

## 設計計算プログラムの設計計算書出力サンプル ( 1 / 2 縮小 )

以下にNG項目を列記します。ただし、全チェック項目がOKの場合は何も記述されません。

//////////  
チェック一覧表  
//////////

- OK : 床版の設計
- OK : 主桁断面計算
- OK : 主桁作用と床版作用を同時に考慮した場合の応力度照査
- OK : 仮定剛度と実剛度の差が10%未満です。
- OK : 横倒れ座屈の検討
- OK : 降伏応力の照査
- OK : 補剛材・腹板厚の照査
- OK : シベルの設計
- OK : カバープレートの設計
- OK : 活荷重たわみの照査
- OK : 中間支点部合成応力度の照査
- OK : 横桁の設計
- OK : 落橋防止装置等による曲げ、押し抜きに対する支点上横桁厚の照査
- OK : 疲労照査
- OK : 連結計算
- OK : 設計断面位置 (PF点、横桁、連結点の取り合い)
- OK : 部材連結位置
- OK : コンクリートの充填性の確認
- OK : 部材重量の照査
- OK : 分割工法 カウンターウエイトの重量

# 目 次

1 設計条件	2
2 床版の設計	3
2-1 床版設計条件	3
2-2 最小床版厚の照査	3
2-3 断面力の算出	5
2-3-1 支間部	5
2-3-2 片持部	6
2-4 断面計算	7
2-4-1 支間部	7
2-4-2 片持部	9
2-5 中間支点補強部の検討	11
3 主桁の設計	13
3-1 設計概要	13
3-2 荷重強度の計算	13
3-3 スケルトン図	17
3-3-1 スケルトン図（節点番号）	17
3-3-2 スケルトン図（部材番号）	18
3-4 荷重図	19
3-5 断面力の算出	21
3-5-1 断面力の集計	21
3-5-2 支点反力(kN)	22
3-5-3 下部工設計用反力(kN)	23
3-5-4 計算桁の曲げモーメントとせん断力	24
3-5-5 計算桁の断面力図	27
3-6 断面計算	33
3-6-1 断面構成図（G1桁）	33
3-6-2 断面構成図（G4桁）	35
3-6-3 断面構成図（G6桁）	37
3-6-4 許容応力度表	39
3-6-5 断面計算一覧表（G1桁）	40
3-6-6 断面計算一覧表（G4桁）	41
3-6-7 断面計算一覧表（G6桁）	42
3-7 主桁作用と床版作用を同時に考慮した場合の応力度照査	43
3-8 横倒れ座屈の検討	46
3-9 降伏点に対する安全度の照査	51
3-10 中間支点部合成応力の照査	54
3-11 部材の設計・照査	57
3-11-1 補剛材の設計	57
3-11-2 腹板の照査	61
3-12 カバープレートの計算	79
3-13 ジベルの設計	84
3-13-1 必要ピッチ一覧表	84
3-14 主桁の連結	103
3-14-1 グルーピング後の連結計算一覧表	103
3-15 活荷重たわみの計算	122
3-16 疲労照査	125
3-17 製作そりの計算	126
3-17-1 発生たわみ一覧表	126
3-17-2 プレフレクション管理表	128
3-17-3 主桁製作キャンバー	131
3-18 分割工法の検討	132
4 横桁の設計	137
4-1 設計概要	137
4-2 断面形状	137
4-3 床版有効幅の算出	138
4-4 作用断面力	138
4-5 断面計算	139
4-5-1 正曲げモーメントに対する照査	139

4-5-2 負曲げモーメントに対する照査	139
4-5-3 単鉄筋T断面梁の曲げ応力度の算出式	140
4-5-4 せん断力に対する照査	141
4-5-5 添接計算	141
4-5-6 斜引張鉄筋配置ピッチの計算	141
4-5-7 断面計算結果一覧表	142
4-6 落橋防止装置等による曲げ、押し抜きに対する支点上横桁厚の照査	145
5 構造解析結果	148
5-1 解析用断面定数一覧	148
5-2 横桁剛度詳細	149
5-3 主桁仮定剛度と実剛度の比較	150



## 1 設計条件

橋梁名	連続桁サンプル		
形式	2径間連続プレベーム合げた		
活荷重	B活荷重		
橋長	61.200 m (道路中心線方向寸法)		
桁長	60.800 m (構造中心線上寸法)		
支間	30.000 m + 30.000 m		
総幅員	11.000 m (道路中心線直角方向寸法)		
有効幅員	左歩道	3.000 m	車道 7.000 m
平面線形	R = 0		
縦断勾配	山型勾配 2.5% VCL=62m		
横断勾配	左歩道	右下がり 1.0%	車道 山型勾配 1.5%
主桁本数	6本 (5 @ 1.900 m = 9.500 m)		
	内側ウエブコンクリート省略		
桁高	0.800 ~ 1.150 m (床版上面~下フランジ下面まで)		
斜角	左 80° 00' 00"		
舗装	車道	アスファルト舗装	t = 80 mm
	歩道	アスファルト舗装	t = 40 mm
床版	RC床版 t = 190 mm		
大型車両交通量	500台~1000台 / 日・方向 (k1 = 1.15)		
高欄	0.50 kN/m		
添架物	0.60 kN/m (水道管)		
設計水平震度	kh = 0.20		
主要鋼材	SM490Y・SM490Y-H		
コンクリート	設計基準強度	下フランジ	ck = 50 N/mm <sup>2</sup>
		床版・横桁・ウエブ	ck = 33 N/mm <sup>2</sup>
		地覆	ck = 24 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD295		
適用示方書	道路橋示方書・同解説 . . . 日本道路協会 (平成14年3月)		
	プレベーム合げた橋設計施工指針 第3版 国土開発技術センター (平成9年7月)		

## 2 床版の設計

### 2-1 床版設計条件

項目	摘要	数値
設計基準強度		ck = 33 N/mm <sup>2</sup>
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a = 1/3.5 \times c_k$	$c_a = 9.4 \text{ N/mm}^2$
鉄筋許容引張応力度	SD295	$s_a = 140 \text{ N/mm}^2$
ヤング係数比		n = 15.0

### 2-2 最小床版厚の照査

「道路橋示方書・鋼橋編」により計算する。

$$d = d_0 \times k_1 \times k_2 \text{ (mm)}$$

ここに、

$d_0$  : 道路橋示方書に規定される床版の最小全厚 (160)(mm)

$k_1$  : 大型車の計画交通量による係数 (1.15)

$k_2$  : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数 (1.00)

a) 支間部

$$\text{斜方向} = 80^\circ 0' 0''$$

$$\text{床版支間 (L)} = 1.900 / \sin = 1.929 \text{ (m)}$$

$$d_0 = 30 \times L + 110 \text{ (mm)}$$

$$= 30 \times 1.929 + 110$$

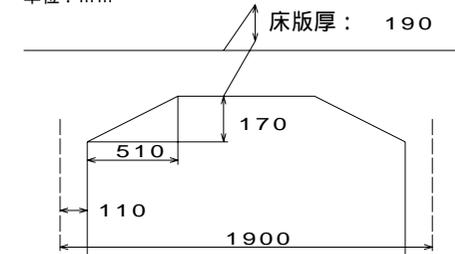
$$= 168 \text{ (mm)}$$

$$d = d_0 \times k_1 \times k_2 \text{ (mm)}$$

$$= 168 \times 1.15 \times 1.00$$

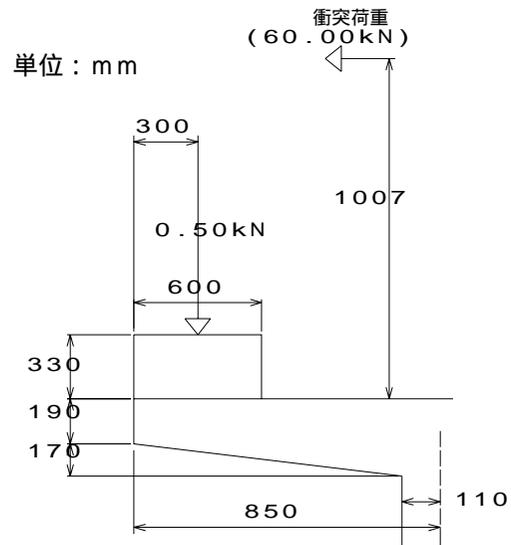
$$= 190 \text{ (mm)}$$

単位 : mm



b) 片持部

$$\begin{aligned} \text{床版支間}(L) &= (0.850 - 0.600 - 0.25) / 0.985 = 0.000 \text{ (m)} \\ d_0 &= 280 \times L + 160 \text{ (mm)} \\ &= 280 \times 0.000 + 160 \\ &= 0 \text{ (mm)} \\ d &= d_0 \times k_1 \times k_2 \text{ (mm)} \\ &= 0 \times 1.15 \times 1.00 \\ &= 0 \text{ (mm)} \\ d < 160 \text{ (mm) の場合は、} d &= 160 \text{ (mm) とする。} \end{aligned}$$



2-3 断面力の算出

2-3-1 支間部

(1) 主鉄筋方向

a) 死荷重

$$\begin{aligned} \text{床版} &: 24.50 \times 0.190 \times (1.900 / 0.985)^2 / 10 = 1.73 \text{ (kN.m)} \\ \text{ハンチ} &: 24.50 \times (0.510 / 0.985 \times 0.170 / 2) \times 0.284 = 0.31 \text{ (kN.m)} \\ &: 24.50 \times (0.110 \times 0.170) \times (0.110 / 2) = 0.03 \text{ (kN.m)} \\ \text{舗装} &: 22.50 \times 0.080 \times (1.900 / 0.985)^2 / 10 = 0.67 \text{ (kN.m)} \\ \text{調整コン} &: 23.00 \times 0.027 \times (1.900 / 0.985)^2 / 10 = 0.23 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

合計：3.0 (kN.m)

b) 活荷重(片側荷重)

$$\begin{aligned} &(0.12 \times L + 0.07) \times 100 \times 0.800 \times K1 \times K2 \\ &= (0.12 \times 1.929 + 0.07) \times 100 \times 0.800 \times 1.000 \times 1.000 \\ &= 24.12 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

ここに、

L: 床版支間長 = 1.929 (m)  
K1: A活荷重による低減係数  
K2: 床版支間による割増係数

c) 合計 = 死荷重 + 活荷重 = 27.1 (kN.m)

(2) 配力筋方向

a) 活荷重(片側荷重)

$$\begin{aligned} &(0.1 \times L + 0.04) \times 100 \times 0.800 \times K1 \\ &= (0.1 \times 1.929 + 0.04) \times 100 \times 0.800 \times 1.000 \\ &= 18.6 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

ここに、

L: 床版支間長 = 1.929 (m)  
K1: A活荷重による低減係数

支間部の断面力は、支間部の曲げモーメントの値が正負反転するのみであるため、断面力の算出・断面計算は省略するものとし、鉄筋配置は、支間部の鉄筋ピッチの上下ピッチを反転させたものとする。

## 2-3-2 片持部

### (1) 主鉄筋方向

#### a) 死荷重

$$\begin{aligned} \text{床版} &: -1 \times 24.50 \times (0.190 \times 0.850 / 0.985 \times (0.850 / 0.985 / 2)) = -1.73 \text{ (kN.m)} \\ \text{ハンチ} &: -1 \times 24.50 \times (0.170 \times 0.740 / 0.985 / 2) \times 0.362 = -0.57 \text{ (kN.m)} \\ &: -1 \times 24.50 \times (0.110 \times 0.170) \times (0.110 / 2) = -0.03 \text{ (kN.m)} \\ \text{舗装} &: -1 \times 22.50 \times 0.080 \times 0.250 / 0.985 \times (0.250 / 0.985 / 2) = -0.06 \text{ (kN.m)} \\ \text{調整コン} &: -1 \times 23.00 \times 0.027 \times 0.250 / 0.985 \times (0.250 / 0.985 / 2) = -0.02 \text{ (kN.m)} \\ \text{地覆} &: -1 \times 24.50 \times 0.600 / 0.985 \times 0.330 \times (0.850 - 0.600 / 2) / 0.985 = -2.75 \text{ (kN.m)} \\ \text{高欄} &: -1 \times 0.50 \times (0.850 - 0.300) / 0.985 = -0.28 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

$$\text{合計} : -5.4 \text{ (kN.m)}$$

#### b) 活荷重

$$\begin{aligned} \text{片側荷重} &: -1 \times 100 \times L / (1.30 \times L + 0.25) \times K1 \\ &= -1 \times 100 \times 0.000 / (1.30 \times 0.000 + 0.25) \times 1.000 \\ &= 0.00 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

ここに、

$$L : \text{床版支間長} = (0.850 - 0.600 - 0.25) / 0.985 = 0.000 \text{ (m)}$$

K1 : A活荷重による低減係数

#### c) 衝突荷重

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -1 \times 60.00 \times 1.187 = -71.22 \text{ (kN.m)} \\ \text{衝突時水平荷重} &: (k \times M_{\max}) / L = (0.5 \times -71.22) / 2.0 = -17.81 \text{ (kN.m/m)} \end{aligned}$$

ここに、

k : 低減係数 = 0.5

L : 支柱間隔 = 2.0 (m)

#### d) 合計

$$\begin{aligned} \text{常時} &= \text{死荷重} + \text{活荷重} = -5.4 \text{ (kN.m)} \\ \text{衝突時} &= (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝突荷重}) / 1.50 = -15.5 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

$$\text{合計} = \text{衝突時} = -15.5 \text{ (kN.m)}$$

### (2) 配力筋方向

#### a) 活荷重(片側荷重)

$$\begin{aligned} \text{片側荷重} &: (0.15 \times L + 0.13) \times 100 \times K1 \\ &= (0.15 \times 0.000 + 0.13) \times 100 \times 1.000 = 13.0 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

ここに、

$$L : \text{床版支間長} = (0.850 - 0.600 - 0.25) / 0.985 = 0.000 \text{ (m)}$$

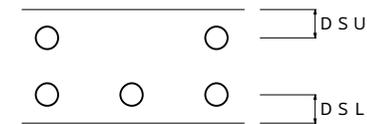
K1 : A活荷重による低減係数

## 2-4 断面計算

### 2-4-1 支間部

#### (1) 主鉄筋

鉄筋種類: D19 ピッチ:250 (mm) DSU:40 (mm)



鉄筋種類: D19 ピッチ:125 (mm) DSL:50 (mm)

曲げモーメント  $M = 27.1 \text{ (kN.m)}$

$$X = - \frac{n \cdot (As + As')}{b} + \sqrt{\left( \frac{n \cdot (As + As')}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot (d \cdot As + d' \cdot As')}$$

$$X = - \frac{15 \times (2292.000 + 1146.000)}{1000} +$$

$$\sqrt{\left( \frac{15 \times (2292.000 + 1146.000)}{1000} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times (140 \times 2292.000 + 40 \times 1146.000)}$$

$$= 65.3 \text{ (mm)}$$

ここに、

$$As : 286.50 \times 1000 / 125 = 2292.00 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

$$As' : 286.50 \times 1000 / 250 = 1146.00 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

$$d0 : \text{有効床版厚} = 190 \text{ (mm)}$$

$$d : \text{有効高} = 190 - 50 = 140 \text{ (mm)}$$

$$d' : \text{かぶり} = 40 \text{ (mm)}$$

$$b : \text{単位幅} = 1000 \text{ (mm)}$$

$$n : \text{鉄筋コンクリートのヤング係数比} = 15$$

コンクリート断面係数:  $Wc$

$$Wc = \frac{b \cdot X}{2} \cdot \left( d - \frac{X}{3} \right) + n \cdot As' \cdot \frac{X - d'}{X} \cdot (d - d') = 4526332 \text{ (mm}^3\text{)}$$

鉄筋断面係数:  $Ws$

$$Ws = \frac{Wc}{n} \cdot \frac{X}{d - X} = 263784 \text{ (mm}^3\text{)}$$

コンクリート応力度:  $c$

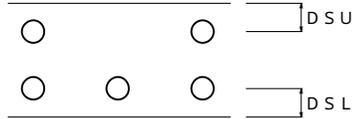
$$c = M / Wc = 6.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 9.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

鉄筋応力度:  $s$

$$s = M / Ws = 103 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

(2) 配力筋

鉄筋種類: D16 ピッチ:240 (mm) D S U:58 (mm)



鉄筋種類: D16 ピッチ:120 (mm) D S L:68 (mm)

曲げモーメント M = 18.6 (kN.m)

$$X = - \frac{n \cdot (As + As')}{b} + \sqrt{\left( \frac{n \cdot (As + As')}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot (dAs + d'As')}$$

$$X = - \frac{15 \times (1655.000 + 827.500)}{1000} + \sqrt{\left( \frac{15 \times (1655.000 + 827.500)}{1000} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times (122 \times 1655.000 + 58 \times 827.500)}$$

$$= 57.0 \text{ (mm)}$$

ここに、

As : 198.600 × 1000/120 = 1655.000 (mm<sup>2</sup>/m)  
 As' : 198.600 × 1000/240 = 827.500 (mm<sup>2</sup>/m)  
 d0 : 有効床版厚 = 190 (mm)  
 d : 有効高 = 190 - 68 = 122 (mm)  
 d' : かぶり = 58 (mm)  
 b : 単位幅 = 1000 (mm)  
 n : 鉄筋コンクリートのヤング係数比 = 15

ただし x <= d' の場合は単鉄筋として計算する。(As' = 0)

$$X = - \frac{n \cdot As}{b} + \sqrt{\left( \frac{n \cdot As}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot dAs}$$

$$X = - \frac{15 \times 1655.000}{1000} + \sqrt{\left( \frac{15 \times 1655.000}{1000} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times 122 \times 1655.000}$$

$$= 56.9 \text{ (mm)}$$

コンクリート断面係数: Wc

$$Wc = \frac{b \cdot X}{2} \cdot \left( d - \frac{X}{3} \right) = 2931298 \text{ (mm}^3\text{)}$$

鉄筋断面係数: Ws

$$Ws = \frac{Wc}{n} \cdot \frac{X}{d - X} = 170805 \text{ (mm}^3\text{)}$$

コンクリート応力度: c

$$c = M / Wc = 6.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 9.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

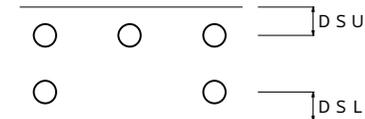
鉄筋応力度: s

$$s = M / Ws = 109 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

2-4-2 片持部

(1) 主鉄筋

鉄筋種類: D19 ピッチ:125 (mm) D S U:40 (mm)



鉄筋種類: D19 ピッチ:250 (mm) D S L:220 (mm)

曲げモーメント M = -15.5 (kN.m)

$$X = - \frac{n \cdot (As + As')}{b} + \sqrt{\left( \frac{n \cdot (As + As')}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot (dAs + d'As')}$$

$$X = - \frac{15 \times (2292.000 + 1146.000)}{1000} + \sqrt{\left( \frac{15 \times (2292.000 + 1146.000)}{1000} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times (320 \times 2292.000 + 220 \times 1146.000)}$$

$$= 127.9 \text{ (mm)}$$

ここに、

As : 286.500 × 1000/125 = 2292.000 (mm<sup>2</sup>/m)  
 As' : 286.500 × 1000/250 = 1146.000 (mm<sup>2</sup>/m)  
 d0 : 有効床版厚 = 360 (mm)  
 d : 有効高 = 360 - 40 = 320 (mm)  
 d' : かぶり = 220 (mm)  
 b : 単位幅 = 1000 (mm)  
 n : 鉄筋コンクリートのヤング係数比 = 15

ただし x <= d' の場合は単鉄筋として計算する。(As' = 0)

$$X = - \frac{n \cdot As}{b} + \sqrt{\left( \frac{n \cdot As}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot dAs}$$

$$X = - \frac{15 \times 2292.000}{1000} + \sqrt{\left( \frac{15 \times 2292.000}{1000} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times 320 \times 2292.000}$$

$$= 117.9 \text{ (mm)}$$

コンクリート断面係数: Wc

$$Wc = \frac{b \cdot X}{2} \cdot \left( d - \frac{X}{3} \right) = 16547265 \text{ (mm}^3\text{)}$$

鉄筋断面係数: Ws

$$Ws = \frac{Wc}{n} \cdot \frac{X}{d - X} = 643550 \text{ (mm}^3\text{)}$$

コンクリート応力度: c

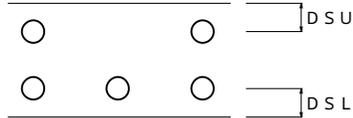
$$c = M / Wc = 0.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 9.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

鉄筋応力度: s

$$s = M / Ws = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

(2)配力筋

鉄筋種類: D16 ピッチ:240 (mm) D S U :58 (mm)



鉄筋種類: D16 ピッチ:120 (mm) D S L :68 (mm)

曲げモーメント M = 13.0 (kN.m)

$$X = - \frac{n \cdot (As + As')}{b} + \sqrt{\left( \frac{n \cdot (As + As')}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot (dAs + d'As')}$$

$$X = - \frac{15 \times (1655.000 + 827.500)}{1000} +$$

$$\sqrt{\left( \frac{15 \times (1655.000 + 827.500)}{1000} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times (122 \times 1655.000 + 58 \times 827.500)}$$

$$= 57.0$$

ここに、

$$As : 198.600 \times 1000 / 120 = 1655.000 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

$$As' : 198.600 \times 1000 / 240 = 827.500 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

$$d0 : \text{有効床版厚} = 190 \text{ (mm)}$$

$$d : \text{有効高} = 190 - 68 = 122 \text{ (mm)}$$

$$d' : \text{かぶり} = 58 \text{ (mm)}$$

$$b : \text{単位幅} = 1000 \text{ (mm)}$$

$$n : \text{鉄筋コンクリートのヤング係数比} = 15$$

ただし  $x < d'$  の場合は単鉄筋として計算する。(As' = 0)

$$X = - \frac{n \cdot As}{b} + \sqrt{\left( \frac{n \cdot As}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot dAs}$$

$$X = - \frac{15 \times 1655.000}{1000} + \sqrt{\left( \frac{15 \times 1655.000}{1000} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times 122 \times 1655.000}$$

$$= 56.9$$

コンクリート断面係数: Wc

$$Wc = \frac{b \cdot X}{2} \cdot \left( d - \frac{X}{3} \right) = 2931298 \text{ (mm}^3\text{)}$$

鉄筋断面係数: Ws

$$Ws = \frac{Wc}{n} \cdot \frac{X}{d - X} = 170805 \text{ (mm}^3\text{)}$$

コンクリート応力度: c

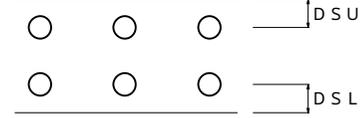
$$c = M / Wc = 4.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 9.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

鉄筋応力度: s

$$s = M / Ws = 76 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

2-5 中間支点補強部の検討

鉄筋種類: D19 ピッチ:120 (mm) D S U :59 (mm)



鉄筋種類: D19 ピッチ:120 (mm) D S L :69 (mm)

・コンクリート断面積

$$\text{床版} : 190 \times 1900 = 361000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・鉄筋公称断面積

$$\text{床版} : 286.50 \times (1900 / 120 + 1) \text{本} \times 2 \text{段} = 9168 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・鉄筋公称周長

$$\text{床版} : 60 \times (1900 / 120 + 1) \text{本} \times 2 \text{段} = 1920 \text{ (mm)}$$

(1)最小鉄筋比

鉄筋公称断面積 / コンクリート断面積

$$9168 / 361000 \times 100 = 2.540 (\%)$$

最小鉄筋比 = 2.540 2.000 (%) 「OK 最小鉄筋比を満足する」

(2)周長率

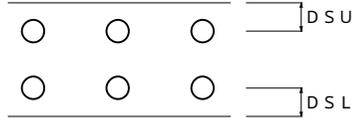
鉄筋公称周長 / コンクリート断面積

$$1920 / 361000 = 0.0053 \text{ (mm/mm}^2\text{)}$$

周長率 = 0.0053 0.0045 「OK 周長率を満足する」

(3) 中間支点補強部の断面計算

鉄筋種類: D19 ピッチ:120 (mm) D S U :59 (mm)



鉄筋種類: D19 ピッチ:120 (mm) D S L :69 (mm)

曲げモーメント  $M = 18.6$  (kN.m)

$$X = - \frac{n \cdot (As + As')}{b} + \sqrt{\left( \frac{n \cdot (As + As')}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot (dAs + d'As')}$$

$$X = - \frac{15 \times (2387.500 + 2387.500)}{1000} +$$

$$\sqrt{\left( \frac{15 \times (2387.500 + 2387.500)}{1000} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times (121 \times 2387.500 + 59 \times 2387.500)}$$

$$= 62.6 \text{ (mm)}$$

ここに、

$$As : 286.500 \times 1000 / 120 = 2387.500 \text{ (mm}^2/\text{m)}$$

$$As' : 286.500 \times 1000 / 120 = 2387.500 \text{ (mm}^2/\text{m)}$$

$$d0 : \text{有効床版厚} = 190 \text{ (mm)}$$

$$d : \text{有効高} = 190 - 69 = 121 \text{ (mm)}$$

$$d' : \text{かぶり} = 59 \text{ (mm)}$$

$$b : \text{単位幅} = 1000 \text{ (mm)}$$

$$n : \text{鉄筋コンクリートのヤング係数比} = 15$$

コンクリート断面係数:  $Wc$

$$Wc = \frac{b \cdot X}{2} \cdot \left( d - \frac{X}{3} \right) + n \cdot As' \cdot \frac{X - d'}{X} \cdot (d - d') = 3261863 \text{ (mm}^3\text{)}$$

鉄筋断面係数:  $Ws$

$$Ws = \frac{Wc}{n} \cdot \frac{X}{d - X} = 233097 \text{ (mm}^3\text{)}$$

コンクリート応力度:  $c$

$$c = M / Wc = 5.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 9.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

鉄筋応力度:  $s$

$$s = M / Ws = 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

3 主桁の設計

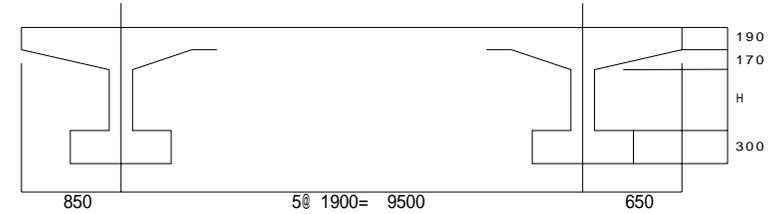
3-1 設計概要

・連続桁は、死荷重モーメントが0 kN.mとなる位置で径間部材（正のモーメント領域）と中間支点部材（負のモーメント領域）の2つの部材に分けて考えることを基本とする。

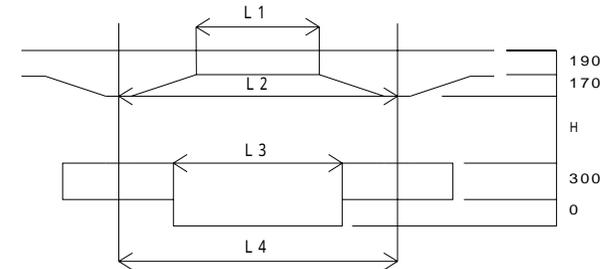
・断面力の算出方法として、プレブーム自重および床版荷重に対しては横方向分配を考慮しない設計法を用いる。合成後荷重に対しては横方向分配を考慮した任意格子理論を適用したプログラムを用いる。

3-2 荷重強度の計算

(1) 合成前荷重



横桁形状



1) プレブーム自重;  $Wd1$

鋼重

$$\text{第1支間部} = 3.7 \text{ kN/m}$$

$$\text{第1中間支点部} = 5.1 \text{ kN/m}$$

$$\text{第2支間部} = 3.7 \text{ kN/m}$$

$$\text{下フランジコンクリート} = 24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.300 \text{ m} \times 0.800 \text{ m} \times 0.9 = 5.292 \text{ kN/m}$$

下フランジ内に占める鋼桁の比率を考慮しコンクリートは、0.9倍とする。

2)床版・横桁荷重 ; Wd2

a)外桁

床版  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.190 \text{ m} \times 1.800 \text{ m} = 8.379 \text{ kN/m}$

ハンチ  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.170 \text{ m} \times (1.470 \text{ m} + 0.220 \text{ m})/2 \times 0.9 = 3.167 \text{ kN/m}$

ウエブコンクリート(左端支点からの距離X(m)) 放物線部分は、平均高さ×2/3で考慮する。

X= 0.000 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.140 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 0.349 \text{ kN/m}$   
 X= 7.700 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.297 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 0.734 \text{ kN/m}$   
 X= 15.000 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.403 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 0.994 \text{ kN/m}$   
 X= 22.500 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.468 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 1.153 \text{ kN/m}$   
 X= 24.000 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.476 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 1.173 \text{ kN/m}$   
 X= 30.000 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.490 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 1.207 \text{ kN/m}$   
 X= 36.000 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.476 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 1.173 \text{ kN/m}$   
 X= 37.500 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.468 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 1.153 \text{ kN/m}$   
 X= 45.000 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.403 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 0.994 \text{ kN/m}$   
 X= 52.300 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.297 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 0.734 \text{ kN/m}$   
 X= 60.000 m  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.100 \text{ m} \times (0.140 + 0.004 \times 2/3) \text{ m} = 0.349 \text{ kN/m}$

型枠  $1.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.800 \text{ m} = 1.800 \text{ kN/m}$

横桁荷重

	(°)	L1(m)	L2(m)	L3(m)	L4(m)	H(m)	A(m <sup>2</sup> )	横桁厚(m)	重量(kN)
S1	80.0000	0.335	0.965	0.558	0.965	0.140	0.413	0.900	9.108
C1	80.0000	0.335	0.965	0.000	0.965	0.297	0.397	0.600	5.836
C2	80.0000	0.335	0.965	0.000	0.965	0.403	0.499	0.600	7.339
C3	80.0000	0.335	0.965	0.000	0.965	0.468	0.562	0.600	8.260
P1	80.0000	0.335	0.965	0.558	0.965	0.490	0.751	0.800	14.714
C4	80.0000	0.335	0.965	0.000	0.965	0.468	0.562	0.600	8.260
C5	80.0000	0.335	0.965	0.000	0.965	0.403	0.499	0.600	7.339
C6	80.0000	0.335	0.965	0.000	0.965	0.297	0.397	0.600	5.836
S2	80.0000	0.335	0.965	0.558	0.965	0.140	0.413	0.900	9.108

b)中桁

床版  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.190 \text{ m} \times 1.900 \text{ m} = 8.844 \text{ kN/m}$

ハンチ  $24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.170 \text{ m} \times (1.240 \text{ m} + 0.220 \text{ m})/2 \times 0.9 = 2.736 \text{ kN/m}$

型枠  $1.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.900 \text{ m} = 1.900 \text{ kN/m}$

横桁荷重

	(°)	L1(m)	L2(m)	L3(m)	L4(m)	H(m)	A(m <sup>2</sup> )	横桁厚(m)	重量(kN)
S1	80.0000	0.670	1.929	1.117	1.929	0.140	0.826	0.900	18.217
C1	80.0000	0.670	1.929	0.000	1.929	0.297	0.794	0.600	11.671
C2	80.0000	0.670	1.929	0.000	1.929	0.403	0.998	0.600	14.677
C3	80.0000	0.670	1.929	0.000	1.929	0.468	1.124	0.600	16.521
P1	80.0000	0.670	1.929	1.117	1.929	0.490	1.501	0.800	29.428
C4	80.0000	0.670	1.929	0.000	1.929	0.468	1.124	0.600	16.521
C5	80.0000	0.670	1.929	0.000	1.929	0.403	0.998	0.600	14.677
C6	80.0000	0.670	1.929	0.000	1.929	0.297	0.794	0.600	11.671
S2	80.0000	0.670	1.929	1.117	1.929	0.140	0.826	0.900	18.217

(2)合成後荷重

1)死荷重

車道舗装	22.5 kN/m <sup>2</sup> × 0.080 m	= 1.800 kN/m <sup>2</sup>
車道調整ウレタン	23.0 kN/m <sup>2</sup> × 0.027 m	= 0.621 kN/m <sup>2</sup>
歩道舗装(左側)	22.5 kN/m <sup>2</sup> × 0.040 m	= 0.900 kN/m <sup>2</sup>
歩道調整ウレタン(左側)	23.0 kN/m <sup>2</sup> × 0.104 m	= 2.392 kN/m <sup>2</sup>
地覆(左側)	24.5 kN/m <sup>2</sup> × 0.400 m × 0.258 m	= 2.528 kN/m
地覆(右側)	24.5 kN/m <sup>2</sup> × 0.600 m × 0.330 m	= 4.851 kN/m
高欄(左側)		= 0.500 kN/m
高欄(右側)		= 0.500 kN/m
縁石(左側)	24.5 kN/m <sup>2</sup> × 0.200 m × 0.280 m	= 1.372 kN/m
水道管		= 0.600 kN/m
型枠撤去		= -1.000 kN/m <sup>2</sup>

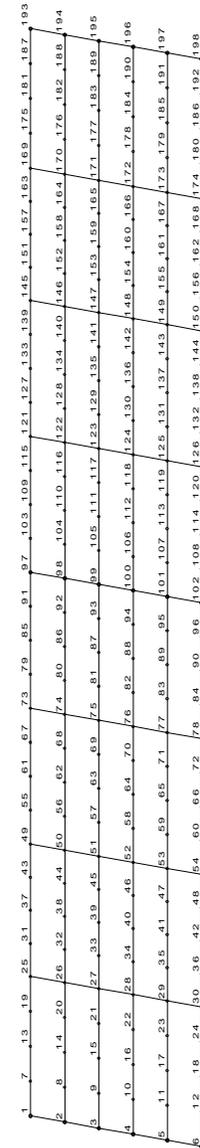
2)活荷重(B活荷重)

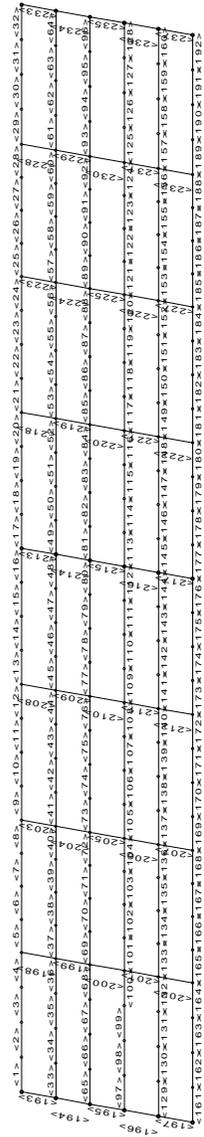
P 1 荷重 曲げに対して	= 10.000 kN/m <sup>2</sup>
P 1 荷重 せん断に対して	= 12.000 kN/m <sup>2</sup>
P 2 荷重	= 3.500 kN/m <sup>2</sup>
群集荷重	= 3.500 kN/m <sup>2</sup>

3)衝撃係数(i=10/(25+L))

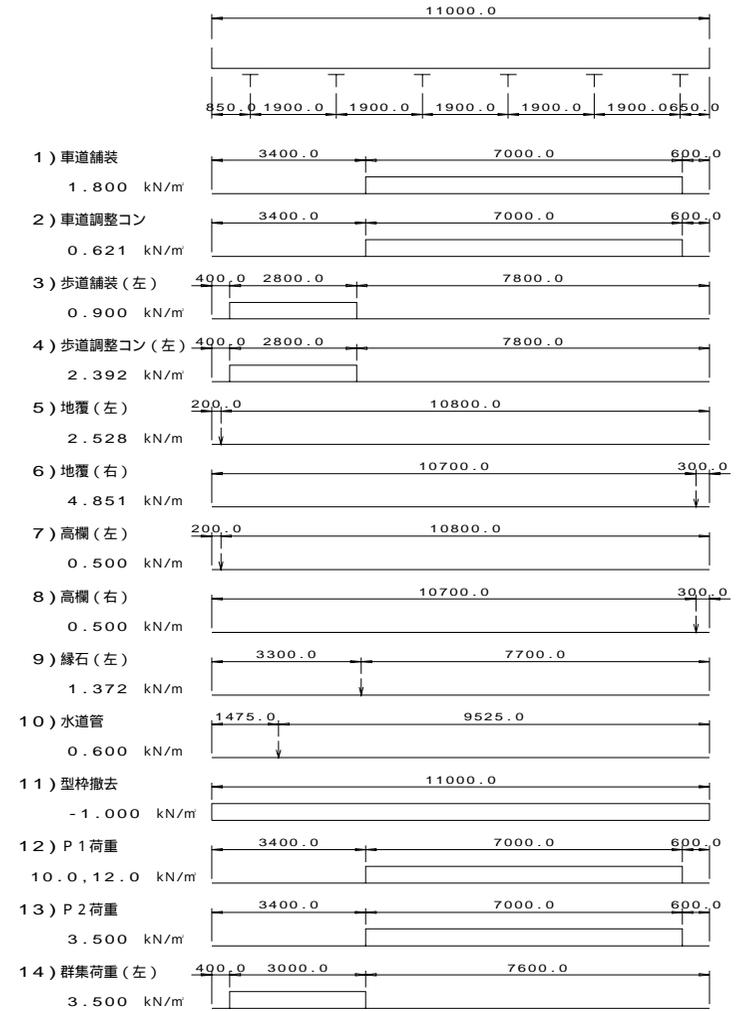
第 1径間	0.182 ( L = 30.000 m)
P 1	0.182 ( L = 30.000 m)
第 2径間	0.182 ( L = 30.000 m)

