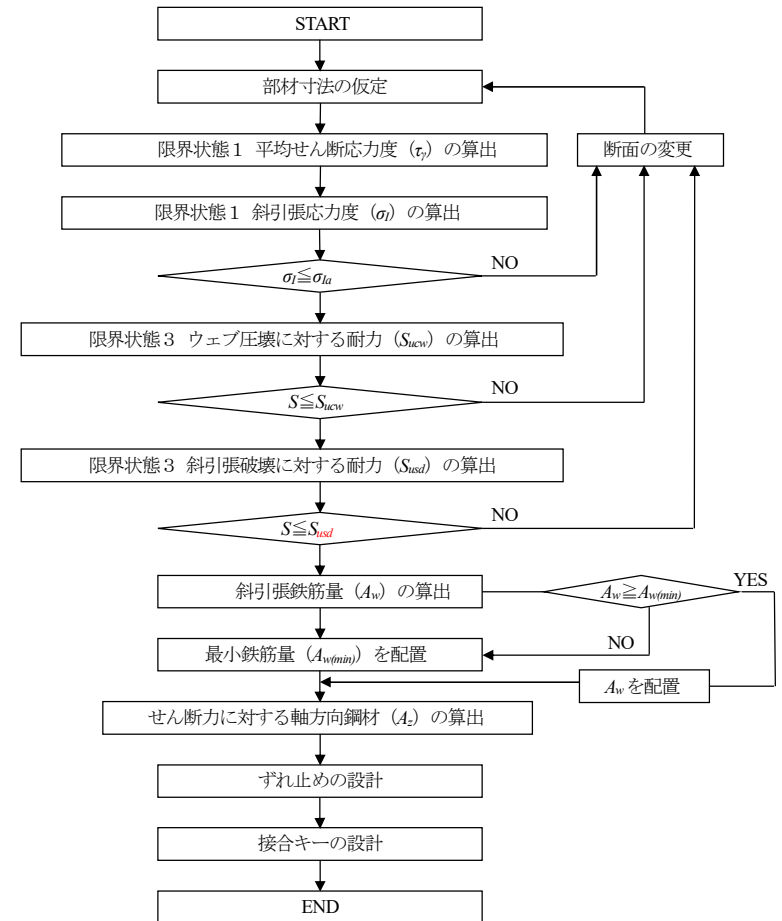


図5.6 せん断に関する検討手順

$$\tau_b = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \quad (\text{出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p279 式 (11.3.2)、平成 29 年 11 月})$$

ここに、 $\tau_b$  : 接合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $S$  : 桁断面に作用する設計せん断力 (N)  
 $Q$  : 合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント (mm<sup>3</sup>)  
 $B$  : 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm)  
 $I$  : 合成断面と図心軸に関する断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

桁と床版のコンクリートの温度差や乾燥収縮差などのように橋軸方向に一樣のひずみ差が生じる場合の桁と床版の接合面に生じるせん断応力度は、次式によって求めることができる。

$$\tau_b = \frac{2 \cdot N_{T,S}}{a \cdot b} \quad (\text{出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p280 式 (解 11.3.1)、平成 29 年 11 月})$$

ここに、 $\tau_b$  : 桁と床版の温度差や乾燥収縮差によって、桁と床版の接合面に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $N_{T,S}$  : 桁と床版の温度差や乾燥収縮差によって、桁と床版の接合面に作用する軸方向力 (N)  
 $a$  : 主桁の間隔 (mm)。ただし、主桁の間隔が支間の 1/10 より大きい場合は支間の 1/10 の値とする。

- (4) ずれ止め鉄筋量は少なくとも、桁と床版の接合面の面積に対する比が次式の値以上かつ 0.2% 以上としなければならない。

$$p = \frac{\tau_b'}{0.55 \cdot \sqrt{\sigma_{sy} \sigma_{ck}}} \quad (\text{出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p281-282 式 (11.3.3)、平成 29 年 11 月})$$

ここに、 $p$  : 接合面の面積に対するずれ止め鉄筋比  
 $\tau_b'$  : 接合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{ck}$  : プレキャスト桁または床版コンクリートのうち設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) の低い方の値  
 $\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)

## 5.5 セグメント接合部の設計

### 5.5.1 曲げに対する照査

セグメント接合面の曲げに対する照査は道路橋示方書Ⅲ編 16.4.5 及び 16.4.7 準じる。

### 5.5.2 セグメント吊上げ時及び運搬時の照査

吊上げ時及び運搬時のプレキャストセグメントは、プレストレスが導入されていないので鉄筋コンクリート部材となっている。このため、吊上げ時及び運搬時に有害なひび割れが発生しないように主桁下縁に鉄筋を配置するものとする。

$$\tau_b = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \quad (\text{出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p279 式 (11.3.2)、平成 29 年 11 月})$$

ここに、 $\tau_b$  : 接合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $S$  : 桁断面に作用する設計せん断力 (N)  
 $Q$  : 合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント (mm<sup>3</sup>)  
 $b$  : 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm)  
 $I$  : 合成断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

桁と床版のコンクリートの温度差や乾燥収縮差などのように橋軸方向に一樣のひずみ差が生じる場合の桁と床版の接合面に生じるせん断応力度は、次式によって求めることができる。

$$\tau_b = \frac{2 \cdot N_{T,S}}{a \cdot b} \quad (\text{出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p280 式 (解 11.3.1)、平成 29 年 11 月})$$

ここに、 $\tau_b$  : 桁と床版の温度差や乾燥収縮差によって、桁と床版の接合面に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $N_{T,S}$  : 桁と床版の温度差や乾燥収縮差によって、桁と床版の接合面に作用する軸方向力 (N)  
 $a$  : 主桁の間隔 (mm)。ただし、主桁の間隔が支間の 1/10 より大きい場合は支間の 1/10 の値とする。

- (4) ずれ止め鉄筋量は少なくとも、桁と床版の接合面の面積に対する比が次式の値以上かつ 0.2% 以上としなければならない。

$$p = \frac{\tau_b'}{0.55 \cdot \sqrt{\sigma_{sy} \sigma_{ck}}} \quad (\text{出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、p281-282 式 (11.3.3)、平成 29 年 11 月})$$

ここに、 $p$  : 接合面の面積に対するずれ止め鉄筋比  
 $\tau_b'$  : 接合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{ck}$  : プレキャスト桁または床版コンクリートのうち設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) の低い方の値  
 $\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)

## 5.5 セグメント接合部の設計

### 5.5.1 曲げに対する照査

セグメント接合面の曲げに対する照査は道路橋示方書Ⅲ編 16.4.5 及び 16.4.7 準じる。

### 5.5.2 セグメント吊上げ時及び運搬時の照査

吊上げ時及び運搬時のプレキャストセグメントは、プレストレスが導入されていないので鉄筋コンクリート部材となっている。このため、吊上げ時及び運搬時に有害なひび割れが発生しないように主桁下縁に鉄筋を配置するものとする。

5.5.3 せん断に対する照査

(1) せん断力に対する照査

セグメント接合部のせん断力に対する照査は、限界状態3について行う。照査は各接合キーに作用するせん断力が、接合キーが受けもつことのできるせん断力以下であることを照査する。

セグメントの接合部に作用するせん断力は次式により算出できる。

$$S = \max(S_1, S_2, S_3)$$

$$S_1 = \max(W_i, W_{i+1}/2)$$

$$S_2 = |S_d - P_1 \cdot \sin\alpha_1|$$

$$S_3 = |S_d - \sum P_j \cdot \sin\alpha_j|$$

- ここに、  
 $S$  : 接合部に作用するせん断力 (N)  
 $S_1, S_2, S_3$  : 作用せん断力 (N)  
 $W_i, W_{i+1}$  : セグメント重量 (N)  
 $S_d$  : セグメント接合部位置に作用する自重によるせん断力 (N)  
 $P_1$  : 1番目に緊張するPC鋼材の緊張力 (N)  
 $P_j$  :  $j$ 番目に緊張するPC鋼材の緊張力 (N)  
 $\alpha_1$  : 1番目に緊張するPC鋼材の継目位置での曲げ角度  
 $\alpha_j$  :  $j$ 番目に緊張するPC鋼材の継目位置での曲げ角度

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、p343 式(解16.4.2)、平成29年11月)

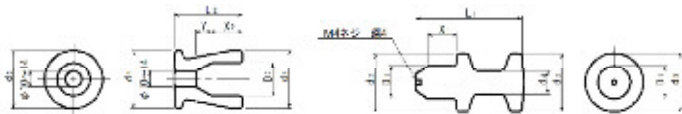
(2) 接合キーの設計

接合キーは、一般に鋼製キーが使用されている。また、接合キーは上フランジに2箇所以上、ウェブ内に1箇所以上配置するのがよい。鋼製接合キーの形状寸法例を、図5.8に示す。

鋼製接合キーの設計は架設時及び限界状態3に作用するせん断力に対してせん断応力度を照査する。また、埋込み部コンクリートに作用する支圧応力度についても照査する。

メス型キー

オス型キー



(単位：mm)

形式	メス型キー					オス型キー				
	L2	D2	d5	X2	Y	L1	D1	d3	d2	X1
φ28	59	28.3	50	27	13	93	28	50	20	25
φ32	55	32.3	60	32	11	105	32	60	30	30
φ50	79	50.3	80	37	17	172	50	80	40	35

図5.8 鋼製接合キーの形状寸法例 (材質FCD450)

5.5.3 せん断に対する照査

(1) せん断力に対する照査

セグメント接合部のせん断力に対する照査は、限界状態3について行う。照査は各接合キーに作用するせん断力が、接合キーが受けもつことのできるせん断力以下であることを照査する。

セグメントの接合部に作用するせん断力は次式により算出できる。

$$S = \max(S_1, S_2, S_3)$$

$$S_1 = \max(W_i, W_{i+1}) / 2$$

$$S_2 = |S_d - P_1 \cdot \sin\alpha_1|$$

$$S_3 = |S_d - \sum P_j \cdot \sin\alpha_j|$$

- ここに、  
 $S$  : 接合部に作用するせん断力 (N)  
 $S_1, S_2, S_3$  : 作用せん断力 (N)  
 $W_i, W_{i+1}$  : セグメント重量 (N)  
 $S_d$  : セグメント接合部位置に作用する自重によるせん断力 (N)  
 $P_1$  : 1番目に緊張するPC鋼材の緊張力 (N)  
 $P_j$  :  $j$ 番目に緊張するPC鋼材の緊張力 (N)  
 $\alpha_1$  : 1番目に緊張するPC鋼材の継目位置での曲げ角度  
 $\alpha_j$  :  $j$ 番目に緊張するPC鋼材の継目位置での曲げ角度

(出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、p343 式(解16.4.2)、平成29年11月)