3-3スケルトン図  
3-3-1スケルトン図(節点番号)

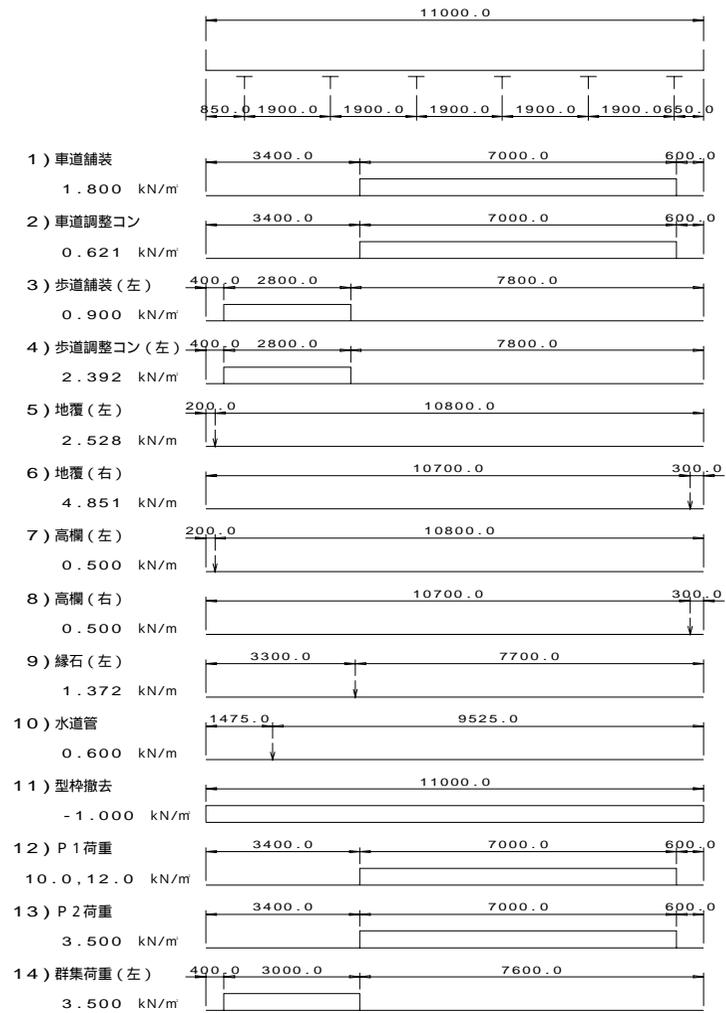




荷重ブロック 1 (PT.1-PT.17)



荷重ブロック 2 (PT.17-PT.33)



3-5 断面力の算出  
3-5-1 断面力の集計  
・ 曲げモーメント(kN.m)

		Md1	Md2	Md3	Md	MI+i	M
第1径間 支間中央	G1	529	884	294	1707	956	2663
	G2	529	891	266	1686	1037	2723
	G3	529	891	245	1665	1168	2833
	G4	529	891	235	1655	1257	2912
	G5	529	891	235	1655	1365	3020
	G6	529	795	252	1576	1482	3059
P1支点	G1	-1144	-1901	-622	-3668	-1069	-4737
	G2	-1144	-1912	-542	-3598	-1105	-4703
	G3	-1144	-1912	-489	-3545	-1179	-4724
	G4	-1144	-1912	-465	-3521	-1221	-4742
	G5	-1144	-1912	-468	-3524	-1297	-4821
	G6	-1144	-1713	-519	-3377	-1415	-4792
第2径間 支間中央	G1	529	884	299	1712	966	2678
	G2	529	891	269	1689	1044	2734
	G3	529	891	246	1666	1168	2834
	G4	529	891	234	1654	1252	2906
	G5	529	891	233	1653	1358	3011
	G6	529	795	247	1572	1466	3038

Md1 : プレベーム自重による曲げモーメント  
Md2 : 床版・横桁荷重による曲げモーメント  
Md3 : 合成後死荷重による曲げモーメント  
MI+i : 活荷重(衝撃含む)による曲げモーメント  
M : 合計曲げモーメント

3-5-2 支点反力(kN)

		Rd1	Rd2	Rd3	Rd4	Rd	Rcs	RI+i(+)	RI+i(-)	Rmax	Rmin
S1支点	G1	98	168	68	12	345	-7	137	-63	482	276
	G2	98	177	42	12	328	-7	173	-27	501	294
	G3	98	177	40	12	326	-7	252	-26	578	293
	G4	98	177	37	12	323	-7	269	-29	592	287
	G5	98	177	36	11	322	-7	274	-30	596	285
	G6	98	151	56	11	316	-5	233	-51	549	260
P1支点	G1	361	596	216	0	1173	14	323	-62	1510	1111
	G2	361	607	162	0	1130	14	366	-8	1510	1122
	G3	361	607	144	0	1112	14	496	0	1622	1112
	G4	361	607	135	0	1103	14	510	0	1627	1103
	G5	361	607	131	0	1099	14	511	-3	1624	1096
	G6	361	539	184	0	1084	11	448	-34	1543	1050
S2支点	G1	98	168	65	12	342	-7	127	-48	469	288
	G2	98	177	46	12	332	-7	164	-26	496	299
	G3	98	177	40	12	326	-7	250	-26	576	293
	G4	98	177	37	12	323	-7	268	-29	591	287
	G5	98	177	33	11	319	-7	271	-27	590	285
	G6	98	151	58	11	318	-5	250	-62	568	251

- Rd1 : プレベーム自重による反力  
 Rd2 : 床版・横桁荷重による反力  
 Rd3 : 合成後死荷重による反力  
 Rd4 : 桁端張出し部反力  
 $Rd4 = (\text{主桁1本当りの全死荷重反力}) / (\text{支間長合計}) \times (\text{張出し長})$   
 Rcs : クリープ乾燥収縮による不静定反力  
 RI+i(+): 活荷重(衝撃含む)による反力(+側)  
 RI+i(-): 活荷重(衝撃含む)による反力(-側)  
 Rmax :  $Rd + Rcs(+) + RI+i(+)$   
 Rmin :  $Rd + Rcs(-) + RI+i(-)$

3-5-3 下部工設計用反力(kN)

	死荷重	活荷重				クリープ	
		P1荷重	P2荷重	群集荷重(L)	群集荷重(R)	活荷重合計	不静定反力
S1支点	1960	590	283	136	0	1009	-40
P1支点	6701	740	837	402	0	1979	81
S2支点	1960	590	283	136	0	1009	-40

3-5-4 計算桁の曲げモーメントとせん断力

・ G1桁

支点からの距離(m)	作用モーメント (kN.m)						作用せん断力 (kN)						
	PB区間		Md1	Md1'	Md2	Md3	Ml+i (+)	Ml+i (-)	Sd1	Sd1'	Sd2	Sd3+S1+i	合計
S1	0.00	0.00	0	0	0	-8	65	-35	108	-10	158	192	448
CH1	4.00	4.00	360	-41	524	185	448	-102	72	-10	103	145	310
PF1-L	7.20	7.20	544	-74	783	255	748	-194	43	-10	59	112	203
PB1-CL	12.00	12.00	647	-118	884	294	956	-304	0	-10	-15	-54	-80
PF1-R	16.80	16.80	544	-173	625	206	850	-416	-43	-10	-91	-117	-262
J1	19.00	19.00	427	-196	389	138	717	-455	-63	-10	-123	-141	-337
CH2	20.00	20.00	360	-207	259	95	650	-472	-72	-10	-137	-152	-372
PB1-E	24.00	24.00	0	-248	-418	-121	296	-559	-108	-10	-204	-223	-545
J2		25.00	18	-389	-629	-184	197	-593	13	-142	-218	-234	-581
P1		30.00	-47	-1098	-1901	-622	150	-1069	39	142	291	299	770
J3		35.00	18	-389	-629	-179	208	-586	-13	142	218	240	586
PB2-E	0.00	36.00	0	-248	-418	-114	310	-551	108	10	204	229	551
CH5	4.00	40.00	360	-207	259	103	666	-465	72	10	137	151	371
J4	5.00	41.00	427	-196	389	146	733	-447	63	10	123	141	337
PF2-L	7.20	43.20	544	-173	625	213	866	-407	43	10	91	118	263
PB2-CL	12.00	48.00	647	-118	884	299	966	-296	0	10	15	52	78
PF2-R	16.80	52.80	544	-74	783	259	744	-186	-43	10	-59	-111	-202
CH6	20.00	56.00	360	-41	524	188	444	-100	-72	10	-103	-144	-309
S2	24.00	60.00	0	0	0	-7	51	-27	-108	10	-158	-191	-447

- Md1 : プレベーム部材を支点及び仮支点で単純支持した時の曲げモーメント
- Md1' : プレベーム自重による架設後の曲げモーメント - Md1
- Md2 : 床版・横桁荷重による曲げモーメント
- Md3 : 合成後死荷重による曲げモーメント
- Ml+i : 活荷重 (衝撃含む) による曲げモーメント
- Sd1 : プレベーム部材を支点及び仮支点で単純支持した時のせん断力
- Sd1' : プレベーム自重による架設後のせん断力 - Sd1
- Sd2 : 床版・横桁荷重によるせん断力
- Sd3 : 合成後死荷重によるせん断力
- S1+i : 活荷重 (衝撃含む) によるせん断力

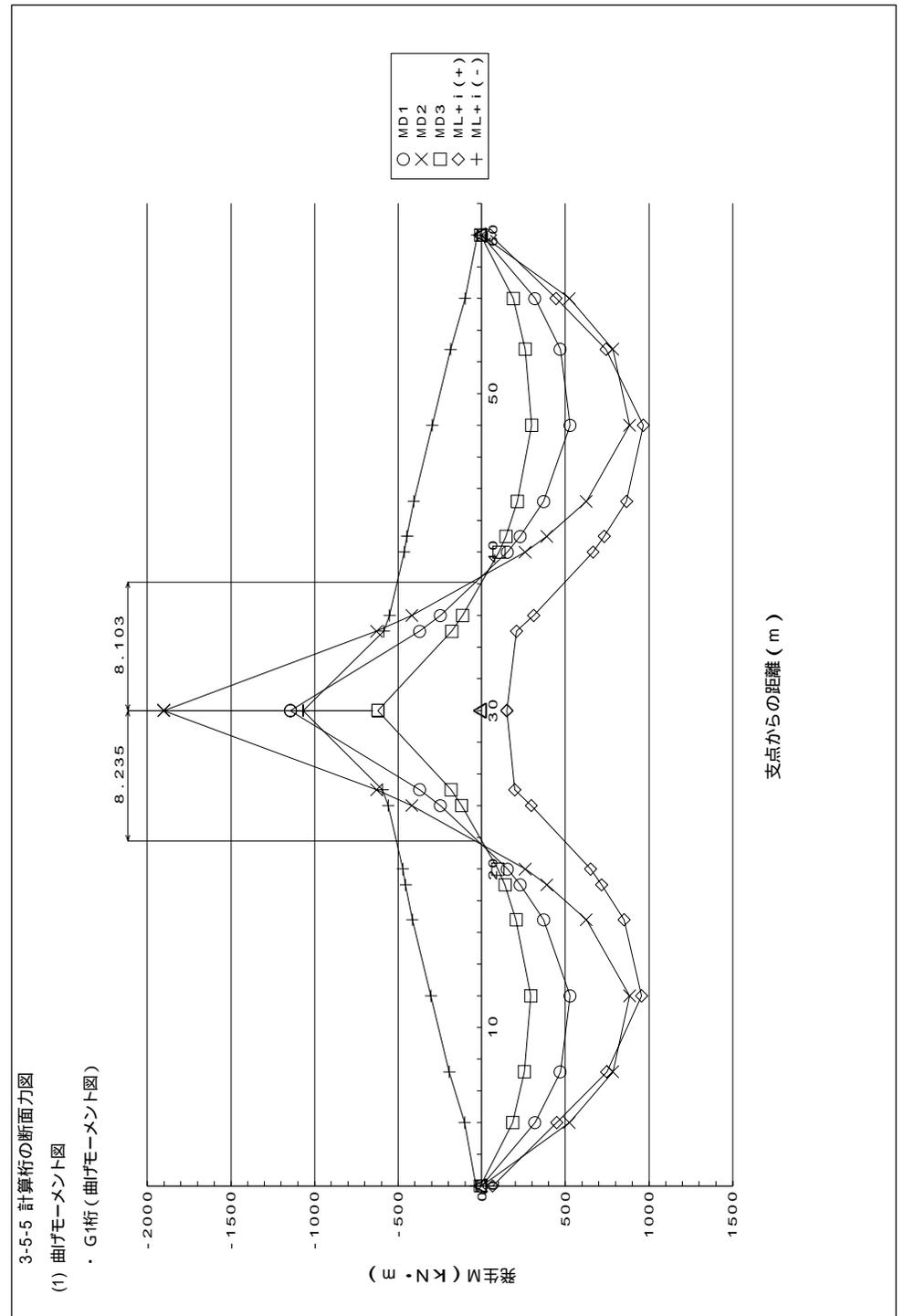
・ G4桁

支点からの距離(m)	作用モーメント (kN.m)						作用せん断力 (kN)						
	PB区間		Md1	Md1'	Md2	Md3	Ml+i (+)	Ml+i (-)	Sd1	Sd1'	Sd2	Sd3+S1+i	合計
S1	0.00	0.00	0	0	0	3	17	-26	108	-10	159	303	559
CH1	4.00	4.00	360	-41	527	133	718	-103	72	-10	105	211	378
PF1-L	7.20	7.20	544	-74	794	209	1023	-184	43	-10	62	160	254
PB1-CL	12.00	12.00	647	-118	891	235	1257	-306	0	-10	-15	-118	-143
PF1-R	16.80	16.80	544	-173	630	172	1144	-430	-43	-10	-94	-171	-319
J1	19.00	19.00	427	-196	390	106	1014	-489	-63	-10	-124	-210	-407
CH2	20.00	20.00	360	-207	259	71	924	-515	-72	-10	-137	-230	-449
PB1-E	24.00	24.00	0	-248	-423	-104	484	-642	-108	-10	-208	-278	-604
J2		25.00	18	-389	-637	-158	370	-697	13	-142	-221	-295	-645
P1		30.00	-47	-1098	-1912	-465	0	-1221	39	142	289	400	869
J3		35.00	18	-389	-637	-159	370	-698	-13	142	221	296	646
PB2-E	0.00	36.00	0	-248	-423	-105	484	-644	108	10	208	279	605
CH5	4.00	40.00	360	-207	259	69	926	-517	72	10	137	229	448
J4	5.00	41.00	427	-196	390	104	1017	-490	63	10	124	209	406
PF2-L	7.20	43.20	544	-173	630	170	1145	-431	43	10	94	171	319
PB2-CL	12.00	48.00	647	-118	891	234	1252	-306	0	10	15	118	143
PF2-R	16.80	52.80	544	-74	794	208	1015	-182	-43	10	-62	-159	-253
CH6	20.00	56.00	360	-41	527	133	713	-101	-72	10	-105	-210	-377
S2	24.00	60.00	0	0	0	3	15	-28	-108	10	-159	-302	-558

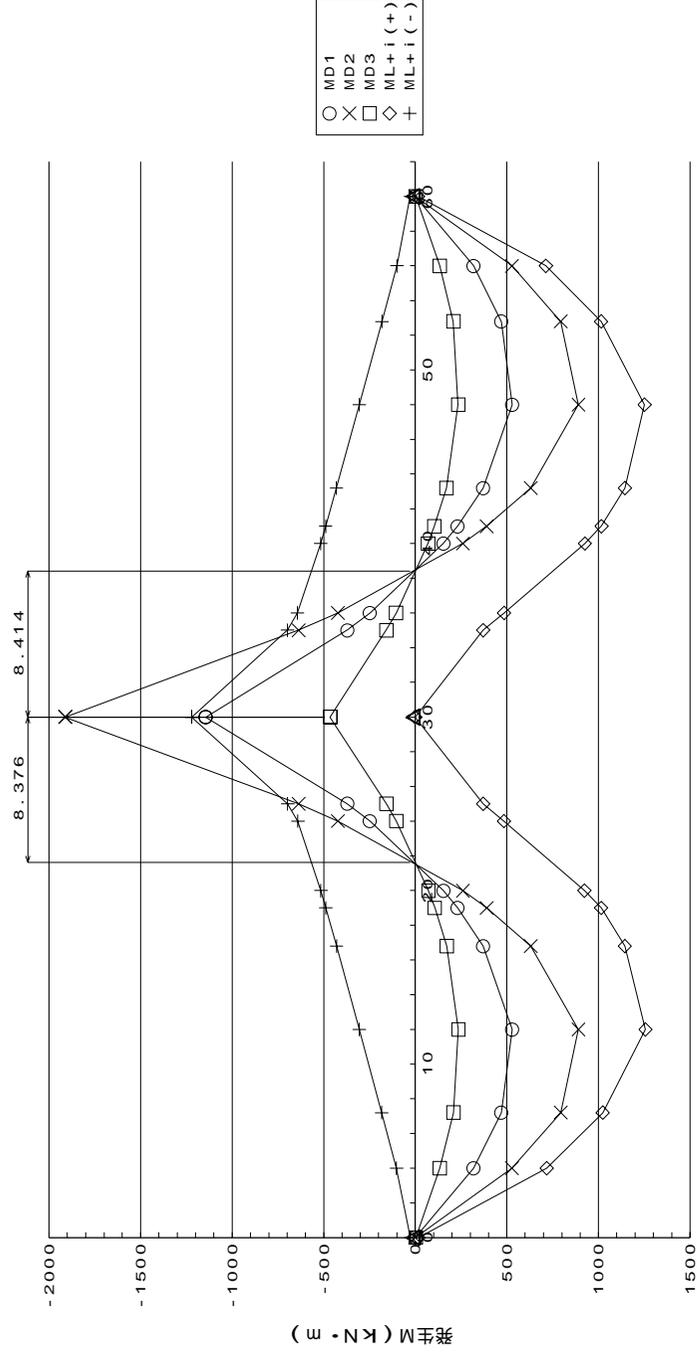
- Md1 : プレベーム部材を支点及び仮支点で単純支持した時の曲げモーメント
- Md1' : プレベーム自重による架設後の曲げモーメント - Md1
- Md2 : 床版・横桁荷重による曲げモーメント
- Md3 : 合成後死荷重による曲げモーメント
- Ml+i : 活荷重 (衝撃含む) による曲げモーメント
- Sd1 : プレベーム部材を支点及び仮支点で単純支持した時のせん断力
- Sd1' : プレベーム自重による架設後のせん断力 - Sd1
- Sd2 : 床版・横桁荷重によるせん断力
- Sd3 : 合成後死荷重によるせん断力
- S1+i : 活荷重 (衝撃含む) によるせん断力

支点からの距離 (m)	作用モーメント (kN.m)							作用せん断力 (kN)					合計
	PB区間		Md1'	Md2	Md3	MI+i (+)	MI+i (-)	Sd1	Sd1'	Sd2	Sd3+SI+i		
S1	0.00	0.00	0	0	0	-4	38	-43	108	-10	142	280	520
CH1	4.00	4.00	360	-41	470	163	716	-127	72	-10	93	226	380
PF1-L	7.20	7.20	544	-74	705	213	1190	-244	43	-10	53	176	262
PB1-CL	12.00	12.00	647	-118	795	252	1482	-387	0	-10	-13	-91	-115
PF1-R	16.80	16.80	544	-173	563	175	1340	-543	-43	-10	-82	-183	-319
J1	19.00	19.00	427	-196	351	123	1141	-608	-63	-10	-111	-213	-397
CH2	20.00	20.00	360	-207	234	88	1039	-636	-72	-10	-124	-225	-431
PB1-E	24.00	24.00	0	-248	-376	-96	548	-782	-108	-10	-184	-322	-624
J2	25.00	18	-389	-567	-148	381	-828	13	-142	-197	-334	-660	
P1	30.00	-47	-1098	-1713	-519	86	-1415	39	142	262	391	834	
J3	35.00	18	-389	-567	-152	371	-839	-13	142	197	328	653	
PB2-E	0.00	36.00	0	-248	-376	-101	531	-791	108	10	184	315	617
CH5	4.00	40.00	360	-207	234	81	1019	-640	72	10	124	226	432
J4	5.00	41.00	427	-196	351	116	1122	-613	63	10	111	214	398
PF2-L	7.20	43.20	544	-173	563	169	1322	-550	43	10	82	183	319
PB2-CL	12.00	48.00	647	-118	795	247	1466	-394	0	10	13	94	117
PF2-R	16.80	52.80	544	-74	705	209	1193	-250	-43	10	-53	-177	-263
CH6	20.00	56.00	360	-41	470	160	715	-129	-72	10	-93	-227	-381
S2	24.00	60.00	0	0	0	-4	48	-55	-108	10	-142	-279	-519

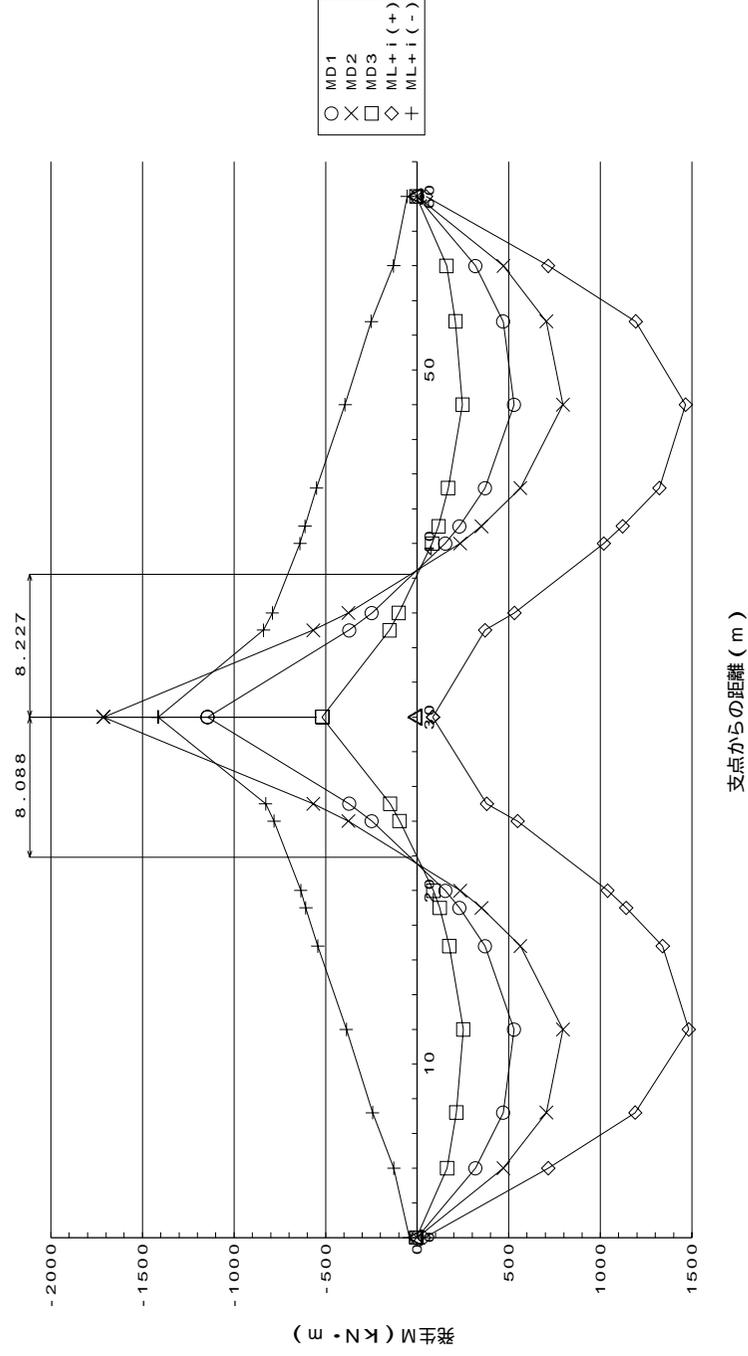
- Md1 : プレベーム部材を支点及び反支点で単純支持した時の曲げモーメント
- Md1' : プレベーム自重による架設後の曲げモーメント - Md1
- Md2 : 床版・横桁荷重による曲げモーメント
- Md3 : 合成後死荷重による曲げモーメント
- MI+i : 活荷重 (衝撃含む) による曲げモーメント
- Sd1 : プレベーム部材を支点及び反支点で単純支持した時のせん断力
- Sd1' : プレベーム自重による架設後のせん断力 - Sd1
- Sd2 : 床版・横桁荷重によるせん断力
- Sd3 : 合成後死荷重によるせん断力
- SI+i : 活荷重 (衝撃含む) によるせん断力



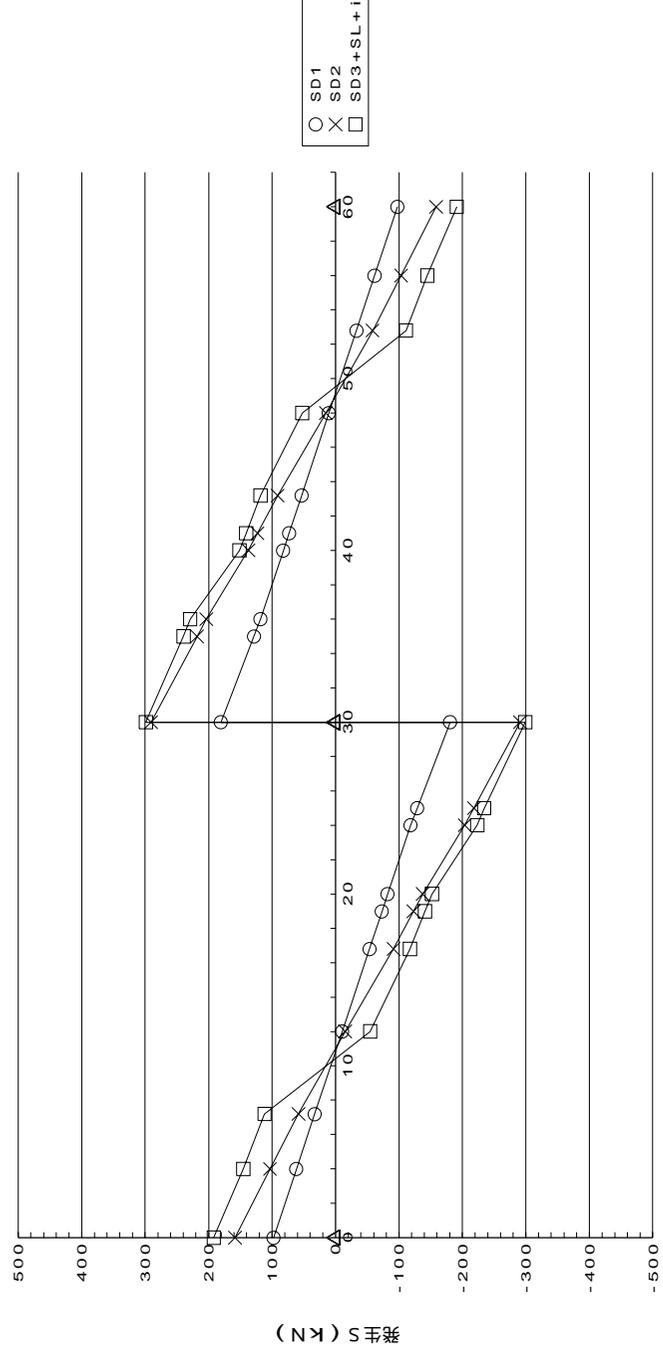
・ G4桁 (曲げモーメント図)



・ G6桁 (曲げモーメント図)

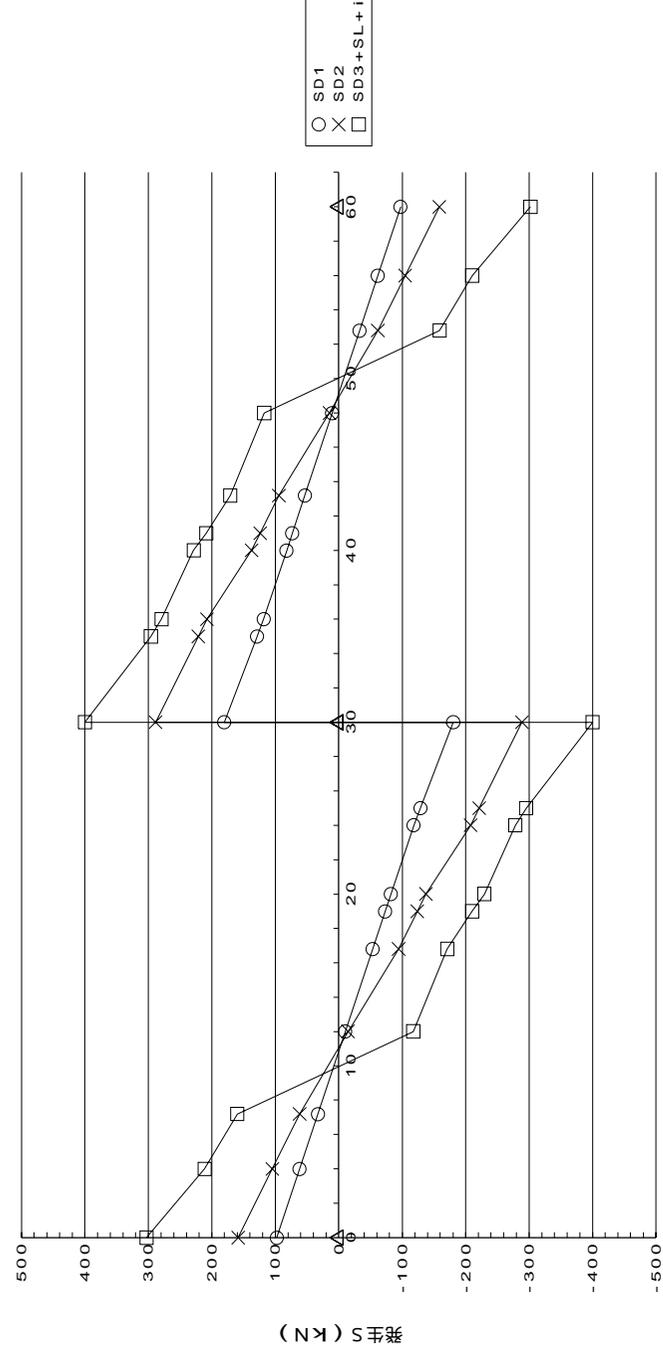


(2) せん断力図  
・ G1桁 (せん断力図)



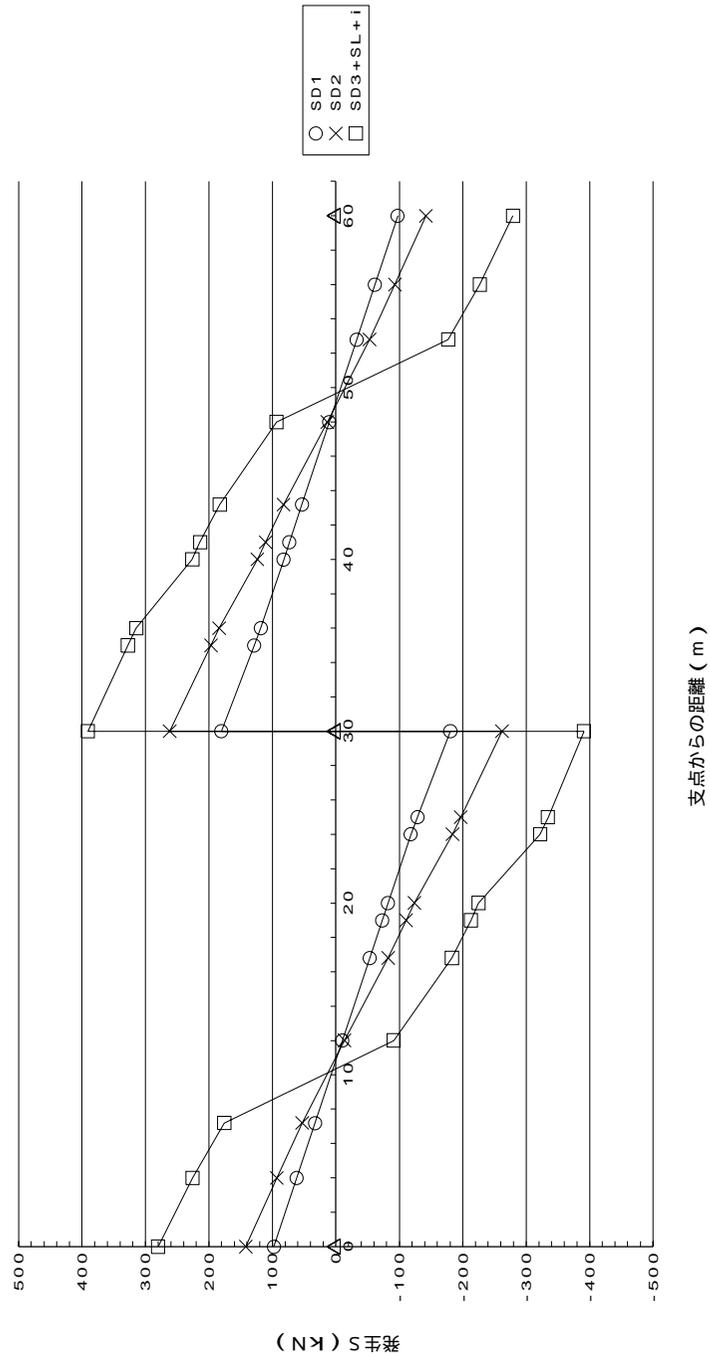
支点からの距離 ( m )

・ G4桁 (せん断力図)



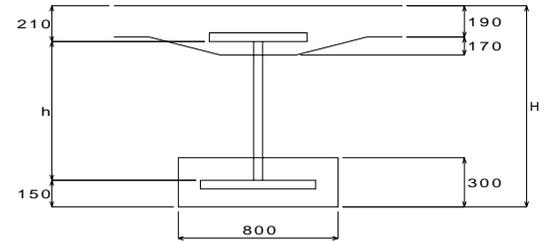
支点からの距離 ( m )

・ G6桁 (せん断力図)



3-6 断面計算  
3-6-1 断面構成図 (G1桁)

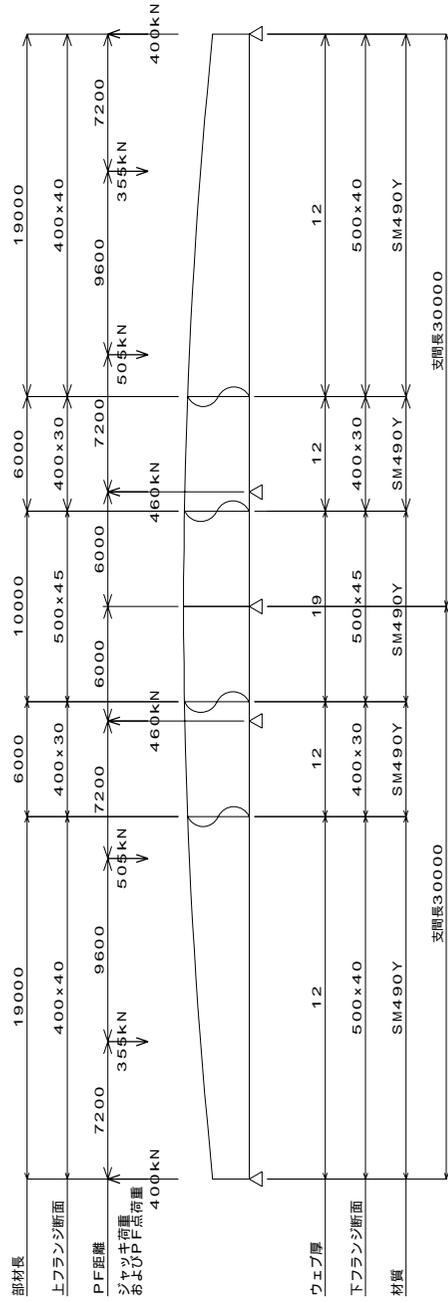
(1) 断面図



桁高表 (mm)

第1径間	H	h	第2径間	H	h
S1	800	440	J3	1140	780
PF1-L	948	588	PB1-E	1136	776
CL-1	1024	664	J4	1103	743
PF1-R	1082	722	PF2-L	1082	722
J1	1103	743	CL-2	1024	664
PB1-E	1136	776	PF2-R	948	588
J2	1140	780	S2	800	440
P1	1150	790			

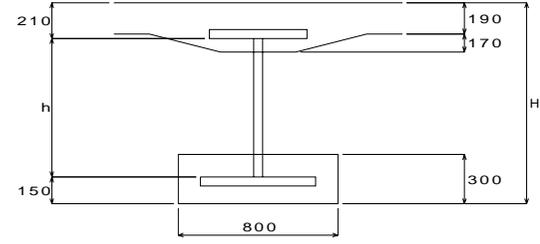
(2) 縦断方向断面構成図



40mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

3-6-2 断面構成図 (G4桁)

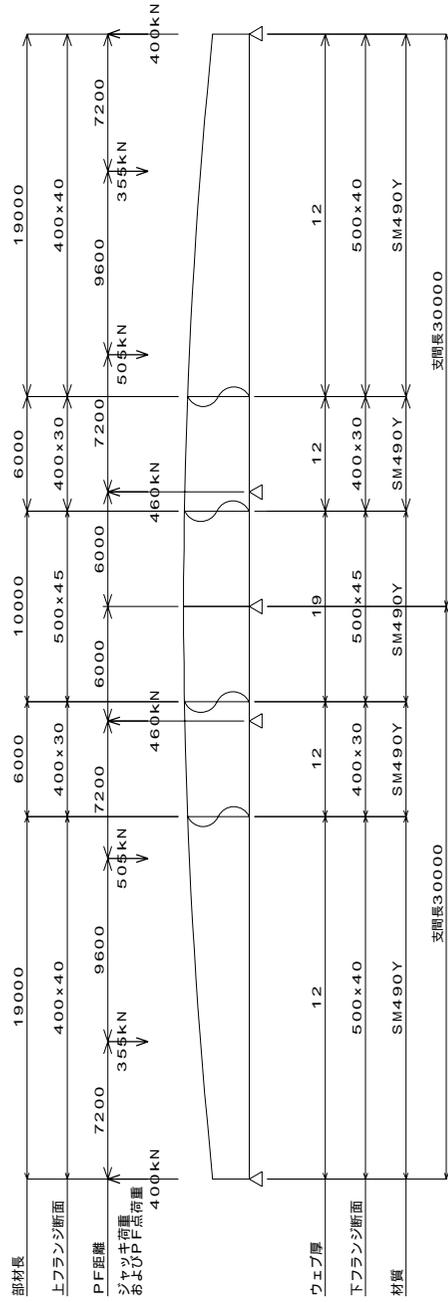
(1) 断面図



桁高表 (mm)

第1径間	H	h	第2径間	H	h
S1	800	440	J3	1140	780
PF1-L	948	588	PB1-E	1136	776
CL-1	1024	664	J4	1103	743
PF1-R	1082	722	PF2-L	1082	722
J1	1103	743	CL-2	1024	664
PB1-E	1136	776	PF2-R	948	588
J2	1140	780	S2	800	440
P1	1150	790			

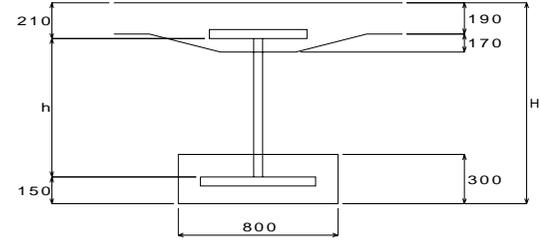
(2) 縦断方向断面構成図



4.0mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

3-6-3 断面構成図 (G6桁)

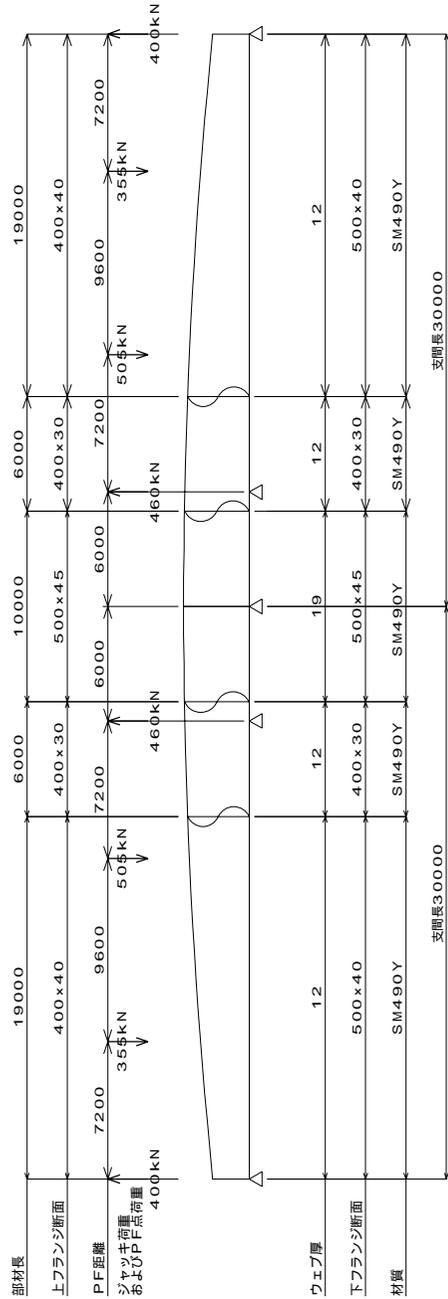
(1) 断面図



桁高表 (mm)

第1径間	H	h	第2径間	H	h
S1	800	440	J3	1140	780
PF1-L	948	588	PB1-E	1136	776
CL-1	1024	664	J4	1103	743
PF1-R	1082	722	PF2-L	1082	722
J1	1103	743	CL-2	1024	664
PB1-E	1136	776	PF2-R	948	588
J2	1140	780	S2	800	440
P1	1150	790			

(2) 縦断方向断面構成図



4.0mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

3-6-4 許容応力度表

a) 鋼材

材質	項目	荷重状態	摘要	数値
SM490Y、SM490Y-H	許容圧縮応力度	設計荷重時		sca = -210 N/mm <sup>2</sup>
		主荷重時	pca 1.15 sca	pca = -242 N/mm <sup>2</sup>
	許容引張応力度	プレフレクション時	pca 1.35 sca	pca = -284 N/mm <sup>2</sup>
		設計荷重時		sta = 210 N/mm <sup>2</sup>
		プレフレクション時	pta 1.35 sta	pta = 284 N/mm <sup>2</sup>

4.0mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

b) 下フランジコンクリート

項目	荷重状態	摘要	数値
設計基準強度			ck = 50 N/mm <sup>2</sup>
リリース時強度			r1 = 45 N/mm <sup>2</sup>
許容圧縮応力度	リリース直後	ca=1/1.7 x r1	ca = 26.5 N/mm <sup>2</sup>
許容引張応力度	リリース直後		ta1= 2.5 N/mm <sup>2</sup>
	活荷重を除く主荷重+ 版のクリープ・乾燥収縮		ta2= 0.0 N/mm <sup>2</sup>
	主荷重+ 版のクリープ・乾燥収縮	ta3=0.94 x ck	ta3= 6.6 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数比	リリース直後より床版打設まで		n1 = 7.3
	床版打設後		n2 = 6.4
クリープ係数	床版打設時のクリープ係数		t = 0.7
	最終クリープ係数		= 2.0
乾燥収縮度			s = 0.00020
乾燥収縮時のクリープ係数		s=2 x	s = 4.0

c) 床版コンクリート

項目	摘要	数値
設計基準強度		ck = 33 N/mm <sup>2</sup>
許容圧縮応力度	ca=1/3.5 x ck	ca = 9.4 N/mm <sup>2</sup>
許容引張応力度	ta=1/15 x ck	ta = 2.2 N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数比		n = 7.0
クリープ係数		= 2.0
乾燥収縮度		s = 0.00020
乾燥収縮時のクリープ係数	s=2 x	s = 4.0

d) 鉄筋

項目	摘要	数値
許容圧縮応力度		sa = -140 N/mm <sup>2</sup>
許容引張応力度		sa' = 140 N/mm <sup>2</sup>

3-6-5 断面計算一覧表( G 4桁)

・第12列欄

断面名称	鋼材材質	床版コンクリート上縁		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁				
		設計荷重時	版のクリアー干燥収縮を除く	プレフレクション時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	持続荷重時		
許容値		ca = -9.4		pca = -284		sta = 210		ca = -26.5		ca = 6.6		ca = 0.0
ア/ルカ/ヨ点L	SM430Y, S20	-4.6(OK)		-281(OK)		173(OK)		-23.3(OK)		2.6(OK)		-1.5(OK)
P B 中央	SM430Y, S20	-5.3(OK)		-285(OK)		180(OK)		-21.3(OK)		3.4(OK)		-1.2(OK)
ア/ルカ/ヨ点R	SM430Y, S20	-3.8(OK)		-259(OK)		129(OK)		-20.4(OK)		0.7(OK)		-3.0(OK)
添接断面変化点	SM430Y, S20	-3.2(OK)		-231(OK)		130(OK)		-16.7(OK)		-0.2(OK)		-3.6(OK)

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

・ P 1

断面名称	鋼材材質	床版上縁鉄筋		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁				
		設計荷重時	版のクリアー干燥収縮を除く	プレフレクション時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	持続荷重時		
許容値		sa = 140		sta = 210		sca = -210		ca = -16.7				
添接断面変化点	SM430Y, S20	34(OK)		110(OK)		-100(OK)		-7.4(OK)				
中間支点	SM430Y, S20	78(OK)		205(OK)		-177(OK)		-13.2(OK)				
添接断面変化点	SM430Y, S20	33(OK)		109(OK)		-99(OK)		-7.4(OK)				

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

・第21列欄

断面名称	鋼材材質	床版コンクリート上縁		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁				
		設計荷重時	版のクリアー干燥収縮を除く	プレフレクション時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	持続荷重時		
許容値		ca = -9.4		pca = -284		sta = 210		ca = -26.5		ca = 6.6		ca = 0.0
添接断面変化点	SM430Y, S20	-3.1(OK)		-231(OK)		130(OK)		-16.7(OK)		-0.1(OK)		-3.6(OK)
ア/ルカ/ヨ点L	SM430Y, S20	-3.9(OK)		-259(OK)		130(OK)		-20.4(OK)		0.8(OK)		-3.0(OK)
P B 中央	SM430Y, S20	-5.4(OK)		-285(OK)		187(OK)		-21.3(OK)		3.4(OK)		-1.2(OK)
ア/ルカ/ヨ点R	SM430Y, S20	-4.6(OK)		-281(OK)		173(OK)		-23.3(OK)		2.6(OK)		-1.5(OK)

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

3-6-6 断面計算一覧表( G 4桁)

・第12列欄

断面名称	鋼材材質	床版コンクリート上縁		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁				
		設計荷重時	版のクリアー干燥収縮を除く	プレフレクション時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	持続荷重時		
許容値		ca = -9.4		pca = -284		sta = 210		ca = -26.5		ca = 6.6		ca = 0.0
ア/ルカ/ヨ点L	SM430Y, S20	-5.7(OK)		-281(OK)		188(OK)		-23.3(OK)		4.0(OK)		-1.6(OK)
P B 中央	SM430Y, S20	-6.3(OK)		-285(OK)		194(OK)		-21.3(OK)		4.6(OK)		-1.4(OK)
ア/ルカ/ヨ点R	SM430Y, S20	-4.7(OK)		-259(OK)		143(OK)		-20.4(OK)		1.9(OK)		-3.1(OK)
添接断面変化点	SM430Y, S20	-4.2(OK)		-231(OK)		157(OK)		-16.7(OK)		1.1(OK)		-3.7(OK)

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

・ P 1

断面名称	鋼材材質	床版上縁鉄筋		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁				
		設計荷重時	版のクリアー干燥収縮を除く	プレフレクション時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	持続荷重時		
許容値		sa = 140		sta = 210		sca = -210		ca = -16.7				
添接断面変化点	SM430Y, S20	37(OK)		113(OK)		-101(OK)		-7.9(OK)				
中間支点	SM430Y, S20	74(OK)		202(OK)		-175(OK)		-13.5(OK)				
添接断面変化点	SM430Y, S20	37(OK)		113(OK)		-101(OK)		-7.9(OK)				

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

・第21列欄

断面名称	鋼材材質	床版コンクリート上縁		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁				
		設計荷重時	版のクリアー干燥収縮を除く	プレフレクション時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	持続荷重時		
許容値		ca = -9.4		pca = -284		sta = 210		ca = -26.5		ca = 6.6		ca = 0.0
添接断面変化点	SM430Y, S20	-4.2(OK)		-231(OK)		157(OK)		-16.7(OK)		1.1(OK)		-3.7(OK)
ア/ルカ/ヨ点L	SM430Y, S20	-4.7(OK)		-259(OK)		143(OK)		-20.4(OK)		1.9(OK)		-3.1(OK)
P B 中央	SM430Y, S20	-6.2(OK)		-285(OK)		194(OK)		-21.3(OK)		4.6(OK)		-1.4(OK)
ア/ルカ/ヨ点R	SM430Y, S20	-5.6(OK)		-281(OK)		188(OK)		-23.3(OK)		3.9(OK)		-1.6(OK)

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

3-6-7 断面計算一覧表( G 6桁)

・第12引調

断面名称	鋼材材質	床版コンクリート上縁		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁	
		設計荷重時 版のクリープ乾燥収縮を除く	設計荷重時 版のクリープ乾燥収縮を除く	プレフレクション時	設計荷重時	設計荷重時	リリース時	設計荷重時	設計荷重時
許容値		ca = -9.4	pca = -284	sta = 210	ca = -26.5	ca = 6.6	ca = 0.0		
アリアカヨ点L	SM430Y, S20	-7.1(OK)	-281(OK)	194(OK)	-23.3(OK)	4.7(OK)	-1.9(OK)		
P B 中央	SM430Y, S20	-7.9(OK)	-285(OK)	203(OK)	-21.3(OK)	5.6(OK)	-1.6(OK)		
アリアカヨ点R	SM430Y, S20	-6.0(OK)	-259(OK)	150(OK)	-20.4(OK)	2.7(OK)	-3.2(OK)		
添接断面変化点	SM430Y, S20	-5.3(OK)	-231(OK)	167(OK)	-16.7(OK)	1.8(OK)	-3.8(OK)		

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

・ P 1

断面名称	鋼材材質	床版上縁鉄筋		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁	
		設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時
許容値		sa = 140	sta = 210	sca = -210	ca = -16.7				
添接断面変化点	SM430Y, S20	48(OK)	116(OK)	-99(OK)	-8.4(OK)				
中間変点	SM430Y, S20	88(OK)	205(OK)	-173(OK)	-14.1(OK)				
添接断面変化点	SM430Y, S20	49(OK)	117(OK)	-100(OK)	-8.5(OK)				

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

・第2引調

断面名称	鋼材材質	床版コンクリート上縁		鋼桁上フランジ上縁		鋼桁下フランジ下縁		下フランジコンクリート下縁	
		設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時	設計荷重時
許容値		ca = -9.4	pca = -284	sta = 210	ca = -26.5	ca = 6.6	ca = 0.0		
添接断面変化点	SM430Y, S20	-5.2(OK)	-231(OK)	165(OK)	-16.7(OK)	1.7(OK)	-3.8(OK)		
アリアカヨ点L	SM430Y, S20	-5.9(OK)	-259(OK)	149(OK)	-20.4(OK)	2.6(OK)	-3.3(OK)		
P B 中央	SM430Y, S20	-7.8(OK)	-285(OK)	202(OK)	-21.3(OK)	5.5(OK)	-1.6(OK)		
アリアカヨ点R	SM430Y, S20	-7.1(OK)	-281(OK)	194(OK)	-23.3(OK)	4.7(OK)	-1.9(OK)		

4 0 mmを超える鋼材については降伏点一定を保証した鋼材を使用する。

3-7 主桁作用と床版作用を同時に考慮した場合の応力度照査

・ G 1桁

(N/mm<sup>2</sup>)

	床版作用応力		主桁作用応力		合計応力度		許容応力度		照査	
	c	s	c	s	c	s	ca	sa	c	s
PF1-L	6.3	---	3.2	---	9.6	---	13.2	---	(OK)	---
CL-1	6.3	---	3.7	---	10.1	---	13.2	---	(OK)	---
PF1-R	6.3	---	2.1	---	8.5	---	13.2	---	(OK)	---
J1	6.3	---	0.0	---	6.3	---	13.2	---	(OK)	---
J2	---	80	---	34	---	114	---	168	---	(OK)
P1	---	80	---	78	---	157	---	168	---	(OK)
J3	---	80	---	33	---	113	---	168	---	(OK)
J4	6.3	---	0.0	---	6.3	---	13.2	---	(OK)	---
PF2-L	6.3	---	2.2	---	8.5	---	13.2	---	(OK)	---
CL-2	6.3	---	3.8	---	10.1	---	13.2	---	(OK)	---
PF2-R	6.3	---	3.2	---	9.6	---	13.2	---	(OK)	---

・ G4桁 (N/mm<sup>2</sup>)

	床版作用応力		主桁作用応力		合計応力度		許容応力度		照査	
	c	s	c	s	c	s	ca	sa	c	s
PF1-L	6.3	---	4.3	---	10.7	---	13.2	---	(OK)	---
CL-1	6.3	---	4.7	---	11.1	---	13.2	---	(OK)	---
PF1-R	6.3	---	3.1	---	9.4	---	13.2	---	(OK)	---
J1	6.3	---	2.6	---	9.0	---	13.2	---	(OK)	---
J2	---	80	---	37	---	117	---	168	---	(OK)
P1	---	80	---	74	---	153	---	168	---	(OK)
J3	---	80	---	37	---	117	---	168	---	(OK)
J4	6.3	---	2.6	---	9.0	---	13.2	---	(OK)	---
PF2-L	6.3	---	3.1	---	9.4	---	13.2	---	(OK)	---
CL-2	6.3	---	4.7	---	11.0	---	13.2	---	(OK)	---
PF2-R	6.3	---	4.3	---	10.6	---	13.2	---	(OK)	---

・ G6桁 (N/mm<sup>2</sup>)

	床版作用応力		主桁作用応力		合計応力度		許容応力度		照査	
	c	s	c	s	c	s	ca	sa	c	s
PF1-L	6.3	---	5.6	---	12.0	---	13.2	---	(OK)	---
CL-1	6.3	---	6.3	---	12.6	---	13.2	---	(OK)	---
PF1-R	6.3	---	4.3	---	10.6	---	13.2	---	(OK)	---
J1	6.3	---	3.6	---	10.0	---	13.2	---	(OK)	---
J2	---	80	---	48	---	128	---	168	---	(OK)
P1	---	80	---	88	---	167	---	168	---	(OK)
J3	---	80	---	49	---	129	---	168	---	(OK)
J4	6.3	---	3.5	---	9.9	---	13.2	---	(OK)	---
PF2-L	6.3	---	4.2	---	10.5	---	13.2	---	(OK)	---
CL-2	6.3	---	6.2	---	12.5	---	13.2	---	(OK)	---
PF2-R	6.3	---	5.6	---	12.0	---	13.2	---	(OK)	---

### 3-8 横倒れ座屈の検討

#### 横倒れ座屈の検討 (G1桁)

プレフレクション時、架設時及び床版打設時について横倒れ座屈に対する応力度の照査を行う。

#### (1) プレフレクション時

プレフレクション時の許容応力度は基本の応力度を1.35倍したものであるから、次式にて求められる。

使用鋼材: SM490Y、SM490Y-H

$$pca1 = 1.35 \times 1.8 \times \sqrt{E^*I_z^*G^*J} / L / W_y \quad 284 \text{ N/mm}^2$$

$$pca2 = 1.2 \times 1.35 \times \{ 210 - 4.6 \times (L / b - 3.5) \} \quad 284 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

L : フランジ固定点間距離

b : 圧縮フランジ幅

W<sub>y</sub> : 強軸に関する断面係数

E<sup>\*</sup>I<sub>z</sub> : 弱軸に関する曲げ剛性

G<sup>\*</sup>J : ねじり剛性

pca1 : 「プレビーム合成了な橋設計施工指針」 5.3鋼材の許容応力度より

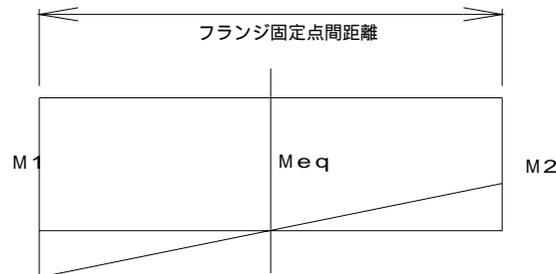
pca2 : 「道路橋示方書II」 3.2鋼材の許容応力度より

#### 1) フランジ固定点

プレフレクションにおける固定点は次ページに示す通りとする。

#### 2) 各桁の各部材諸性状

固定点間距離の部材の諸性状、各セクションの諸性状が長さに比列すると考えて各部材の発生応力度 pc を求める。また、各部材の固定点間には換算曲げモーメント Meq が全長にわたって作用するものと考えて算出する。

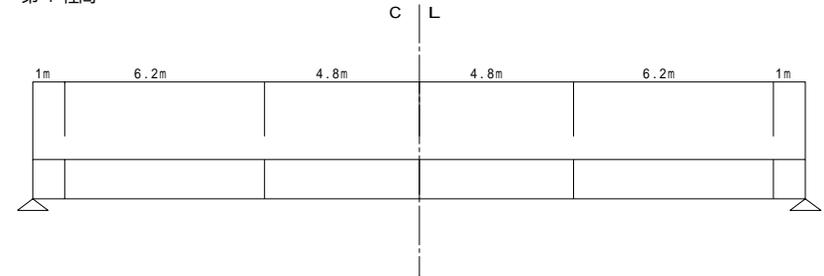


換算曲げモーメント Meq : 固定点間で曲げモーメントが台形に近い変化とする時、次式で求める。

$$Meq = 0.6 \times M1 + 0.4 \times M2 \quad (M1 > M2)$$

### 3) 応力計算

#### 第1 径間



$$E = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 77000 \text{ N/mm}^2$$

プレフレクション位置:

左 (左支点より) : 7.200 m PFL = 400 kN

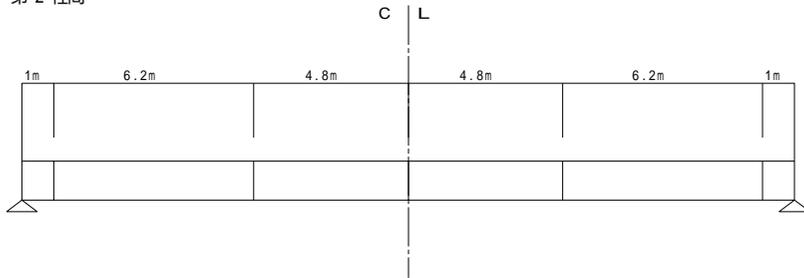
右 (右支点より) : 7.200 m PFR = 460 kN

部材	部材長 (m)	L			R		
		E <sup>*</sup> I <sub>z</sub> (Nmm <sup>2</sup> )	G <sup>*</sup> J(Nmm <sup>2</sup> )	W <sub>y</sub> (mm <sup>3</sup> )	E <sup>*</sup> I <sub>z</sub> (Nmm <sup>2</sup> )	G <sup>*</sup> J(Nmm <sup>2</sup> )	W <sub>y</sub> (mm <sup>3</sup> )
1	4.000	1.26E+14	1.50E+12	7.56E+06	1.26E+14	1.50E+12	9.13E+06
2	3.200	1.26E+14	1.50E+12	9.13E+06	1.26E+14	1.50E+12	1.02E+07
3	4.800	1.26E+14	1.50E+12	1.02E+07	1.26E+14	1.51E+12	1.17E+07
4	4.800	1.26E+14	1.51E+12	1.17E+07	1.26E+14	1.51E+12	1.28E+07
5	2.200	1.26E+14	1.51E+12	1.28E+07	1.26E+14	1.51E+12	1.32E+07
6	1.000	6.40E+13	5.87E+11	9.96E+06	6.40E+13	5.88E+11	1.01E+07
7	4.000	6.40E+13	5.88E+11	1.01E+07	6.40E+13	5.89E+11	1.04E+07

#### <応力計算>

区間	区間(始点) (m)		区間(終点) (m)		E <sub>iz</sub> (Nmm <sup>2</sup> )	G <sub>j</sub> (Nmm <sup>2</sup> )	W <sub>y</sub> (mm <sup>3</sup> )	L(mm)	判定
	Meq(Nmm <sup>2</sup> )	pca1(N/mm <sup>2</sup> )	pca2(N/mm <sup>2</sup> )	pca(N/mm <sup>2</sup> )					
~	1.000	7.200	1.26E+14	1.50E+12	9.13E+06	6200			
SM490Y	1.89E+09	591	251	284	207	pc	pca(OK)		
~	7.200	12.000	1.26E+14	1.51E+12	1.10E+07	4800			
SM490Y	3.01E+09	637	277	284	275	pc	pca(OK)		
~	12.000	16.800	1.26E+14	1.51E+12	1.22E+07	4800			
SM490Y	3.23E+09	572	277	284	264	pc	pca(OK)		
~	16.800	23.000	8.60E+13	9.15E+11	1.12E+07	6200			
SM490Y	2.17E+09	312	251	284	195	pc	pca(OK)		

第2径間



E = 200000 N/mm<sup>2</sup>      G = 77000 N/mm<sup>2</sup>

プレフレクション位置:

左 (左支点より) : 7.200 m      PFL = 460 kN  
 右 (右支点より) : 7.200 m      PFR = 400 kN

部材	部材長 (m)	L			R		
		E*Iz(Nmm <sup>2</sup> )	G*J(Nmm <sup>2</sup> )	Iy(mm <sup>3</sup> )	E*Iz(Nmm <sup>2</sup> )	G*J(Nmm <sup>2</sup> )	Iy(mm <sup>3</sup> )
1	4.000	6.40E+13	5.89E+11	1.04E+07	6.40E+13	5.88E+11	1.01E+07
2	1.000	6.40E+13	5.88E+11	1.01E+07	6.40E+13	5.87E+11	9.96E+06
3	2.200	1.26E+14	1.51E+12	1.32E+07	1.26E+14	1.51E+12	1.28E+07
4	4.800	1.26E+14	1.51E+12	1.28E+07	1.26E+14	1.51E+12	1.17E+07
5	4.800	1.26E+14	1.51E+12	1.17E+07	1.26E+14	1.50E+12	1.02E+07
6	3.200	1.26E+14	1.50E+12	1.02E+07	1.26E+14	1.50E+12	9.13E+06
7	4.000	1.26E+14	1.50E+12	9.13E+06	1.26E+14	1.50E+12	7.56E+06

<応力計算>

区間	区間(始点)(m)	区間(終点)(m)	Eiz(Nmm <sup>2</sup> )	Gj(Nmm <sup>2</sup> )	Iy(mm <sup>3</sup> )	L(mm)
材質	Ireq(N/mm <sup>2</sup> )	pca1(N/mm <sup>2</sup> )	pca2(N/mm <sup>2</sup> )	pca(N/mm <sup>2</sup> )	pc(N/mm <sup>2</sup> )	判定
~	1.000	7.200	8.60E+13	9.15E+11	1.12E+07	6200
SM490Y	2.17E+09	312	251	284	195	pc    pca(OK)
~	7.200	12.000	1.26E+14	1.51E+12	1.22E+07	4800
SM490Y	3.23E+09	572	277	284	264	pc    pca(OK)
~	12.000	16.800	1.26E+14	1.51E+12	1.10E+07	4800
SM490Y	3.01E+09	637	277	284	275	pc    pca(OK)
~	16.800	23.000	1.26E+14	1.50E+12	9.13E+06	6200
SM490Y	1.89E+09	591	251	284	207	pc    pca(OK)

(2) 架設時

1) 架設方法  
 本橋はトラッククレーンによる架設方法を適用することを考慮して検討する。

2) 許容応力度  
 架設時においては、プレビーム自重による鋼桁曲げ圧縮応力度の照査を行う。この時、部材両端の支持条件は、安全側をとって回転はしないが水平方向には自由であると考え、安全率を固定の支持条件に対して2.0とすれば、鋼桁許容曲げ圧縮応力度  $sca$  は次式にて求められる。また、許容応力度に架設時の割増し(1.25)を考慮している。

$$sca = 1.2/2.0 * \sqrt{E * Iz * G * J / L / Iy} * 1.25 \quad 263 \text{ N/mm}^2 \text{ (SM490Y, SM490Y-H)}$$

3) ねじり剛度Jの算出方法

		B (mm)	t (mm)	a (mm)	b (mm)	a / b	c
第1径間	鋼	U.FLG	400	40	-	-	-
		WEB	664	12	-	-	-
	桁	L.FLG	500	40	-	-	-
	下フランジ Con	-	-	300	800	0.375	0.255
第2径間	鋼	U.FLG	400	40	-	-	-
		WEB	664	12	-	-	-
	桁	L.FLG	500	40	-	-	-
	下フランジ Con	-	-	300	800	0.375	0.255

	鋼桁		下フランジCON		(G*J) (Nmm <sup>2</sup> )
	J (mm <sup>4</sup> )	G*J (Nmm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	G*J (Nmm <sup>2</sup> )	
第1径間	1.96E+07	1.51E+12	5.51E+09	6.56E+13	6.71E+13
第2径間	1.96E+07	1.51E+12	5.51E+09	6.56E+13	6.71E+13

C : a / b に対する Timoshenko の係数

$$C = \frac{1}{3} - \frac{64}{5} * \frac{a}{b} * \text{EXP}(-\frac{b}{2} * \frac{b}{a}) - \text{EXP}(-\frac{b}{2} * \frac{b}{a}) / (\text{EXP}(-\frac{b}{2} * \frac{b}{a}) + \text{EXP}(-\frac{b}{2} * \frac{b}{a}))$$

J : ねじり度剛度

鋼桁:  $J_s = (B * t^3 / 3)$   
 コンクリート:  $J_c = C * b * a^3$

G : せん断弾性係数

鋼桁: 77000 N/mm<sup>2</sup>  
 コンクリート:  $E_c / 2.3 \text{ N/mm}^2$   
 ただし、E、c はコンクリートのヤング係数 (27397 N/mm<sup>2</sup>)

4) 応力度照査

	E*Iz (Nmm <sup>2</sup> )	G*J (Nmm <sup>2</sup> )	(E*Iz*G*J) <sup>1/2</sup> (Nmm <sup>2</sup> )	Iy (mm <sup>3</sup> )	L (mm)	sca (N/mm <sup>2</sup> )	sc (N/mm <sup>2</sup> )	材質
第1径間	4.77E+14	6.71E+13	1.79E+14	12495809	30000	358 > 263	80 263(OK)	SM490Y
第2径間	4.77E+14	6.71E+13	1.79E+14	12495809	30000	358 > 263	80 263(OK)	SM490Y

scl は衝撃(1.5)を考慮している。

架設時発生応力が許容を超過する場合は、適切な横倒れ座屈防止対策を行う。  
 横倒れ防止対策例) 架設は多点支持で行い、支持点解放時には2本以上の桁を横桁等で固定する。  
 架設時に単純支持状態となる場合は別途検討を行うこと。

(3) 床版打設直後

$$sca = 1.2 * \sqrt{E * I_z * G * J / L / W_y} * 1.25 \quad 263 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{SM490Y, SM490Y-H})$$

	E*Iz (Nm <sup>2</sup> )	G*J (mm <sup>2</sup> )	(E*Iz*G*J) <sup>1/2</sup> (Nm <sup>2</sup> )	Wy (mm <sup>3</sup> )	L (mm)	sca (N/mm <sup>2</sup> )	sc (N/mm <sup>2</sup> )	材質
第1径間	4.77E+14	6.71E+13	1.79E+14	12495809	30000	716 > 263	124 263(OK)	SM490Y
第2径間	4.77E+14	6.71E+13	1.79E+14	12495809	30000	716 > 263	124 263(OK)	SM490Y

3-9 降伏点に対する安全度の照査

降伏点に対する安全度の照査 (G1桁)

次の荷重の最も不利な組み合わせを用いる。

- 1) Md = 1.3 Md
- 2) ML = 2.0 ML + I
- 3) 版のコンクリートのクリープ乾燥収縮

ここに、

$$Md : \text{全ての死荷重曲げモーメント (Md1+Md1'+Md2+Md3)} \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$ML + I : \text{活荷重 (衝撃含む) 曲げモーメント} \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

なお、加算荷重に対する応力計算は、径間部については下フランジコンクリートを無視した断面 (State3) にて行う。  
また、中間支座位部については床版コンクリートの橋軸方向鉄筋を考慮し、かつ床版コンクリートを無視した (State4) にて行う。

床版のヤング係数比  $n1 = 7.0$   
下フランジコンクリートのヤング係数比  $n2 = 6.4$

記号説明

- cu' : 床版コンクリート上縁の応力度 (Md = 0の場合)
- 床版に配置される上側鉄筋の応力度 (Md < 0の場合)
- su : 鋼桁上フランジ上縁の応力度
- sl : 鋼桁下フランジ下縁の応力度
- cl : 下フランジコンクリート下縁の応力度

ただし、版のクリープ乾燥収縮を含む組合せで sulに圧縮応力が作用する場合、  
常時換算値 ( su/1.15 ) としている。

		加算応力						合計 応力度	降伏 応力度	判定		
		設計 応力度	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	死荷重*0.3		活荷重+衝撃					
					0.3*Md	応力度	M1+I				応力度	
PF1-L	cu'	-4.6	-29.4	830916	452	-2.3	748	-3.8	-10.7	-20	OK	
	su	-144	-12.4					-7	-11	-162	-355	OK
	sl	173	54.4					30	49	252	355	OK
CL-1	cu'	-5.3	-31.2	1025039	512	-2.2	956	-4.2	-11.7	-20	OK	
	su	-145	-14.2					-7	-13	-165	-355	OK
	sl	180	60.2					30	56	266	355	OK
PF1-R	cu'	-3.8	-32.6	1188829	360	-1.4	850	-3.3	-8.5	-20	OK	
	su	-102	-15.6					-5	-11	-118	-355	OK
	sl	129	64.6					20	46	195	355	OK
J1	cu'	.0	-28.4	884212	228	-1.0	717	-3.3	-4.3	-20	OK	
	su	0	-10.4					-3	-8	-11	-355	OK
	sl	0	69.9					18	57	75	355	OK
J2	cu'	34.0	-66.5	1111188	-355	21.3	-593	35.5	90.8	295	OK	
	su	110	-54.4					17	29	156	355	OK
	sl	-100	29.6					-9	-16	-125	-355	OK
	cl	-7.4	41.6					-2.1	-3.5	-12.9	-30	OK
P1	cu'	78.0	-63.6	1546158	-1100	45.3	-1069	44.0	167.2	295	OK	
	su	205	-53.0					38	37	279	355	OK
	sl	-177	35.0					-25	-24	-226	-355	OK
	cl	-13.2	45.5					-5.1	-4.9	-23.2	-30	OK
J3	cu'	33.0	-66.5	1111188	-354	21.2	-586	35.0	89.2	295	OK	
	su	109	-54.4					17	29	155	355	OK
	sl	-99	29.6					-9	-16	-124	-355	OK
	cl	-7.4	41.6					-2.1	-3.4	-12.9	-30	OK
J4	cu'	.0	-28.4	884212	230	-1.1	733	-3.4	-4.4	-20	OK	
	su	0	-10.4					-3	-9	-11	-355	OK
	sl	0	69.9					18	58	76	355	OK
PF2-L	cu'	-3.9	-32.6	1188829	362	-1.4	866	-3.4	-8.7	-20	OK	
	su	-102	-15.6					-5	-11	-118	-355	OK
	sl	130	64.6					20	47	197	355	OK
CL-2	cu'	-5.4	-31.2	1025039	514	-2.2	966	-4.2	-11.8	-20	OK	
	su	-145	-14.2					-7	-13	-165	-355	OK
	sl	181	60.2					30	57	268	355	OK
PF2-R	cu'	-4.6	-29.4	830916	454	-2.3	744	-3.8	-10.7	-20	OK	
	su	-144	-12.4					-7	-11	-162	-355	OK
	sl	173	54.4					30	49	251	355	OK

降伏点に対する安全度の照査( G4桁 )

次の荷重の最も不利な組み合わせを用いる。

- 1)  $Md = 1.3Md$
- 2)  $ML = 2.0ML + I$
- 3) 版のコンクリートのクリープ乾燥収縮

ここに、

$Md$  : 全ての死荷重曲げモーメント ( $Md1+Md1'+Md2+Md3$ ) (kN.m)  
 $ML + I$  : 活荷重 (衝撃含む) 曲げモーメント (kN.m)

なお、加算荷重に対する応力計算は、径間部については下フランジコンクリートを無視した断面 (State3) にて行う。  
 また、中間支点部については床版コンクリートの橋軸方向鉄筋を考慮し、かつ床版コンクリートを無視した (State4) にて行う。

床版のヤング係数比  $n1= 7.0$   
 下フランジコンクリートのヤング係数比  $n2= 6.4$

記号説明

- cu' : 床版コンクリート上縁の応力度 ( $Md > 0$ の場合)  
 su : 床版に配置される上側鉄筋の応力度 ( $Md < 0$ の場合)  
 su : 鋼桁上フランジ上縁の応力度  
 sl : 鋼桁下フランジ下縁の応力度  
 cl : 下フランジコンクリート下縁の応力度