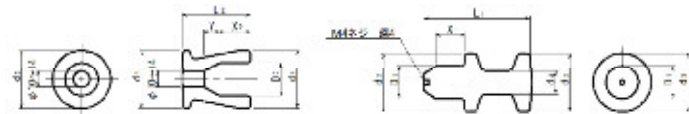
(2) 接合キーの設計

接合キーは、一般に鋼製キーが使用されている。また、接合キーは上フランジに2箇所以上、ウェブ内に1箇所以上配置するのがよい。鋼製接合キーの形状寸法例を、図5.8に示す。

鋼製接合キーの設計は架設時及び限界状態3に作用するせん断力に対してせん断応力度を照査する。また、埋込み部コンクリートに作用する支圧応力度についても照査する。

メス型キー

オス型キー



(単位：mm)

形式	メス型キー					オス型キー				
	L2	D2	d5	X2	Y	L1	D1	d3	d2	X1
φ28	59	28.3	50	27	13	93	28	50	20	25
φ32	55	32.3	60	32	11	105	32	60	30	30
φ50	79	50.3	80	37	17	172	50	80	40	35

図5.8 鋼製接合キーの形状寸法例 (材質FCD450)

## 5.6 構造細目

- (1) ずれ止め鉄筋の直径は、13mm 以上としなければならない。
- (2) ずれ止め鉄筋の中心間隔は 10cm 以上、かつ 50cm 以下としなければならない。
- (3) ずれ止め鉄筋量は、桁と床版の接合面の面積 0.2%以上かつ次式の値以上としなければならない。

$$\rho_2 = \frac{\tau' b}{0.55 \cdot \sqrt{\sigma_{sy} \cdot \sigma_{ck}}}$$

なお、プレキャスト桁のスラーラップやフランジの鉄筋などをずれ止め鉄筋とみなしてもよい。

- (4) 桁の上フランジ先端の PC 板支持部は、場所打ち床版コンクリート打設時に作用する荷重に対して十分安全でなければならない。
- (5) PC 鋼材は全て桁端部に定着するのが望ましい。
- (6) セグメントの接合部には補強鉄筋を配置しなければならない。
- (7) 接合キーのかぶりや接合キーとシースとのあきは 7cm 以上を確保する必要がある。

## 5.6 構造細目

- (1) ずれ止め鉄筋の直径は、13mm 以上としなければならない。
- (2) ずれ止め鉄筋の中心間隔は 10cm 以上、かつ 50cm 以下としなければならない。
- (3) ずれ止め鉄筋量は、桁と床版の接合面の面積 0.2%以上かつ次式の値以上としなければならない。

$$\rho_2 = \frac{\tau' b}{0.55 \cdot \sqrt{\sigma_{sy} \cdot \sigma_{ck}}}$$

(出典：日本道路協会「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編」p281 式(11.3.3)、平成 29 年 11 月)

なお、プレキャスト桁のスターラップやフランジの鉄筋などをずれ止め鉄筋とみなしてもよい。

- (4) 桁の上フランジ先端の PC 板支持部は、場所打ち床版コンクリート打設時に作用する荷重に対して十分安全でなければならない。
- (5) PC 鋼材は全て桁端部に定着するのが望ましい。
- (6) セグメントの接合部には補強鉄筋を配置しなければならない。
- (7) 接合キーのかぶりや接合キーとシースとのあきは 7cm 以上を確保する必要がある。

## 6. 横桁の設計

### 6.1 中間横桁の設計

#### 6.1.1 有効断面

曲げモーメントまたは軸方向力に対する横桁の有効断面は次式により求める。

- (1) 曲げモーメントに対する有効幅

$$\lambda_m = 2 \cdot \frac{(n-1)}{6} \cdot (\ell_b + b_w) + b_o \leq \ell_t + b_o$$

ここに、 $\lambda_m$  : 曲げモーメントに対する有効幅 (mm)  
 $n$  : 主桁本数 (本)  
 $\ell_b$  : 主桁の純間隔 (mm)  
 $b_w$  : 主桁のウェブ幅 (mm)  
 $b_o$  : 横桁の幅 (mm)  
 $\ell_t$  : 横桁の純間隔 (mm)

- (2) 軸方向力に対する有効幅

$$\lambda_n = \ell_t + b_o$$

- (3) 有効断面

横桁の有効断面は、**図 6.1** に示す断面とする。

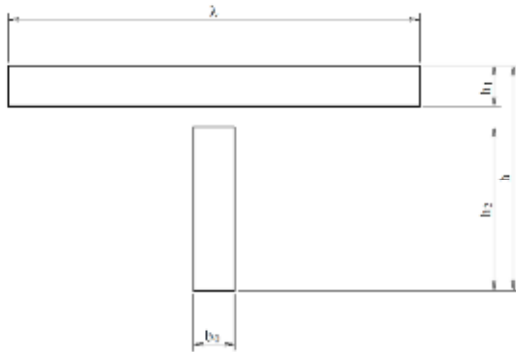


図 6.1 横桁の有効断面

## 6. 横桁の設計

### 6.1 中間横桁の設計

#### 6.1.1 有効断面

曲げモーメントまたは軸方向力に対する横桁の有効断面は次式により求める。

- (1) 曲げモーメントに対する有効幅

$$\lambda_m = 2 \cdot \frac{(n-1)}{6} \cdot (\ell_b + b_w) \cdot \sin\alpha + b_o \leq \ell_t + b_o$$

ここに、 $\lambda_m$  : 曲げモーメントに対する有効幅 (mm)  
 $n$  : 主桁本数 (本)  
 $\ell_b$  : 主桁の純間隔 (mm)  
 $b_w$  : 主桁のウェブ幅 (mm)  
 $b_o$  : 横桁の幅 (mm)  
 $\ell_t$  : 横桁の純間隔 (mm)  
 $\alpha$  : 横桁方向 (斜角)

- (2) 軸方向力に対する有効幅

$$\lambda_n = \ell_t \cdot \sin\alpha + b_o$$

- (3) 有効断面

横桁の有効断面は、**図 6.1** に示す断面とする。

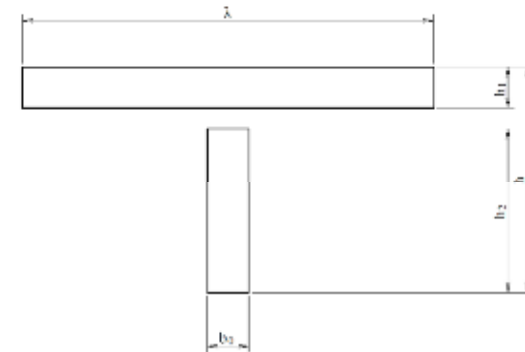


図 6.1 横桁の有効断面



### 6.1.2 曲げモーメントに対する照査

限界状態1の曲げモーメントに対する照査は、プレストレス導入直後と設計荷重作用時において、正負の曲げモーメントによる応力度とプレストレスを合成し、それぞれの制限値内にあることを確認することにより行う。

プレストレス導入時は、床版打設前であるため、上フランジのない長方形断面として計算する。

また、限界状態1の断面は、場所打ち合成断面として計算する。

さらに、限界状態3においては部材破壊の照査を行う。曲げ応力度及び部材破壊についての計算方法は限界状態1、限界状態3とも主桁の設計と同様である。

横締め鋼材は施工性、経済性、施工実績により決定する。参考として、一般的に使用されているPC鋼材を表6.1に示す。

表 6.1 横締めPC鋼材例

テンドシステム	JIS 規格記号	PC 鋼材
40TON 型	SWPR19L	1S17.8
50TON 型	SWPR19L	1S19.3
60TON 型	SWPR19L	1S21.8
100TON 型	SWPR19L	1S28.6

### 6.1.3 せん断力に対する照査

せん断力に対する照査は限界状態1において、コンクリートの斜引張応力度、限界状態3においてウェブコンクリートの圧壊に対する照査、斜引張破壊に対する照査を行う。計算方法は、主桁の設計と同様である。

### 6.1.4 ねじりモーメントに対する照査

ねじりモーメントに対する照査は限界状態1において、コンクリートの斜引張応力度、限界状態3においてウェブコンクリートの圧壊に対する照査、斜引張破壊に対する照査を行う。計算方法は、主桁の設計と同様である。

## 6.2 端支点横桁の設計

端支点横桁の設計方法については、「PC 橋の支承部および落橋防止システムに関する設計資料(案)」(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 (令和4年)を参考にするのがよい。

### 6.1.2 曲げモーメントに対する照査

限界状態1の曲げモーメントに対する照査は、プレストレス導入直後と設計荷重作用時において、正負の曲げモーメントによる応力度とプレストレスを合成し、それぞれの制限値内にあることを確認することにより行う。

プレストレス導入時は、床版打設前であるため、上フランジのない長方形断面として計算する。

また、限界状態1の断面は、場所打ち合成断面として計算する。

さらに、限界状態3においては部材破壊の照査を行う。曲げ応力度及び部材破壊についての計算方法は限界状態1、限界状態3とも主桁の設計と同様である。

横締め鋼材は施工性、経済性、施工実績により決定する。参考として、一般的に使用されているPC鋼材を表6.1に示す。

表 6.1 横締めPC鋼材例

テンドシステム	JIS 規格記号	PC 鋼材
40TON 型	SWPR19L	1S17.8
50TON 型	SWPR19L	1S19.3
60TON 型	SWPR19L	1S21.8
100TON 型	SWPR19L	1S28.6

### 6.1.3 せん断力に対する照査

せん断力に対する照査は限界状態1において、コンクリートの斜引張応力度、限界状態3においてウェブコンクリートの圧壊に対する照査、斜引張破壊に対する照査を行う。~~計算方法は、主桁の設計と同様である。~~

### 6.1.4 ねじりモーメントに対する照査

ねじりモーメントに対する照査は限界状態1において、コンクリートの斜引張応力度、限界状態3においてウェブコンクリートの圧壊に対する照査、斜引張破壊に対する照査を行う。計算方法は、主桁の設計と同様である。

## 6.2 端支点横桁の設計

端支点横桁の設計方法については、「PC 橋の支承部および落橋防止システムに関する設計資料(案)」(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 (令和4年)を参考にするのがよい。

## 7. 支承及び落橋防止システムの設計

### 7.1 支承の設計

支承の設計は「道路橋示方書V編」（平成29年11月）ならびに「道路橋支承便覧」（平成30年12月）にしたがい行う。

#### 7.1.1 移動量の計算

- (1) 温度変化による移動量 ( $\Delta l_t$ )

$$\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l$$

ここに、 $\Delta T$  : 温度変化 (標準地 $-40^{\circ}\text{C}$ , 寒冷地 $-50^{\circ}\text{C}$ )

$\alpha$  : 線膨張係数 ( $10 \times 10^{-6}$ )

$l$  : 伸縮桁長 (mm)

- (2) コンクリートの乾燥収縮による移動量 ( $\Delta l_s$ )

$$\Delta l_s = \varepsilon_{cs} \cdot l$$

ここに、 $\varepsilon_{cs}$  : 乾燥収縮度

- (3) コンクリートのクリープによる移動量 ( $\Delta l_c$ )

$$\Delta l_c = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot \phi \cdot l$$

ここに、 $P_t$  : プレストレス導入直後の引張力 (N)

$E_c$  : コンクリートの弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\phi$  : クリープ係数

クリープによる移動量が大きくなる場合は、各施工段階に応じた移動量を算出し累計してもよい。

- (4) 桁のたわみによる移動量 (活荷重による) ( $\Delta l_r$ )

構造解析により求めた値を用いることを原則とするが、次式を用いて算出してよい。

$$\Delta l_r = (2h \cdot \theta)$$

ここに、 $h$  : 桁高さの2/3 (mm)

$\theta$  : 桁端の回転角 (1/300) (ラジアン)

- (5) 常時の計算移動量 ( $\Delta l$ )

$$\Delta l = \Delta l_t + \Delta l_s + \Delta l_c$$

#### 7.1.2 ゴム支承の設計

ゴム支承の設計に際しては、「道路橋支承便覧」（平成30年12月）及び「ゴム支承標準設計」（日本道路協会）を参照とする。

## 7. 支承及び落橋防止システムの設計

### 7.1 支承の設計

支承の設計は「道路橋示方書V編」（平成29年11月）ならびに「道路橋支承便覧」（平成30年12月）にしたがい行う。

#### 7.1.1 移動量の計算

- (1) 温度変化による移動量 ( $\Delta l_t$ )

$$\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l$$

ここに、 $\Delta T$  : 温度変化 (標準地 $-40^{\circ}\text{C}$ , 寒冷地 $-50^{\circ}\text{C}$ )

$\alpha$  : 線膨張係数 ( $10 \times 10^{-6}$ )

$l$  : 伸縮桁長 (mm)

- (2) コンクリートの乾燥収縮による移動量 ( $\Delta l_s$ )

$$\Delta l_s = \varepsilon_{cs} \cdot l$$

ここに、 $\varepsilon_{cs}$  : 乾燥収縮度

- (3) コンクリートのクリープによる移動量 ( $\Delta l_c$ )

$$\Delta l_c = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot \phi \cdot l$$

ここに、 $P_t$  : プレストレス導入直後の引張力 (N)

$E_c$  : コンクリートの弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\phi$  : クリープ係数

クリープによる移動量が大きくなる場合は、各施工段階に応じた移動量を算出し累計してもよい。

- (4) 桁のたわみによる移動量 (活荷重による) ( $\Delta l_r$ )

構造解析により求めた値を用いることを原則とするが、次式を用いて算出してよい。

$$\Delta l_r = (2h \cdot \theta)$$

ここに、 $h$  : 桁高さの2/3 (mm)

$\theta$  : 桁端の回転角 (1/300) (ラジアン)

- (5) 常時の計算移動量 ( $\Delta l$ )

$$\Delta l = \Delta l_t + \Delta l_s + \Delta l_c$$

#### 7.1.2 ゴム支承の設計

ゴム支承の設計に際しては、「道路橋支承便覧」（平成30年12月）及び「道路橋支承標準設計」（日本道路協会）を参照とする。

8.2 主桁の計算結果

8.2.1 コンクリート応力度

(1) 幅員番号④

表 8.5 主桁間隔 3.8m 下フランジ高 200mm 応力度集計表 L=25m~33m

けた長	25.700	26.700	27.700	28.700	29.700	30.800	31.800	
支間長	25.000	26.000	27.000	28.000	29.000	30.000	31.000	
主桁間隔	3@3.800							
プレキャストけた高	2.100	2.100	2.100	2.200	2.300	2.400	2.400	
幅員	13.500							
主桁	鋼材種類	12S12.7BL						
	鋼材本数	4	4	4	4	5	5	
	緊張力	1210	1260	1320	1320	1210	1300	
セグメント分割数	3	3	3	3	5	5	5	
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								
導入直後	上縁	-0.47	-0.42	-0.47	-0.31	-0.48	-0.37	≧-2.4
	下縁	13.74	14.40	15.68	15.07	16.94	16.48	≧35.7
耐荷性能	上縁	4.80	5.13	5.49	5.65	5.61	6.15	≧24.0
	下縁	-0.80	-0.87	-0.64	-1.00	-1.00	-1.22	≧-3.1
耐久性能	上縁	4.21	4.50	4.82	4.96	4.92	5.04	≧16.0
	下縁	0.31	0.31	0.61	0.25	0.22	0.01	≧-1.8
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								
導入直後	上縁	0.20	0.58	0.41	0.30	0.03	0.02	≧0.0
	下縁	12.75	12.97	14.57	14.37	16.69	16.46	≧35.7
耐荷性能	上縁	4.92	5.33	5.62	5.67	5.93	6.01	≧24.0
	下縁	0.11	0.06	0.51	0.26	0.22	0.08	≧0.0
耐久性能	上縁	4.34	4.71	4.96	5.00	5.22	5.29	≧16.0
	下縁	1.15	1.15	1.66	1.42	1.44	1.29	≧0.0
全圧縮安全度	導入直後	1.01	1.00	1.13	1.09	1.01	1.01	≧1.0
	耐荷性能	1.07	1.22	1.04	1.02	1.01	1.01	≧1.0
反力(kN)								
死荷重合計	3493	3608	3931	4116	4309	4511	4466	
活荷重合計	1192	1218	1242	1267	1291	1316	1795	
反力合計	4685	4826	5173	5383	5600	5827	6261	
下フランジ高	0.200							
下フランジ幅	0.700							

表 8.6 主桁間隔 3.8m 下フランジ高 200mm 応力度集計表 L=34m~38m

けた長	32.800	33.800	34.800	35.800	36.800	37.800	38.800	
支間長	32.000	33.000	34.000	35.000	36.000	37.000	38.000	
主桁間隔	3@3.800							
プレキャストけた高	2.500	2.500	2.600	2.600	2.700	2.700	2.800	
幅員	13.500							
主桁	鋼材種類	12S12.7BL						
	鋼材本数	5	6	6	6	6	6	
	緊張力	1310	1210	1220	1300	1300	1300	
セグメント分割数	5	5	5	5	5	5	5	
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								
導入直後	上縁	-0.13	0.21	0.28	0.27	0.39	0.59	≧-2.4
	下縁	16.87	17.90	17.49	19.03	18.35	18.51	≧35.7
耐荷性能	上縁	6.27	6.85	6.96	7.16	7.57	8.01	≧24.0
	下縁	-0.45	-0.40	-0.60	-0.66	-1.74	-2.26	≧-3.1
耐久性能	上縁	5.53	6.06	6.16	6.32	6.64	7.04	≧16.0
	下縁	0.79	0.88	0.69	-0.24	-0.30	-0.73	≧-1.8
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								
導入直後	上縁	0.10	0.25	0.27	0.53	0.20	0.27	≧0.0
	下縁	17.23	18.51	18.23	18.90	19.43	19.82	≧35.7
耐荷性能	上縁	6.48	6.97	7.06	7.11	7.54	7.95	≧24.0
	下縁	0.87	1.04	0.90	0.63	0.42	0.00	≧0.0
耐久性能	上縁	5.73	6.17	6.24	6.28	6.61	6.97	≧16.0
	下縁	2.09	2.31	2.16	1.94	1.80	1.47	≧0.0
全圧縮安全度	導入直後	1.02	1.05	1.06	1.09	1.04	1.05	≧1.0
	耐荷性能	1.05	1.06	1.05	1.04	1.02	1.00	≧1.0
反力(kN)								
死荷重合計	4653	4853	5048	5328	5107	5225	5862	
活荷重合計	1820	1385	1407	1429	1451	1473	1495	
反力合計	6473	6238	6455	6757	6558	6698	7357	
下フランジ高	0.200							
下フランジ幅	0.700							

8.2 主桁の計算結果

8.2.1 コンクリート応力度

(1) 幅員番号④

表 8.5 主桁間隔 3.8m 下フランジ高 200mm 応力度集計表 L=25m~31m

けた長	25.700	26.700	27.700	28.700	29.700	30.800	31.800	
支間長	25.000	26.000	27.000	28.000	29.000	30.000	31.000	
主桁間隔	3@3.800							
プレキャストけた高	2.100	2.100	2.100	2.200	2.300	2.400	2.400	
幅員	13.500							
主桁	鋼材種類	12S12.7BL						
	鋼材本数	4	4	4	4	5	5	
	緊張力	1210	1260	1320	1320	1210	1220	
セグメント分割数	3	3	3	3	5	5	5	
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								
導入直後	上縁	-0.47	-0.42	-0.47	-0.31	-0.48	-0.37	≧-2.4
	下縁	13.74	14.40	15.68	15.07	16.94	16.48	≧35.7
耐荷性能	上縁	4.80	5.13	5.49	5.65	5.61	6.15	≧24.0
	下縁	-0.80	-0.87	-0.64	-1.00	-1.00	-1.22	≧-3.1
耐久性能	上縁	4.21	4.50	4.82	4.96	4.92	5.04	≧16.0
	下縁	0.31	0.31	0.61	0.25	0.22	0.01	≧-1.8
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								
導入直後	上縁	0.20	0.58	0.41	0.30	0.03	0.02	≧0.0
	下縁	12.75	12.97	14.57	14.37	16.69	16.46	≧35.7
耐荷性能	上縁	4.92	5.33	5.62	5.67	5.93	6.01	≧24.0
	下縁	0.11	0.06	0.51	0.26	0.22	0.08	≧0.0
耐久性能	上縁	4.34	4.71	4.96	5.00	5.22	5.29	≧16.0
	下縁	1.15	1.15	1.66	1.42	1.44	1.29	≧0.0
全圧縮安全度	導入直後	1.01	1.00	1.13	1.09	1.01	1.01	≧1.0
	耐荷性能	1.07	1.22	1.04	1.02	1.01	1.01	≧1.0
反力(kN)								
死荷重合計	3493	3608	3931	4116	4309	4511	4466	
活荷重合計	1192	1218	1242	1267	1291	1316	1795	
反力合計	4685	4826	5173	5383	5600	5827	6261	
下フランジ高	0.200							
下フランジ幅	0.700							