ただし、版のクリープ乾燥収縮を含む組合せで suに圧縮応力が作用する場合、常時換算値 ( $su/1.15$ ) としている。

		加算応力							合計 応力度	降伏 応力度	判定
		設計 応力度	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	死荷重*0.3 0.3*Md		活荷重+衝撃 Ml+I				
					応力度	応力度	応力度	応力度			
PF1-L	cu'	-5.7	-29.0	841266	442	-2.2	-5.0	-12.9	-20	OK	
	su	-148	-12.0			-6	1023	-15	-169	-355	OK
	sl	188	54.8			29		67	283	355	OK
CL-1	cu'	-6.3	-30.8	1036905	497	-2.1	-5.3	-13.7	-20	OK	
	su	-148	-13.8			-7	1257	-17	-171	-355	OK
	sl	194	60.6			29		73	296	355	OK
PF1-R	cu'	-4.7	-32.3	1201881	352	-1.4	-4.4	-10.4	-20	OK	
	su	-105	-15.3			-4	1144	-15	-124	-355	OK
	sl	143	64.9			19		62	224	355	OK
J1	cu'	-4.2	-28.0	893799	218	-1.0	-4.5	-9.7	-20	OK	
	su	-91	-10.0			-2	1014	-11	-105	-355	OK
	sl	157	70.3			17		80	254	355	OK
J2	cu'	37.0	-66.1	1128077	-350	20.5	40.8	98.3	295	OK	
	su	113	-54.0			17	-697	33	163	355	OK
	sl	-101	30.0			-9		-19	-129	-355	OK
	cl	-7.9	42.0			-2.0		-4.1	-14.0	-30	OK
P1	cu'	74.0	-63.4	1559351	-1056	43.0	49.6	166.6	295	OK	
	su	202	-52.8			36	-1221	41	279	355	OK
	sl	-175	35.2			-24		-28	-226	-355	OK
	cl	-13.5	45.7			-4.8		-5.6	-23.9	-30	OK
J3	cu'	37.0	-66.1	1128077	-350	20.5	40.9	98.4	295	OK	
	su	113	-54.0			17	-698	33	163	355	OK
	sl	-101	30.0			-9		-19	-129	-355	OK
	cl	-7.9	42.0			-2.0		-4.1	-14.0	-30	OK
J4	cu'	-4.2	-28.0	893799	217	-1.0	-4.5	-9.7	-20	OK	
	su	-91	-10.0			-2	1017	-11	-105	-355	OK
	sl	157	70.3			17		80	254	355	OK
PF2-L	cu'	-4.7	-32.3	1201881	351	-1.3	-4.4	-10.4	-20	OK	
	su	-105	-15.3			-4	1145	-15	-124	-355	OK
	sl	143	64.9			19		62	224	355	OK
CL-2	cu'	-6.2	-30.8	1036905	496	-2.1	-5.3	-13.6	-20	OK	
	su	-148	-13.8			-7	1252	-17	-171	-355	OK
	sl	194	60.6			29		73	296	355	OK
PF2-R	cu'	-5.6	-29.0	841266	442	-2.2	-5.0	-12.8	-20	OK	
	su	-147	-12.0			-6	1015	-14	-168	-355	OK
	sl	188	54.8			29		66	283	355	OK

降伏点に対する安全度の照査( G6桁 )

次の荷重の最も不利な組み合わせを用いる。

- 1)  $Md = 1.3Md$
- 2)  $ML = 2.0ML + I$
- 3) 版のコンクリートのクリープ乾燥収縮

ここに、

$Md$  : 全ての死荷重曲げモーメント ( $Md1+Md1'+Md2+Md3$ ) (kN.m)  
 $ML + I$  : 活荷重 (衝撃含む) 曲げモーメント (kN.m)

なお、加算荷重に対する応力計算は、径間部については下フランジコンクリートを無視した断面 (State3) にて行う。  
 また、中間支点部については床版コンクリートの橋軸方向鉄筋を考慮し、かつ床版コンクリートを無視した (State4) にて行う。

床版のヤング係数比  $n1= 7.0$   
 下フランジコンクリートのヤング係数比  $n2= 6.4$

記号説明

- cu' : 床版コンクリート上縁の応力度 ( $Md > 0$ の場合)  
 su : 床版に配置される上側鉄筋の応力度 ( $Md < 0$ の場合)  
 su : 鋼桁上フランジ上縁の応力度  
 sl : 鋼桁下フランジ下縁の応力度  
 cl : 下フランジコンクリート下縁の応力度

ただし、版のクリープ乾燥収縮を含む組合せで suに圧縮応力が作用する場合、常時換算値 ( $su/1.15$ ) としている。

		加算応力							合計 応力度	降伏 応力度	判定
		設計 応力度	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	死荷重*0.3 0.3*Md		活荷重+衝撃 Ml+I				
					応力度	応力度	応力度	応力度			
PF1-L	cu'	-7.1	-30.5	805577	416	-2.3	-6.4	-15.8	-20	OK	
	su	-146	-13.5			-7	1190	-20	-173	-355	OK
	sl	194	53.3			28		79	300	355	OK
CL-1	cu'	-7.9	-32.5	994678	473	-2.2	-6.9	-17.0	-20	OK	
	su	-148	-15.5			-7	1482	-23	-178	-355	OK
	sl	203	58.9			28		88	319	355	OK
PF1-R	cu'	-6.0	-34.1	1154196	333	-1.4	-5.7	-13.1	-20	OK	
	su	-106	-17.1			-5	1340	-20	-131	-355	OK
	sl	150	63.1			18		73	241	355	OK
J1	cu'	-5.3	-29.7	861039	212	-1.0	-5.6	-12.0	-20	OK	
	su	-92	-11.7			-3	1141	-16	-110	-355	OK
	sl	167	68.6			17		91	275	355	OK
J2	cu'	48.0	-67.2	1076095	-326	20.3	51.7	120.1	295	OK	
	su	116	-55.1			17	-828	42	175	355	OK
	sl	-99	28.9			-9		-22	-130	-355	OK
	cl	-8.4	40.9			-1.9		-4.9	-15.3	-30	OK
P1	cu'	88.0	-64.1	1518371	-1013	42.8	59.7	190.5	295	OK	
	su	205	-53.5			36	-1415	50	291	355	OK
	sl	-173	34.5			-23		-32	-228	-355	OK
	cl	-14.1	45.0			-4.7		-6.6	-25.3	-30	OK
J3	cu'	49.0	-67.2	1076095	-327	20.4	52.4	121.8	295	OK	
	su	117	-55.1			17	-839	43	177	355	OK
	sl	-100	28.9			-9		-23	-131	-355	OK
	cl	-8.5	40.9			-1.9		-5.0	-15.4	-30	OK
J4	cu'	-5.2	-29.7	861039	210	-1.0	-5.5	-11.8	-20	OK	
	su	-92	-11.7			-3	1122	-15	-110	-355	OK
	sl	165	68.6			17		89	271	355	OK
PF2-L	cu'	-5.9	-34.1	1154196	331	-1.4	-5.6	-12.9	-20	OK	
	su	-105	-17.1			-5	1322	-20	-129	-355	OK
	sl	149	63.1			18		72	239	355	OK
CL-2	cu'	-7.8	-32.5	994678	472	-2.2	-6.8	-16.8	-20	OK	
	su	-148	-15.5			-7	1466	-23	-178	-355	OK
	sl	202	58.9			28		87	317	355	OK
PF2-R	cu'	-7.1	-30.5	805577	415	-2.2	-6.5	-15.8	-20	OK	
	su	-146	-13.5			-7	1193	-20	-173	-355	OK
	sl	194	53.3			27		79	300	355	OK

3-10 中間支点部合成応力の照査

中間支点部合成応力の照査( G1桁 )

道示 10.2.5より、次式により照査を行う。

$$\left( \frac{\sigma}{a} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{a} \right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- : 腹板縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- a: 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- : 腹板せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- a: 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	P1	
材質	SM490Y-H	
せん断力(kN)	770	
WEB	高さ(mm)	790
	板厚(mm)	19
L-FLG	幅(mm)	500
(N/mm <sup>2</sup> )	ウエブ上縁	185.5
	ウエブ下縁	-157.5
(N/mm <sup>2</sup> )	ウエブ	51.3
a(N/mm <sup>2</sup> )		210
a(N/mm <sup>2</sup> )		120
合成応力(N/mm <sup>2</sup> )		0.96
照査( 1.2)		OK

中間支点部合成応力の照査( G4桁 )

道示 10.2.5より、次式により照査を行う。

$$\left( \frac{\sigma}{a} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{a} \right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- : 腹板縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- a: 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- : 腹板せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- a: 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	P1	
材質	SM490Y-H	
せん断力(kN)	869	
WEB	高さ(mm)	790
	板厚(mm)	19
L-FLG	幅(mm)	500
(N/mm <sup>2</sup> )	ウエブ上縁	182.7
	ウエブ下縁	-155.7
(N/mm <sup>2</sup> )	ウエブ	57.9
a(N/mm <sup>2</sup> )		210
a(N/mm <sup>2</sup> )		120
合成応力(N/mm <sup>2</sup> )		0.99
照査( 1.2)		OK

中間支点部合成応力の照査( G6桁 )

道示 10.2.5より、次式により照査を行う。

$$\left( \frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2$$

ここで、

- : 腹板縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- a : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- : 腹板せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- a : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

		P1
材質		SM490Y-H
せん断力(kN)		834
WEB	高さ(mm)	790
	板厚(mm)	19
L-FLG	幅(mm)	500
	(N/mm <sup>2</sup> ) ウェブ上縁	185.7
	ウェブ下縁	-153.7
(N/mm <sup>2</sup> ) ウェブ		55.5
a(N/mm <sup>2</sup> )		210
a(N/mm <sup>2</sup> )		120
合成応力(N/mm <sup>2</sup> )		1.00
照査( 1.2)		OK

### 3-11 部材の設計・照査

#### 3-11-1 補剛材の設計

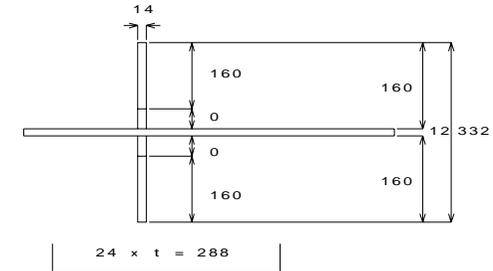
##### (1) 支点上補剛材

##### 1) 端支点上補剛材

< S1(G4桁) >

・断面計算

$$R = 592 \text{ (kN)} \quad \begin{array}{l} 2\text{-Stiff PL } 160 \times 14 \text{ ( SM400 )} \\ \text{鋼桁 WEB厚 } 12 \text{ (mm)} \\ \text{鋼桁 WEB高 } 440 \text{ (mm)} \end{array}$$



$$24 \times t = 288$$

$$\begin{array}{lll} 2 - \text{PL} & 160 \times 14 & 44.8 \text{ (cm}^2\text{)} \\ 1 - \text{PL} & 288 \times 12 & 34.6 \text{ (cm}^2\text{)} \\ & & \text{As} = 79.4 \text{ (cm}^2\text{)} \end{array}$$

$$\text{有効断面積 } 44.8 \times 1.7 = 76.2 \text{ (cm}^2\text{)} \quad 79.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

支点上補剛材はコンクリートを捲くため、座屈は生じないものと考え、許容応力度は上限値をとる。

$$c_a = 140 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} c &= R / A_s = 592 \times 1000 / ( 76.2 \times 100 ) \\ &= 78 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ( OK )} \end{aligned}$$

・溶接サイズ( 端支点 : すみ肉 6 mm )

$$\text{有効のど厚 } a = 4.242 \text{ (mm)}$$

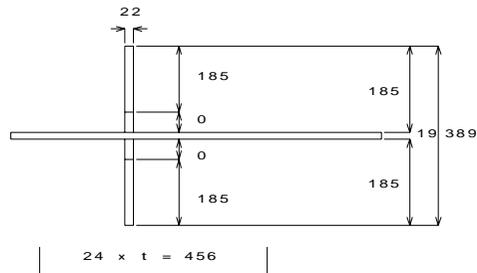
$$\begin{aligned} &= R_s / (4ah) = 592 \times 1000 / ( 4 \times 4.242 \times 440 ) \\ &= 79.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ( OK )} \end{aligned}$$

2) 中間支点上補剛材

< P1(G4桁) >

・断面計算

R = 1627 (kN) 2 - Stiff PL 185 × 22 ( SM400 )  
 鋼桁 WEB厚 19 (mm)  
 鋼桁 WEB高 790 (mm)



2 - PL 185 × 22 81.4 (cm<sup>2</sup>)  
 1 - PL 456 × 19 86.6 (cm<sup>2</sup>)  
 As = 168.0 (cm<sup>2</sup>)

有効断面積 81.4 × 1.7 = 138.4 (cm<sup>2</sup>) 168.0 (cm<sup>2</sup>)

支点上補剛材はコンクリートを捲くため、座屈は生じないものと考え、許容応力度は上限値をとる。

$$ca = 140 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$c = R / As = 1627 \times 1000 / ( 138.4 \times 100 )$$

$$= 118 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ( OK )}$$

・溶接サイズ (中間支点: すみ肉 10 mm)

有効のど厚 a = 7.070 (mm)

$$= Rs / (4ah) = 1627 \times 1000 / ( 4 \times 7.070 \times 790 )$$

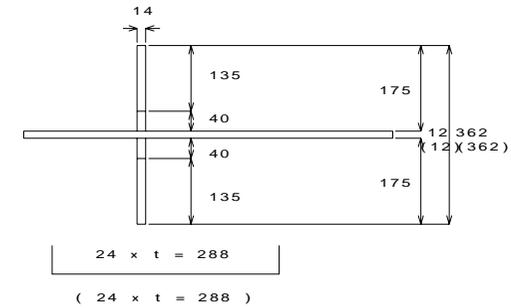
$$= 72.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ( OK )}$$

(2) プレフレクション点補剛材  
 < プレフレクション補剛材(G1桁) >

1) 第1径間  
 ・断面計算

2 - Stiff PL 175 × 14 ( SM400 )  
 PF点-L R = 355.0 (kN) 鋼桁 WEB厚 12 (mm)  
 鋼桁 WEB高 588 (mm) Stiff長 368 (mm)  
 PF点-R R = 505.0 (kN) 鋼桁 WEB厚 12 (mm)  
 鋼桁 WEB高 722 (mm) Stiff長 502 (mm)

( )内はPF点-Rの寸法を示す。



<PF点-L>

2 - PL 135 × 14 37.8 (cm<sup>2</sup>)  
 1 - PL 288 × 12 34.6 (cm<sup>2</sup>)  
 As = 72.4 (cm<sup>2</sup>)

有効座屈長 (中立軸) = 323 (mm)  
 有効断面積 37.8 × 1.7 = 64.3 (cm<sup>2</sup>) 72.4 (cm<sup>2</sup>)

$$b / t = 135 / 14 = 9.6 \quad 12.8 \text{ ( OK )}$$

$$I = 1.4 \times ( 36.2^3 - 9.2^3 ) / 12 = 5444 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$r = \sqrt{5444 / 64.3} = 9.2 \text{ (cm)}$$

$$L / r = 32.3 / 9.2 = 3.5 \quad 18 \text{ ( OK )}$$

$$ca = 140 \times 1.35 = 189 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$c = PF / As = 355.0 \times 1000 / ( 64.3 \times 100 )$$

$$= 55 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 189 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ( OK )}$$

<PF点-R>

2 - PL 135 × 14 = 37.8 (cm<sup>2</sup>)  
 1 - PL 288 × 12 = 34.6 (cm<sup>2</sup>)  
 As = 72.4 (cm<sup>2</sup>)

有効座屈長 (中立軸) = 395 (mm)

有効断面積 37.8 × 1.7 = 64.3 (cm<sup>2</sup>) 72.4 (cm<sup>2</sup>)

$$b / t = 135 / 14 = 9.6 \quad 12.8 \text{ ( OK )}$$

$$I = 1.4 \times ( 36.2^3 - 9.2^3 ) / 12 = 5444 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$r = \sqrt{5444 / 64.3} = 9.2 \text{ (cm)}$$

$$L / r = 39.5 / 9.2 = 4.3 \quad 18 \text{ ( OK )}$$

$$ca = 140 \times 1.35 = 189 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$c = PF / As = 505.0 \times 1000 / ( 64.3 \times 100 )$$

$$= 79 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 189 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ( OK )}$$

・溶接サイズ (すみ肉 6 mm)

有効のど厚 a = 4.242 (mm)

$$a = 80 \times 1.35 = 108 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

<PF点-L>

$$= PF / ( 4ah ) = 355.0 \times 1000 / ( 4 \times 4.242 \times 328 )$$

$$= 63.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 108 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ( OK )}$$

<PF点-R>

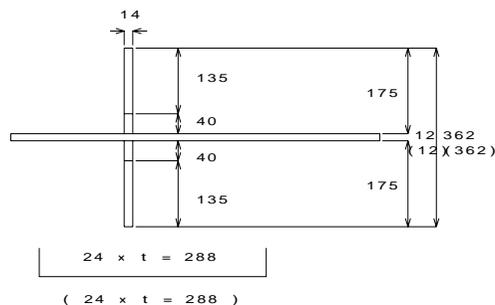
$$= PF / ( 4ah ) = 505.0 \times 1000 / ( 4 \times 4.242 \times 462 )$$

$$= 64.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 108 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ( OK )}$$

2) 第2径間  
・断面計算

2 - Stiff PL 175 × 14 ( SM400 )  
 PF点-L R = 505.0 (kN) 鋼桁 WEB厚 12 (mm)  
 鋼桁 WEB高 722 (mm) Stiff長 502 (mm)  
 PF点-R R = 355.0 (kN) 鋼桁 WEB厚 12 (mm)  
 鋼桁 WEB高 588 (mm) Stiff長 368 (mm)

( )内はPF点-Rの寸法を示す。



<PF点-L>

2 - PL 135 × 14 = 37.8 (cm<sup>2</sup>)  
 1 - PL 288 × 12 = 34.6 (cm<sup>2</sup>)  
 As = 72.4 (cm<sup>2</sup>)

有効座屈長(中立軸) = 395 (mm)  
 有効断面積 37.8 × 1.7 = 64.3 (cm<sup>2</sup>) 72.4 (cm<sup>2</sup>)  
 b / t = 135 / 14 = 9.6 12.8 ( OK )  
 I = 1.4 × ( 36.2<sup>3</sup> - 9.2<sup>3</sup> ) / 12 = 5444 (cm<sup>4</sup>)  
 r = √5444 / 64.3 = 9.2 (cm)

L / r = 39.5 / 9.2 = 4.3 18 ( OK )  
 ca = 140 × 1.35 = 189 (N/mm<sup>2</sup>)  
 c = PF / As = 505.0 × 1000 / ( 64.3 × 100 )  
 = 79 (N/mm<sup>2</sup>) 189 (N/mm<sup>2</sup>) ( OK )

<PF点-R>

2 - PL 135 × 14 = 37.8 (cm<sup>2</sup>)  
 1 - PL 288 × 12 = 34.6 (cm<sup>2</sup>)  
 As = 72.4 (cm<sup>2</sup>)

有効座屈長(中立軸) = 323 (mm)  
 有効断面積 37.8 × 1.7 = 64.3 (cm<sup>2</sup>) 72.4 (cm<sup>2</sup>)  
 b / t = 135 / 14 = 9.6 12.8 ( OK )  
 I = 1.4 × ( 36.2<sup>3</sup> - 9.2<sup>3</sup> ) / 12 = 5444 (cm<sup>4</sup>)  
 r = √5444 / 64.3 = 9.2 (cm)

L / r = 32.3 / 9.2 = 3.5 18 ( OK )  
 ca = 140 × 1.35 = 189 (N/mm<sup>2</sup>)  
 c = PF / As = 355.0 × 1000 / ( 64.3 × 100 )  
 = 55 (N/mm<sup>2</sup>) 189 (N/mm<sup>2</sup>) ( OK )

・溶接サイズ(すみ肉 6 mm)

有効のど厚 a = 4.242 (mm)  
 a = 80 × 1.35 = 108 (N/mm<sup>2</sup>)

<PF点-L>

= PF / ( 4ah ) = 505.0 × 1000 / ( 4 × 4.242 × 462 )  
 = 64.4 (N/mm<sup>2</sup>) 108 (N/mm<sup>2</sup>) ( OK )

<PF点-R>

= PF / ( 4ah ) = 355.0 × 1000 / ( 4 × 4.242 × 328 )  
 = 63.8 (N/mm<sup>2</sup>) 108 (N/mm<sup>2</sup>) ( OK )

3-11-2 腹板の照査

< 腹板の照査(G1桁) >

( 1 ) 支点上の腹板厚の検討

支点 名称	せん断力 kN	鋼桁腹板形状			欠損部		N/mm <sup>2</sup>	a N/mm <sup>2</sup>	照査
		材質	厚さ mm	高さ mm	直径 mm	箇所			
S1	448	SM490Y	12	440	24.5	1	90	120	OK
P1	770	SM490Y	19	790	24.5	2	55	120	OK
S2	447	SM490Y	12	440	24.5	1	90	120	OK

= せん断力 / { { 腹板高さ - (貫通孔径×個数) } × 腹板厚 }

(2) 腹板厚の検討

1) 腹板の板厚の照査

・第1径間

断面名称	鋼桁 ウェブ高 cm	腹板厚 cm	材質	すみ肉溶接 サイズ cm	必要板厚 cm	照査結果
S1	44.0	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF1-L	58.8	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
CL-1	66.4	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF1-R	72.2	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
J1	74.3	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
J2	78.0	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
P1	79.0	1.9	SM490Y	1.0	1.10	OK

・第2径間

断面名称	鋼桁 ウェブ高 cm	腹板厚 cm	材質	すみ肉溶接 サイズ cm	必要板厚 cm	照査結果
J3	78.0	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
J4	74.3	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
PF2-L	72.2	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
CL-2	66.4	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF2-R	58.8	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
S2	44.0	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK

必要板厚 > S (2 × t)  
 S = すみ肉溶接サイズ  
 t = フランジ板厚

2) プレビ - ムげた部材のプレフレクション時腹板座屈の照査

道示 10.4.3章の解10.4.12式を用いて照査を行う。使用数値を次ページに集計する。

: プレフレクション時の腹板上縁応力度  
 : プレフレクション時の発生せん断応力度

・第1径間

断面名称	鋼桁ウェブ高 cm	腹板厚 cm	断面積 cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	照査 1
S1	44.0	1.2	52.8	0	76	0.018 (OK)
PF1-L	58.8	1.2	70.6	-250	57	0.062 (OK)
CL-1	66.4	1.2	79.7	-239	6	0.046 (OK)
PF1-R	72.2	1.2	86.6	-235	53	0.124 (OK)
J1	74.3	1.2	89.2	-214	52	0.123 (OK)

・第2径間

断面名称	鋼桁ウェブ高 cm	腹板厚 cm	断面積 cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	照査 1
J4	74.3	1.2	89.2	-214	52	0.123 (OK)
PF2-L	72.2	1.2	86.6	-235	53	0.124 (OK)
CL-2	66.4	1.2	79.7	-239	6	0.046 (OK)
PF2-R	58.8	1.2	70.6	-250	57	0.062 (OK)
S2	44.0	1.2	52.8	0	76	0.018 (OK)

プレフレクション時の詳細データ

u : 鋼桁上縁応力度      l : 鋼桁下縁応力度

・第1径間

PB支間長 m	左側PF点 kN	右側PF点 kN	左支点 - 左側PF点 m	右支点 - 右側PF点 m
24.000	355.0	505.0	7.200	7.200

断面名称	u N/mm <sup>2</sup>	l N/mm <sup>2</sup>	上フランジ厚 cm	下フランジ厚 cm	上フランジ幅 cm	下フランジ幅 cm	せん断力 kN
S1	0	0	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
PF1-L	-281	236	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
CL-1	-265	223	4.0	4.0	40.0	50.0	45.0
PF1-R	-259	219	4.0	4.0	40.0	50.0	460.0
J1	-231	231	3.0	3.0	40.0	40.0	460.0

・第2径間

PB支間長 m	左側PF点 kN	右側PF点 kN	左支点 - 左側PF点 m	右支点 - 右側PF点 m
24.000	505.0	355.0	7.200	7.200

断面名称	u N/mm <sup>2</sup>	l N/mm <sup>2</sup>	上フランジ厚 cm	下フランジ厚 cm	上フランジ幅 cm	下フランジ幅 cm	せん断力 kN
J4	-231	231	3.0	3.0	40.0	40.0	460.0
PF2-L	-259	219	4.0	4.0	40.0	50.0	460.0
CL-2	-265	223	4.0	4.0	40.0	50.0	45.0
PF2-R	-281	236	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
S2	0	0	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0

4) 完成時腹板座屈の照査

道示 10.4.3の表10.4.2を用いて照査を行う。

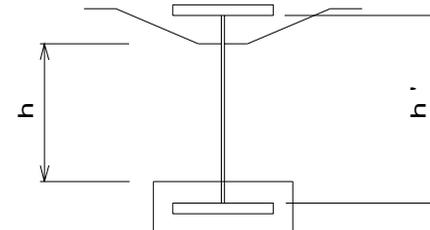
鋼桁ウェブ高 : h' (cm)

フランジ純間隔(ウェブ高) : h (cm) (ハンチ下面 - 下フランジコンクリート上面まで)

腹板厚 : t (cm)

腹板厚低減係数  $k = \sqrt{\text{許容せん断力} / \text{発生せん断力}}$  (ただし、 $k_{\max} = 1.2$ )

垂直補剛材を省略する場合、フランジ純間隔の最大値 : hmax (cm)



腹板厚が厚くなる場合、別途「道示解10.4.12」により照査を行って下さい。

・第1径間

	h'	t	材質	発生S		a	h	hmax
	cm	cm		kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm
S1	44.0	1.2	SM490Y	448.0	85	120	14.0	68.4
PF1-L	58.8	1.2	SM490Y	203.3	29	120	28.8	68.4
CL-1	66.4	1.2	SM490Y	80.0	10	120	36.4	68.4
PF1-R	72.2	1.2	SM490Y	262.0	30	120	42.2	68.4
J1	74.3	1.2	SM490Y	337.0	38	120	44.3	68.4
J2	78.0	1.2	SM490Y	581.1	62	120	48.0	68.4
P1	79.0	1.9	SM490Y	770.4	51	120	49.0	108.3

	k	kmax	hmax × (k or kmax)	照査
			cm	
S1	1.19	1.2	81.3	OK
PF1-L	2.04	1.2	82.1	OK
CL-1	3.46	1.2	82.1	OK
PF1-R	1.99	1.2	82.1	OK
J1	1.78	1.2	82.1	OK
J2	1.39	1.2	82.1	OK
P1	1.53	1.2	130.0	OK

・第2径間

	h'	t	材質	発生S		a	h	hmax
	cm	cm		kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm
J3	78.0	1.2	SM490Y	586.4	63	120	48.0	68.4
J4	74.3	1.2	SM490Y	336.9	38	120	44.3	68.4
PF2-L	72.2	1.2	SM490Y	263.0	30	120	42.2	68.4
CL-2	66.4	1.2	SM490Y	78.0	10	120	36.4	68.4
PF2-R	58.8	1.2	SM490Y	202.3	29	120	28.8	68.4
S2	44.0	1.2	SM490Y	447.0	85	120	14.0	68.4

	k	kmax	hmax × (k or kmax)	照査
			cm	
J3	1.38	1.2	82.1	OK
J4	1.78	1.2	82.1	OK
PF2-L	1.99	1.2	82.1	OK
CL-2	3.50	1.2	82.1	OK
PF2-R	2.05	1.2	82.1	OK
S2	1.19	1.2	81.4	OK

< 腹板の照査(64桁) >

(1) 支点上の腹板厚の検討

支点 名称	せん断力 kN	鋼桁腹板形状			欠損部		N/mm <sup>2</sup>	a N/mm <sup>2</sup>	照査
		材質	厚さ mm	高さ mm	直径 mm	箇所			
S1	559	SM490Y	12	440	24.5	1	112	120	OK
P1	869	SM490Y	19	790	24.5	2	62	120	OK
S2	558	SM490Y	12	440	24.5	1	112	120	OK

$$= \text{せん断力} / \{ \{ \text{腹板高さ} - (\text{貫通孔径} \times \text{個数}) \} \times \text{腹板厚} \}$$

(2) 腹板厚の検討

1) 腹板の板厚の照査

・第1径間

断面名称	鋼桁 ウェブ高 cm	腹板厚 cm	材質	すみ肉溶接 サイズ cm	必要板厚 cm	照査結果
S1	44.0	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF1-L	58.8	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
CL-1	66.4	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF1-R	72.2	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
J1	74.3	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
J2	78.0	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
P1	79.0	1.9	SM490Y	1.0	1.10	OK

・第2径間

断面名称	鋼桁 ウェブ高 cm	腹板厚 cm	材質	すみ肉溶接 サイズ cm	必要板厚 cm	照査結果
J3	78.0	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
J4	74.3	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
PF2-L	72.2	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
CL-2	66.4	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF2-R	58.8	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
S2	44.0	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK

必要板厚 > S (2 × t)  
 S = すみ肉溶接サイズ  
 t = フランジ板厚

2) プレビ - ムげた部材のプレフレクション時腹板座屈の照査

道示 10.4.3章の解10.4.12式を用いて照査を行う。使用数値を次ページに集計する。

: プレフレクション時の腹板上縁応力度  
 : プレフレクション時の発生せん断応力度

・第1径間

断面名称	鋼桁ウェブ高 cm	腹板厚 cm	断面積 cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	照査 1
S1	44.0	1.2	52.8	0	76	0.018 (OK)
PF1-L	58.8	1.2	70.6	-250	57	0.062 (OK)
CL-1	66.4	1.2	79.7	-239	6	0.046 (OK)
PF1-R	72.2	1.2	86.6	-235	53	0.124 (OK)
J1	74.3	1.2	89.2	-214	52	0.123 (OK)

・第2径間

断面名称	鋼桁ウェブ高 cm	腹板厚 cm	断面積 cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	照査 1
J4	74.3	1.2	89.2	-214	52	0.123 (OK)
PF2-L	72.2	1.2	86.6	-235	53	0.124 (OK)
CL-2	66.4	1.2	79.7	-239	6	0.046 (OK)
PF2-R	58.8	1.2	70.6	-250	57	0.062 (OK)
S2	44.0	1.2	52.8	0	76	0.018 (OK)

プレフレクション時の詳細データ

u : 鋼桁上縁応力度      l : 鋼桁下縁応力度

・第1径間

PB支間長 m	左側PF点 kN	右側PF点 kN	左支点 - 左側PF点 m	右支点 - 右側PF点 m
24.000	355.0	505.0	7.200	7.200

断面名称	u N/mm <sup>2</sup>	l N/mm <sup>2</sup>	上フランジ厚 cm	下フランジ厚 cm	上フランジ幅 cm	下フランジ幅 cm	せん断力 kN
S1	0	0	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
PF1-L	-281	236	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
CL-1	-265	223	4.0	4.0	40.0	50.0	45.0
PF1-R	-259	219	4.0	4.0	40.0	50.0	460.0
J1	-231	231	3.0	3.0	40.0	40.0	460.0

・第2径間

PB支間長 m	左側PF点 kN	右側PF点 kN	左支点 - 左側PF点 m	右支点 - 右側PF点 m
24.000	505.0	355.0	7.200	7.200

断面名称	u N/mm <sup>2</sup>	l N/mm <sup>2</sup>	上フランジ厚 cm	下フランジ厚 cm	上フランジ幅 cm	下フランジ幅 cm	せん断力 kN
J4	-231	231	3.0	3.0	40.0	40.0	460.0
PF2-L	-259	219	4.0	4.0	40.0	50.0	460.0
CL-2	-265	223	4.0	4.0	40.0	50.0	45.0
PF2-R	-281	236	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
S2	0	0	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0

4) 完成時腹板座屈の照査

道示 10.4.3の表10.4.2を用いて照査を行う。

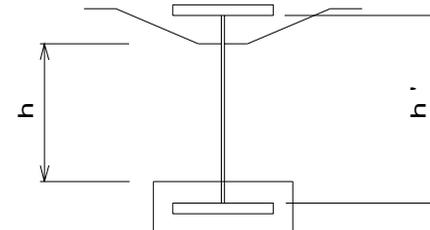
鋼桁ウェブ高 : h' (cm)

フランジ純間隔(ウェブ高) : h (cm) (ハンチ下面 - 下フランジコンクリート上面まで)

腹板厚 : t (cm)

腹板厚低減係数  $k = \sqrt{\text{許容せん断力} / \text{発生せん断力}}$  (ただし、 $k_{\max} = 1.2$ )

垂直補剛材を省略する場合、フランジ純間隔の最大値 : hmax (cm)



腹板厚が厚くなる場合、別途「道示解10.4.12」により照査を行って下さい。

・第1径間

	h'	t	材質	発生S		a	h	hmax
	cm	cm		kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm
S1	44.0	1.2	SM490Y	559.2	106	120	14.0	68.4
PF1-L	58.8	1.2	SM490Y	254.2	36	120	28.8	68.4
CL-1	66.4	1.2	SM490Y	142.7	18	120	36.4	68.4
PF1-R	72.2	1.2	SM490Y	318.7	37	120	42.2	68.4
J1	74.3	1.2	SM490Y	407.1	46	120	44.3	68.4
J2	78.0	1.2	SM490Y	645.2	69	120	48.0	68.4
P1	79.0	1.9	SM490Y	869.3	58	120	49.0	108.3

	k	kmax	hmax × (k or kmax)	照査
			cm	
S1	1.06	1.2	72.8	OK
PF1-L	1.83	1.2	82.1	OK
CL-1	2.59	1.2	82.1	OK
PF1-R	1.81	1.2	82.1	OK
J1	1.62	1.2	82.1	OK
J2	1.32	1.2	82.1	OK
P1	1.44	1.2	130.0	OK

・第2径間

	h'	t	材質	発生S		a	h	hmax
	cm	cm		kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm
J3	78.0	1.2	SM490Y	645.9	69	120	48.0	68.4
J4	74.3	1.2	SM490Y	406.1	46	120	44.3	68.4
PF2-L	72.2	1.2	SM490Y	318.7	37	120	42.2	68.4
CL-2	66.4	1.2	SM490Y	142.7	18	120	36.4	68.4
PF2-R	58.8	1.2	SM490Y	253.2	36	120	28.8	68.4
S2	44.0	1.2	SM490Y	558.2	106	120	14.0	68.4

	k	kmax	hmax × (k or kmax)	照査
			cm	
J3	1.32	1.2	82.1	OK
J4	1.62	1.2	82.1	OK
PF2-L	1.81	1.2	82.1	OK
CL-2	2.59	1.2	82.1	OK
PF2-R	1.83	1.2	82.1	OK
S2	1.07	1.2	72.9	OK

< 腹板の照査(66桁) >

(1) 支点上の腹板厚の検討

支点 名称	せん断力 kN	鋼桁腹板形状			欠損部		N/mm <sup>2</sup>	a N/mm <sup>2</sup>	照査
		材質	厚さ mm	高さ mm	直径 mm	箇所			
S1	520	SM490Y	12	440	24.5	1	104	120	OK
P1	834	SM490Y	19	790	24.5	2	59	120	OK
S2	519	SM490Y	12	440	24.5	1	104	120	OK

$$= \text{せん断力} / \{ \{ \text{腹板高さ} - (\text{貫通孔径} \times \text{個数}) \} \times \text{腹板厚} \}$$

(2) 腹板厚の検討

1) 腹板の板厚の照査

・第1径間

断面名称	鋼桁 ウェブ高 cm	腹板厚 cm	材質	すみ肉溶接 サイズ cm	必要板厚 cm	照査結果
S1	44.0	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF1-L	58.8	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
CL-1	66.4	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF1-R	72.2	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
J1	74.3	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
J2	78.0	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
P1	79.0	1.9	SM490Y	1.0	1.10	OK

・第2径間

断面名称	鋼桁 ウェブ高 cm	腹板厚 cm	材質	すみ肉溶接 サイズ cm	必要板厚 cm	照査結果
J3	78.0	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
J4	74.3	1.2	SM490Y	0.8	0.90	OK
PF2-L	72.2	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
CL-2	66.4	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
PF2-R	58.8	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK
S2	44.0	1.2	SM490Y	0.9	1.00	OK

必要板厚 > S (2 × t)  
 S = すみ肉溶接サイズ  
 t = フランジ板厚

2) プレビ - ムげた部材のプレフレクション時腹板座屈の照査

道示 10.4.3章の解10.4.12式を用いて照査を行う。使用数値を次ページに集計する。

: プレフレクション時の腹板上縁応力度  
 : プレフレクション時の発生せん断応力度

・第1径間

断面名称	鋼桁ウェブ高 cm	腹板厚 cm	断面積 cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	照査 1
S1	44.0	1.2	52.8	0	76	0.018 (OK)
PF1-L	58.8	1.2	70.6	-250	57	0.062 (OK)
CL-1	66.4	1.2	79.7	-239	6	0.046 (OK)
PF1-R	72.2	1.2	86.6	-235	53	0.124 (OK)
J1	74.3	1.2	89.2	-214	52	0.123 (OK)

・第2径間

断面名称	鋼桁ウェブ高 cm	腹板厚 cm	断面積 cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	照査 1
J4	74.3	1.2	89.2	-214	52	0.123 (OK)
PF2-L	72.2	1.2	86.6	-235	53	0.124 (OK)
CL-2	66.4	1.2	79.7	-239	6	0.046 (OK)
PF2-R	58.8	1.2	70.6	-250	57	0.062 (OK)
S2	44.0	1.2	52.8	0	76	0.018 (OK)

プレフレクション時の詳細データ

u : 鋼桁上縁応力度      l : 鋼桁下縁応力度

・第1径間

PB支間長 m	左側PF点 kN	右側PF点 kN	左支点 - 左側PF点 m	右支点 - 右側PF点 m
24.000	355.0	505.0	7.200	7.200

断面名称	u N/mm <sup>2</sup>	l N/mm <sup>2</sup>	上フランジ厚 cm	下フランジ厚 cm	上フランジ幅 cm	下フランジ幅 cm	せん断力 kN
S1	0	0	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
PF1-L	-281	236	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
CL-1	-265	223	4.0	4.0	40.0	50.0	45.0
PF1-R	-259	219	4.0	4.0	40.0	50.0	460.0
J1	-231	231	3.0	3.0	40.0	40.0	460.0

・第2径間

PB支間長 m	左側PF点 kN	右側PF点 kN	左支点 - 左側PF点 m	右支点 - 右側PF点 m
24.000	505.0	355.0	7.200	7.200

断面名称	u N/mm <sup>2</sup>	l N/mm <sup>2</sup>	上フランジ厚 cm	下フランジ厚 cm	上フランジ幅 cm	下フランジ幅 cm	せん断力 kN
J4	-231	231	3.0	3.0	40.0	40.0	460.0
PF2-L	-259	219	4.0	4.0	40.0	50.0	460.0
CL-2	-265	223	4.0	4.0	40.0	50.0	45.0
PF2-R	-281	236	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0
S2	0	0	4.0	4.0	40.0	50.0	400.0

4) 完成時腹板座屈の照査

道示 10.4.3の表10.4.2を用いて照査を行う。

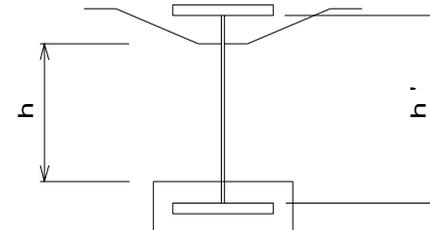
鋼桁ウェブ高 : h' (cm)

フランジ純間隔(ウェブ高) : h (cm) (ハンチ下面 - 下フランジコンクリート上面まで)

腹板厚 : t (cm)

腹板厚低減係数  $k = \sqrt{\text{許容せん断力} / \text{発生せん断力}}$  (ただし、 $k_{\max} = 1.2$ )

垂直補剛材を省略する場合、フランジ純間隔の最大値 : hmax (cm)



腹板厚が厚くなる場合、別途「道示解10.4.12」により照査を行って下さい。

・第1径間

	h'	t	材質	発生S		a	h	hmax
	cm	cm		kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm
S1	44.0	1.2	SM490Y	519.7	98	120	14.0	68.4
PF1-L	58.8	1.2	SM490Y	261.7	37	120	28.8	68.4
CL-1	66.4	1.2	SM490Y	115.1	14	120	36.4	68.4
PF1-R	72.2	1.2	SM490Y	318.6	37	120	42.2	68.4
J1	74.3	1.2	SM490Y	396.9	45	120	44.3	68.4
J2	78.0	1.2	SM490Y	659.7	70	120	48.0	68.4
P1	79.0	1.9	SM490Y	833.5	56	120	49.0	108.3

	k	kmax	hmax × (k or kmax)	照査
			cm	
S1	1.10	1.2	75.5	OK
PF1-L	1.80	1.2	82.1	OK
CL-1	2.88	1.2	82.1	OK
PF1-R	1.81	1.2	82.1	OK
J1	1.64	1.2	82.1	OK
J2	1.30	1.2	82.1	OK
P1	1.47	1.2	130.0	OK

・第2径間

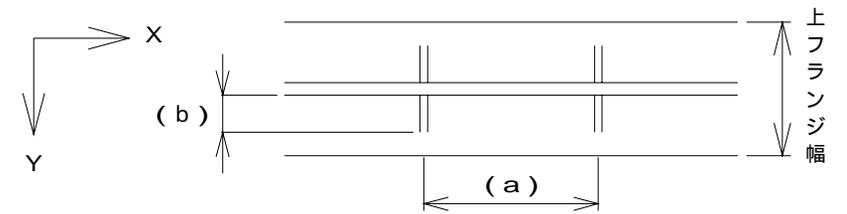
	h'	t	材質	発生S		a	h	hmax
	cm	cm		kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm
J3	78.0	1.2	SM490Y	653.1	70	120	48.0	68.4
J4	74.3	1.2	SM490Y	398.0	45	120	44.3	68.4
PF2-L	72.2	1.2	SM490Y	318.6	37	120	42.2	68.4
CL-2	66.4	1.2	SM490Y	117.4	15	120	36.4	68.4
PF2-R	58.8	1.2	SM490Y	262.9	37	120	28.8	68.4
S2	44.0	1.2	SM490Y	518.7	98	120	14.0	68.4

	k	kmax	hmax × (k or kmax)	照査
			cm	
J3	1.31	1.2	82.1	OK
J4	1.64	1.2	82.1	OK
PF2-L	1.81	1.2	82.1	OK
CL-2	2.85	1.2	82.1	OK
PF2-R	1.79	1.2	82.1	OK
S2	1.11	1.2	75.6	OK

3-12 カバープレートの計算

カバープレートの設計( G1桁 )

カバープレートは、3辺固定 1辺自由版に等分布荷重が作用するものとして設計を行う。

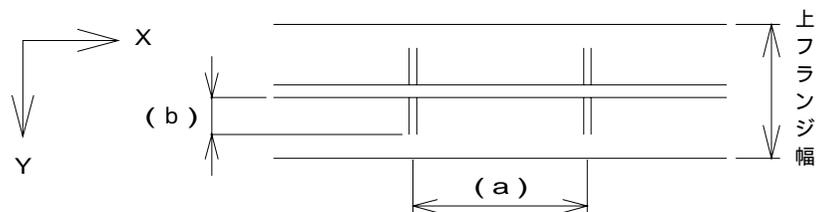


断面力は下表(構造力学公式集)より係数( )を求め、作用曲げモーメントを計算する。

係数表

b(長)/a(短)	X方向 版端部	X方向 版中央部	Y方向 版端部	X方向 補剛材端部	X方向 補剛材中央部	Y方向 ウェブ付け根部
0.6	0.0328	0.0176	0.0095	-0.07280	-0.03570	-0.05410
0.7	0.0363	0.0220	0.0124	-0.07640	-0.04290	-0.05330
0.8	0.0392	0.0262	0.0148	-0.07930	-0.04930	-0.05230
0.9	0.0415	0.0298	0.0165	-0.08170	-0.05500	-0.05110
1.00	0.0434	0.0329	0.0178	-0.08340	-0.06000	-0.04980
1.10	0.0445	0.0357	0.0184	-0.08410	-0.06460	-0.04790
1.20	0.0456	0.0385	0.0190	-0.08470	-0.06920	-0.04590
1.30	0.0456	0.0385	0.0190	-0.08470	-0.06920	-0.04590
1.40	0.0450	0.0397	0.0180	-0.08350	-0.07150	-0.04340
1.50	0.0444	0.0409	0.0170	-0.08230	-0.07380	-0.04080

・第1径間  
左側



(a) = 220 (mm) (b) = 175 (mm)  
上フランジ幅 = 400 (mm)

PF荷重 = 400 (kN)  
作用荷重 P = 400 / 2 × 1.5(不均等係数) = 300 (kN)

b/a = 175 / 220 = 0.80

X方向版端部	175 × 0.03920 × P0 × a <sup>2</sup> =	2587200 (N.mm)
X方向版中央部	175 × 0.02620 × P0 × a <sup>2</sup> =	1729200 (N.mm)
Y方向版端部	220 × 0.01480 × P0 × a <sup>2</sup> =	1227977 (N.mm)
X方向補剛材端部	175 × -0.07930 × P0 × a <sup>2</sup> =	-5233800 (N.mm)
X方向補剛材中央部	175 × -0.04930 × P0 × a <sup>2</sup> =	-3253800 (N.mm)
Y方向ウエブ付け根部	220 × -0.05230 × P0 × a <sup>2</sup> =	-4339406 (N.mm)

ここで、P0 = 作用荷重 / (a × b) = 7.792 (N/mm<sup>2</sup>)

上記の結果より、絶対値がもっとも大きくなる断面力を抽出する。  
M = 5233800 (N.mm)

板厚の検討

母材板厚 t = 40 mm ( SM490Y )

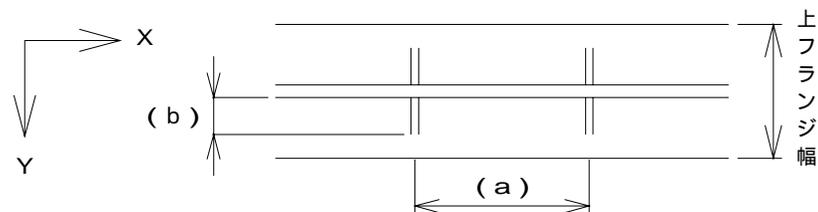
$$t_{req} = \sqrt{6 \times M / (b_0 \times a)}$$

b<sub>0</sub> : 175 (mm)  
a : 降伏応力度 = 355 (N/mm<sup>2</sup>)

$$t_{req} = \sqrt{6 \times 5233800 / (175 \times 355)} = 22.5 \text{ (mm) 以上}$$

したがって、カバープレートは 左側不要である。

・第1径間  
右側



(a) = 220 (mm) (b) = 175 (mm)  
上フランジ幅 = 400 (mm)

PF荷重 = 460 (kN)  
作用荷重 P = 460 / 2 × 1.5(不均等係数) = 345 (kN)

b/a = 175 / 220 = 0.80

X方向版端部	175 × 0.03920 × P0 × a <sup>2</sup> =	2975280 (N.mm)
X方向版中央部	175 × 0.02620 × P0 × a <sup>2</sup> =	1988580 (N.mm)
Y方向版端部	220 × 0.01480 × P0 × a <sup>2</sup> =	1412174 (N.mm)
X方向補剛材端部	175 × -0.07930 × P0 × a <sup>2</sup> =	-6018870 (N.mm)
X方向補剛材中央部	175 × -0.04930 × P0 × a <sup>2</sup> =	-3741870 (N.mm)
Y方向ウエブ付け根部	220 × -0.05230 × P0 × a <sup>2</sup> =	-4990317 (N.mm)

ここで、P0 = 作用荷重 / (a × b) = 8.961 (N/mm<sup>2</sup>)

上記の結果より、絶対値がもっとも大きくなる断面力を抽出する。  
M = 6018870 (N.mm)

板厚の検討

母材板厚 t = 30 mm ( SM490Y )

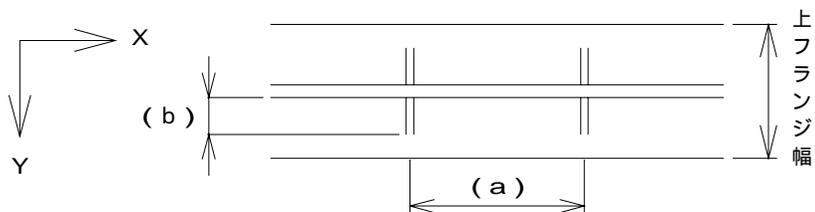
$$t_{req} = \sqrt{6 \times M / (b_0 \times a)}$$

b<sub>0</sub> : 175 (mm)  
a : 降伏応力度 = 355 (N/mm<sup>2</sup>)

$$t_{req} = \sqrt{6 \times 6018870 / (175 \times 355)} = 24.1 \text{ (mm) 以上}$$

したがって、カバープレートは 右側不要である。

・第2径間  
左側



(a) = 220 (mm) (b) = 175 (mm)  
上フランジ幅 = 400 (mm)

PF荷重 = 460 (kN)  
作用荷重 P = 460 / 2 × 1.5(不均等係数) = 345 (kN)

b/a = 175 / 220 = 0.80

X方向版端部	175 × 0.03920 × P0 × a <sup>2</sup> =	2975280 (N.mm)
X方向版中央部	175 × 0.02620 × P0 × a <sup>2</sup> =	1988580 (N.mm)
Y方向版端部	220 × 0.01480 × P0 × a <sup>2</sup> =	1412174 (N.mm)
X方向補剛材端部	175 × -0.07930 × P0 × a <sup>2</sup> =	-6018870 (N.mm)
X方向補剛材中央部	175 × -0.04930 × P0 × a <sup>2</sup> =	-3741870 (N.mm)
Y方向ウエブ付け根部	220 × -0.05230 × P0 × a <sup>2</sup> =	-4990317 (N.mm)

ここで、P0 = 作用荷重 / (a × b) = 8.961 (N/mm<sup>2</sup>)

上記の結果より、絶対値がもっとも大きくなる断面力を抽出する。  
M = 6018870 (N.mm)

板厚の検討

母材板厚 t = 30 mm ( SM490Y )

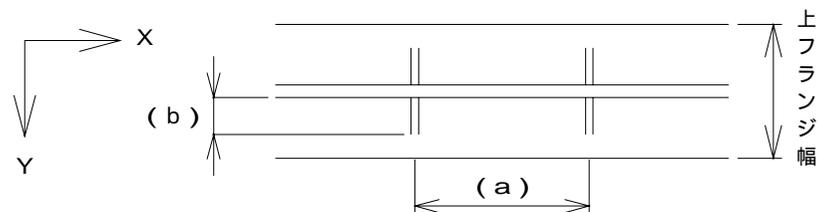
$$t_{req} = \sqrt{6 \times M / (b_0 \times a)}$$

b<sub>0</sub> : 175 (mm)  
a : 降伏応力度 = 355 (N/mm<sup>2</sup>)

$$t_{req} = \sqrt{6 \times 6018870 / (175 \times 355)} = 24.1 \text{ (mm) 以上}$$

したがって、カバープレートは 左側不要である。

・第2径間  
右側



(a) = 220 (mm) (b) = 175 (mm)  
上フランジ幅 = 400 (mm)

PF荷重 = 400 (kN)  
作用荷重 P = 400 / 2 × 1.5(不均等係数) = 300 (kN)

b/a = 175 / 220 = 0.80

X方向版端部	175 × 0.03920 × P0 × a <sup>2</sup> =	2587200 (N.mm)
X方向版中央部	175 × 0.02620 × P0 × a <sup>2</sup> =	1729200 (N.mm)
Y方向版端部	220 × 0.01480 × P0 × a <sup>2</sup> =	1227977 (N.mm)
X方向補剛材端部	175 × -0.07930 × P0 × a <sup>2</sup> =	-5233800 (N.mm)
X方向補剛材中央部	175 × -0.04930 × P0 × a <sup>2</sup> =	-3253800 (N.mm)
Y方向ウエブ付け根部	220 × -0.05230 × P0 × a <sup>2</sup> =	-4339406 (N.mm)

ここで、P0 = 作用荷重 / (a × b) = 7.792 (N/mm<sup>2</sup>)

上記の結果より、絶対値がもっとも大きくなる断面力を抽出する。  
M = 5233800 (N.mm)

板厚の検討

母材板厚 t = 40 mm ( SM490Y )

$$t_{req} = \sqrt{6 \times M / (b_0 \times a)}$$

b<sub>0</sub> : 175 (mm)  
a : 降伏応力度 = 355 (N/mm<sup>2</sup>)

$$t_{req} = \sqrt{6 \times 5233800 / (175 \times 355)} = 22.5 \text{ (mm) 以上}$$

したがって、カバープレートは 右側不要である。

3-13 ジベルの設計  
3-13-1 必要ピッチ一覧表

(1) 下フランジの径間部ブロックジベル(角鋼 22\*22\*250)

第1径間 (mm)						
	S1	PF1-L	CL-1	PF1-R	J1	PB1-E
G1	279	344	600	354	292	303
G4	279	344	600	354	292	303
G6	279	344	600	354	292	303
最小値	279	344	600	354	292	303
第2径間 (mm)						
	PB2-E	J4	PF2-L	CL-2	PF2-R	S2
G1	303	292	354	600	344	279
G4	303	292	354	600	344	279
G6	303	292	354	600	344	279
最小値	303	292	354	600	344	279

(2) 下フランジの中間支点部スタッドジベル( 22\*50 6本/列)

P1支点 (mm)					
	PB1-E	J2	P1	J3	PB2-E
G1	208	196	189	194	206
G4	188	177	168	177	188
G6	181	172	174	174	183
最小値	181	172	168	174	183

(3) 床版のスタッドジベル( 22\*100 4本/列)

第1径間 (mm)								
	S1	PF1-L	CL-1	PF1-R	J1	PB1-E	J2	P1
G1	299	570	570	570	558	393	377	342
G4	183	435	570	483	374	316	299	256
G6	210	408	570	464	374	278	269	270
最小値	183	408	570	464	374	278	269	256
第2径間 (mm)								
	J3	PB2-E	J4	PF2-L	CL-2	PF2-R	S2	
G1	368	383	558	570	570	570	301	
G4	299	315	376	483	570	438	183	
G6	274	284	372	464	570	405	211	
最小値	274	284	372	464	570	405	183	

ジベルの設計( G1桁 )

(1) 下フランジのずれ止め

下フランジのずれ止めは、以下の作用力を用いて設計する。

	構造	ずれ止めタイプ	水平せん断力	抵抗断面
径間部	プレビーム	ブロックジベル	リリース時	State-1
中間支点付近	SRC構造	スタッドジベル	各荷重時	State-2

$$\text{水平せん断力 } H = Pr1 \times Gc / Iv$$

$$S : \text{径間部} = Pr1 \text{ (リリース時PF点荷重) (kN)}$$

$$\text{中間支点付近} = S \text{ (各荷重時のせん断力) (kN)}$$

$$Gc : \text{合成断面重心に関するコンクリートの断面1次モーメント (cm}^3\text{)}$$

$$Gc = Ac / n \times d$$

$$Ac / n : \text{合成断面として作用する下フランジコンクリートの換算断面積 (cm}^2\text{)}$$

$$d = Yc11 - Yc12 : \text{合成断面重心から下フランジコンクリート重心までの距離 (cm)}$$

$$Yc11 : \text{下フランジコンクリート下面までの距離(合成断面) (cm)}$$

$$Yc12 : \text{下フランジコンクリート下面までの距離(下フランジコンクリート断面) (cm)}$$

$$Iv : \text{断面2次モーメント(State-1)}$$

1) 径間部

ジベルサイズ 22 × 22 × 250 (SS400)

$$\text{耐力 } Qa = l \times A1$$

$$l : \text{下フランジコンクリートの許容支圧応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

$$l = (0.25 + 0.05 \times A / A1) \times r1 \quad 0.5 \times r1$$

$$A : b0 \times h0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$b0 : \text{鋼桁の下フランジ幅 (cm)}$$

$$h0 : \text{鋼桁の下フランジ下面から下フランジコンクリート下面までの距離 (cm)}$$

$$A1 : \text{ジベルの有効支圧面積 (cm}^2\text{)}$$

$$A1 = 2.2 \times 25.0 = 55.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$r1 : \text{下フランジコンクリートのリリース時圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$$

$$r1 = 45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

a) ジベル本体の応力照査

$$M = 1361250 \text{ (N}\cdot\text{mm)} \quad S = 123750 \text{ (N)}$$

$$I = 22.2 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Y = 1.1 \text{ (cm)} \quad A1 = 55.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

曲げ応力度(N/mm <sup>2</sup> )			せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )			合成応力度(N/mm <sup>2</sup> )		
発生	許容	照査	発生	許容	照査	発生	許容	照査
68	140	OK	23	80	OK	0.3	1.2	OK

すみ肉サイズ (mm)	溶接(N/mm <sup>2</sup> )		
	発生	許容	照査
6	63	80	OK

b) ジベルピッチの計算

第1径間

	Ac/n	Yc11	Yc12	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm		cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm	
S1	301.4	26.4	15.2	11.2	3376	304815	0.01107
PF1-L	301.4	30.7	15.2	15.5	4672	519227	0.00900
CL-1	301.4	32.9	15.2	17.7	5335	654761	0.00815
PF1-R	301.4	34.6	15.2	19.4	5847	770140	0.00759
J1	312.3	34.1	15.1	19.0	5934	644563	0.00921
PB1-E	312.3	35.1	15.1	20.0	6246	702979	0.00889

	PrI	h0	b0	A	A1	I		H	Qa	Preq	Pmax
	kN	cm		cm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		N/mm	N	mm	
S1	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	443	123750	279	600
PF1-L	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	360	123750	344	600
CL-1	45	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	37	123750	600	600
PF1-R	460	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	349	123750	354	600
J1	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	423	123750	292	600
PB1-E	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	409	123750	303	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

第2径間

	Ac/n	Yc11	Yc12	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm		cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm	
PB2-E	312.3	35.1	15.1	20.0	6246	702979	0.00889
J4	312.3	34.1	15.1	19.0	5934	644563	0.00921
PF2-L	301.4	34.6	15.2	19.4	5847	770140	0.00759
CL-2	301.4	32.9	15.2	17.7	5335	654761	0.00815
PF2-R	301.4	30.7	15.2	15.5	4672	519227	0.00900
S2	301.4	26.4	15.2	11.2	3376	304815	0.01107

	PrI	h0	b0	A	A1	I		H	Qa	Preq	Pmax
	kN	cm		cm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		N/mm	N	mm	
PB2-E	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	409	123750	303	600
J4	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	423	123750	292	600
PF2-L	460	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	349	123750	354	600
CL-2	45	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	37	123750	600	600
PF2-R	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	360	123750	344	600
S2	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	443	123750	279	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

2) 中間支点部

スタッドジベルサイズ 22 × 50 H/D = 2.27

$$Q_a = 1.72 \times D \times H \times \sqrt{ck} \quad (H/D < 5.5)$$

H : スタッドジベルの全高 (mm)

D : スタッドジベルの軸径 (mm)

ck : 下フランジコンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$ck = 50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Q_a = 13378 \text{ N/本}$$

1列当たりのジベル本数 6本 よって Q = 80271 N

Iv : 断面2次モーメント(State-2) (cm<sup>4</sup>)

a) ジベルピッチの計算

P1支点部

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
PB1-E	312.3	66.1	15.1	51.0	15927	2246576	0.00709
J2	312.3	66.0	15.1	50.9	15896	2254032	0.00705
P1	297.9	64.3	15.2	49.1	14627	2649446	0.00552
J3	312.3	66.0	15.1	50.9	15896	2254032	0.00705
PB2-E	312.3	66.1	15.1	51.0	15927	2246576	0.00709

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
PB1-E	545	386	80271	208	600
J2	581	410	80271	196	600
P1	770	425	80271	189	600
J3	586	414	80271	194	600
PB2-E	551	391	80271	206	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

(2) 床版のずれ止め

床版コンクリートのずれ止めは、スタッドジベルを用いる。

スタッドジベルのサイズ 22 × 100 H/D = 4.55

$$Q_a = 1.72 \times D \times H \times \sqrt{c_k} \quad (H/D < 5.5)$$

H : スタッドジベルの全高 (mm)

D : スタッドジベルの軸径 (mm)

$c_k$  : 床版コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$c_k = 33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Q_a = 21737 \text{ N/本}$$

1列当たりのジベル本数 4 本 よって  $Q = 86950 \text{ N}$

水平せん断力  $H = S \times G_c / I_v$

S : 合成後荷重のせん断力 (kN)

$G_c$  : 合成断面重心に関する断面1次モーメント (cm<sup>3</sup>)

$$G_c = A_c / n \times d$$

$A_c / n$  : 床版コンクリートの換算断面積 (cm<sup>2</sup>)

d =  $Y_{cu1} - Y_{cu2}$  : 合成断面重心から床版コンクリート重心までの距離 (cm)

$Y_{cu1}$  : 床版コンクリート上面までの距離 (床版コンクリート断面) (cm)

$Y_{cu2}$  : 床版コンクリート上面までの距離 (合成断面) (cm)

$I_v$  : 断面2次モーメント (径間部はState-3、中間支点部はState-2)

a) 床版ジベルピッチの計算

第1径間

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
S1	646.8	-13.4	-35.4	22.0	14230	940188	0.01513
PF1-L	646.8	-13.4	-29.4	16.0	10349	830916	0.01245
CL-1	646.8	-13.4	-31.2	17.8	11513	1025039	0.01123
PF1-R	646.8	-13.4	-32.6	19.2	12419	1188829	0.01045
J1	652.5	-13.4	-28.4	15.0	9788	884212	0.01107
PB1-E	652.5	-13.4	-47.5	34.1	22250	2246576	0.00990
J2	643.5	-13.5	-48.0	34.5	22201	2254032	0.00985
P1	606.1	-13.5	-50.7	37.2	22547	2649446	0.00851

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
S1	192	291	86950	299	570
PF1-L	112	139	86950	570	570
CL-1	54	61	86950	570	570
PF1-R	117	123	86950	570	570
J1	141	156	86950	558	570
PB1-E	223	221	86950	393	570
J2	234	231	86950	377	570
P1	299	254	86950	342	570

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Qa / H$

第2径間

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
J3	643.5	-13.5	-48.0	34.5	22201	2254032	0.00985
PB2-E	652.5	-13.4	-47.5	34.1	22250	2246576	0.00990
J4	652.5	-13.4	-28.4	15.0	9788	884212	0.01107
PF2-L	646.8	-13.4	-32.6	19.2	12419	1188829	0.01045
CL-2	646.8	-13.4	-31.2	17.8	11513	1025039	0.01123
PF2-R	646.8	-13.4	-29.4	16.0	10349	830916	0.01245
S2	646.8	-13.4	-35.4	22.0	14230	940188	0.01513

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
J3	240	236	86950	368	570
PB2-E	229	227	86950	383	570
J4	141	156	86950	558	570
PF2-L	118	124	86950	570	570
CL-2	52	59	86950	570	570
PF2-R	111	138	86950	570	570
S2	191	289	86950	301	570

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Qa / H$

ジベルの設計( G4桁 )

( 1 ) 下フランジのずれ止め

下フランジのずれ止めは、以下の作用力を用いて設計する。

	構造	ずれ止めタイプ	水平せん断力	抵抗断面
径間部	プレビーム	ブロックジベル	リリース時	State-1
中間支点付近	SRC構造	スタッドジベル	各荷重時	State-2

水平せん断力  $H = Prl \times Gc / Iv$

S : 径間部 =  $Prl$  (リリース時P F点荷重) (kN)

中間支点付近 = S (各荷重時のせん断力) (kN)

Gc : 合成断面重心に関するコンクリートの断面1次モーメント (cm<sup>3</sup>)

$Gc = Ac/n \times d$

Ac/n : 合成断面として作用する下フランジコンクリートの換算断面積 (cm<sup>2</sup>)

d = Yc1 - Yc2 : 合成断面重心から下フランジコンクリート重心までの距離 (cm)

Yc1 : 下フランジコンクリート下面までの距離(合成断面) (cm)

Yc2 : 下フランジコンクリート下面までの距離(下フランジコンクリート断面) (cm)

Iv : 断面2次モーメント(State-1)

1) 径間部

ジベルサイズ 22 × 22 × 250 (SS400)

耐力  $Qa = l \times A1$

l : 下フランジコンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$l = (0.25 + 0.05 \times A / A1) \times rl \quad 0.5 \times rl$

A :  $b0 \times h0$  (cm<sup>2</sup>)

b0 : 鋼桁の下フランジ幅 (cm)

h0 : 鋼桁の下フランジ下面から下フランジコンクリート下面までの距離 (cm)

A1 : ジベルの有効支圧面積 (cm<sup>2</sup>)

$A1 = 2.2 \times 25.0 = 55.0$  (cm<sup>2</sup>)

rl : 下フランジコンクリートのリリース時圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$rl = 45$  (N/mm<sup>2</sup>)

a) ジベル本体の応力照査

M = 1361250 (N・mm)      S = 123750 (N)

l = 22.2 (cm<sup>4</sup>)      Y = 1.1 (cm)      A1 = 55.0 (cm<sup>2</sup>)

曲げ応力度(N/mm <sup>2</sup> )			せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )			合成応力度(N/mm <sup>2</sup> )		
発生	許容	照査	発生	許容	照査	発生	許容	照査
68	140	OK	23	80	OK	0.3	1.2	OK

すみ肉サイズ (mm)	溶接(N/mm <sup>2</sup> )		
	発生	許容	照査
6	63	80	OK

b) ジベルピッチの計算

第1径間

	Ac/n	Yc11	Yc12	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm		cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm	
S1	301.4	26.4	15.2	11.2	3376	304815	0.01107
PF1-L	301.4	30.7	15.2	15.5	4672	519227	0.00900
CL-1	301.4	32.9	15.2	17.7	5335	654761	0.00815
PF1-R	301.4	34.6	15.2	19.4	5847	770140	0.00759
J1	312.3	34.1	15.1	19.0	5934	644563	0.00921
PB1-E	312.3	35.1	15.1	20.0	6246	702979	0.00889

	PrI	h0	b0	A	A1	I		H	Qa	Preq	Pmax
	kN	cm		cm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		N/mm	N	mm	
S1	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	443	123750	279	600
PF1-L	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	360	123750	344	600
CL-1	45	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	37	123750	600	600
PF1-R	460	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	349	123750	354	600
J1	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	423	123750	292	600
PB1-E	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	409	123750	303	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

第2径間

	Ac/n	Yc11	Yc12	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm		cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm	
PB2-E	312.3	35.1	15.1	20.0	6246	702979	0.00889
J4	312.3	34.1	15.1	19.0	5934	644563	0.00921
PF2-L	301.4	34.6	15.2	19.4	5847	770140	0.00759
CL-2	301.4	32.9	15.2	17.7	5335	654761	0.00815
PF2-R	301.4	30.7	15.2	15.5	4672	519227	0.00900
S2	301.4	26.4	15.2	11.2	3376	304815	0.01107

	PrI	h0	b0	A	A1	I		H	Qa	Preq	Pmax
	kN	cm		cm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		N/mm	N	mm	
PB2-E	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	409	123750	303	600
J4	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	423	123750	292	600
PF2-L	460	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	349	123750	354	600
CL-2	45	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	37	123750	600	600
PF2-R	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	360	123750	344	600
S2	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	443	123750	279	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

2) 中間支点部

スタッドジベルサイズ 22 x 50 H/D = 2.27

$$Q_a = 1.72 \times D \times H \times \sqrt{ck} \quad (H/D < 5.5)$$

H : スタッドジベルの全高 (mm)

D : スタッドジベルの軸径 (mm)

ck : 下フランジコンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$ck = 50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Q_a = 13378 \text{ N/本}$$

1列当たりのジベル本数 6本 よって Q = 80271 N

Iv : 断面2次モーメント(State-2) (cm<sup>4</sup>)

a) ジベルピッチの計算

P1支点部

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
PB1-E	312.3	66.4	15.1	51.3	16021	2272552	0.00705
J2	312.3	66.3	15.1	51.2	15990	2275703	0.00703
P1	297.9	64.4	15.2	49.2	14657	2666958	0.00550
J3	312.3	66.3	15.1	51.2	15990	2275703	0.00703
PB2-E	312.3	66.4	15.1	51.3	16021	2272552	0.00705

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
PB1-E	604	426	80271	188	600
J2	645	453	80271	177	600
P1	869	478	80271	168	600
J3	646	454	80271	177	600
PB2-E	605	427	80271	188	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

(2) 床版のずれ止め

床版コンクリートのずれ止めは、スタッドジベルを用いる。

スタッドジベルのサイズ 22 × 100 H/D = 4.55

$$Q_a = 1.72 \times D \times H \times \sqrt{c_k} \quad (H/D < 5.5)$$

H : スタッドジベルの全高 (mm)

D : スタッドジベルの軸径 (mm)

$c_k$  : 床版コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$c_k = 33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Q_a = 21737 \text{ N/本}$$

1列当たりのジベル本数 4 本 よって  $Q = 86950 \text{ N}$

水平せん断力  $H = S \times G_c / I_v$

S : 合成後荷重のせん断力 (kN)

$G_c$  : 合成断面重心に関する断面1次モーメント (cm<sup>3</sup>)

$$G_c = A_c / n \times d$$

$A_c / n$  : 床版コンクリートの換算断面積 (cm<sup>2</sup>)

d =  $Y_{cu1} - Y_{cu2}$  : 合成断面重心から床版コンクリート重心までの距離 (cm)

$Y_{cu1}$  : 床版コンクリート上面までの距離 (床版コンクリート断面) (cm)

$Y_{cu2}$  : 床版コンクリート上面までの距離 (合成断面) (cm)

$I_v$  : 断面2次モーメント (径間部はState-3、中間支点部はState-2)

a) 床版ジベルピッチの計算

第1径間

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
S1	649.3	-12.8	-25.5	12.7	8246	525461	0.01569
PF1-L	649.3	-12.8	-29.0	16.2	10519	841266	0.01250
CL-1	649.3	-12.8	-30.8	18.0	11687	1036905	0.01127
PF1-R	649.3	-12.8	-32.3	19.5	12661	1201881	0.01053
J1	655.0	-12.9	-28.0	15.1	9891	893799	0.01107
PB1-E	655.0	-12.9	-47.2	34.3	22467	2272552	0.00989
J2	642.9	-12.9	-47.7	34.8	22373	2275703	0.00983
P1	601.9	-13.0	-50.6	37.6	22631	2666958	0.00849

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
S1	303	476	86950	183	570
PF1-L	160	200	86950	435	570
CL-1	118	132	86950	570	570
PF1-R	171	180	86950	483	570
J1	210	232	86950	374	570
PB1-E	278	275	86950	316	570
J2	295	290	86950	299	570
P1	400	339	86950	256	570

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Qa / H$

第2径間

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
J3	642.9	-12.9	-47.7	34.8	22373	2275703	0.00983
PB2-E	655.0	-12.9	-47.2	34.3	22467	2272552	0.00989
J4	655.0	-12.9	-28.0	15.1	9891	893799	0.01107
PF2-L	649.3	-12.8	-32.3	19.5	12661	1201881	0.01053
CL-2	649.3	-12.8	-30.8	18.0	11687	1036905	0.01127
PF2-R	649.3	-12.8	-29.0	16.2	10519	841266	0.01250
S2	649.3	-12.8	-25.5	12.7	8246	525461	0.01569

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
J3	296	291	86950	299	570
PB2-E	279	276	86950	315	570
J4	209	231	86950	376	570
PF2-L	171	180	86950	483	570
CL-2	118	132	86950	570	570
PF2-R	159	198	86950	438	570
S2	302	474	86950	183	570

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Qa / H$

ジベルの設計( G6桁 )

( 1 ) 下フランジのずれ止め

下フランジのずれ止めは、以下の作用力を用いて設計する。

	構造	ずれ止めタイプ	水平せん断力	抵抗断面
径間部	プレビーム	ブロックジベル	リリース時	State-1
中間支点付近	SRC構造	スタッドジベル	各荷重時	State-2

水平せん断力  $H = Prl \times Gc / Iv$

S : 径間部 =  $Prl$  (リリース時P F点荷重) (kN)

中間支点付近 = S (各荷重時のせん断力) (kN)

Gc : 合成断面重心に関するコンクリートの断面1次モーメント (cm<sup>3</sup>)

$Gc = Ac/n \times d$

Ac/n : 合成断面として作用する下フランジコンクリートの換算断面積 (cm<sup>2</sup>)

d = Yc1 - Yc2 : 合成断面重心から下フランジコンクリート重心までの距離 (cm)

Yc1 : 下フランジコンクリート下面までの距離(合成断面) (cm)

Yc2 : 下フランジコンクリート下面までの距離(下フランジコンクリート断面) (cm)

Iv : 断面2次モーメント(State-1)

1) 径間部

ジベルサイズ 22 × 22 × 250 (SS400)

耐力  $Qa = l \times A1$

l : 下フランジコンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$l = (0.25 + 0.05 \times A / A1) \times rl \quad 0.5 \times rl$

A :  $b0 \times h0$  (cm<sup>2</sup>)

b0 : 鋼桁の下フランジ幅 (cm)

h0 : 鋼桁の下フランジ下面から下フランジコンクリート下面までの距離 (cm)

A1 : ジベルの有効支圧面積 (cm<sup>2</sup>)

$A1 = 2.2 \times 25.0 = 55.0$  (cm<sup>2</sup>)

rl : 下フランジコンクリートのリリース時圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$rl = 45$  (N/mm<sup>2</sup>)

a) ジベル本体の応力照査

$M = 1361250$  (N・mm)  $S = 123750$  (N)

$I = 22.2$  (cm<sup>4</sup>)  $Y = 1.1$  (cm)  $A1 = 55.0$  (cm<sup>2</sup>)

曲げ応力度(N/mm <sup>2</sup> )			せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )			合成応力度(N/mm <sup>2</sup> )		
発生	許容	照査	発生	許容	照査	発生	許容	照査
68	140	OK	23	80	OK	0.3	1.2	OK

すみ肉サイズ (mm)	溶接(N/mm <sup>2</sup> )		
	発生	許容	照査
6	63	80	OK

b) ジベルピッチの計算

第1径間

	Ac/n	Yc11	Yc12	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm		cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm	
S1	301.4	26.4	15.2	11.2	3376	304815	0.01107
PF1-L	301.4	30.7	15.2	15.5	4672	519227	0.00900
CL-1	301.4	32.9	15.2	17.7	5335	654761	0.00815
PF1-R	301.4	34.6	15.2	19.4	5847	770140	0.00759
J1	312.3	34.1	15.1	19.0	5934	644563	0.00921
PB1-E	312.3	35.1	15.1	20.0	6246	702979	0.00889

	Pr	h0	b0	A	A1	I	H	Qa	Preq	Pmax	
	kN	cm		cm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	N/mm	N	mm		
S1	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	443	123750	279	600
PF1-L	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	360	123750	344	600
CL-1	45	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	37	123750	600	600
PF1-R	460	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	349	123750	354	600
J1	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	423	123750	292	600
PB1-E	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	409	123750	303	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

第2径間

	Ac/n	Yc11	Yc12	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm		cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm	
PB2-E	312.3	35.1	15.1	20.0	6246	702979	0.00889
J4	312.3	34.1	15.1	19.0	5934	644563	0.00921
PF2-L	301.4	34.6	15.2	19.4	5847	770140	0.00759
CL-2	301.4	32.9	15.2	17.7	5335	654761	0.00815
PF2-R	301.4	30.7	15.2	15.5	4672	519227	0.00900
S2	301.4	26.4	15.2	11.2	3376	304815	0.01107