表 8.6 主桁間隔 3.8m 下フランジ高 200mm 応力度集計表 L=32m~38m

けた長	32.800	33.800	34.800	35.800	36.800	37.800	38.800	
支間長	32.000	33.000	34.000	35.000	36.000	37.000	38.000	
主桁間隔	3@3.800							
プレキャストけた高	2.500	2.500	2.600	2.600	2.700	2.700	2.800	
幅員	13.500							
主桁	鋼材種類	12S12.7BL						
	鋼材本数	5	6	6	6	6	6	
	緊張力	1310	1210	1220	1300	1300	1300	
セグメント分割数	5	5	5	5	5	5	5	
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								
導入直後	上縁	-0.13	0.21	0.28	0.27	0.39	0.59	≧-2.4
	下縁	16.87	17.90	17.49	19.03	18.35	18.51	≧35.7
耐荷性能	上縁	6.27	6.85	6.96	7.16	7.57	8.01	≧24.0
	下縁	-0.45	-0.40	-0.60	-0.66	-1.74	-2.26	≧-3.1
耐久性能	上縁	5.53	6.06	6.16	6.32	6.64	7.04	≧16.0
	下縁	0.79	0.88	0.69	-0.24	-0.30	-0.73	≧-1.8
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								
導入直後	上縁	0.10	0.25	0.27	0.53	0.20	0.27	≧0.0
	下縁	17.23	18.51	18.23	18.90	19.43	19.82	≧35.7
耐荷性能	上縁	6.48	6.97	7.06	7.11	7.54	7.95	≧24.0
	下縁	0.87	1.04	0.90	0.63	0.42	0.00	≧0.0
耐久性能	上縁	5.73	6.17	6.24	6.28	6.61	6.97	≧16.0
	下縁	2.09	2.31	2.16	1.94	1.80	1.47	≧0.0
全圧縮安全度	導入直後	1.02	1.05	1.06	1.09	1.04	1.05	≧1.0
	耐荷性能	1.05	1.06	1.05	1.04	1.02	1.00	≧1.0
反力(kN)								
死荷重合計	4653	4853	5048	5328	5107	5225	5862	
活荷重合計	1820	1385	1407	1429	1451	1473	1495	
反力合計	6473	6238	6455	6757	6558	6698	7357	
下フランジ高	0.200							
下フランジ幅	0.700							

訂正後

表 8.7 主桁間隔 3.8m 下フランジ高 250mm 応力度集計表 L=39m~45m

けた長	39.800	40.900	41.900	42.900	43.900	44.900	45.900	
支間長	39.000	40.000	41.000	42.000	43.000	44.000	45.000	
主桁間隔	3@3.800							
プレキャストけた高	2.900	3.000	3.000	3.100	3.200	3.200	3.300	
幅員	13.500							
主桁	鋼材種類	12S15.2BL						
	鋼材本数	5	5	5	5	6	6	6
	緊張力	1200	1300	1330	1180	1340	1250	1300
セグメント分割数	5	7	7	7	9	9	9	
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								制限値
導入直後	上縁	0.31	0.07	0.26	0.58	0.69	0.56	≧-2.4
	下縁	18.09	19.20	19.39	19.83	18.23	20.35	≧35.7
耐荷性能	上縁	7.65	7.57	8.03	8.33	8.40	8.87	≧24.0
	下縁	-0.43	-0.88	-1.42	-1.42	-0.72	-0.06	0.42
耐久性能	上縁	6.75	6.68	7.09	7.38	7.43	7.85	≧16.0
	下縁	0.90	0.44	-0.02	-0.04	0.63	1.31	1.75
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								制限値
導入直後	上縁	0.85	0.16	0.16	0.31	0.35	0.51	0.41
	下縁	17.69	19.74	20.33	20.94	19.16	21.35	21.91
耐荷性能	上縁	8.20	8.00	8.35	8.62	8.69	9.24	9.24
	下縁	0.03	0.27	0.07	1.02	1.57	0.30	1.02
耐久性能	上縁	7.27	7.07	7.38	7.63	7.69	8.19	8.16
	下縁	1.35	1.59	1.45	1.42	1.66	2.39	2.91
全圧縮 安全度	導入直後	1.16	1.03	1.02	1.05	1.05	1.07	1.06
	耐荷性能	1.00	1.01	1.00	1.00	1.02	1.05	1.07
反力(kN)								
死荷重合計	6208	6436	6571	6789	6713	6844	7061	
活荷重合計	1516	1539	1560	1581	1602	1623	1643	
反力合計	7724	7975	8131	8370	8315	8467	8704	
下フランジ高	0.250							
下フランジ幅	0.700							

(2) 幅員番号⑩

表 8.8 主桁間隔 2.6m 下フランジ高 200mm 応力度集計表 L=25m~33m

けた長	25.700	26.700	27.700	28.700	29.700	30.800	31.800	
支間長	25.000	26.000	27.000	28.000	29.000	30.000	31.000	
主桁間隔	3@2.600							
プレキャストけた高	1.300	1.400	1.400	1.500	1.600	1.700	1.700	
幅員	12.000							
主桁	鋼材種類	12S12.7BL						
	鋼材本数	4	4	4	4	4	4	5
	緊張力	1310	1330	1320	1310	1300	1300	1300
セグメント分割数	3	3	3	3	3	3	5	
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								制限値
導入直後	上縁	0.79	0.76	1.17	1.28	1.08	1.17	1.43
	下縁	17.45	17.31	17.05	16.20	15.78	15.16	19.26
耐荷性能	上縁	7.45	7.34	8.01	7.97	7.82	7.78	8.28
	下縁	-1.86	-1.36	-2.44	-2.48	-2.35	-2.38	-0.46
耐久性能	上縁	6.75	6.65	7.27	7.24	7.10	7.07	7.55
	下縁	-0.81	-0.38	-1.37	-1.46	-1.37	-1.43	0.44
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								制限値
導入直後	上縁	1.33	1.67	0.63	0.56	0.29	0.54	1.90
	下縁	16.71	16.09	17.93	17.36	17.00	16.25	19.03
耐荷性能	上縁	7.29	7.47	7.07	7.00	6.67	6.91	8.63
	下縁	0.12	0.07	0.76	0.65	1.00	0.52	0.72
耐久性能	上縁	6.64	6.81	6.42	6.36	6.05	6.28	7.89
	下縁	0.98	0.90	1.59	1.46	1.74	1.27	1.56
全圧縮 安全度	導入直後	1.01	1.00	1.13	1.12	1.06	1.03	1.44
	耐荷性能	1.36	1.50	1.04	1.04	1.06	1.11	1.04
反力(kN)								
死荷重合計	2909	3077	3205	3379	3554	3745	3902	
活荷重合計	1087	1110	1133	1155	1177	1201	1613	
反力合計	3996	4187	4338	4534	4731	4946	5515	
下フランジ高	0.200							
下フランジ幅	0.700							

表 8.7 主桁間隔 3.8m 下フランジ高 250mm 応力度集計表 L=39m~45m

けた長	39.800	40.900	41.900	42.900	43.900	44.900	45.900	
支間長	39.000	40.000	41.000	42.000	43.000	44.000	45.000	
主桁間隔	3@3.800							
プレキャストけた高	2.900	3.000	3.000	3.100	3.200	3.200	3.300	
幅員	13.500							
主桁	鋼材種類	12S15.2BL						
	鋼材本数	5	5	5	5	6	6	6
	緊張力	1200	1300	1330	1180	1340	1250	1300
セグメント分割数	5	7	7	7	9	9	9	
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								制限値
導入直後	上縁	0.31	0.07	0.26	0.58	0.55	0.69	0.56
	下縁	18.09	19.20	19.39	19.83	18.23	20.35	20.86
耐荷性能	上縁	7.65	7.57	8.03	8.33	8.40	8.91	8.87
	下縁	-0.43	-0.88	-1.42	-1.42	-0.72	-0.06	0.42
耐久性能	上縁	6.75	6.68	7.09	7.38	7.43	7.90	7.85
	下縁	0.90	0.44	-0.02	-0.04	0.63	1.31	1.75
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								制限値
導入直後	上縁	0.85	0.16	0.16	0.31	0.35	0.51	0.41
	下縁	17.69	19.74	20.33	20.94	19.16	21.35	21.91
耐荷性能	上縁	8.20	8.00	8.35	8.62	8.69	9.24	9.24
	下縁	0.03	0.27	0.07	1.02	1.57	0.30	1.02
耐久性能	上縁	7.27	7.07	7.38	7.63	7.69	8.19	8.16
	下縁	1.35	1.59	1.45	1.42	1.66	2.39	2.91
全圧縮 安全度	導入直後	1.16	1.03	1.02	1.05	1.05	1.07	1.06
	耐荷性能	1.00	1.01	1.00	1.00	1.02	1.05	1.07
反力(kN)								
死荷重合計	6208	6436	6571	6789	6713	6844	7061	
活荷重合計	1516	1539	1560	1581	1602	1623	1643	
反力合計	7724	7975	8131	8370	8315	8467	8704	
下フランジ高	0.250							
下フランジ幅	0.700							

(2) 幅員番号⑩

表 8.8 主桁間隔 2.6m 下フランジ高 200mm 応力度集計表 L=25m~31m

けた長	25.700	26.700	27.700	28.700	29.700	30.800	31.800	
支間長	25.000	26.000	27.000	28.000	29.000	30.000	31.000	
主桁間隔	3@2.600							
プレキャストけた高	1.300	1.400	1.400	1.500	1.600	1.700	1.700	
幅員	12.000							
主桁	鋼材種類	12S12.7BL						
	鋼材本数	4	4	4	4	4	4	5
	緊張力	1310	1330	1320	1310	1300	1300	1300
セグメント分割数	3	3	3	3	3	3	5	
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								制限値
導入直後	上縁	0.79	0.76	1.17	1.28	1.08	1.17	1.43
	下縁	17.45	17.31	17.05	16.20	15.78	15.16	19.26
耐荷性能	上縁	7.45	7.34	8.01	7.97	7.82	7.78	8.28
	下縁	-1.86	-1.36	-2.44	-2.48	-2.35	-2.38	-0.46
耐久性能	上縁	6.75	6.65	7.27	7.24	7.10	7.07	7.55
	下縁	-0.81	-0.38	-1.37	-1.46	-1.37	-1.43	0.44
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								制限値
導入直後	上縁	1.33	1.67	0.63	0.56	0.29	0.54	1.90
	下縁	16.71	16.09	17.93	17.36	17.00	16.25	19.03
耐荷性能	上縁	7.29	7.47	7.07	7.00	6.67	6.91	8.63
	下縁	0.12	0.07	0.76	0.65	1.00	0.52	0.72
耐久性能	上縁	6.64	6.81	6.42	6.36	6.05	6.28	7.89
	下縁	0.98	0.90	1.59	1.46	1.74	1.27	1.56
全圧縮 安全度	導入直後	1.01	1.00	1.13	1.12	1.06	1.03	1.44
	耐荷性能	1.36	1.50	1.04	1.04	1.06	1.11	1.04
反力(kN)								
死荷重合計	2909	3077	3205	3379	3554	3745	3902	
活荷重合計	1087	1110	1133	1155	1177	1201	1613	
反力合計	3996	4187	4338	4534	4731	4946	5515	
下フランジ高	0.200							
下フランジ幅	0.700							