	Pr	h0	b0	A	A1	I	H	Qa	Preq	Pmax	
	kN	cm		cm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	N/mm	N	mm		
PB2-E	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	409	123750	303	600
J4	460	12.0	40.0	480	55	30.9	22.5	423	123750	292	600
PF2-L	460	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	349	123750	354	600
CL-2	45	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	37	123750	600	600
PF2-R	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	360	123750	344	600
S2	400	11.0	50.0	550	55	33.8	22.5	443	123750	279	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

2) 中間支点部

スタッドジベルサイズ 22 × 50 H/D = 2.27

$$Q_a = 1.72 \times D \times H \times \sqrt{ck} \quad (H/D < 5.5)$$

H : スタッドジベルの全高 (mm)

D : スタッドジベルの軸径 (mm)

ck : 下フランジコンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$ck = 50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Q_a = 13378 \text{ N/本}$$

1列当たりのジベル本数 6本 よって Q = 80271 N

Iv : 断面2次モーメント(State-2) (cm<sup>4</sup>)

a) ジベルピッチの計算

P1支点部

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
PB1-E	312.3	64.0	15.1	48.9	15271	2149046	0.00711
J2	312.3	64.1	15.1	49.0	15303	2162927	0.00707
P1	297.9	62.7	15.2	47.5	14150	2556375	0.00554
J3	312.3	64.1	15.1	49.0	15303	2162927	0.00707
PB2-E	312.3	64.0	15.1	48.9	15271	2149046	0.00711

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
PB1-E	624	443	80271	181	600
J2	660	467	80271	172	600
P1	834	461	80271	174	600
J3	653	462	80271	174	600
PB2-E	617	438	80271	183	600

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Q_a / H$

(2) 床版のずれ止め

床版コンクリートのずれ止めは、スタッドジベルを用いる。

スタッドジベルのサイズ 22 x 100 H/D = 4.55

$$Q_a = 1.72 \times D \times H \times \sqrt{c_k} \quad (H/D < 5.5)$$

H : スタッドジベルの全高 (mm)

D : スタッドジベルの軸径 (mm)

$c_k$  : 床版コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$c_k = 33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Q_a = 21737 \text{ N/本}$$

1列当たりのジベル本数 4 本 よって  $Q = 86950 \text{ N}$

水平せん断力  $H = S \times G_c / I_v$

S : 合成後荷重のせん断力 (kN)

$G_c$  : 合成断面重心に関する断面1次モーメント (cm<sup>3</sup>)

$$G_c = A_c / n \times d$$

$A_c / n$  : 床版コンクリートの換算断面積 (cm<sup>2</sup>)

d =  $Y_{cu1} - Y_{cu2}$  : 合成断面重心から床版コンクリート重心までの距離 (cm)

$Y_{cu1}$  : 床版コンクリート上面までの距離 (床版コンクリート断面) (cm)

$Y_{cu2}$  : 床版コンクリート上面までの距離 (合成断面) (cm)

$I_v$  : 断面2次モーメント (径間部はState-3、中間支点部はState-2)

a) 床版ジベルピッチの計算

第1径間

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
S1	571.1	-13.4	-36.6	23.2	13250	897074	0.01477
PF1-L	571.1	-13.4	-30.5	17.1	9766	805577	0.01212
CL-1	571.1	-13.4	-32.5	19.1	10908	994678	0.01097
PF1-R	571.1	-13.4	-34.1	20.7	11822	1154196	0.01024
J1	576.8	-13.4	-29.7	16.3	9402	861039	0.01092
PB1-E	576.8	-13.4	-49.6	36.2	20880	2149046	0.00972
J2	573.1	-13.4	-49.9	36.5	20918	2162927	0.00967
P1	542.0	-13.4	-52.3	38.9	21084	2556375	0.00825

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
S1	280	414	86950	210	570
PF1-L	176	213	86950	408	570
CL-1	91	100	86950	570	570
PF1-R	183	187	86950	464	570
J1	213	233	86950	374	570
PB1-E	322	313	86950	278	570
J2	334	323	86950	269	570
P1	391	322	86950	270	570

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Qa / H$

第2径間

	Ac/n	Yc1	Yc2	d	Gc	Iv	Gc/Iv
	cm <sup>2</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	/cm
J3	573.1	-13.4	-49.9	36.5	20918	2162927	0.00967
PB2-E	576.8	-13.4	-49.6	36.2	20880	2149046	0.00972
J4	576.8	-13.4	-29.7	16.3	9402	861039	0.01092
PF2-L	571.1	-13.4	-34.1	20.7	11822	1154196	0.01024
CL-2	571.1	-13.4	-32.5	19.1	10908	994678	0.01097
PF2-R	571.1	-13.4	-30.5	17.1	9766	805577	0.01212
S2	571.1	-13.4	-36.6	23.2	13250	897074	0.01477

	S	H	Qa	Preq	Pmax
	kN	N/mm	N	mm	
J3	328	317	86950	274	570
PB2-E	315	306	86950	284	570
J4	214	234	86950	372	570
PF2-L	183	187	86950	464	570
CL-2	94	103	86950	570	570
PF2-R	177	215	86950	405	570
S2	279	412	86950	211	570

必要ジベルピッチ  $P_{req} = Qa / H$

3-14 主桁の連結  
3-14-1 グルーブ後の連結計算一覧表

・ グルーブ(G1, G4, G6)

上フランジ ( )は決定ケースとなる主桁番号を示す

フランジ断面 (cm)	材質	不足板厚 (cm)	必要ボルト 本数	使用ボルト 本数	作用応力 (N/mm <sup>2</sup> )	母材断面照査 (N/mm <sup>2</sup> )	連結板 断面	照査	
									フランジ断面
J1(G6)	40.0*3.0	SM490Y	0.0	21.4	24	-171.1	171.1 < 210.0	1-PL 40.0*1.3 , 2-PL 17.0*1.5	OK
J2(G6)	40.0*3.0	SM490Y	0.0	14.8	16	116.0	140.6 < 210.0	1-PL 40.0*1.2 , 2-PL 17.0*1.5	OK
J3(G6)	40.0*3.0	SM490Y	0.0	14.8	16	117.0	141.8 < 210.0	1-PL 40.0*1.2 , 2-PL 17.0*1.5	OK
J4(G6)	40.0*3.0	SM490Y	0.0	21.4	24	-171.1	171.1 < 210.0	1-PL 40.0*1.3 , 2-PL 17.0*1.5	OK

下フランジ ( )は決定ケースとなる主桁番号を示す

フランジ断面 (cm)	材質	不足板厚 (cm)	必要ボルト 本数	使用ボルト 本数	作用応力 (N/mm <sup>2</sup> )	母材断面照査 (N/mm <sup>2</sup> )	連結板 断面	照査	
									フランジ断面
J1(G6)	40.0*3.0	SM490Y	0.0	21.4	22	171.1	188.5 < 210.0	1-PL 40.0*1.5 , 2-PL 17.0*1.9	OK
J2(G4)	40.0*3.0	SM490Y	0.0	19.7	20	-101.0	101.0 < 210.0	1-PL 40.0*1.2 , 2-PL 17.0*1.4	OK
J3(G4)	40.0*3.0	SM490Y	0.0	19.7	20	-101.0	101.0 < 210.0	1-PL 40.0*1.2 , 2-PL 17.0*1.4	OK
J4(G6)	40.0*3.0	SM490Y	0.0	21.4	22	171.1	188.5 < 210.0	1-PL 40.0*1.5 , 2-PL 17.0*1.9	OK

ウエブ ( )は決定ケースとなる主桁番号を示す

ウエブ断面 (cm)	材質	必要ボルト 列数	使用ボルト 列数	曲げとせん断に対する 照査(N)	シャープレート (cm)	連結板の曲げ 照査(N/mm <sup>2</sup> )	照査		
								必要ボルト 列数	使用ボルト 列数
J1(G4)	74.3*1.2	SM490Y	2.4	3	21	78789 < 96000	2-PL 60.0*0.9	161.9 < 210.0	OK
J2(G6)	78.0*1.2	SM490Y	2.4	3	21	83705 < 96000	2-PL 64.0*0.9	157.1 < 210.0	OK
J3(G6)	78.0*1.2	SM490Y	2.4	3	21	83654 < 96000	2-PL 64.0*0.9	157.1 < 210.0	OK
J4(G4)	74.3*1.2	SM490Y	2.4	3	21	78787 < 96000	2-PL 60.0*0.9	161.9 < 210.0	OK

連結計算(グループ1( G1 G4 G6 ) )

( 1 ) 連結位置の鋼桁フランジ形状および応力度

	フランジ寸法(cm)	鋼桁応力度(N/mm <sup>2</sup> )								
		幅	板厚	P F 時		完成時(1)		完成時(2)		設計応力
J 1	上フランジ	40.0	3.0	-231( -171)	-104( -90)	-92( -92)	-171	-158		
SM490Y	下フランジ	40.0	3.0	231( 171)	159( 159)	167( 167)	171	158		
J 2	上フランジ	40.0	3.0	0( 0)	116( 116)	0( 0)	116	158		
SM490Y	下フランジ	40.0	3.0	0( 0)	-101( -101)	0( 0)	-101	-158		
J 3	上フランジ	40.0	3.0	0( 0)	117( 117)	0( 0)	117	158		
SM490Y	下フランジ	40.0	3.0	0( 0)	-101( -101)	0( 0)	-101	-158		
J 4	上フランジ	40.0	3.0	-231( -171)	-103( -90)	-92( -92)	-171	-158		
SM490Y	下フランジ	40.0	3.0	231( 171)	157( 157)	165( 165)	171	158		

( )内は発生応力を許容応力の割増係数で除した値である。

- ・プレフレクション時の許容応力の割増係数は、1.35とする。
- ・完成時( 1 )は、床版のクリープ乾燥収縮を考慮した時の主荷重による応力であり、許容応力の割増係数は、1.15とする。ただし、上フランジが圧縮の場合のみ割増しが行われるものとする。
- ・引張側フランジの連結計算に使用する計算応力は、孔引き後の母材応力と全強の75%応力とを比較し大きい方とする。

( 2 ) 連結位置のせん断力

	せん断力(kN)		
	P F 時	完成時最大値	設計せん断力
J 1	460.0( 340.7)	407.1( 407.1)	407.1
J 2	0.0( 0.0)	659.7( 659.7)	659.7
J 3	0.0( 0.0)	653.1( 653.1)	653.1
J 4	460.0( 340.7)	406.1( 406.1)	406.1

( )内は発生応力を許容応力の割増係数で除した値である。

- ・プレフレクション時の許容応力の割増係数は、1.35とする。

( 3 ) 連結計算

記号説明

S : せん断力

A : 連結部総断面積

An : 連結部純断面積

u : 上フランジ作用応力度

l : 下フランジ作用応力度

Nreq: 必要ボルト本数

使用ボルト : S10T M22 ( 96000. N 2面摩擦強度 )

J 1

-----

1) 作用断面力

S = 407.1 kN

2) 主桁断面

U-FLG 40.0 \* 3.0 = 120.0 (SM490Y )  
 WEB 74.3 \* 1.2 = 89.2 (SM490Y )  
 L-FLG 40.0 \* 3.0 = 120.0 (SM490Y )

A = 329.2

Ysu = 40.2 cm Ysl = 40.2 cm  
 Is = 399535. cm4

3) 作用応力度 (N/mm2)

	u	l
(+M)	-171.1	171.1
(-M)	0.0	0.0

4) 上フランジの連結 (圧縮)

1-Flg 40.0 \* 3.0 A = 120.0 cm2 (SM490Y )

c = 171.1 N/mm2 > 0.75 \* 210.0 = 157.5 N/mm2

Nreq = 171.1 \* 12000. / 96000. = 21.4 本以上 24 本使用

連結板断面

	断面	総断面積	材質
1-Spl.PL	40.0 * 1.3 =	52.0 cm2	(SM490Y )
2-Spl.PL	17.0 * 1.5 =	51.0 cm2	(SM490Y )

-----  
103.0 cm2

171.1 \* 120.0 / 210.0 = 97.8 < 103.0 cm2

5) 下フランジの連結 (引張)

1-Flg 40.0 \* 3.0 A = 120.0 cm2 (SM490Y ) 補強断面無し

母材純断面積に対する照査

( 2) An = ( 40.0 - 2\*2.5 - 2\*(2.5 - 7.5^2/(4\* 9.0))) \* 3.0 = 99.4 cm2  
 ( 4) An = ( 40.0 - 4\*2.5) \* 3.0 = 90.0 cm2

孔引	A	An*1.1	Nreq	N	t
( 2)	120.0	109.31	171.1	22	22 187.8
( 4)	120.0	99.00	171.1	20	22 188.5

t = 187.8 N/mm2 > 0.75 \* 210.0 = 157.5 N/mm2

Nreq = 187.8 \* 10931. / 96000. = 21.4 本以上 22 本使用

連結板断面

	断面	総断面積	純断面積	材質
1-Spl.PL	40.0 * 1.5 =	60.0 - 10.00 * 1.5 =	45.0 cm2	(SM490Y )
2-Spl.PL	17.0 * 1.9 =	64.6 - 10.00 * 1.9 =	45.6 cm2	(SM490Y )

-----  
124.6 cm2 90.6 cm2

187.8 \* 109.31 / 210.0 = 97.8 < 99.66 cm2 = 90.6 \* 1.1

6) 腹板の連結

1-Web  $74.3 * 1.2 = 89.2 \text{ cm2 (SM490Y)}$

曲げモーメントに対する照査

	wu	wl
作用応力度	158.3 N/mm2	158.3 N/mm2
設計応力度	158.3 N/mm2	158.3 N/mm2

$Ywu = 37.15 \text{ cm} \quad Ywl = 37.15 \text{ cm}$

P1 (シャーププレート)

$P1 = (158.3 + 93.8) / 2 * 151.5 * 12.0 = 229131. \text{ N}$   
 $Nreq = 229131. / 96000. = 2.4 \text{ 本以上} \quad 3 \text{ 本使用}$

せん断力に対する照査

$s = 407.1 * 10^3 / 21 = 19386. \text{ N} < a = 96000. \text{ N}$

曲げモーメントとせん断力に対する照査

$= \text{SQRT}((229131./3)^2 + 19386.^2) = 78799. \text{ N}$   
 $< a = 96000. \text{ N}$

連結板

シャーププレート 2-PL  $60.0 * 0.9 = 108.0 \text{ cm2 (SM490Y)}$

連結板の断面二次モーメント

$I_s = 2 * (0.9 * 60.0^3) / 12 + 108.0 * 0.0^2 = 32400. \text{ cm4}$

腹板の断面二次モーメント

$I_w = (1.2 * 74.3^3) / 12 + 89.2 * 0.0^2 = 41017. \text{ cm4}$

腹板に作用する曲げモーメント

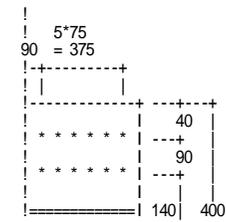
$M_w = 158.3 * 41017. * 10^4 / 371.5 = 174.8 * 10^6 \text{ N.mm}$

連結板の曲げ応力度

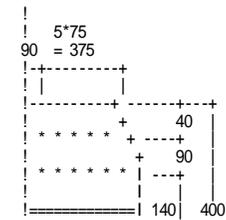
$sp = 174.8 * 10^6 * 300.0 / 32400. * 10^4 = 161.8 \text{ N/mm2}$   
 $< a = 210.0 \text{ N/mm2}$

7) ボルト配置 J 1

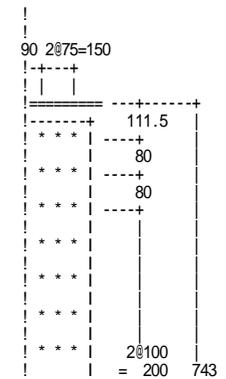
上フランジ(連結板寸法: 1-Spl.PL= 40.0 \* 1.3 2-Spl.PL= 17.0 \* 1.5)



下フランジ(連結板寸法: 1-Spl.PL= 40.0 \* 1.5 2-Spl.PL= 17.0 \* 1.9)



ウエブ(連結板寸法: 60.0 \* 0.9)



1) 作用断面力

$S = 659.7 \text{ kN}$

2) 主桁断面

U-FLG  $40.0 * 3.0 = 120.0$  (SM490Y )  
 WEB  $78.0 * 1.2 = 93.6$  (SM490Y )  
 L-FLG  $40.0 * 3.0 = 120.0$  (SM490Y )

$A = 333.6$

$Y_{su} = 42.0 \text{ cm}$   $Y_{sl} = 42.0 \text{ cm}$   
 $I_s = 441115. \text{ cm}^4$

3) 作用応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

	u	l
(+M)	0.0	0.0
(-M)	116.0	-101.0

4) 上フランジの連結 (引張)

1-Flg  $40.0 * 3.0$   $A = 120.0 \text{ cm}^2$  (SM490Y ) 補強断面無し

母材純断面積に対する照査

( 4)  $A_n = (40.0 - 4 * 2.5) * 3.0 = 90.0 \text{ cm}^2$

孔引	A	$A_n * 1.1$	Nreq	N	t
( 4)	120.0	99.00	116.0	16	16 140.6

$t = 140.6 \text{ N/mm}^2 < 0.75 * 210.0 = 157.5 \text{ N/mm}^2$

$N_{req} = 157.5 * 9000. / 96000. = 14.8$  本以上 16 本使用

連結板断面

	断面	総断面積	純断面積	材質
1-Spl.PL	$40.0 * 1.2 = 48.0 - 10.00 * 1.2 = 36.0$	$\text{cm}^2$	$(\text{SM490Y})$	
2-Spl.PL	$17.0 * 1.5 = 51.0 - 10.00 * 1.5 = 36.0$	$\text{cm}^2$	$(\text{SM490Y})$	

$99.0 \text{ cm}^2$   $72.0 \text{ cm}^2$   
 $157.5 * 90.00 / 210.0 = 67.5 < 79.20 \text{ cm}^2 = 72.0 * 1.1$

5) 下フランジの連結 (圧縮)

1-Flg  $40.0 * 3.0$   $A = 120.0 \text{ cm}^2$  (SM490Y )

$c = 101.0 \text{ N/mm}^2 < 0.75 * 210.0 = 157.5 \text{ N/mm}^2$

$N_{req} = 157.5 * 12000. / 96000. = 19.7$  本以上 20 本使用

連結板断面

	断面	総断面積	材質
1-Spl.PL	$40.0 * 1.2 = 48.0$	$\text{cm}^2$	$(\text{SM490Y})$
2-Spl.PL	$17.0 * 1.4 = 47.6$	$\text{cm}^2$	$(\text{SM490Y})$

$95.6 \text{ cm}^2$   
 $157.5 * 120.0 / 210.0 = 90.0 < 95.6 \text{ cm}^2$

6) 腹板の連結

1-Web  $78.0 * 1.2 = 93.6 \text{ cm}^2$  (SM490Y )

曲げモーメントに対する照査

	wu	wl
作用応力度	108.3 N/mm <sup>2</sup>	93.3 N/mm <sup>2</sup>
設計応力度	157.5 N/mm <sup>2</sup>	135.7 N/mm <sup>2</sup>

$Ywu = 41.90 \text{ cm}$   $Ywl = 36.10 \text{ cm}$

P1 (シャーププレート)

$P1 = (157.5 + 101.1) / 2 * 150.0 * 12.0 = 232758. \text{ N}$   
 $Nreq = 232758. / 96000. = 2.4$ 本以上 3本使用

せん断力に対する照査

$s = 659.7 * 10^3 / 21 = 31414. \text{ N} < a = 96000. \text{ N}$

曲げモーメントとせん断力に対する照査

$= \text{SQRT}((232758. / 3)^2 + 31414. ^2) = 83705. \text{ N}$   
 $< a = 96000. \text{ N}$

連結板

シャーププレート 2-PL  $64.0 * 0.9 = 115.2 \text{ cm}^2$  (SM490Y )

連結板の断面二次モーメント

$I_s = 2 * (0.9 * 64.0^3) / 12 + 115.2 * 2.9^2 = 40293. \text{ cm}^4$

腹板の断面二次モーメント

$I_w = (1.2 * 78.0^3) / 12 + 93.6 * 2.9^2 = 48244. \text{ cm}^4$

腹板に作用する曲げモーメント

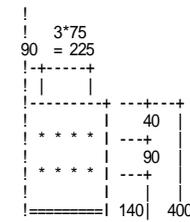
$M_w = 157.5 * 48244. * 10^4 / 419.0 = 181.3 * 10^6 \text{ N.mm}$

連結板の曲げ応力度

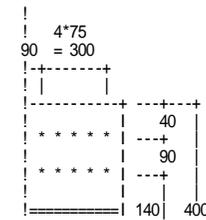
$sp = 181.3 * 10^6 * 349.0 / 40293. * 10^4 = 157.1 \text{ N/mm}^2$   
 $< a = 210.0 \text{ N/mm}^2$

7) ボルト配置 J 2

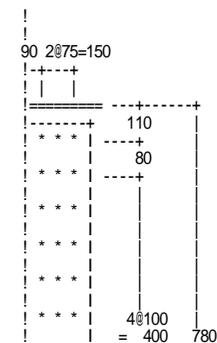
上フランジ(連結板寸法: 1-Spl.PL= 40.0 \* 1.2 2-Spl.PL= 17.0 \* 1.5)



下フランジ(連結板寸法: 1-Spl.PL= 40.0 \* 1.2 2-Spl.PL= 17.0 \* 1.4)



ウエブ(連結板寸法: 64.0 \* 0.9)



1) 作用断面力

S = 653.1 kN

2) 主桁断面

U-FLG 40.0 \* 3.0 = 120.0 (SM490Y )  
 WEB 78.0 \* 1.2 = 93.6 (SM490Y )  
 L-FLG 40.0 \* 3.0 = 120.0 (SM490Y )

A = 333.6

Ysu = 42.0 cm Ysl = 42.0 cm  
 Is = 441115. cm4

3) 作用応力度 (N/mm2)

	u	l
(+M)	0.0	0.0
(-M)	117.0	-101.0

4) 上フランジの連結 (引張)

1-Flg 40.0 \* 3.0 A = 120.0 cm2 (SM490Y ) 補強断面無し

母材純断面積に対する照査

( 4) An= ( 40.0- 4\*2.5) \* 3.0 = 90.0 cm2

孔引	A	An*1.1	Nreq	N	t
( 4)	120.0	99.00	117.0	16	16 141.8

t = 141.8 N/mm2 < 0.75 \* 210.0= 157.5 N/mm2

Nreq = 157.5 \* 90.0. / 96000.= 14.8 本以上 16 本使用

連結板断面

	断面	総断面積	純断面積	材質
1-Spl.PL	40.0 * 1.2 = 48.0 - 10.00 * 1.2 =	36.0 cm2	36.0 cm2	(SM490Y )
2-Spl.PL	17.0 * 1.5 = 51.0 - 10.00 * 1.5 =	36.0 cm2	36.0 cm2	(SM490Y )
		99.0 cm2	72.0 cm2	
		157.5 * 90.00 / 210.0=	67.5 < 79.20 cm2 =	72.0 * 1.1

5) 下フランジの連結 (圧縮)

1-Flg 40.0 \* 3.0 A = 120.0 cm2 (SM490Y )

c = 101.0 N/mm2 < 0.75 \* 210.0= 157.5 N/mm2

Nreq = 157.5 \* 12000. / 96000.= 19.7 本以上 20 本使用

連結板断面

	断面	総断面積	材質
1-Spl.PL	40.0 * 1.2 = 48.0 cm2	48.0 cm2	(SM490Y )
2-Spl.PL	17.0 * 1.4 = 47.6 cm2	47.6 cm2	(SM490Y )

157.5 \* 120.0 / 210.0= 90.0 < 95.6 cm2

6) 腹板の連結

1-Web  $78.0 * 1.2 = 93.6 \text{ cm}^2$  (SM490Y )

曲げモーメントに対する照査

	wu	wl
作用応力度	109.2 N/mm <sup>2</sup>	93.2 N/mm <sup>2</sup>
設計応力度	157.5 N/mm <sup>2</sup>	134.4 N/mm <sup>2</sup>

$Ywu = 42.08 \text{ cm}$   $Ywl = 35.92 \text{ cm}$

P1 (シャーププレート)

$P1 = (157.5 + 101.4) / 2 * 150.0 * 12.0 = 232974. \text{ N}$   
 $Nreq = 232974. / 96000. = 2.4$ 本以上 3本使用

せん断力に対する照査

$s = 653.1 * 10^3 / 21 = 31100. \text{ N}$  <  $a = 96000. \text{ N}$

曲げモーメントとせん断力に対する照査

$= \text{SQRT}((232974./3)^2 + 31100.^2) = 83654. \text{ N}$   
 <  $a = 96000. \text{ N}$

連結板

シャーププレート 2-PL  $64.0 * 0.9 = 115.2 \text{ cm}^2$  (SM490Y )

連結板の断面二次モーメント

$I_s = 2 * (0.9 * 64.0^3) / 12 + 115.2 * 3.1^2 = 40416. \text{ cm}^4$

腹板の断面二次モーメント

$I_w = (1.2 * 78.0^3) / 12 + 93.6 * 3.1^2 = 48345. \text{ cm}^4$

腹板に作用する曲げモーメント

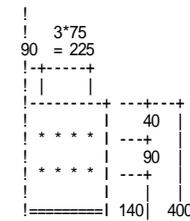
$M_w = 157.5 * 48345. * 10^4 / 420.8 = 180.9 * 10^6 \text{ N.mm}$

連結板の曲げ応力度

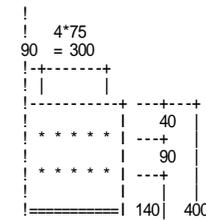
$sp = 180.9 * 10^6 * 350.8 / 40416. * 10^4 = 157.1 \text{ N/mm}^2$   
 <  $a = 210.0 \text{ N/mm}^2$

7) ボルト配置 J 3

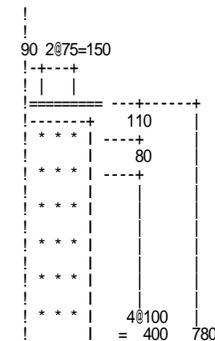
上フランジ(連結板寸法: 1-Spl.PL= 40.0 \* 1.2 2-Spl.PL= 17.0 \* 1.5)



下フランジ(連結板寸法: 1-Spl.PL= 40.0 \* 1.2 2-Spl.PL= 17.0 \* 1.4)



ウエブ(連結板寸法: 64.0 \* 0.9)



1) 作用断面力

S = 406.1 kN

2) 主桁断面

U-FLG 40.0 \* 3.0 = 120.0 (SM490Y )  
 WEB 74.3 \* 1.2 = 89.2 (SM490Y )  
 L-FLG 40.0 \* 3.0 = 120.0 (SM490Y )

A = 329.2

Ysu = 40.2 cm Ysl = 40.2 cm  
 Is = 399535. cm4

3) 作用応力度 (N/mm2)

	u	l
(+M)	-171.1	171.1
(-M)	0.0	0.0

4) 上フランジの連結 (圧縮)

1-Flg 40.0 \* 3.0 A = 120.0 cm2 (SM490Y )

c = 171.1 N/mm2 > 0.75 \* 210.0 = 157.5 N/mm2

Nreq = 171.1 \* 12000. / 96000. = 21.4 本以上 24 本使用

連結板断面

	断面	総断面積	材質
1-Spl.PL	40.0 * 1.3 =	52.0 cm2	(SM490Y )
2-Spl.PL	17.0 * 1.5 =	51.0 cm2	(SM490Y )

103.0 cm2  
 171.1 \* 120.0 / 210.0 = 97.8 < 103.0 cm2

5) 下フランジの連結 (引張)

1-Flg 40.0 \* 3.0 A = 120.0 cm2 (SM490Y ) 補強断面無し

母材純断面積に対する照査

( 2) An = ( 40.0 - 2\*2.5 - 2\*(2.5 - 7.5^2/(4\* 9.0))) \* 3.0 = 99.4 cm2  
 ( 4) An = ( 40.0 - 4\*2.5) \* 3.0 = 90.0 cm2

孔引	A	An*1.1	Nreq	N	t
( 2)	120.0	109.31	171.1	22	22 187.8
( 4)	120.0	99.00	171.1	20	22 188.5

t = 187.8 N/mm2 > 0.75 \* 210.0 = 157.5 N/mm2

Nreq = 187.8 \* 10931. / 96000. = 21.4 本以上 22 本使用

連結板断面

	断面	総断面積	純断面積	材質
1-Spl.PL	40.0 * 1.5 =	60.0 - 10.00 * 1.5 =	45.0 cm2	(SM490Y )
2-Spl.PL	17.0 * 1.9 =	64.6 - 10.00 * 1.9 =	45.6 cm2	(SM490Y )

124.6 cm2  
 187.8 \* 109.31 / 210.0 = 97.8 < 99.66 cm2 = 90.6 \* 1.1

6) 腹板の連結

1-Web  $74.3 * 1.2 = 89.2 \text{ cm}^2$  (SM490Y )

曲げモーメントに対する照査

	wu	wl
作用応力度	158.3 N/mm <sup>2</sup>	158.3 N/mm <sup>2</sup>
設計応力度	158.3 N/mm <sup>2</sup>	158.3 N/mm <sup>2</sup>

$Ywu = 37.15 \text{ cm}$   $Ywl = 37.15 \text{ cm}$

P1 (シャーププレート)

$P1 = (158.3 + 93.8) / 2 * 151.5 * 12.0 = 229131. \text{ N}$   
 $Nreq = 229131. / 96000. = 2.4$ 本以上 3本使用

せん断力に対する照査

$s = 406.1 * 10^3 / 21 = 19338. \text{ N} < a = 96000. \text{ N}$

曲げモーメントとせん断力に対する照査

$= \text{SQRT}((229131./3)^2 + 19338.^2) = 78787. \text{ N}$   
 $< a = 96000. \text{ N}$

連結板

シャーププレート 2-PL  $60.0 * 0.9 = 108.0 \text{ cm}^2$  (SM490Y )

連結板の断面二次モーメント

$I_s = 2 * (0.9 * 60.0^3) / 12 + 108.0 * 0.0^2 = 32400. \text{ cm}^4$

腹板の断面二次モーメント

$I_w = (1.2 * 74.3^3) / 12 + 89.2 * 0.0^2 = 41017. \text{ cm}^4$

腹板に作用する曲げモーメント

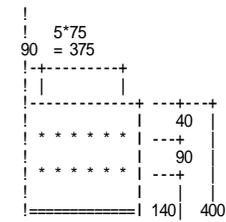
$M_w = 158.3 * 41017. * 10^4 / 371.5 = 174.8 * 10^6 \text{ N.mm}$

連結板の曲げ応力度

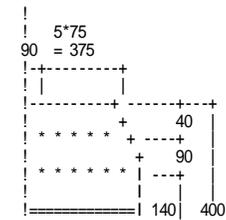
$sp = 174.8 * 10^6 * 300.0 / 32400. * 10^4 = 161.8 \text{ N/mm}^2$   
 $< a = 210.0 \text{ N/mm}^2$

7) ボルト配置 J 4

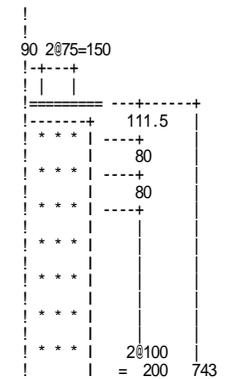
上フランジ(連結板寸法: 1-Spl.PL= 40.0 \* 1.3 2-Spl.PL= 17.0 \* 1.5)



下フランジ(連結板寸法: 1-Spl.PL= 40.0 \* 1.5 2-Spl.PL= 17.0 \* 1.9)



ウエブ(連結板寸法: 60.0 \* 0.9)



### 3-15 活荷重たわみの計算

活荷重たわみの計算( G1桁 )

プレビーム合成桁の活荷重( 衝撃含まず )によるたわみは、格子計算より下記ようになる。

	支間長(m)	(mm)	a(mm)	a算出式	照査結果
第1径間	30.000	19.1	45.0	$L^2/20,000$	OK
第2径間	30.000	19.1	45.0	$L^2/20,000$	OK

ここに

: 活荷重( 衝撃含まず )によるたわみ  
a : 許容たわみ

活荷重たわみの計算( G4桁 )

プレビーム合成桁の活荷重( 衝撃含まず )によるたわみは、格子計算より下記ようになる。

	支間長(m)	(mm)	a(mm)	a算出式	照査結果
第1径間	30.000	22.1	45.0	$L^2/20,000$	OK
第2径間	30.000	22.1	45.0	$L^2/20,000$	OK

ここに

: 活荷重( 衝撃含まず )によるたわみ  
a : 許容たわみ

活荷重たわみの計算 ( G6桁 )

プレビーム合成桁の活荷重 ( 衝撃含まず ) によるたわみは、格子計算より下記ようになる。

	支間長(m)	(mm)	a(mm)	a算出式	照査結果
第1径間	30.000	27.0	45.0	$L^2/20,000$	OK
第2径間	30.000	26.1	45.0	$L^2/20,000$	OK

ここに

- : 活荷重 ( 衝撃含まず ) によるたわみ
- a : 許容たわみ

3-16 疲労照査

プレビーム合成桁橋は、死荷重比率が大きい活荷重による応力変動の影響が少ない橋梁である。このため、ここでは安全側に簡略化した照査手法を用いて照査を行う。

1) 照査方針

- ・疲労照査に用いる応力は、設計荷重時の L 荷重による格子解析結果の断面力で断面計算を行った結果を抽出する。
- ・累計損傷度の簡易判定式による許容応力範囲を用いて照査を行う。
- ・大型車両交通量 500台 ~ 1000台 / 日・方向

累計損傷度の簡易判定式による疲労等級ごとの判定表

等級区分	a ( 提案式による許容応力範囲 (N/mm <sup>2</sup> ) )			
	500台	1000台	2000台	3000台
D	154	122	97	85
E	123	98	78	68

正曲げモーメント区間の下フランジジベル D 等級  
負曲げモーメント区間の上フランジスタッドジベル E 等級

「プレビーム合成桁橋 設計・製作・施工要領書」より

2) 最大応力範囲

最大応力範囲は、照査を簡略化するために、L 荷重による応力を適切な比率を用いて、T 荷重による応力に換算した値を用いる。

ここで、換算比率は下記の値とする。

径間部：換算比率算定の煩雑さを避けるため、安全側の仮定として換算比率 = 1.0 とする。  
( T 荷重 < L 荷重において、T 荷重 L 荷重と仮定 )

中間支点部：L 荷重と T 荷重の差が大きくなる箇所であるため、プレビーム振興会の試算による値を用い、換算比率 = 0.7 とする。

$$L_{max} = | L_{max} - L_{min} |$$

ここに  $L_{max}$  : 最大応力範囲 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $L_{max}$  : 最大応力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $L_{min}$  : 最小応力 (N/mm<sup>2</sup>)

3) 疲労照査

最大応力範囲に対し、簡易判定式による許容応力範囲 a 以内であるかを照査する。

上記の判定表に対し、次の補正を行う。

- ・最大板厚を50mmと想定し、 $C_t = (25/50)^{0.25} = 0.84$  の補正を行う。
- ・中間支点部は、2 番目の応力範囲の影響を最大に考慮し、a を 0.50 倍する。
- ・中間支点部は、L 荷重を T 荷重に換算する比率 = 0.70 を考慮した応力を用いる。

・ G1桁 (N/mm<sup>2</sup>)

	$L_{max}$	$L_{min}$	$L_{max}$	a	照査 ( $L_{max} < a$ )
第1径間 P B 中央 鋼桁下フランジ	23.9	-7.6	31.4	102	(OK)
P 1 中間支点 鋼桁上フランジ	-3.6	25.7	29.3	41	(OK)
第2径間 P B 中央 鋼桁下フランジ	24.1	-7.4	31.5	102	(OK)

・ G4桁 (N/mm<sup>2</sup>)

	$L_{max}$	$L_{min}$	$L_{max}$	a	照査 ( $L_{max} < a$ )
第1径間 P B 中央 鋼桁下フランジ	31.2	-7.6	38.8	102	(OK)
P 1 中間支点 鋼桁上フランジ	0.0	28.9	28.9	41	(OK)
第2径間 P B 中央 鋼桁下フランジ	31.1	-7.6	38.7	102	(OK)

・ G6桁 (N/mm<sup>2</sup>)

	$L_{max}$	$L_{min}$	$L_{max}$	a	照査 ( $L_{max} < a$ )
第1径間 P B 中央 鋼桁下フランジ	37.3	-9.7	47.0	102	(OK)
P 1 中間支点 鋼桁上フランジ	-2.1	34.9	37.0	41	(OK)
第2径間 P B 中央 鋼桁下フランジ	36.9	-9.9	46.8	102	(OK)

3-17 製作そりの計算

たわみの計算には、弾性荷重法を応用したプログラム、平面骨組解析および格子計算を使用する。  
また、プレフレクション時の残留たわみは、プレフレクションによるたわみの3%とする。

3-17-1 発生たわみ一覧表

G1	単位:mm	S1	PF1-L	CL-1	PF1-R	PB1-E	J2	P1
プレフレクション		0	180	211	167	0	0	0
リリース		0	-129	-151	-120	0	0	0
下フレンジコナート床版打設までのカーブ		0	-12	-14	-11	0	0	0
下フレンジコナート乾燥収縮		0	-6	-7	-6	0	0	0
プレビーム自重載荷		0	22	25	21	6	5	0
床版荷重載荷		0	36	42	35	11	8	0
合成後死荷重載荷		0	5	6	5	1	1	0
床版コナート乾燥収縮		0	5	5	3	1	1	0
床版コナートクリブ		0	1	1	1	0	0	0
下フレンジコナート最終カーブ		0	1	1	1	1	1	0

G1	単位:mm	J3	PB2-E	PF2-L	CL-2	PF2-R	S2
プレフレクション		0	0	167	211	180	0
リリース		0	0	-120	-151	-129	0
下フレンジコナート床版打設までのカーブ		0	0	-11	-14	-12	0
下フレンジコナート乾燥収縮		0	0	-6	-7	-6	0
プレビーム自重載荷		5	6	21	25	22	0
床版荷重載荷		8	11	35	42	36	0
合成後死荷重載荷		2	2	5	6	5	0
床版コナート乾燥収縮		1	1	3	5	5	0
床版コナートクリブ		0	0	1	2	1	0
下フレンジコナート最終カーブ		1	1	1	1	1	0

G4	単位:mm	S1	PF1-L	CL-1	PF1-R	PB1-E	J2	P1
プレフレクション		0	180	211	167	0	0	0
リリース		0	-129	-151	-120	0	0	0
下フレンジコナート床版打設までのカーブ		0	-12	-14	-11	0	0	0
下フレンジコナート乾燥収縮		0	-6	-7	-6	0	0	0
プレビーム自重載荷		0	22	25	21	6	5	0
床版荷重載荷		0	36	43	35	11	8	0
合成後死荷重載荷		0	4	4	4	1	1	0
床版コナート乾燥収縮		0	5	5	3	1	1	0
床版コナートクリブ		0	1	1	1	0	0	0
下フレンジコナート最終カーブ		0	1	1	1	1	1	0

G4	単位:mm	J3	PB2-E	PF2-L	CL-2	PF2-R	S2
プレフレクション		0	0	167	211	180	0
リリース		0	0	-120	-151	-129	0
下フレンジコナート床版打設までのカーブ		0	0	-11	-14	-12	0
下フレンジコナート乾燥収縮		0	0	-6	-7	-6	0
プレビーム自重載荷		5	6	21	25	22	0
床版荷重載荷		8	11	35	43	36	0
合成後死荷重載荷		1	1	4	4	4	0
床版コナート乾燥収縮		1	1	3	5	5	0
床版コナートクリブ		0	0	1	1	1	0
下フレンジコナート最終カーブ		1	1	1	1	1	0

G6	単位:mm	S1	PF1-L	CL-1	PF1-R	PB1-E	J2	P1
プレフレクション		0	180	211	167	0	0	0
リリース		0	-129	-151	-120	0	0	0
下フレンジコナート床版打設までのカーブ		0	-12	-14	-11	0	0	0
下フレンジコナート乾燥収縮		0	-6	-7	-6	0	0	0
プレビーム自重載荷		0	22	25	21	6	5	0
床版荷重載荷		0	32	38	31	10	7	0
合成後死荷重載荷		0	4	5	4	1	1	0
床版コナート乾燥収縮		0	4	4	3	1	1	0
床版コナートクリブ		0	1	1	1	0	0	0
下フレンジコナート最終カーブ		0	0	0	1	1	0	0

G6	単位:mm	J3	PB2-E	PF2-L	CL-2	PF2-R	S2
プレフレクション		0	0	167	211	180	0
リリース		0	0	-120	-151	-129	0
下フレンジコナート床版打設までのカーブ		0	0	-11	-14	-12	0
下フレンジコナート乾燥収縮		0	0	-6	-7	-6	0
プレビーム自重載荷		5	6	21	25	22	0
床版荷重載荷		7	10	31	38	32	0
合成後死荷重載荷		1	1	4	5	4	0
床版コナート乾燥収縮		1	1	3	4	4	0
床版コナートクリブ		0	0	1	1	1	0
下フレンジコナート最終カーブ		0	1	0	0	0	0

3-17-2 プレフレクション管理表

Hは継手端を結ぶ直線を基準線とし、hは仮支点を結ぶ直線を基準線とする。(上向きを正とする。)

:不連続回転角(1000×rad)

G1	単位:mm	S1	支間中央	仮支点	J2
S1~J2	形状	形状	たわみ量	形状	形状
H	S1~J2間の製作そり	0	119	10	0
	P B区間製作そり	0	115	-4	-10
	残留たわみ除去直後	0	109	-6	0
h	P F直後	0	-102	-211	0
	リリース直後	0	49	151	0
	刈-フ 乾燥収縮を考慮	0	70	21	0
H	継手位置を基準	0	72	2	5

G1	単位:mm	J3	支間中央	仮支点	S2
J3~S2	形状	形状	たわみ量	形状	形状
H	J3~S2間の製作そり	0	120	-4	0
	P B区間製作そり	-10	0	116	0
	残留たわみ除去直後	---	0	110	0
h	P F直後	---	0	-101	0
	リリース直後	---	0	50	151
	刈-フ 乾燥収縮を考慮	-5	0	71	21
H	継手位置を基準	0	5	73	2

G4	単位:mm	S1	支間中央	仮支点	J2
S1~J2	形状	形状	たわみ量	形状	形状
H	S1~J2間の製作そり	0	118	10	0
	P B区間製作そり	0	114	-4	-10
	残留たわみ除去直後	0	108	-6	0
h	P F直後	0	-103	-211	0
	リリース直後	0	48	151	0
	刈-フ 乾燥収縮を考慮	0	69	21	0
H	継手位置を基準	0	71	2	5

G4	単位:mm	J3	支間中央	仮支点	S2
J3~S2	形状	形状	たわみ量	形状	形状
H	J3~S2間の製作そり	0	118	-4	0
	P B区間製作そり	-10	0	114	0
	残留たわみ除去直後	---	0	108	0
h	P F直後	---	0	-103	0
	リリース直後	---	0	48	151
	刈-フ 乾燥収縮を考慮	-5	0	69	21
H	継手位置を基準	0	5	71	2

G6 S1~J2	単位:mm	S1		支間中央		仮支点		J2
		形状	形状	形状	たわみ量	形状	形状	
H S1~J2間の製作そり		0	113		-5	11	0	J2: = 5.487 キャンバー線不連続点の 補正および基準線変更
P B区間製作そり		0	108		-6	0	-11	残留たわみ量
残留たわみ除去直後		0	102		-211	0	---	P Fたわみ量
h P F直後		0	-109		151	0	---	リリース時のたわみ量
リリース直後		0	42		21	0	---	クロー乾燥収縮のたわみ量
クロー乾燥収縮を考慮		0	63		3	0	-6	P B区間への基準線変更
H 継手位置を基準		0	66			6	0	

G6 J3~S2	単位:mm	J3		支間中央		仮支点		S2
		形状	形状	形状	たわみ量	形状	形状	
H J3~S2間の製作そり		0	113		-5	0	0	J3: = -5.487 キャンバー線不連続点の 補正および基準線変更
P B区間製作そり		-11	108		-6	0	0	残留たわみ量
残留たわみ除去直後		---	102		-211	0	0	P Fたわみ量
h P F直後		---	-109		151	0	0	リリース時のたわみ量
リリース直後		---	42		21	0	0	クロー乾燥収縮のたわみ量
クロー乾燥収縮を考慮		-6	63		3	0	0	P B区間への基準線変更
H 継手位置を基準		0	66			6	0	

## 3-17-3 主桁製作キャンバー

両端支点 (S1,S2) を結ぶ直線を基準線とし、その線からの距離を示す。  
キャンバー設定は、鋼桁ウェブ上縁にて行う。

G1	単位:mm	S1	CL-1	J2	P1	J3	CL-2	S2
鋼桁製作そり		0	127	16	0	17	128	0
自重載荷前のそり		0	80	16	0	17	81	0
架設完了時のそり		0	55	11	0	12	56	0
床版打設完了直後のそり		0	13	3	0	4	14	0
完成時のそり		0	0	0	0	0	0	0

G4	単位:mm	S1	CL-1	J2	P1	J3	CL-2	S2
鋼桁製作そり		0	126	16	0	16	126	0
自重載荷前のそり		0	79	16	0	16	79	0
架設完了時のそり		0	54	11	0	11	54	0
床版打設完了直後のそり		0	11	3	0	3	11	0
完成時のそり		0	0	0	0	0	0	0

G6	単位:mm	S1	CL-1	J2	P1	J3	CL-2	S2
鋼桁製作そり		0	120	14	0	14	120	0
自重載荷前のそり		0	73	14	0	14	73	0
架設完了時のそり		0	48	9	0	9	48	0
床版打設完了直後のそり		0	10	2	0	2	10	0
完成時のそり		0	0	0	0	0	0	0

### 3-18 分割工法の検討

#### (1) 分割工法の概要

本橋は、分割工法を採用する。分割施工とは、プレベーム区間において下フランジコンクリートに応力導入した後、継手部にて解体し、各セグメントごと現場へ搬入・架設する工法である。この場合、継手部の下フランジコンクリートは、その打設時期や応力導入の方法が、前記の応力導入における仮定条件と異なってくる。よって、ここではカウンターウエイトにより継手部に局部プレストレスを導入することとし、カウンターウエイト重量の算出を行う。なお、継手部の下フランジコンクリートには膨張コンクリートを使用して、乾燥収縮の影響を少なくする。

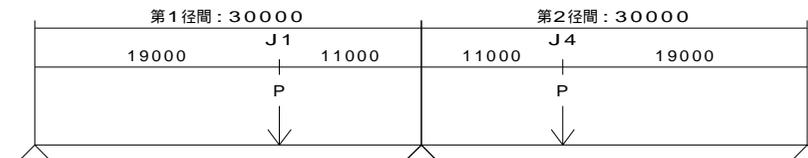
#### (2) カウンターウエイト重量の計算

下フランジコンクリート継手部打設後（局部プレストレス導入後）に発生する引張応力を包括する圧縮応力（曲げモーメント）を与えるようにカウンターウエイトを設定する。ここで、活荷重による発生応力は小さいので、死荷重状態で下フランジコンクリートに圧縮応力を残存させておけば、活荷重荷時に許容値を超過することはないと考える。

**カウンターウエイト重量が重くなり過ぎる場合、分割箇所  
の応力状態を別途検討し、必要重量を算出して下さい。**

### (3) 各主桁の局部プレストレスの計算

#### 1) G1



下フランジコンクリート継手部打設後（局部プレストレス導入後）に発生する引張応力（ $\sigma_l$ ）

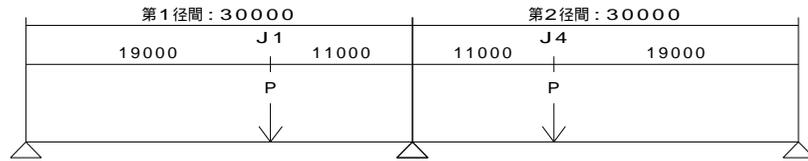
荷重状態	J1	J4
a プレストレス導入後の死荷重載荷	0.0	0.0
b 床版コンクリートの乾燥収縮	-1.5	-1.5
c 床版コンクリートのクリープ	0.1	0.1
d 下フランジコンクリートのクリープ	4.1	4.1
舗装施工後合計(b + c + d)	2.7	2.7

$\sigma_l$ : 下フランジコンクリート下面の応力度(N/mm<sup>2</sup>)

局部プレストレス(kN.m)

		J1	J4
State3	Iy(cm <sup>4</sup> )	884212	884212
	A(cm <sup>2</sup> )	981.7	981.7
	Yc11(cm)	64.1	64.1
下フランジ コンクリート	Iy/n(cm <sup>4</sup> )	24606	24606
	A/n(cm <sup>2</sup> )	312.3	312.3
	Yc12(cm)	15.1	15.1
	n	7.3	7.3
上記の 合成断面	Iv(cm <sup>4</sup> )	1477682	1477682
	Yc1v(cm)	52.3	52.3
舗装施工後	局部プレストレス(kN.m)	557	557

2) G4



下フランジコンクリート継手部打設後（局部プレストレス導入後）に発生する引張応力（ $\sigma$ ）

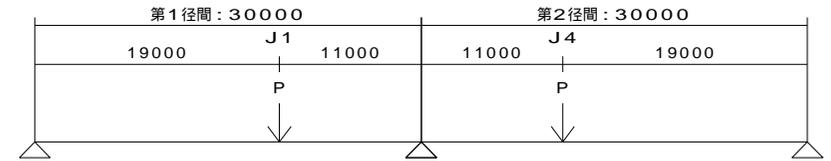
荷重状態	J1	J4
a プレストレス導入後の死荷重載荷	0.0	0.0
b 床版コンクリートの乾燥収縮	-1.5	-1.5
c 床版コンクリートのクリープ	0.1	0.1
d 下フランジコンクリートのクリープ	4.2	4.2
舗装施工後合計(b + c + d)	2.8	2.8

$\sigma$ : 下フランジコンクリート下面の応力度(N/mm<sup>2</sup>)

局部プレストレス(kN.m)

		J1	J4
State3	Iy(cm <sup>4</sup> )	893799	893799
	A(cm <sup>2</sup> )	984.2	984.2
	Yc1(cm)	64.4	64.4
下フランジ コンクリート	Iy/n(cm <sup>4</sup> )	24606	24606
	A/n(cm <sup>2</sup> )	312.3	312.3
	Yc2(cm)	15.1	15.1
	n	7.3	7.3
上記の 合成断面	Iv(cm <sup>4</sup> )	1494610	1494610
	Yciv(cm)	52.5	52.5
舗装施工後	局部プレストレス(kN.m)	582	582

3) G6



下フランジコンクリート継手部打設後（局部プレストレス導入後）に発生する引張応力（ $\sigma$ ）

荷重状態	J1	J4
a プレストレス導入後の死荷重載荷	0.0	0.0
b 床版コンクリートの乾燥収縮	-1.3	-1.3
c 床版コンクリートのクリープ	0.1	0.1
d 下フランジコンクリートのクリープ	4.2	4.2
舗装施工後合計(b + c + d)	3.0	3.0

$\sigma$ : 下フランジコンクリート下面の応力度(N/mm<sup>2</sup>)

局部プレストレス(kN.m)

		J1	J4
State3	Iy(cm <sup>4</sup> )	861039	861039
	A(cm <sup>2</sup> )	905.9	905.9
	Yc1(cm)	62.1	62.1
下フランジ コンクリート	Iy/n(cm <sup>4</sup> )	24606	24606
	A/n(cm <sup>2</sup> )	312.3	312.3
	Yc2(cm)	15.1	15.1
	n	7.3	7.3
上記の 合成断面	Iv(cm <sup>4</sup> )	1398659	1398659
	Yciv(cm)	50.1	50.1
舗装施工後	局部プレストレス(kN.m)	612	612

(4) カウンターウエイト重量の計算

舗装施工後の局部プレストレスの最大値(kN.m)

	J1	J4
G1	557	557
G4	582	582
G6	612	612
最大値	612	612

カウンターウエイト重量(kN/個所/主桁)

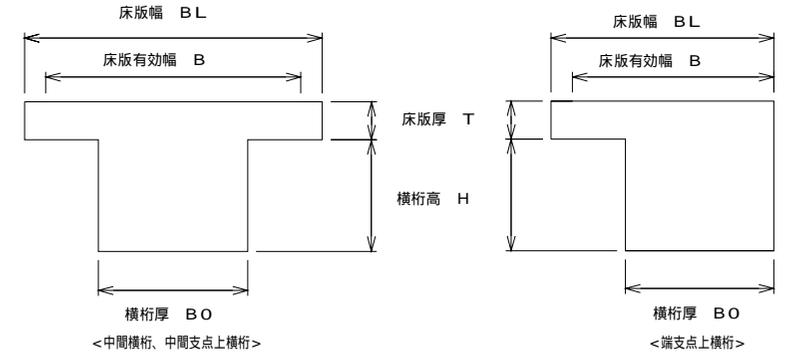
		J1	J4
舗装施工後	全径間同時に載荷した場合	196.6	196.6
	各径間毎に載荷した場合	121.4	121.4

4 横桁の設計

4-1 設計概要

本橋の横桁はRC構造とする。横桁の施工は床版打設と同時期に行われるため、設計に使用する断面力は、合成後死荷重および活荷重によるものとする。

4-2 断面形状



#### 4-3 床版有効幅の算出

$$B = 2 \times \quad + B_0$$

$$= (n - 1) \times c / 6$$

ここに B : 床版有効幅(m)  
 B<sub>0</sub> : 横桁厚(m)  
 : 圧縮フランジの片側有効幅(m)  
 n : 主桁本数  
 c : 主桁間隔(m)

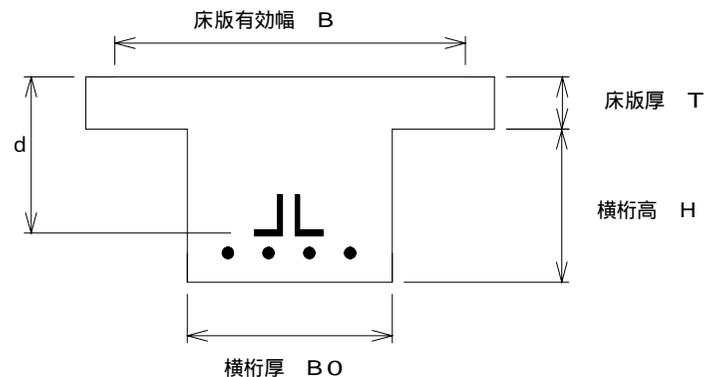
横桁名称	床版厚 T (m)	横桁高 H (m)	横桁厚 B <sub>0</sub> (m)	主桁本数 (本)	主桁間隔 (m)	床版有効幅 B (m)
S1	0.190	0.310	0.900	6	1.900	2.483
C1	0.190	0.467	0.600	6	1.900	3.767
C2	0.190	0.573	0.600	6	1.900	3.767
C3	0.190	0.638	0.600	6	1.900	3.767
P1	0.190	0.660	0.800	6	1.900	3.967
C4	0.190	0.638	0.600	6	1.900	3.767
C5	0.190	0.573	0.600	6	1.900	3.767
C6	0.190	0.467	0.600	6	1.900	3.767
S2	0.190	0.310	0.900	6	1.900	2.483

#### 4-4 作用断面力

横桁名称	正曲げモーメント M(+)(kN.m)	負曲げモーメント M(-)(kN.m)	せん断力 S (kN)
S1	44.0	-35.0	40.0
C1	206.0	-151.0	107.0
C2	266.0	-205.0	118.0
C3	241.0	-166.0	111.0
P1	28.0	-31.0	26.0
C4	244.0	-169.0	109.0
C5	269.0	-207.0	116.0
C6	206.0	-151.0	107.0
S2	30.0	-49.0	45.0

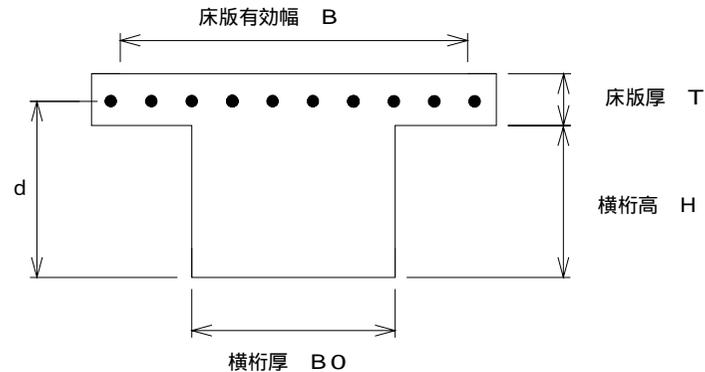
#### 4-5 断面計算

##### 4-5-1 正曲げモーメントに対する照査



R/C梁と考え、上記のような単鉄筋T断面梁として計算する。  
 ここで、d : 有効高 (床版上面から形鋼と鉄筋の両方を考慮した重心位置までの距離) (mm)

##### 4-5-2 負曲げモーメントに対する照査

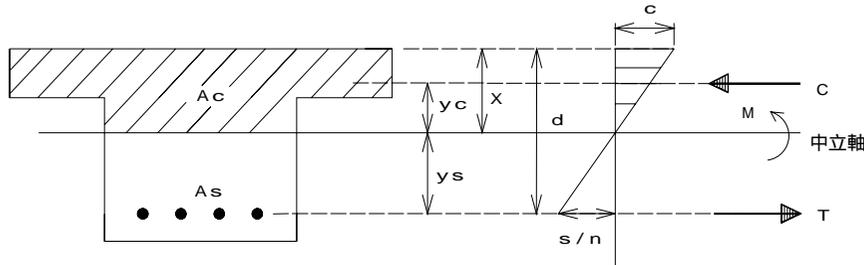


R/C梁と考え、上記のような単鉄筋T断面梁として計算する。  
 ここで、d : 有効高 (横桁下面から床版鉄筋までの距離) (mm)

#### 4-5-3 単鉄筋T断面梁の曲げ応力度の算出式

応力度の計算は、以下の仮定により計算する。

- (1) 歪みは、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) 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は一定値とする。



$$\text{各部の合力は、 } C = c \times Gc / X \quad (\text{式1-1})$$

$$T = n \times c \times Gs / X \quad (\text{式1-2})$$

$$\text{力の釣合いは、 } C = T \quad (\text{式2})$$

$$\text{式1を式2に代入すると、 } Gc - nGs = 0$$

上式を解いてXを求める。Xが求まれば中立軸に関する換算断面二次モーメントI (mm<sup>4</sup>)は、

$$I = Ac \times yc^2 + n \times As \times ys^2 = Ic + n \times Is$$

$$\text{各部の応力度は、 } c = (M / I) \times X \quad ca$$

$$s = n \times (M / I) \times ys \quad sa$$

ここで、

- M : 曲げモーメント(N・mm)
- d : 有効高(mm)
- X : 中立軸から圧縮縁までの距離(mm)
- yc : 中立軸からコンクリート圧縮域重心までの距離(mm)
- ys : 中立軸から引張鉄筋までの距離(mm)
- n : ヤング係数比 (= 15)
- C : コンクリートの全圧縮力(N)
- T : 引張鉄筋の引張力(N)
- Gc : コンクリート圧縮域の中立軸に関する断面一次モーメント(mm<sup>3</sup>)
- Gs : 引張鉄筋の中立軸に関する断面一次モーメント(mm<sup>3</sup>)
- Ic : コンクリート圧縮域の中立軸に関する断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>)
- Is : 引張鉄筋の中立軸に関する断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>)
- c : 圧縮縁のコンクリート応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- ca : コンクリートの許容圧縮応力度 (= 11.0 N/mm<sup>2</sup>)
- sa : 鉄筋の許容引張応力度 (= 140 N/mm<sup>2</sup>)

#### 4-5-4 せん断力に対する照査

コンクリートの平均せん断応力度：

$$= S / (B0 \times d) \quad a$$

鉄筋の付着応力度： o

$$o = S / (U \times d) \quad o a$$

- ここに S : せん断力 (N)  
d : 有効高 (床版上面から形鋼 + 鉄筋の重心位置までの距離) (mm)  
B0 : 横桁厚 (mm)  
U : 付着長 (mm)  
a : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
o : 鉄筋の付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
a : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (= 0.48 N/mm<sup>2</sup>)  
o a : 鉄筋の許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 4-5-5 添接計算

正曲げモーメントに対して使用したアングルの添接計算を行う。

$$s = \text{MAX} ( s a \times 0.75 \text{ or 正曲げの作用応力度} )$$

必要ボルト本数：N ( F10T, M22 a = 48000 N )

$$N = s \times As / ( a \times Nst )$$

- ここに s : 設計応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
s a : 形鋼の許容引張応力度 (= 140 N/mm<sup>2</sup>)  
As : 形鋼の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
Nst : 形鋼数

#### 4-5-6 斜引張鉄筋配置ピッチの計算

コンクリートの平均せん断応力度が、コンクリートが負担できる平均せん断応力度を超えている場合、斜引張鉄筋の配置間隔を計算する。

ただし、有効高 < 300mm の場合は、斜引張鉄筋はせん断力を負担できないものと考え、

斜引張鉄筋の配置間隔は計算しない。

スターラップとして、以下の鉄筋を部材軸に直角に配置する。

$$D13 : Av = 126.7 (\text{mm}^2) \times 2 = 253.4 (\text{mm}^2)$$

$$a = s a \times Av \times (\sin + \cos) / (1.15 \times B0 \times v)$$

$$v = - a$$

- ここに s a : 斜引張鉄筋の許容引張応力度 (= 180 N/mm<sup>2</sup>)  
B0 : 横桁厚 (mm)  
v : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度 (°)  
a : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
a : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (= 0.48 N/mm<sup>2</sup>)  
v : 斜引張鉄筋が負担するせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
a : 斜引張鉄筋の配置間隔 (mm)

4-5-7 断面計算結果一覧表

		単位	S1	C1	C2	C3
作用 断面力	曲げモーメント(+)	(kN.m)	44.0	206.0	266.0	241.0
	曲げモーメント(-)	(kN.m)	-35.0	-151.0	-205.0	-166.0
断面 形状	せん断力	(kN)	40.0	107.0	118.0	111.0
	床版有効幅B	(m)	2.483	3.767	3.767	3.767
	横桁厚B0	(m)	0.900	0.600	0.600	0.600
	床版厚T	(m)	0.190	0.190	0.190	0.190
	横桁高H	(m)	0.310	0.467	0.573	0.638
横桁 鋼材	鉄筋径		D16	D19	D19	D19
	鉄筋本数		4	4	4	4
	鉄筋位置 1	(mm)	60	60	60	60
	形鋼種類		形鋼なし	L-90×10	L-130×9	L-90×10
	形鋼数		---	1	1	1
	形鋼重心位置 1	(mm)	---	125.7	135.3	125.7
	鉄筋断面積	(mm <sup>2</sup> )	794.4	1146.0	1146.0	1146.0
応力計算 結果 (正曲げ)	形鋼断面積	(mm <sup>2</sup> )	0.0	1700.0	2274.0	1700.0
	有効高d	(mm)	440	558	653	729
	中立軸位置X 3	(mm)	60	102	120	118
	鋼材応力 s	(N/mm <sup>2</sup> )	132	138	127	123
	鋼材許容応力 sa	(N/mm <sup>2</sup> )	140 (OK)	140 (OK)	140 (OK)	140 (OK)
	コクリト応力 c	(N/mm <sup>2</sup> )	1.4	2.1	1.9	1.6
	コクリト許容応力 ca	(N/mm <sup>2</sup> )	11.0 (OK)	11.0 (OK)	11.0 (OK)	11.0 (OK)
	床版鉄筋位置 2	(mm)	95	95	95	95
応力計算 結果 (負曲げ)	1m当り床版鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )	3438.0	3438.0	3438.0	3438.0
	床版鉄筋断面積	(mm <sup>2</sup> )	8537.7	12949.8	12949.8	12949.8
	有効高d	(mm)	405	562	668	733
	中立軸位置X 3	(mm)	226	361	409	437
	鋼材応力 s	(N/mm <sup>2</sup> )	12	26	30	22
	鋼材許容応力 sa	(N/mm <sup>2</sup> )	140 (OK)	140 (OK)	140 (OK)	140 (OK)
	コクリト応力 c	(N/mm <sup>2</sup> )	1.0	3.2	3.1	2.2
	コクリト許容応力 ca	(N/mm <sup>2</sup> )	11.0 (OK)	11.0 (OK)	11.0 (OK)	11.0 (OK)
	付着長U	(mm)	200	420	500	420
	コクリトせん断応力	(N/mm <sup>2</sup> )	0.10	0.32	0.30	0.25
せん断力 結果	許容せん断応力 a 4	(N/mm <sup>2</sup> )	0.48 (OK)	0.48 (OK)	0.48 (OK)	0.48 (OK)
	鉄筋付着応力 o	(N/mm <sup>2</sup> )	0.45	0.46	0.36	0.36
	許容付着応力 oa	(N/mm <sup>2</sup> )	1.86 (OK)	0.93 (OK)	0.93 (OK)	0.93 (OK)
	- a	(N/mm <sup>2</sup> )	---	---	---	---
斜引張 鉄筋 (D13)	配置角度		---	---	---	---
	必要配置間隔 a	(mm)	---	---	---	---
添接計算 結果	設計応力	(N/mm <sup>2</sup> )	---	138	127	123
	必要ボルト本数N		---	4.89	6.01	4.35

- 1: 鉄筋位置および形鋼重心位置は横桁下面からの距離を示す。
- 2: 床版鉄筋位置は床版上面からの距離を示す。
- 3: 中立軸位置Xは圧縮線からの距離を示す。
- 4: が許容値を満たさない場合は、斜引張鉄筋の計算を行います。

		単位	P1	C4	C5	C6
作用 断面力	曲げモーメント(+)	(kN.m)	28.0	244.0	269.0	206.0
	曲げモーメント(-)	(kN.m)	-31.0	-169.0	-207.0	-151.0
断面 形状	せん断力	(kN)	26.0	109.0	116.0	107.0
	床版有効幅B	(m)	3.967	3.767	3.767	3.767
	横桁厚B0	(m)	0.800	0.600	0.600	0.600
	床版厚T	(m)	0.190	0.190	0.190	0.190
	横桁高H	(m)	0.660	0.638	0.573	0.467
横桁 鋼材	鉄筋径		D13	D19	D19	D19
	鉄筋本数		4	4	4	4
	鉄筋位置 1	(mm)	60	60	60	60
	形鋼種類		形鋼なし	L-90×10	L-130×9	L-90×10
	形鋼数		---	1	1	1
	形鋼重心位置 1	(mm)	---	125.7	135.3	125.7
応力計算 結果 (正曲げ)	鉄筋断面積	(mm <sup>2</sup> )	506.8	1146.0	1146.0	1146.0
	形鋼断面積	(mm <sup>2</sup> )	0.0	1700.0	2274.0	1700.0
	有効高d	(mm)	790	729	653	558
	中立軸位置X 3	(mm)	53	118	120	102
	鋼材応力 s	(N/mm <sup>2</sup> )	72	124	128	138
	鋼材許容応力 sa	(N/mm <sup>2</sup> )	140 (OK)	140 (OK)	140 (OK)	140 (OK)
	コクリト応力 c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.3	1.6	1.9	2.1
	コクリト許容応力 ca	(N/mm <sup>2</sup> )	11.0 (OK)	11.0 (OK)	11.0 (OK)	11.0 (OK)
応力計算 結果 (負曲げ)	床版鉄筋位置 2	(mm)	95	95	95	95
	1m当り床版鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )	3438.0	3438.0	3438.0	3438.0
	床版鉄筋断面積	(mm <sup>2</sup> )	13637.4	12949.8	12949.8	12949.8
	有効高d	(mm)	755	733	668	562
	中立軸位置X 3	(mm)	416	437	409	361
	鋼材応力 s	(N/mm <sup>2</sup> )	4	22	30	26
	鋼材許容応力 sa	(N/mm <sup>2</sup> )	140 (OK)	140 (OK)	140 (OK)	140 (OK)
	コクリト応力 c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.3	2.2	3.2	3.2
せん断力 結果	コクリト許容応力 ca	(N/mm <sup>2</sup> )	11.0 (OK)	11.0 (OK)	11.0 (OK)	11.0 (OK)
	付着長U	(mm)	160	420	500	420
	コクリトせん断応力	(N/mm <sup>2</sup> )	0.04	0.25	0.30	0.32
	許容せん断応力 a 4	(N/mm <sup>2</sup> )	0.48 (OK)	0.48 (OK)	0.48 (OK)	0.48 (OK)
斜引張 鉄筋 (D13)	鉄筋付着応力 o	(N/mm <sup>2</sup> )	0.21	0.36	0.36	0.46
	許容付着応力 oa	(N/mm <sup>2</sup> )	1.86 (OK)	0.93 (OK)	0.93 (OK)	0.93 (OK)
	- a	(N/mm <sup>2</sup> )	---	---	---	---
	配置角度		---	---	---	---
添接計算 結果	必要配置間隔 a	(mm)	---	---	---	---
	設計応力	(N/mm <sup>2</sup> )	---	124	128	138
			---	4.4	6.08	4.89

- 1: 鉄筋位置および形鋼重心位置は横桁下面からの距離を示す。
- 2: 床版鉄筋位置は床版上面からの距離を示す。
- 3: 中立軸位置Xは圧縮線からの距離を示す。
- 4: が許容値を満たさない場合は、斜引張鉄筋の計算を行います。

		単位	S2		
作用 断面力	曲げモーメント(+)	(kN.m)	30.0		
	曲げモーメント(-)	(kN.m)	-49.0		
断面 形状	せん断力	(kN)	45.0		
	床版有効幅B	(m)	2.483		
	横桁厚B0	(m)	0.900		
	床版厚T	(m)	0.190		
横桁 鋼材	横桁高H	(m)	0.310		
	鉄筋径		D16		
	鉄筋本数		4		
	鉄筋位置 1	(mm)	60		
	形鋼種類		形鋼なし		
	形鋼数		---		
応力計算 結果 (正曲げ)	形鋼重心位置 1	(mm)	---		
	鉄筋断面積	(mm <sup>2</sup> )	794.4		
	形鋼断面積	(mm <sup>2</sup> )	0.0		
	有効高d	(mm)	440		
	中立軸位置x 3	(mm)	60		
	鋼材応力 s	(N/mm <sup>2</sup> )	90		
	鋼材許容応力 sa	(N/mm <sup>2</sup> )	140 (OK)		
応力計算 結果 (負曲げ)	コンクリート応力 c	(N/mm <sup>2</sup> )	1.0		
	コンクリート許容応力 ca	(N/mm <sup>2</sup> )	11.0 (OK)		
	床版鉄筋位置 2	(mm)	95		
	1m当り床版鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )	3438.0		
	床版鉄筋断面積	(mm <sup>2</sup> )	8537.7		
	有効高d	(mm)	405		
	中立軸位置x 3	(mm)	226		
応力計算 結果 せん断力	鋼材応力 s	(N/mm <sup>2</sup> )	17		
	鋼材許容応力 sa	(N/mm <sup>2</sup> )	140 (OK)		
	コンクリート応力 c	(N/mm <sup>2</sup> )	1.5		
	コンクリート許容応力 ca	(N/mm <sup>2</sup> )	11.0 (OK)		
	付着長l	(mm)	200		
	コンクリートせん断応力	(N/mm <sup>2</sup> )	0.11		
斜引張 鉄筋 (D13)	許容せん断応力 a 4	(N/mm <sup>2</sup> )	0.48 (OK)		
	鉄筋付着応力 o	(N/mm <sup>2</sup> )	0.51		
	許容付着応力 oa	(N/mm <sup>2</sup> )	1.86 (OK)		
添接計算 結果	配置角度		---		
	必要配置間隔 a	(mm)	---		
添接計算 結果	設計応力	(N/mm <sup>2</sup> )	---		
	必要ボルト本数N		---		

- 鉄筋位置および形鋼重心位置は横桁下面からの距離を示す。
- 床版鉄筋位置は床版上面からの距離を示す。
- 中立軸位置xは圧縮線からの距離を示す。
- か許容値を満たさない場合は、斜引張鉄筋の計算を行います。

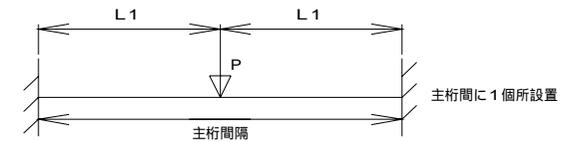
## 4-6 落橋防止装置等による曲げ、押し抜きに対する支点上横桁厚の照査

## (1) 断面力の算出

断面力は主桁間隔を支間とする両端固定梁としての算出する。

## ・落橋防止装置

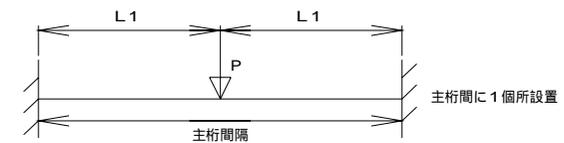
$$HF = 1.5 \times R d$$



横桁 名称	主桁間隔 (mm)	L 1 (mm)	L 2 (mm)	死荷重反力 R d (kN)	全水平力 H F (kN)	PC鋼材 (本)	水平力/本 P (kN)	M (kN.m)	S (kN)
S1	1900	950	-----	1960	2940	5	392	93	196
S2	1900	950	-----	1960	2940	5	392	93	196

P (水平力/本) は常時換算値とする。(許容値の割増係数: 1.50)

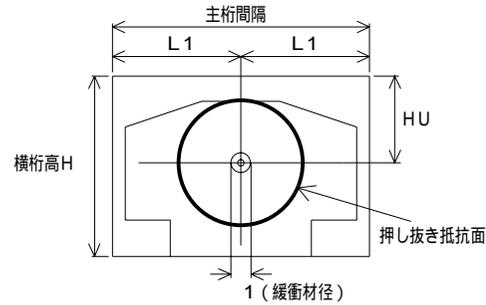
## ・アンカーバー



横桁 名称	主桁間隔 (mm)	L 1 (mm)	L 2 (mm)	死荷重反力 R d (kN)	水平震度 K h	H Sの 算出式	全水平力 H S (kN)	ア カ 本 数	水平力/本 P (kN)	M (kN.m)	S (kN)
S1	1900	950	-----	1960	0.25	$3 \times kh \times R d$	1470	4	245	58	123
S2	1900	950	-----	1960	0.25	$3 \times kh \times R d$	1470	4	245	58	123