訂正後

表 8.9 主桁間隔 2.6m 下フランジ高 200mm 応力度集計表 L=34m~38m

けた長	32.800	33.800	34.800	35.800	36.800	37.800	38.800		
支間長	32.000	33.000	34.000	35.000	36.000	37.000	38.000		
主桁間隔	3@2.600								
プレキャストけた高	1.800	1.800	1.900	2.000	2.000	2.000	2.100		
幅員	12.000								
主桁	鋼材種類	12SI2.7BL							
	鋼材本数	5	5	5	6	6	6		
	緊張力	1300	1320	1320	1300	1300	1300		
セグメント分割数	5	5	5	5	5	5	5		
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								制限値	
導入直後	上縁	1.42	1.84	1.90	1.91	2.15	2.44	2.64	≧-2.4
	下縁	18.75	17.98	17.28	20.53	20.70	19.08	19.08	≧35.7
耐荷性能	上縁	8.15	8.91	8.89	8.96	9.49	9.92	9.97	≧24.0
	下縁	-0.32	-1.38	-1.47	-0.58	-0.81	-1.49	-1.11	≧-3.1
耐久性能	上縁	7.42	8.12	8.11	8.17	8.63	9.04	9.11	≧16.0
	下縁	0.55	-0.44	-0.55	0.28	0.14	-0.48	-0.18	≧-1.8
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								制限値	
導入直後	上縁	1.70	1.84	1.90	1.48	1.90	2.14	2.25	≧0.0
	下縁	18.75	18.69	18.05	21.24	21.47	21.73	20.42	≧35.7
耐荷性能	上縁	8.48	8.99	8.98	8.68	9.82	10.27	9.99	≧24.0
	下縁	0.84	0.36	0.23	0.08	0.70	0.08	0.88	≧0.0
耐久性能	上縁	7.75	8.20	8.20	7.92	8.95	9.38	9.14	≧16.0
	下縁	1.64	1.22	1.07	2.61	1.55	1.00	1.72	≧0.0
全圧縮 安全度	導入直後	1.38	1.38	1.39	1.28	1.36	1.39	1.42	≧1.0
	耐荷性能	1.04	1.02	1.01	1.10	1.00	1.00	1.04	≧1.0
反力(kN)									
死荷重合計	4088	4201	4394	4518	4481	4642	4951		
活荷重合計	1633	1264	1249	1305	1325	1346	1365		
反力合計	5721	5465	5643	5823	5806	5988	6316		
下フランジ高	0.200								
下フランジ幅	0.700								

表 8.9 主桁間隔 2.6m 下フランジ高 200mm 応力度集計表 L=32m~38m

けた長	32.800	33.800	34.800	35.800	36.800	37.800	38.800		
支間長	32.000	33.000	34.000	35.000	36.000	37.000	38.000		
主桁間隔	3@2.600								
プレキャストけた高	1.800	1.800	1.900	2.000	2.000	2.000	2.100		
幅員	12.000								
主桁	鋼材種類	12SI2.7BL							
	鋼材本数	5	5	5	6	6	6		
	緊張力	1300	1320	1320	1300	1300	1300		
セグメント分割数	5	5	5	5	5	5	5		
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								制限値	
導入直後	上縁	1.42	1.84	1.90	1.91	2.15	2.44	2.64	≧-2.4
	下縁	18.75	17.98	17.28	20.53	20.70	19.08	19.08	≧35.7
耐荷性能	上縁	8.15	8.91	8.89	8.96	9.49	9.92	9.97	≧24.0
	下縁	-0.32	-1.38	-1.47	-0.58	-0.81	-1.49	-1.11	≧-3.1
耐久性能	上縁	7.42	8.12	8.11	8.17	8.63	9.04	9.11	≧16.0
	下縁	0.55	-0.44	-0.55	0.28	0.14	-0.48	-0.18	≧-1.8
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								制限値	
導入直後	上縁	1.70	1.84	1.90	1.48	1.90	2.14	2.25	≧0.0
	下縁	18.75	18.69	18.05	21.24	21.47	21.73	20.42	≧35.7
耐荷性能	上縁	8.48	8.99	8.98	8.68	9.82	10.27	9.99	≧24.0
	下縁	0.84	0.36	0.23	0.08	0.70	0.08	0.88	≧0.0
耐久性能	上縁	7.75	8.20	8.20	7.92	8.95	9.38	9.14	≧16.0
	下縁	1.64	1.22	1.07	2.61	1.55	1.00	1.72	≧0.0
全圧縮 安全度	導入直後	1.38	1.38	1.39	1.28	1.36	1.39	1.42	≧1.0
	耐荷性能	1.04	1.02	1.01	1.10	1.00	1.00	1.04	≧1.0
反力(kN)									
死荷重合計	4088	4201	4394	4518	4481	4642	4951		
活荷重合計	1633	1264	1249	1305	1325	1346	1365		
反力合計	5721	5465	5643	5823	5806	5988	6316		
下フランジ高	0.200								
下フランジ幅	0.700								

表 8.10 主桁間隔 2.6m 下フランジ高 250mm 応力度集計表 L=39m~45m

けた長	39.800	40.900	41.900	42.900	43.900	44.900	45.900		
支間長	39.000	40.000	41.000	42.000	43.000	44.000	45.000		
主桁間隔	3@2.600								
プレキャストけた高	2.100	2.100	2.200	2.200	2.300	2.300	2.400		
幅員	12.000								
主桁	鋼材種類	12SI5.2BL							
	鋼材本数	4	5	5	5	5	5		
	緊張力	1200	1320	1270	1320	1300	1340		
セグメント分割数	5	5	5	5	5	5	5		
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								制限値	
導入直後	上縁	2.31	2.23	2.55	2.79	2.94	3.19	3.21	≧-2.4
	下縁	20.00	22.04	20.06	20.51	19.33	19.69	19.17	≧35.7
耐荷性能	上縁	10.21	10.35	10.66	11.23	11.20	11.72	11.61	≧24.0
	下縁	-0.26	-1.28	-1.96	-2.38	-1.26	-1.58	-1.57	≧-3.1
耐久性能	上縁	9.33	9.48	9.75	10.28	10.25	10.73	10.63	≧16.0
	下縁	0.62	-0.35	-1.01	-1.39	-0.34	-0.61	-0.62	≧-1.8
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								制限値	
導入直後	上縁	2.75	2.26	2.03	2.19	2.41	2.64	3.34	≧0.0
	下縁	19.48	22.64	21.40	22.22	20.80	21.27	20.07	≧35.7
耐荷性能	上縁	10.64	10.61	10.61	11.14	11.10	11.65	11.96	≧24.0
	下縁	0.28	0.52	0.12	0.05	0.68	0.42	0.06	≧0.0
耐久性能	上縁	9.74	9.73	9.71	10.19	10.16	10.66	10.97	≧16.0
	下縁	1.11	1.36	0.96	0.93	1.51	1.30	0.93	≧0.0
全圧縮 安全度	導入直後	1.50	1.36	1.30	1.31	1.35	1.38	1.53	≧1.0
	耐荷性能	1.01	1.02	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	≧1.0
反力(kN)									
死荷重合計	5181	5428	5517	5635	5911	5966	6183		
活荷重合計	1385	1407	1426	1446	1484	1484	1503		
反力合計	6566	6835	6943	7081	7376	7450	7686		
下フランジ高	0.250								
下フランジ幅	0.700								

表 8.10 主桁間隔 2.6m 下フランジ高 250mm 応力度集計表 L=39m~45m

けた長	39.800	40.900	41.900	42.900	43.900	44.900	45.900		
支間長	39.000	40.000	41.000	42.000	43.000	44.000	45.000		
主桁間隔	3@2.600								
プレキャストけた高	2.100	2.100	2.200	2.200	2.300	2.300	2.400		
幅員	12.000								
主桁	鋼材種類	12SI5.2BL							
	鋼材本数	4	5	5	5	5	5		
	緊張力	1200	1320	1270	1320	1300	1340		
セグメント分割数	5	5	5	5	5	5	5		
支間中央(N/mm <sup>2</sup> )								制限値	
導入直後	上縁	2.31	2.23	2.55	2.79	2.94	3.19	3.21	≧-2.4
	下縁	20.00	22.04	20.06	20.51	19.33	19.69	19.17	≧35.7
耐荷性能	上縁	10.21	10.35	10.66	11.23	11.20	11.72	11.61	≧24.0
	下縁	-0.26	-1.28	-1.96	-2.38	-1.26	-1.58	-1.57	≧-3.1
耐久性能	上縁	9.33	9.48	9.75	10.28	10.25	10.73	10.63	≧16.0
	下縁	0.62	-0.35	-1.01	-1.39	-0.34	-0.61	-0.62	≧-1.8
セグメント目地位置(N/mm <sup>2</sup> )								制限値	
導入直後	上縁	2.75	2.26	2.03	2.19	2.41	2.64	3.34	≧0.0
	下縁	19.48	22.64	21.40	22.22	20.80	21.27	20.07	≧35.7
耐荷性能	上縁	10.64	10.61	10.61	11.14	11.10	11.65	11.96	≧24.0
	下縁	0.28	0.52	0.12	0.05	0.68	0.42	0.06	≧0.0
耐久性能	上縁	9.74	9.73	9.71	10.19	10.16	10.66	10.97	≧16.0
	下縁	1.11	1.36	0.96	0.93	1.51	1.30	0.93	≧0.0
全圧縮 安全度	導入直後	1.50	1.36	1.30	1.31	1.35	1.38	1.53	≧1.0
	耐荷性能	1.01	1.02	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	≧1.0
反力(kN)									
死荷重合計	5181	5428	5517	5635	5911	5966	6183		
活荷重合計	1385	1407	1426	1446	1484	1484	1503		
反力合計	6566	6835	6943	7081	7376	7450	7686		
下フランジ高	0.250								
下フランジ幅	0.700								

(b) 勾配を設けた場合



図 9.7-2 PC板を主桁直角方向に勾配を設けて設置した場合

### 9.3.2 縦断勾配

縦断勾配がある場合は、支承部の桁底面を水平に保つ必要がある。図 9.8 に支承部の対処方法の例を示す。

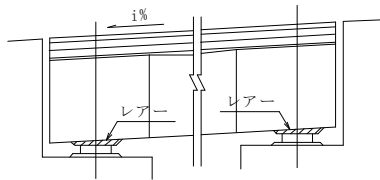


図 9.8 支承部の処理

### 9.4 曲線の処理

曲線橋の場合は、図 9.9 に示すように、主桁は直線配置とし、場所打ち張出し床版によって調整することを原則とする。また、施工上の観点から、場所打ち張出し床版はあまり大きくならないような主桁配置を行うことが望ましい。場所打ち張出し床版が大きくなる場合は、デットゾーンを設けるなどの対処方法もある。

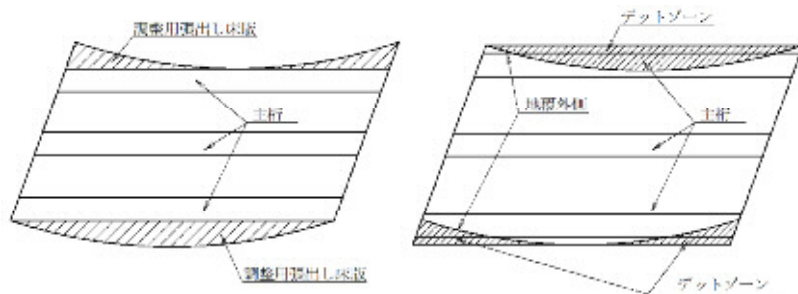


図 9.9 曲線橋への対応

(b) 勾配を設けた場合

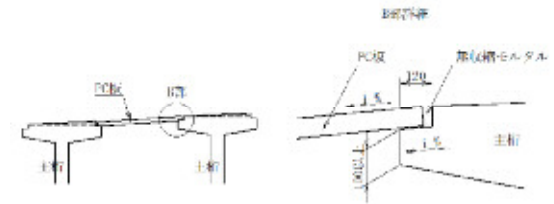


図 9.7-2 PC板を主桁直角方向に勾配を設けて設置した場合

### 9.3.2 縦断勾配

縦断勾配がある場合は、支承部の桁底面を水平に保つ必要がある。図 9.8 に支承部の対処方法の例を示す。

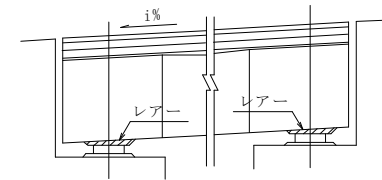


図 9.8 支承部の処理

### 9.4 曲線の処理

曲線橋の場合は、図 9.9 に示すように、主桁は直線配置とし、場所打ち張出し床版によって調整することを原則とする。また、施工上の観点から、場所打ち張出し床版はあまり大きくならないような主桁配置を行うことが望ましい。場所打ち張出し床版が大きくなる場合は、デッドスペースを設けるなどの対処方法もある。

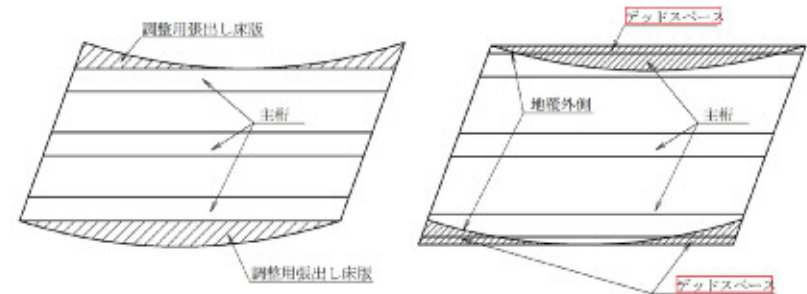


図 9.9 曲線橋への対応

### 9.5 桁のたわみ

PC 桁のたわみは、主桁自重、橋面荷重、プレストレスによる偏心モーメントとコンクリートのクリープによって生じる。一般にポストテンション方式の橋桁は、死荷重時にまっすぐになるように底版を下げ越して製作する。図9.10に概要を示す（単純桁の場合）。



図9.10 たわみの概要

#### 9.5.1 たわみの計算

単純桁のたわみ計算方法の例を以下に示す。

- (1) プレストレスによるたわみ ( $\delta_p$ )

$$\delta_p \doteq \frac{-M_p \cdot L^2}{9E_c \cdot I_{c0}} \doteq \frac{-P_t \cdot e_{pc0} \cdot L^2}{9E_c \cdot I_{c0}}$$

ここに、  
 $M_p$  : 導入直後の全プレストレスによる曲げモーメント (N・mm)  
 $P_t$  : 導入直後の全プレストレス (N)  
 $L$  : 支間 (mm)  
 $e_{pc0}$  : PC 桁の上幅  
 $E_c$  : プレストレス導入時のコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c0}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (純断面) (mm<sup>4</sup>)

### 9.5 桁のたわみ

PC 桁のたわみは、主桁自重、橋面荷重、プレストレスによる偏心モーメントとコンクリートのクリープによって生じる。一般にポストテンション方式の橋桁は、死荷重時にまっすぐになるように底版を下げ越して製作する。図9.10に概要を示す（単純桁の場合）。

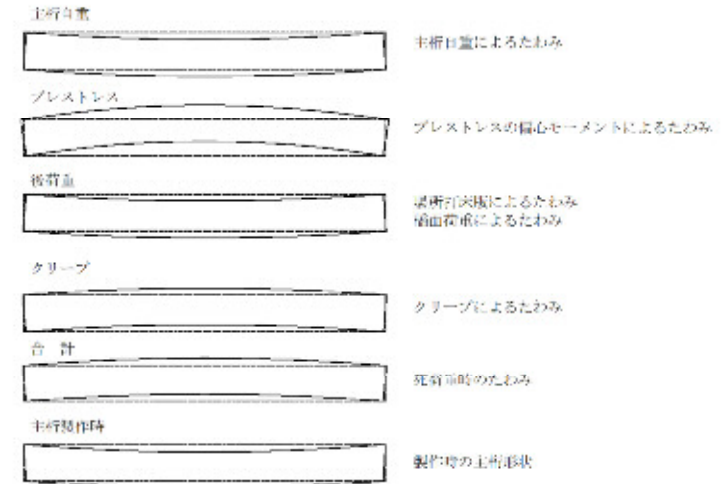


図9.10 たわみの概要

#### 9.5.1 たわみの計算

単純桁のたわみ計算方法の例を以下に示す。

- (1) プレストレスによるたわみ ( $\delta_p$ )

$$\delta_p \doteq \frac{-M_p \cdot L^2}{9E_c \cdot I_{c0}} \doteq \frac{-P_t \cdot e_{pc0} \cdot L^2}{9E_c \cdot I_{c0}}$$

ここに、  
 $M_p$  : 導入直後の全プレストレスによる曲げモーメント (N・mm)  
 $P_t$  : 導入直後の全プレストレス (N)  
 $L$  : 支間 (mm)  
 $e_{pc0}$  : **PC 鋼材偏心量 (mm)**  
 $E_c$  : プレストレス導入時のコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c0}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (**鉄筋換算断面**) (mm<sup>4</sup>)

- (2) 主桁自重によるたわみ (
- $\delta_{d0}$
- )

$$\delta_{d0} \doteq \frac{-5M_d \cdot L^2}{48E_c \cdot I_{c0}}$$

ここに、 $M_d$  : 主桁自重による曲げモーメント (N・mm)  
 $E_c$  : プレストレス導入時コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c0}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (純断面) (mm<sup>4</sup>)

- (3) 床版、横桁荷重によるたわみ (
- $\delta_{d1}$
- )

$$\delta_{d1} \doteq \frac{-5M_{d1} \cdot L^2}{48E_{c1} \cdot I_{c1}}$$

ここに、 $M_{d1}$  : 床版、横桁荷重による曲げモーメント (N・mm)  
 $E_{c1}$  : 設計荷重時のコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c1}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (PC 鋼材換算断面) (mm<sup>4</sup>)

- (4) 橋面荷重によるたわみ (
- $\delta_{d2}$
- )

$$\delta_{d2} \doteq \frac{-5M_{d2} \cdot L^2}{48E_{c1} \cdot I_{c2}}$$

ここに、 $M_{d2}$  : 橋面荷重による曲げモーメント (N・mm)  
 $E_{c1}$  : 設計荷重時でのコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c2}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (場所打ち床版換算断面) (mm<sup>4</sup>)

- (5) クリープによるたわみ (
- $\delta_{\varphi t}$
- )

$$\delta_{\varphi t} \doteq \varphi_t \cdot \left( \frac{1+\eta}{2} \cdot \delta_p + \delta_d \right)$$

ここに、 $\varphi_t$  : クリープ係数  
 $\eta$  : 有効係数  
 $\delta_p$  : プレストレスによるたわみ (mm)  
 $\delta_d$  : 死荷重によるたわみ (mm)

- (6) 活荷重によるたわみ (
- $\delta_L$
- )

$$\delta_L \doteq \frac{-5M_L \cdot L^2}{48E_{c1} \cdot I_{c2}}$$

ここに、 $M_L$  : 活荷重による曲げモーメント (N・mm)  
 $E_{c1}$  : 設計荷重時でのコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c2}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (床版換算断面) (mm<sup>4</sup>)

- (2) 主桁自重によるたわみ (
- $\delta_{d0}$
- )

$$\delta_{d0} \doteq \frac{-5M_d \cdot L^2}{48E_c \cdot I_{c0}}$$

ここに、 $M_d$  : 主桁自重による曲げモーメント (N・mm)  
 $E_c$  : プレストレス導入時コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c0}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (鉄筋換算断面) (mm<sup>4</sup>)

- (3) 床版、横桁荷重によるたわみ (
- $\delta_{d1}$
- )

$$\delta_{d1} \doteq \frac{-5M_{d1} \cdot L^2}{48E_{c1} \cdot I_{c1}}$$

ここに、 $M_{d1}$  : 床版、横桁荷重による曲げモーメント (N・mm)  
 $E_{c1}$  : 設計荷重時のコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c1}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (PC 鋼材換算断面) (mm<sup>4</sup>)

- (4) 橋面荷重によるたわみ (
- $\delta_{d2}$
- )

$$\delta_{d2} \doteq \frac{-5M_{d2} \cdot L^2}{48E_{c1} \cdot I_{c2}}$$

ここに、 $M_{d2}$  : 橋面荷重による曲げモーメント (N・mm)  
 $E_{c1}$  : 設計荷重時でのコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c2}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (床版合成断面) (mm<sup>4</sup>)

- (5) クリープによるたわみ (
- $\delta_{\varphi t}$
- )

$$\delta_{\varphi t} \doteq \varphi_t \cdot \left( \frac{1+\eta}{2} \cdot \delta_p + \delta_d \right)$$

ここに、 $\varphi_t$  : クリープ係数  
 $H$  : 有効係数  
 $\delta_p$  : プレストレスによるたわみ (mm)  
 $\delta_d$  : 死荷重によるたわみ (mm)

- (6) 活荷重によるたわみ (
- $\delta_L$
- )

$$\delta_L \doteq \frac{-5M_L \cdot L^2}{48E_{c1} \cdot I_{c2}}$$

ここに、 $M_L$  : 活荷重による曲げモーメント (N・mm)  
 $E_{c1}$  : 設計荷重時でのコンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_{c2}$  : 主桁の断面 2 次モーメント (床版合成断面) (mm<sup>4</sup>)



## 9.6 プレキャスト桁架設方式連続桁橋

プレキャスト桁架設方式連続桁橋（PC 連結桁橋）は、ノージョイント化による走行性、騒音の改善、維持管理の簡易化、耐震性の向上を目的に、最近多用されている橋梁形式のひとつである。

### 9.6.1 連続化への対応

- (1) 連結鉄筋の重ね継手は、通常鉄筋直径の 25 倍程度ずらすことが標準とされているが、中間支点が 2 箇所あり、かつ主桁が剛な横桁で橋軸方向に連結されている場合には、実験により安全性や接合部としての要求性能が満足されることが確認された方法に基づき、その範囲内で重ね継手を同一断面に集中して配置してもよい。

（出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編、p355、平成 29 年 11 月）

- (2) 横桁の橋軸直角方向に平均プレストレス力として  $1.0\sim 1.5\text{N}/\text{mm}^2$  程度のプレストレスを導入し、重ね継手長を道路橋示方書Ⅲ編に従って設定し、繰返し作用に対して鉄筋に生じる引張応力度を  $160\text{N}/\text{mm}^2$  以下とした場合には接合部としての要求性能が満足されることが明らかとなっている。そのため、この方法により継手を行う場合には、繰返し作用に対する性能を担保するために、耐久性の設計における疲労の影響の照査において、鉄筋に発生する応力を  $160\text{N}/\text{mm}^2$  以下に抑えるのがよい。

（出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編、p355、平成 29 年 11 月）

- (3) 鉄筋コンクリート構造で主桁を連結する場合、単純桁としての支承と同様に 2 点支承とする。
- (4) 曲線部及び非常駐車帯などでは、**図 9.11** のように連結部の桁どうしが折れ角を生じる。この場合、連結鉄筋の配置は応力の伝達がスムーズとなるように考慮しなければならない。また、あまり大きい折れ角の場合、過大なねじりモーメントが作用することも予想されるため、留意して設計する必要がある。なお、コンボ橋における実績は折れ角  $\theta=10^\circ$  程度である。

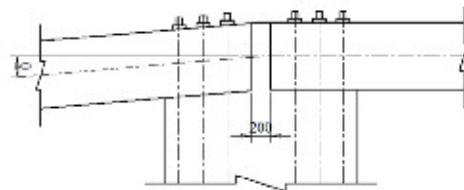


図 9.11 連結部の折れ角

主桁を橋軸方向に連結して連続桁橋にする場合の配筋例を**図 9.12**に示す。

## 9.6 プレキャスト桁架設方式連続桁橋

プレキャスト桁架設方式連続桁橋（PC 連結桁橋）は、ノージョイント化による走行性、騒音の改善、維持管理の簡易化、耐震性の向上を目的に、~~最近~~多用されている橋梁形式のひとつである。

### 9.6.1 連続化への対応

- (1) 連結鉄筋の重ね継手は、通常鉄筋直径の 25 倍程度ずらすことが標準とされているが、中間支点が 2 箇所あり、かつ主桁が剛な横桁で橋軸方向に連結されている場合には、実験により安全性や接合部としての要求性能が満足されることが確認された方法に基づき、その範囲内で重ね継手を同一断面に集中して配置してもよい。

（出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編、p355、平成 29 年 11 月）

- (2) 横桁の橋軸直角方向に平均プレストレス力として  $1.0\sim 1.5\text{N}/\text{mm}^2$  程度のプレストレスを導入し、重ね継手長を道路橋示方書Ⅲ編に従って設定し、繰返し作用に対して鉄筋に生じる引張応力度を  $160\text{N}/\text{mm}^2$  以下とした場合には接合部としての要求性能が満足されることが明らかとなっている。そのため、この方法により継手を行う場合には、繰返し作用に対する性能を担保するために、耐久性の設計における疲労の影響の照査において、鉄筋に発生する応力を  $160\text{N}/\text{mm}^2$  以下に抑えるのがよい。

（出典：日本道路協会、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編、p355、平成 29 年 11 月）

- (3) 鉄筋コンクリート構造で主桁を連結する場合、単純桁としての支承と同様に 2 点支承とする。
- (4) 曲線部及び非常駐車帯などでは、**図 9.11** のように連結部の桁どうしが折れ角を生じる。この場合、連結鉄筋の配置は応力の伝達がスムーズとなるように考慮しなければならない。また、あまり大きい折れ角の場合、過大なねじりモーメントが作用することも予想されるため、留意して設計する必要がある。なお、コンボ橋における実績は折れ角  $\theta=10^\circ$  程度である。

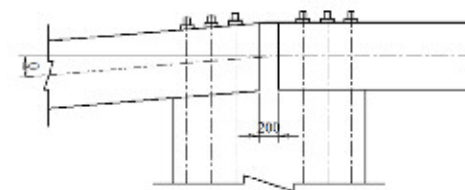


図 9.11 連結部の折れ角

主桁を橋軸方向に連結して連続桁橋にする場合の配筋例を**図 9.12**に示す。

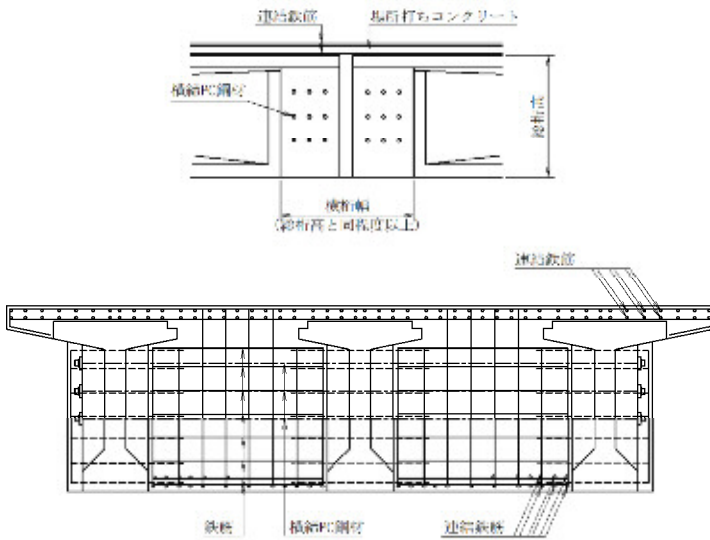


図 9.12 連結部の配筋例

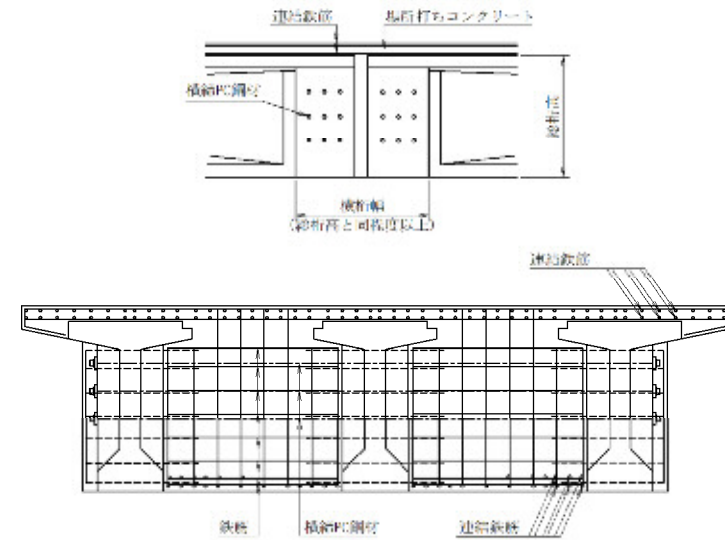


図 9.12 連結部の配筋例

### 9.7 桁端部付近の処理

採用する伸縮装置の設置に必要な桁端部切欠き部及びその他の付属物に必要な処理は、桁製作時に考慮しておく。図 9.13 に切欠きを設ける場合の一例を示す。伸縮継手用切欠き寸法は、使用する伸縮継手に応じた大きさとする。切欠き部にはアンカー鉄筋が埋め込まれるが、桁のスターラップ、軸方向筋及び場所打ち床版の横方向筋、軸方向筋は切断しないことを標準とする。なお、鉄筋を切断する場合は別途補強する。

### 9.7 桁端部付近の処理

採用する伸縮装置の設置に必要な桁端部切欠き部及びその他の付属物に必要な処理は、桁製作時に考慮しておく。図 9.13 に切欠きを設ける場合の一例を示す。伸縮継手用切欠き寸法は、使用する伸縮装置に応じた大きさとする。切欠き部にはアンカー鉄筋が埋め込まれるが、桁のスターラップ、軸方向筋及び場所打ち床版の横方向筋、軸方向筋は切断しないことを標準とする。なお、鉄筋を切断する場合は別途補強する。

ここに、 $H$  : 有効係数 (0.8 と仮定)  
 $\varphi_t$  : クリープ係数 ( $\varphi_t = 1.3$  を考慮)

- ③ コンクリートの乾燥収縮による短縮量  $\Delta l_{cs}$

$$\Delta l_{cs} = -\varepsilon_{st} \cdot L$$

ここに、 $\varepsilon_{st}$  : 乾燥収縮度 ( $\varepsilon_{st} = 4.0 \times 10^{-5}$  を考慮)

- ④ 温度変化による伸縮量 ( $\Delta l_t$ )

$$\Delta l_t = \pm t \cdot L \cdot 10^{-5}$$

ここに、 $t$  : 温度変化

- (2) コンクリートの打込みに先立ち型枠内を清掃し、脱型を容易にするため、適切な離型剤を塗布しなければならない。また離型剤は、製品の外観及びコンクリートの品質に悪影響を及ぼさない材質のものを用いて型枠表面に過度にならないよう塗布しなければならない。
- (3) 型枠は桁長や断面が製品許容差内に製品ができるように組立てを行わなければならない。

### 3.5 コンクリートの製造

#### 3.5.1 品質

- (1) フレッシュなコンクリートに含まれる塩化物イオン量は、 $0.30\text{kg}/\text{m}^3$  以下でなければならない。
- (2) コンクリートは、プレストレスを与える時の圧縮強度が  $35\text{N}/\text{mm}^2$  以上、品質保証時の圧縮強度が  $50\text{N}/\text{mm}^2$  以上のもので、耐久性に富み、品質のばらつきの少ないものでなければならない。

#### 3.5.2 示方配合

コンクリートの配合は、所要の強度及び耐久性を考慮し、水セメント比は、45%以下とし単位水量をできる限り少なくするように定めなければならない。また空気量については、凍害を受けるおそれのある場合には、 $4.5 \pm 1.5$  (%) を標準とする。

圧縮強度のばらつきは、その工場の管理状態によって決まるので各々の工場に適した割増係数を定め、 $W/C$  を決定することが必要である。なお粗骨材の最大寸法は  $20\text{mm}$  とする。

なお、高性能 AE 減水剤の普及にともない単位水量の減少をはかり、スランプフローで管理するコンクリートもあるが、これらの使用にあたっては十分な検討を必要とする。

また、コンシステンシーの評価方法については表 3.5 を参考にし、設計・工程管理に適用させる。

ここに、 $\eta$  : 有効係数 (0.8 と仮定)  
 $\varphi_t$  : クリープ係数 ( $\varphi_t = 1.3$  を考慮)

- ③ コンクリートの乾燥収縮による短縮量  $\Delta l_{cs}$

$$\Delta l_{cs} = -\varepsilon_{st} \cdot L$$

ここに、 $\varepsilon_{st}$  : 乾燥収縮度 ( $\varepsilon_{st} = 4.0 \times 10^{-5}$  を考慮)

- ④ 温度変化による伸縮量 ( $\Delta l_t$ )

$$\Delta l_t = \pm t \cdot L \cdot 10^{-5}$$

ここに、 $t$  : 温度変化

- (2) コンクリートの打込みに先立ち型枠内を清掃し、脱型を容易にするため、適切な離型剤を塗布しなければならない。また離型剤は、製品の外観及びコンクリートの品質に悪影響を及ぼさない材質のものを用いて型枠表面に過度にならないよう塗布しなければならない。
- (3) 型枠は桁長や断面が製品許容差内に製品ができるように組立てを行わなければならない。

### 3.5 コンクリートの製造

#### 3.5.1 品質

- (1) フレッシュなコンクリートに含まれる塩化物イオン量は、 $0.30\text{kg}/\text{m}^3$  以下でなければならない。
- (2) コンクリートは、プレストレスを与える時の圧縮強度が  $35\text{N}/\text{mm}^2$  以上、品質保証時の圧縮強度が  $50\text{N}/\text{mm}^2$  以上のもので、耐久性に富み、品質のばらつきの少ないものでなければならない。

#### 3.5.2 示方配合

コンクリートの配合は、所要の強度及び耐久性を考慮し、水セメント比は、45%以下とし単位水量をできる限り少なくするように定めなければならない。また空気量については、凍害を受けるおそれのある場合には、 $4.5 \pm 1.5$  (%) を標準とする。

圧縮強度のばらつきは、その工場の管理状態によって決まるので各々の工場に適した割増係数を定め、 $W/C$  を決定することが必要である。なお粗骨材の最大寸法は  $20\text{mm}$  とする。

なお、高性能 AE 減水剤の普及にともない単位水量の減少をはかり、スランプフローで管理するコンクリートもあるが、これらの使用にあたっては十分な検討を必要とする。

また、コンシステンシーの評価方法については表 3.5 を参考にし、設計・工程管理に適用させる。

### 3.15 移動・仮置き

#### 3.15.1 転倒防止

橋桁用セグメントは、重心が高く転倒の危険性があるので十分な転倒防止策を講じなければならない。

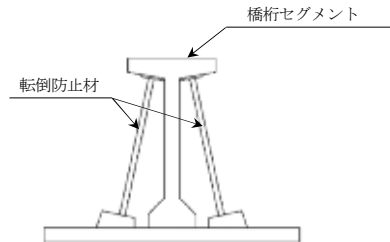


図 3.5 仮置き時の転倒防止 (例)

#### 3.15.2 吊り金具

橋桁用セグメントの吊り金具の材料として吊りアンカー、PC 鋼材などを用いるものとする。この場合、図 3.6 の吊り位置における吊りワイヤーの仰角は一般に 60°~90°とする。

橋桁用セグメントを単体で吊上げるための吊り金具とセグメント連結後の吊り金具は事前に施工部門と打合せが必要である。



図 3.6 吊りワイヤー仰角

(1) PC 鋼材を用いる場合

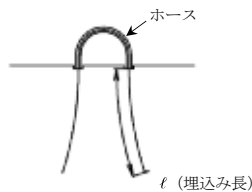


図 3.8 吊り金具 (PC 鋼材)

### 3.15 移動・仮置き

#### 3.15.1 転倒防止

橋桁用セグメントは、重心が高く転倒の危険性があるので十分な転倒防止策を講じなければならない。

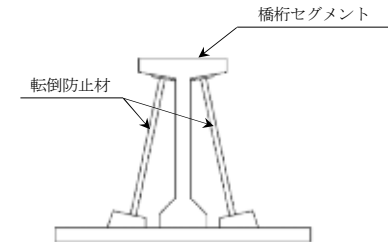


図 3.5 仮置き時の転倒防止 (例)

#### 3.15.2 吊り金具

橋桁用セグメントの吊り金具の材料として吊りアンカー、PC 鋼材などを用いるものとする。この場合、図 3.6 の吊り位置における吊りワイヤーの仰角は一般に 60°~90°とする。

橋桁用セグメントを単体で吊上げるための吊り金具とセグメント連結後の吊り金具は事前に施工部門と打合せが必要である。



図 3.6 吊りワイヤー仰角

(1) PC 鋼材を用いる場合

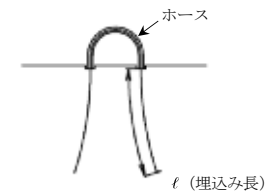


図 3.7 吊り金具 (PC 鋼材)

橋桁用セグメントを4点吊りとした場合のPC鋼材の径と埋込み長の計算方法を下記に示す。

$$\ell > \frac{T}{\tau_{oa} \cdot U}$$

ここに、 $\ell$  : 埋込み長 (mm)  
 $T$  : 張力 (kN)  
 $T = W$  (桁重)  $\times 1.05$  (荷重係数)  $\times 1/\sin\theta \times 1/4$   
 $U$  : PC鋼より線の周長 (mm)  $U =$  呼び径  $\times \pi$   
 $\tau_{oa}$  : PC鋼より線とコンクリート間の付着応力度 : 1.0 N/mm<sup>2</sup>

ただし、 $T < A_p \cdot \sigma_{pa}$

$A_p$  : PC鋼より線の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pa}$  : PC鋼より線の引張応力度の制限値 : (N/mm<sup>2</sup>)  
 1S15.2mm = 1440 (N/mm<sup>2</sup>)  
 1S12.7mm = 1420 (N/mm<sup>2</sup>)

(2) 吊りアンカーを用いる場合

吊り金具の材料として吊りアンカー(図3.9参照)を用いる場合には、主桁重量に応じたアンカーの種類(アンカー径、埋込み長)の検討を行い、製造会社の規定する性能から選択する。

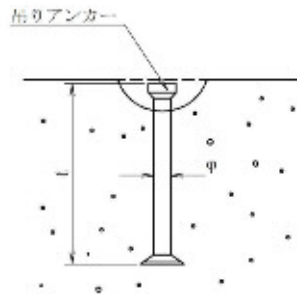


図 3.9 吊りアンカー例

橋桁用セグメントを4点吊りとした場合のPC鋼材の径と埋込み長の計算方法を下記に示す。

$$\ell > \frac{T}{\tau_{oa} \cdot U}$$

ここに、 $\ell$  : 埋込み長 (mm)  
 $T$  : 張力 (kN)  
 $T = W$  (桁重)  $\times 1.05$  (荷重係数)  $\times 1/\sin\theta \times 1/4$   
 $U$  : PC鋼より線の周長 (mm)  $U =$  呼び径  $\times \pi$   
 $\tau_{oa}$  : PC鋼より線とコンクリート間の付着応力度 : 1.0 N/mm<sup>2</sup>  
 $\theta$  : 吊りワイヤーの仰角

ただし、 $T < A_p \cdot \sigma_{pa}$

$A_p$  : PC鋼より線の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pa}$  : PC鋼より線の引張応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 1S15.2mm = 1440 (N/mm<sup>2</sup>)  
 1S12.7mm = 1420 (N/mm<sup>2</sup>)

(2) 吊りアンカーを用いる場合

吊り金具の材料として吊りアンカー(図3.8参照)を用いる場合には、主桁重量に応じたアンカーの種類(アンカー径、埋込み長)の検討を行い、製造会社の規定する性能から選択する。

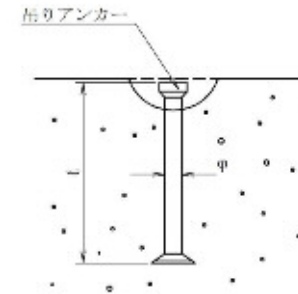


図 3.8 吊りアンカー例

### 3.15.3 輸送時における支持点

輸送時のセグメントは、プレストレスが導入されていないので鉄筋コンクリート部材となっている。このため、吊上げ時及び運搬時に有害なひび割れが発生しないよう主桁の下縁に鉄筋を配置する。

**第Ⅱ編 設計 5.5.2**に運搬時の照査に対する必要鉄筋量の計算結果及び配筋例を示す。  
橋桁用セグメントの輸送時におけるセグメント端から支持点までの距離は  $0.05L$  を標準とする。



図 3.10 運搬時支間例

### 3.15.3 輸送時における支持点

輸送時のセグメントは、プレストレスが導入されていないので鉄筋コンクリート部材となっている。このため、吊上げ時及び運搬時に有害なひび割れが発生しないよう主桁の下縁に鉄筋を配置する。

**第Ⅱ編 設計 5.5.2**に運搬時の照査に対する必要鉄筋量の計算結果及び配筋例を示す。  
橋桁用セグメントの輸送時におけるセグメント端から支持点までの距離は  $0.05L$  を標準とする。



図 3.9 運搬時支間例

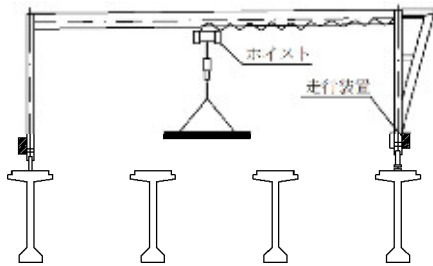


図 5.4 門型走行クレーンによる PC 板の敷設例

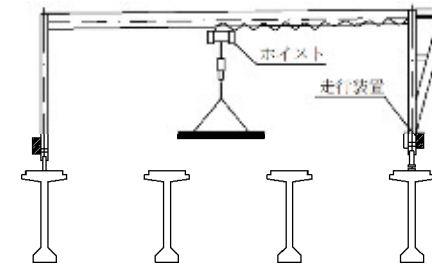


図 5.4 門型走行クレーンによる PC 板の敷設例

### 5.1.2 PC 板支承

主桁切り欠き部の PC 板設置部分には、PC 板と主桁のなじみを向上させるためと、床版コンクリート打設時のモルタルなどの漏れを防ぐために、PC 板支承としてジョイントフィラーを貼り、無収縮モルタルを打設する。概念図を **図 1.15** に示す。

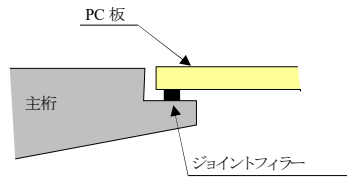


図 5.5 PC 板支承部の概念図

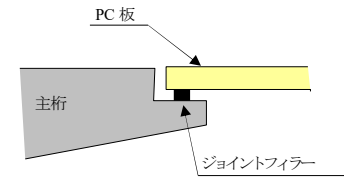


図 5.5 PC 板支承部の概念図

### 5.1.2 PC 板支承

主桁切り欠き部の PC 板設置部分には、PC 板と主桁のなじみを向上させるためと、床版コンクリート打設時のモルタルなどの漏れを防ぐために、PC 板支承としてジョイントフィラーを貼り、無収縮モルタルを打設する。概念図を **図 5.5** に示す。

### 5.2 PC 板継目工

PC 板継目工は PC 板と PC 板の目地部に無収縮モルタルを充填する作業をいう。なお、無収縮モルタルの継目部での厚さは、15mm 程度を標準とする。

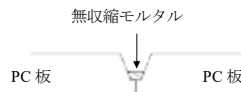


図 5.6 継目工

### 5.2 PC 板継目工

PC 板継目工は PC 板と PC 板の目地部に無収縮モルタルを充填する作業をいう。なお、無収縮モルタルの継目部での厚さは、15mm 程度を標準とする。

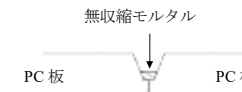


図 5.6 継目工