P (水平力/本) は常時換算値とする。(許容値の割増係数: 1.50)

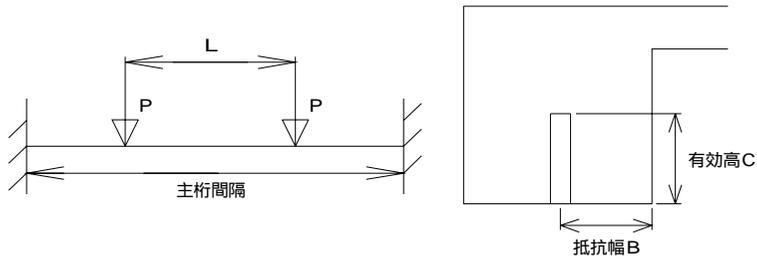
(2) 落橋防止装置のPC鋼材による押し抜き照査



横桁名称	水平力 P (kN)	L1 (mm)	L2 (mm)	横桁高 H (mm)	HU (mm)	1 (mm)	鋼材本数	b p (mm)	有効横桁厚 (mm)	コンクリート抵抗面積 (mm <sup>2</sup> )	押し抜き耐力 (kN)	照査
S1	392	950	---	800	340	200	1	2136	850	1815841	1925	OK
S2	392	950	---	800	340	200	1	2136	850	1815841	1925	OK

ここに、  
 $b p$  : 押し抜き抵抗面の周長 = PC鋼材本数  $\times$   $L \times$   
 $L$  : 有効横桁厚の1/2の距離だけ離れた面へ45°の角度で投影した円の直径  
 ただし、 $L$ の最小値 =  $\text{MIN}(2 \times HU, 2 \times (\text{横桁高} - HU), 2 \times L1, 1 + \text{有効横桁厚})$   
 コンクリート抵抗面積 :  $b p \times \text{有効横桁厚}$   
 押し抜き耐力 : 許容押し抜きせん断応力度  $\times$  コンクリート抵抗面積  
 許容押し抜きせん断応力度 : 1.06 N/mm<sup>2</sup>

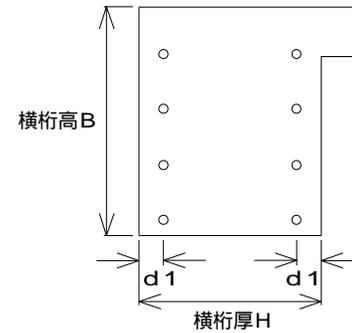
(3) アンカーバーによる押し抜き照査



横桁名称	水平力 P (kN)	L (mm)	横桁厚 B (mm)	抵抗幅 B (mm)	アンカー本数	有効高 C (mm)	コンクリート抵抗面積 (mm <sup>2</sup> )	押し抜き耐力 (kN)	照査
S1	245	0	900	450	1	630	567000	601	OK
S2	245	0	900	450	1	630	567000	601	OK

ここに、  
 有効高C : アンカー埋め込み長  
 コンクリート抵抗面積 :  $\text{MIN}(B \times \text{アンカー本数} \times 2 \text{ or } B \times 2^{1/2} \times 2 + L) \times C$   
 押し抜き耐力 : 許容押し抜きせん断応力度  $\times$  コンクリート抵抗面積  
 許容押し抜きせん断応力度 : 1.06 N/mm<sup>2</sup>

(4) 曲げモーメントに対する照査



		単位	S1	S2
形状	横桁高B	(mm)	800	800
	横桁厚H	(mm)	900	900
鋼材配置	かぶりd1	(mm)	50	50
	鉄筋径		D19	D19
	圧縮側鉄筋本数	(本)	5	5
	引張側鉄筋本数	(本)	5	5
	圧縮側鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )	1433	1433
	引張側鉄筋量	(mm <sup>2</sup> )	1433	1433
断面力	曲げモーメントM	(kN.m)	93	93
	せん断力S	(kN)	196	196
	ヤング係数比		15	15
	有効高d (H - d1)	(mm)	850	850
	中立軸位置X1	(mm)	173	173
	コンクリート断面係数Wc	(mm <sup>3</sup> )	66922177	66922177
	鉄筋断面係数Ws	(mm <sup>3</sup> )	1136775	1136775
	コンクリート応力 c	(N/mm <sup>2</sup> )	1.4	1.4
	コンクリート許容応力 ca	(N/mm <sup>2</sup> )	11.0(OK)	11.0(OK)
	鉄筋応力 s	(N/mm <sup>2</sup> )	82	82
鉄筋許容応力 ca	(N/mm <sup>2</sup> )	180(OK)	180(OK)	
せん断照査	付着長	(mm)	300	300
	コンクリートせん断応力	(N/mm <sup>2</sup> )	0.29	0.29
	許容せん断応力 a2	(N/mm <sup>2</sup> )	0.48(OK)	0.48(OK)
	鉄筋付着応力 o	(N/mm <sup>2</sup> )	0.88	0.88
斜引張	許容付着応力 oa	(N/mm <sup>2</sup> )	1.86(OK)	1.86(OK)
	- a	(N/mm <sup>2</sup> )	-----	-----
鉄筋	配置角度	(度)	-----	-----
	D13必要ピッチa	(mm)	-----	-----
	D16必要ピッチa	(mm)	-----	-----
	D19必要ピッチa	(mm)	-----	-----

1 : 中立軸位置Xは圧縮縁からの距離を示す。  
 2 : が許容値を満たさない場合は、斜引張鉄筋の計算を行います。

5 構造解析結果

5-1 解析用断面定数一覧

(1) 主桁仮定剛度

主桁仮定剛度は、各横桁位置の桁高を用いて算出し、横桁間隔の左側剛度と右側剛度の単純平均値としています。

	合成前		合成後			
	外桁Iv(m <sup>4</sup> )	中桁Iv(m <sup>4</sup> )	外桁Iv(m <sup>4</sup> )	中桁Iv(m <sup>4</sup> )	外桁J(m <sup>4</sup> )	中桁J(m <sup>4</sup> )
S1-C1	0.004230	0.004230	0.012592	0.012775	0.001516	0.001627
C1-C2	0.006386	0.006386	0.018288	0.018518	0.001516	0.001627
C2-C3	0.006923	0.006923	0.021154	0.021405	0.001516	0.001627
C3-P1	0.008653	0.008653	0.023710	0.023924	0.001516	0.001627
P1-C4	0.008653	0.008653	0.023710	0.023924	0.001516	0.001627
C4-C5	0.006923	0.006923	0.021154	0.021405	0.001516	0.001627
C5-C6	0.006386	0.006386	0.018288	0.018518	0.001516	0.001627
C6-S2	0.004230	0.004230	0.012592	0.012775	0.001516	0.001627

(2) 横桁剛度

	曲げ剛度(m <sup>4</sup> )	ねじり剛度(m <sup>4</sup> )
S1	0.001754	0.001846
C1	0.003452	0.003088
C2	0.005366	0.003727
C3	0.006876	0.004200
P1	0.009269	0.006231
C4	0.006876	0.004200
C5	0.005366	0.003727
C6	0.003452	0.003088
S2	0.001754	0.001846

5-2 横桁剛度詳細

	床版幅 (m)	床版厚 (m)	横桁幅 (m)	横桁高 (m)	ヤング 係数比	曲げ剛性 (m <sup>4</sup> )	G c / G s	ねじり剛性 (m <sup>4</sup> )
S1	4.185	0.190	0.900	0.310	10.0	0.001754	0.112931	0.001846
C1	7.386	0.190	0.600	0.467	10.0	0.003452	0.112931	0.003088
C2	7.288	0.190	0.600	0.573	10.0	0.005366	0.112931	0.003727
C3	7.386	0.190	0.600	0.638	10.0	0.006876	0.112931	0.004200
P1	7.386	0.190	0.800	0.660	10.0	0.009269	0.112931	0.006231
C4	7.386	0.190	0.600	0.638	10.0	0.006876	0.112931	0.004200
C5	7.288	0.190	0.600	0.573	10.0	0.005366	0.112931	0.003727
C6	7.386	0.190	0.600	0.467	10.0	0.003452	0.112931	0.003088
S2	4.185	0.190	0.900	0.310	10.0	0.001754	0.112931	0.001846

5-3 主桁仮定剛度と実剛度の比較

(1)合成前

	外桁			中桁		
	仮定剛度	実剛度	仮/実	仮定剛度	実剛度	仮/実
S1-C1	0.004230	0.004230	1.00	0.004230	0.004230	1.00
C1-C2	0.006386	0.006386	1.00	0.006386	0.006386	1.00
C2-C3	0.006923	0.006923	1.00	0.006923	0.006923	1.00
C3-P1	0.008653	0.008653	1.00	0.008653	0.008653	1.00
P1-C4	0.008653	0.008653	1.00	0.008653	0.008653	1.00
C4-C5	0.006923	0.006923	1.00	0.006923	0.006923	1.00
C5-C6	0.006386	0.006386	1.00	0.006386	0.006386	1.00
C6-S2	0.004230	0.004230	1.00	0.004230	0.004230	1.00

(2)合成後

	外桁			中桁		
	仮定剛度	実剛度	仮/実	仮定剛度	実剛度	仮/実
S1-C1	0.012592	0.012592	1.00	0.012775	0.012775	1.00
C1-C2	0.018288	0.018288	1.00	0.018518	0.018518	1.00
C2-C3	0.021154	0.021154	1.00	0.021405	0.021405	1.00
C3-P1	0.023710	0.023710	1.00	0.023924	0.023924	1.00
P1-C4	0.023710	0.023710	1.00	0.023924	0.023924	1.00
C4-C5	0.021154	0.021154	1.00	0.021405	0.021405	1.00
C5-C6	0.018288	0.018288	1.00	0.018518	0.018518	1.00
C6-S2	0.012592	0.012592	1.00	0.012775	0.012775	1.00

1 断面計算詳細結果

1-1 応力計算の記号の見方

- LI : 左支点から左側プレフレクション点までの距離 (m)
- LI' : 左支点から右側プレフレクション点までの距離 (m)
- PIr : 右側プレフレクション荷重 (kN)
- Md1 : プレフレクションによる曲げモーメント (kNm)
- MB : 橋梁変位による曲げモーメント (kNm)
- MBS : 全橋梁変位による曲げモーメント (kNm)
- Nd : プレストレスによる軸力 (kN)
- Nd1 : プレストレスによる曲げモーメント (kNm)
- +M11 : 活荷重(+)による曲げモーメント (kNm)
- M11 : 活荷重(-)による曲げモーメント (kNm)
- cu : 床版上縁応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- ci : 床版下縁応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- su : 鋼筋上フランジ上縁応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- si : 鋼筋下フランジ下縁応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- cu' : プレフランジコンクリート下縁応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- ci' : プレフランジコンクリート上縁応力 (N/mm<sup>2</sup>)

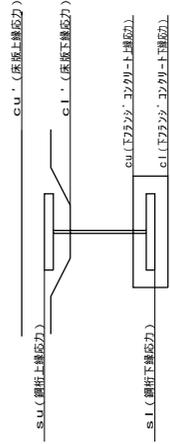
1-2 「累計応力」とその照重」の説明

- (1) 1. プレフレクション時の鋼筋発生応力
- (2) 1+2. リリース直後の下フランジコンクリート発生応力
- (3) 1+2+3+4+5+6+7+8. 床版打設直後の鋼筋発生応力
- (4) 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12. 橋脚高直下の下フランジコンクリート累計応力
- (5) 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 (MI+) / 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 (MI-). 活荷重荷時の下フランジコンクリート仮設上の累計引張応力
- (6) 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15. 活荷重荷時の鋼筋および床版コンクリートの累計応力 / 注) 下フランジコンクリート損傷を無視する
- (7) 1+2+3+4+5+6+7+8+9+12+13+15. 活荷重荷時の鋼筋および床版コンクリートの累計応力 / 注) 下フランジコンクリート損傷を無視する

注) 下フランジコンクリート損傷を無視する

1-3 電算アウトプットデータ

1) 応力計算線



2) 各 STAGE とその抵抗断面

Stage	荷重状態	応力抵抗断面
1	プレフレクション	プレビュー区間 (鋼筋断面)
2	リリース	STATE-1 (SRK 仮重)
3	プレビューム (または S.R.C. 自重載荷)	STATE-1 (SRK 仮重)
4	下フランジコンクリートの仮設直後のクリープ発生	STATE-1 (SRK 仮重)
5	下フランジコンクリート仮設直後を考慮した仮設重載 (基本土留必要後)	STATE-1 (SRK 仮重)
7	床版自重載荷	STATE-2 (仮鋼筋)
8	局部プレストレス導入	STATE-2 (仮鋼筋)
9	完成後仮荷重載荷	STATE-2 (仮鋼筋)
10	床版コンクリート仮設直後を考慮	STATE-2 (仮鋼筋)
11	床版コンクリート仮設直後を考慮	STATE-2 (仮鋼筋)
12	下フランジコンクリート仮設直後を考慮	STATE-2 (仮鋼筋)
13	活荷重 (重積含む) 載荷 (+)	STATE-2 (仮鋼筋)
14	活荷重 (重積含む) 載荷 (-)	STATE-2 (仮鋼筋)
15	下フランジコンクリート引張応力を無視した場合	STATE-2 (仮鋼筋)

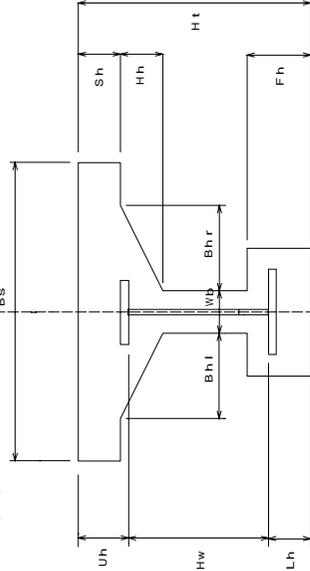
別冊：断面計算詳細出力

1-4 断面計算結果 (G 1桁)

設計条件

支間	30.000 (m)	第1区間
プレビューム長	24.000 (m)	
プレフレクション点	LI 7.200 (m)	
	Lr 16.800 (m)	
プレフレクション荷重	PIr 400.000 (kN)	
	PIr 480.000 (kN)	
コンクリート強度及び係数		
下フランジコンクリート		
設計基準強度	= 50 (N/mm <sup>2</sup> )	
リリース時強度	= 45 (N/mm <sup>2</sup> )	
ヤング係数比 (床版打設まで)	= 7.3	
(床版打設以後)	= 6.4	
クリープ係数 (床版打設まで)	= 0.7	
(床版打設以後)	= 2.0	
乾燥収縮係数	= 0.00020	
乾燥収縮時のクリープ係数	= 4.0	
床版コンクリート		
設計基準強度	= 33 (N/mm <sup>2</sup> )	
ヤング係数比	= 7.0	
クリープ係数	= 2.0	
乾燥収縮係数	= 0.00020	
乾燥収縮時のクリープ係数	= 4.0	

断面形状 (cm)



\*新化区間

床厚 (SI) (m) : 19.0 (m)  
 プレキャスト厚 (m) : 30.0 (m)  
 プレキャスト厚 (m) : 22.0 (m)  
 プレキャスト厚 (m) : 21.0 (m)  
 プレキャスト厚 (m) : 15.0 (m)

断面名称	X (m)	床版幅 (cm)	下フランジ幅 (cm)	ハンチ幅 (cm)	Web高 (cm)	Hw (cm)	Ht (cm)
1 支点	0.000	180.0	80.0	74.0	51.0	44.0	80.0
2 設点	4.000	180.0	80.0	74.0	51.0	52.7	88.7
3 プレキャスト厚 L	7.200	180.0	80.0	74.0	51.0	58.8	94.8
4 P 巾中央	12.000	180.0	80.0	74.0	51.0	65.4	102.4
5 橋脚高直下	16.800	180.0	80.0	74.0	51.0	71.3	108.3
6 橋脚高直上	19.000	180.0	80.0	74.0	51.0	74.3	110.3
7 設点	20.000	180.0	80.0	74.0	51.0	75.1	111.1
8 仮設点	24.000	180.0	80.0	74.0	51.0	77.6	113.6
9 橋脚高直上	25.000	180.0	80.0	74.0	51.0	78.0	114.0
10 中間設点	30.000	180.4	80.0	74.0	51.0	79.0	115.0

連続桁サンプリ点桁 第1行程  
支点 ( X = 0.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 0.00 Np = 0.00  
MP2 = 0.00 Np = 0.00  
MP3 = -8.00 -MII = -35.00

プレレクシヨモーメント (kN・m)

MPf = 0.00

鋼材断面 ( SM400Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 4.0  
1-Web 44.0 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 412.8 cm<sup>2</sup> Is = 214126 cm<sup>4</sup> Yst = 29.3 cm  
Ysl = 23.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 329547 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	鋼材		下フランジ		床版	
	Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 744.2	304815	-36.6	15.4	-3.6	26.4	
State 1 756.5	313339	-37.2	14.8	-4.2	25.8	
State 2 1026.3	418459	-46.8	14.6	44.6	-35.4	-1.4
State 3 1058.8	517937	-56.8	43.2		-25.8	8.2

連続桁サンプリ点桁 第1行程  
照査点 ( X = 4.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 359.68 Np = 0.00  
MP2 = 41.52 Np = 0.00  
MP3 = 185.14 -MII = -102.11

プレレクシヨモーメント (kN・m)

MPf = 1800.00

鋼材断面 ( SM400Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 4.0  
1-Web 52.7 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 423.2 cm<sup>2</sup> Is = 301416 cm<sup>4</sup> Yst = 29.0 cm  
Ysl = 27.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 329547 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	鋼材		下フランジ		床版	
	Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 724.6	423039	-42.8	17.9	-1.1	28.9	
State 1 767.0	434021	-43.6	17.1	-1.9	28.1	
State 2 1033.6	533137	-53.6	19.7	48.7	-39.0	-5.0
State 3 1070.0	631637	-63.9	48.8		-27.9	6.1

連続桁サンプリ点桁 第1行程  
アノカオ点L ( X = 7.200 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 543.84 Np = 0.00  
MP2 = 743.26 Np = 0.00  
MP3 = 254.55 -MII = -193.86

プレレクシヨモーメント (kN・m)

MPf = 2880.00

鋼材断面 ( SM400Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 4.0  
1-Web 58.8 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 430.6 cm<sup>2</sup> Is = 372091 cm<sup>4</sup> Yst = 35.3 cm  
Ysl = 30.5 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 329547 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	鋼材		下フランジ		床版	
	Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 791.9	519227	-47.1	19.7	0.7	30.7	
State 1 774.3	52262	-46.0	18.8	-0.2	29.8	
State 2 1047.9	621747	-47.9	23.3	53.3	-41.5	-7.5
State 3 1077.3	833916	-12.4	54.4		-29.4	4.6

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリ点桁 第1行程 アノカオ点L

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl'
1	0.0	0.0	-281	235	0.0	0.0
2	0.0	0.0	262	-109	-0.5	-23.3
3	0.0	0.0	-49	21	0.1	4.4
4	0.0	0.0	6	-3	-1.6	6.5
5	0.0	0.0	7	-3	0.0	-0.7
6	0.0	0.0	-71	28	-0.0	6.9
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-1.0	1.3	-16	3	-1.0	-0.4
10	1.1	-0.4	-6	1	-0.2	0.3
11	0.4	-0.1	-2	-5	0.5	1.9
12	-2.8	0.5	-12	5	-1.5	4.1
13	-0.5	0.7	1	18	0.0	0.0
15	-0.5	0.7	1	18	0.0	0.0

累計応力とその照査

1		-281	235			
		( -284 )	( 234 )			
1+2		-20	177		-0.5	-23.3
		( -210 )	( 210 )		( -2.5 )	( -26.5 )
1+2+3+4+5+6+7		-126	132		-0.6	-4.9
		( -126 )	( 132 )			
1+2+3+4+5+6+7+8	0.0	0.0	-126	132	-0.6	-4.9
					( -29.4 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12	0.2	0.6	-154	132	-0.7	-1.5
					( 0.0 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13	-2.7	0.1	-166	153	1.1	( 2.6 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14	1.0	0.8	-151	177	-1.2	-2.5
	( 2.2 )	( 210 )	( -210 )		( -16.7 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15	-3.9	0.0	-166	171		
	( -9.4 )	( 2.2 )	( -242 )	( 210 )		
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15+16	-4.9	0.0	-144	173		
	( -9.9 )	( -9.4 )	( -210 )	( 210 )		

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第1径間

P B中央 ( X = 12.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 647.42 Np = 0.00  
M2 = 18.60 Np = 0.00  
M3 = 263.96 -Nll = -304.07

プレレクシヨーンメント (kN・m)

MPf = 3086.00

鋼桁断面 ( SM400Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 66.4 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

Is = 438.7 cm<sup>2</sup> Is = 471301 cm<sup>4</sup> Yst = 40.4 cm  
Yst = 34.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 328547 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Yst (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Ycl (cm)
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
State 1 741.0	654761	-52.5	21.9	2.9	32.9		
State 1 788.4	670752	-53.5	20.9	1.9	31.9		
State 2 800.2	670752	-53.5	20.9	27.7	57.7	-44.7	10.7
State 3 1088.5	1028389	-141.2	80.2			-31.2	2.8

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第1径間 P B中央

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-255	223	0.0	0.0
2	0.0	0.0	248	-103	-1.9	-21.3
3	0.0	0.0	-52	22	0.4	4.5
4	0.0	0.0	5	-25	-1.0	5.9
5	0.0	0.0	9	-2	-0.1	-0.9
6	0.0	0.0	9	-4	-0.1	-0.9
7	0.0	0.0	-70	28	0.4	6.6
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-1.2	1.4	-13	5	-1.1	-0.7
10	1.2	-0.1	-6	1	-0.2	0.3
11	-0.4	-0.4	-3	-2	0.7	1.9
12	-3.3	-0.3	-14	2	2.2	4.6
13	-0.7	0.8	4	-3	-0.6	-0.4
14	-0.7	0.8	1	23	0.0	0.0
15	-0.7	0.8	1	23	0.0	0.0

累計力とその照査

1 ( -255 ( 2284 ) ( 223 )

1+2 -17 120 ( -2.5 ) ( -21.3 )

1+2+3+4+5+6+7 (-124 ( 210 ) ( 127 ) ( -4.2 )

1+2+3+4+5+6+7+8 0.0 0.0 -124 127 -0.7 ( -4.2 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 0.2 0.7 -151 128 -0.7 -1.2 ( 0.0 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 -3.1 -0.1 -165 152 1.6 ( 6.6 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 1.2 ( 0.9 ) -146 120 -1.4 -2.7 ( -16.7 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 1.4 ( 2.2 ) ( 210 ) ( -210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 1.5 ( 3.4 ) ( 2.2 ) ( -242 ) ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 1.5 ( 3.4 ) ( -3.4 ) ( -210 ) ( 210 )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第1径間

アノカオ点R ( X = 16.800 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 543.84 Np = 0.00  
M2 = 172.65 Np = 0.00  
M3 = 205.69 -Nll = -415.68

プレレクシヨーンメント (kN・m)

MPf = 3312.00

鋼桁断面 ( SM400Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 72.2 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

Is = 446.6 cm<sup>2</sup> Is = 555496 cm<sup>4</sup> Yst = 43.5 cm  
Yst = 36.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 328547 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Yst (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Ycl (cm)
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
State 1 748.0	770140	-56.6	23.6	4.6	34.6		
State 1 790.4	786895	-57.6	22.6	3.6	33.6		
State 2 811.2	786895	-57.6	22.6	31.1	61.1	-47.1	13.1
State 3 1088.4	1188289	-151.6	84.6			-32.6	1.4

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第1径間 アノカオ点R

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-259	219	0.0	0.0
2	0.0	0.0	243	-101	-2.7	-20.4
3	0.0	0.0	-40	17	0.4	3.3
4	0.0	0.0	5	-27	-1.4	5.9
5	0.0	0.0	11	-2	-0.1	-1.2
6	0.0	0.0	13	-5	-0.1	-1.2
7	0.0	0.0	-46	18	0.4	4.2
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-1.4	1.5	-10	7	-1.3	-1.9
10	0.3	-0.0	-4	0	-0.1	0.2
11	-0.4	-0.7	-4	-10	0.8	4.1
12	-2.5	-0.7	-12	20	-0.9	3.7
13	-0.7	0.7	4	-6	-0.6	-0.4
14	-0.2	0.2	0	6	0.0	0.0
15	-0.2	0.2	0	6	0.0	0.0

累計力とその照査

1 ( -259 ( 219 ) ( 219 )

1+2 -16 117 ( -2.7 ) ( -20.4 )

1+2+3+4+5+6+7 (-83 ( 210 ) ( 108 ) ( -7.1 )

1+2+3+4+5+6+7+8 0.0 0.0 -83 108 -1.3 ( -7.1 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 0.2 0.7 -104 98 -1.4 ( -3.0 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 -2.0 -0.2 -116 116 0.5 ( 6.6 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 2.0 ( 2.2 ) ( 210 ) ( -210 ) ( -2.3 ) ( -4.8 ) ( -16.7 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 1.2 ( -5.4 ) ( 2.2 ) ( -242 ) ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 1.2 ( -5.4 ) ( -3.4 ) ( -210 ) ( 210 )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル桁 第1区間  
添接断面変化点 ( X = 19.000 m )

曲げモーメント (kN・m)  
 M1 = 427.12 Np = 0.00  
 M2 = 186.21 Np = 716.00  
 M3 = 138.47 -Nll = -465.38

プレレクシヨーンモーメント (kN・m)  
 MPf = 2300.00

鑄材断面 ( SM490Y,520 )  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 1-Web 74.3 x 1.2  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 As = 333.2 cm<sup>2</sup> Is = 399716 cm<sup>4</sup> Yst = 40.2 cm  
 Ysl = 40.2 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
 Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yst = 14.9 cm  
 Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面  
 Ac = 4567.5 cm<sup>2</sup> Ic = 330215 cm<sup>4</sup> Yst = 13.4 cm  
 Ac/n = 652.5 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47174 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Ysl (cm)	下フランジ Yst (cm)	下フランジ Ysl (cm)	床版 Yst (cm)	床版 Ysl (cm)
State 1	641.5	644563	-58.2	22.1	4.1	34.1		
State 1	686.4	662897	-58.4	20.9	2.9	32.9		
State 2	677.9	654762	-58.2	20.9	2.9	32.9	46.2	12.2
State 3	681.7	684212	-10.4	89.9	34.1	64.1	-28.4	5.6

反応表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル桁 第1区間 添接断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-231	231	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-208	-79	-2.0	-16.7
3	0.0	0.0	-39	15	0.4	3.1
4	0.0	0.0	5	-25	-1.0	4.9
5	0.0	0.0	16	-6	-0.1	-1.5
6	0.0	0.0	-35	12	0.3	3.0
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-1.4	1.4	-10	3	-1.5	1.5
10	0.2	-0.0	-3	0	-0.1	0.1
11	-0.3	-0.9	-4	-13	0.7	4.1
12	-2.3	-0.6	-10	16	1.3	3.5
13	-2.3	-0.6	-10	16	1.3	3.5
14	1.4	0.4	6	-11	-1.2	-2.2

累計応力とその照査

1	-231	231	( -284 )	( 284 )		
1+2	-23	152	( -23 )	( 152 )	( -2.0 )	( -16.7 )
1+2+3+4+5+6+7	-72	130	( -72 )	( 130 )	( -1.3 )	( -7.1 )
1+2+3+4+5+6+7+8	0.0	0.0	-72	130	-1.3	-7.1
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12	0.8	0.4	-91	111	-1.8	( -0.0 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13	-11.5	-0.2	-101	129	0.1	( -0.2 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14	2.3	( 2.2 )	( 210 )	( -210 )	-2.9	( -16.7 )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル桁 第1区間  
照査点 ( X = 20.000 m )

曲げモーメント (kN・m)  
 M1 = 359.68 Np = 0.00  
 M2 = 206.53 Np = 650.15  
 M3 = 95.44 -Nll = -472.19

プレレクシヨーンモーメント (kN・m)  
 MPf = 1840.00

鑄材断面 ( SM490Y,520 )  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 1-Web 75.1 x 1.2  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 As = 330.1 cm<sup>2</sup> Is = 408510 cm<sup>4</sup> Yst = 40.6 cm  
 Ysl = 40.6 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
 Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yst = 14.9 cm  
 Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面  
 Ac = 4567.5 cm<sup>2</sup> Ic = 330215 cm<sup>4</sup> Yst = 13.4 cm  
 Ac/n = 652.5 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47174 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Ysl (cm)	下フランジ Yst (cm)	下フランジ Ysl (cm)	床版 Yst (cm)	床版 Ysl (cm)
State 1	642.4	659459	-58.8	22.3	4.3	34.3		
State 1	686.4	677160	-60.0	21.1	3.1	33.1		
State 2	678.3	669493	-58.8	21.1	3.1	33.1	46.5	12.5
State 3	682.6	690733	-10.6	70.5	34.6	64.6	-28.6	5.4

連続桁サンプル桁 第1区間  
照査点 ( X = 24.000 m )

曲げモーメント (kN・m)  
 M1 = 0.00 Np = 0.00  
 M2 = -216.84 Np = 268.00  
 M3 = -120.85 -Nll = -559.10

プレレクシヨーンモーメント (kN・m)  
 MPf = 0.00

鑄材断面 ( SM490Y,520 )  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 1-Web 77.6 x 1.2  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 As = 333.1 cm<sup>2</sup> Is = 436680 cm<sup>4</sup> Yst = 41.8 cm  
 Ysl = 41.8 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
 Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yst = 14.9 cm  
 Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC:12.00 cm

AP = 85.960 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
 Ac/n = 652.5 cm<sup>2</sup> Yst = -13.4 cm Ycl = 20.6 cm

合成断面

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Ysl (cm)	下フランジ Yst (cm)	下フランジ Ysl (cm)	床版 Yst (cm)	床版 Ysl (cm)
State 1	645.4	702979	-60.5	23.1	5.1	35.1		
State 1	689.4	722963	-61.8	21.9	3.8	33.8		
State 2	683.3	714493	-61.8	21.9	3.8	33.8	47.5	13.5
State 4	775.3	116873	-54.0	23.6	11.6	41.6	-66.1	-59.9

連続桁サンプリング桁 第1径間  
添接断面変化点 ( X = 25.000 m )  
曲げモーメント (kN-m)  
M1 = 18.19 Np = 0.00  
M2 = -89.25 +M11 = 198.89  
M3 = -184.00 -M11 = -583.41

プレフレキションモーメント (kN-m)  
Mpf = 0.00

脚折断面 ( SM400Y,520 )  
1-U.Fig 40.0 x 3.0  
1-lsb 78.0 x 1.2  
1-L.Fig 40.0 x 3.0  
Is = 333.6 cm<sup>2</sup> Is = 441236 cm<sup>4</sup> Yst = 42.0 cm  
Ysl = 42.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 17926 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24676 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm  
Ap = 84.375 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 643.5 cm<sup>2</sup> Ycu = -13.5 cm Ycl = 20.5 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	脚折		下フランジ		床版	
		Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 646.9	710257	-60.8	23.2	5.2	35.2		
State 1 688.9	730335	-62.1	21.9	3.9	33.9		
State 2 688.9	730335	-62.1	21.9	3.9	33.9	-48.0	-14.0
State 4 1774.2	1111188	-54.4	23.6	11.6	41.6	-68.9	-63.3

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第1径間 添接断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	-2	1	0.0	0.1
4	0.0	0.0	0	0	0.0	-0.0
5	0.0	0.0	0	-7	0.0	1.2
6	0.0	0.0	35	-12	-0.3	-2.8
7	0.0	0.0	54	-19	-0.5	-4.6
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	-16.2	-6.5	-9	-11	-1.6	-1.8
11	2.9	2.7	2	-0	0.0	-0.1
12	-8.8	-9.6	-11	-21	-0.0	5.4
13	-11.8	-10.7	-10	-8	0.0	1.2
14	35.5	32.2	25	-16	-1.0	-3.5

累計応力とその照査  
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12  
-1.2 -3.5 81 -84 -1.4 -3.9 ( 0.0 )  
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14  
34 29 110 -100 -2.4 -7.4 ( 140 ) ( 140 ) ( 210 ) ( -210 ) ( -210 ) ( -16.7 )  
( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第1径間  
中間支点 ( X = 30.000 m )  
曲げモーメント (kN-m)  
M1 = -46.76 Np = 0.00  
M2 = -87.51 +M11 = 150.00  
M3 = -822.00 -M11 = -1069.00

プレフレキションモーメント (kN-m)  
Mpf = 0.00

脚折断面 ( SM400Y,520-H )  
1-U.Fig 50.0 x 4.5  
1-lsb 79.0 x 1.9  
1-L.Fig 50.0 x 4.5  
Is = 600.1 cm<sup>2</sup> Is = 853202 cm<sup>4</sup> Yst = 44.0 cm  
Ysl = 44.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2175.0 cm<sup>2</sup> Ic = 176363 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 237.9 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24433 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm  
Ap = 80.424 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 606.1 cm<sup>2</sup> Ycu = -13.5 cm Ycl = 20.5 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	脚折		下フランジ		床版	
		Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 888.0	1194624	-57.0	31.0	11.5	41.5		
State 1 936.9	1226622	-58.2	29.8	10.3	40.3		
State 2 936.9	1226622	-58.2	29.8	10.3	40.3	-50.7	-16.7
State 4 1102.4	1546158	-53.0	35.0	15.5	45.5	-63.6	-57.4

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第1径間 中間支点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	2	-1	-0.1	-0.2
4	0.0	0.0	0	0	0.0	1.3
5	0.0	0.0	0	-7	-1.4	-5.6
6	0.0	0.0	52	-46	-2.5	-9.8
7	0.0	0.0	90	-46	-2.5	-9.8
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	-21.1	-11.8	-21	-12	-1.5	-2.0
11	8.3	7.7	7	-1	0.1	-0.3
12	0.9	-1.8	-3	-41	1.4	11.1
13	-6.2	-5.6	-5	3	0.2	0.7
14	44.0	38.7	37	-24	-1.7	-4.9

累計応力とその照査  
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12  
33.6 27.2 168 -153 -3.5 -8.3 ( 0.0 )  
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14  
78 67 205 -177 -5.2 -13.2 ( 140 ) ( 140 ) ( 210 ) ( -210 ) ( -210 ) ( -16.7 )  
( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

設計条件

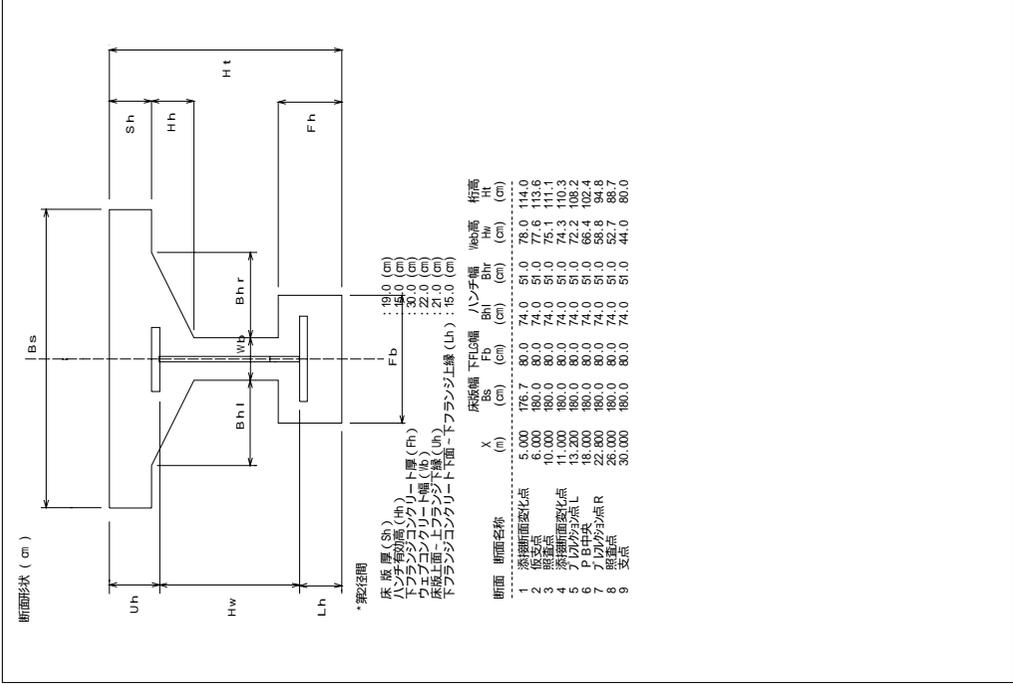
支間	30.000 (m)
プレベーム長	24.000 (m)
プレフレクション点 L1	7.200 (m)
Lr	16.800 (m)
プレフレクション荷重 P11	460.000 (kN)
P1r	400.000 (kN)

コンクリート強度及び係数

下フランジコンクリート	
設計基準強度	= 50 (N/mm <sup>2</sup> )
リリース時強度	= 45 (N/mm <sup>2</sup> )
ヤング係数比 (床版打設まで)	= 7.3
(床版打設以後)	= 6.4
クリープ係数 (床版打設まで)	= 0.7
(床版打設以後)	= 2.0
乾燥収縮係数	= 0.00020
乾燥収縮時のクリープ係数	= 4.0

床版コンクリート

設計基準強度	= 33 (N/mm <sup>2</sup> )
ヤング係数比	= 7.0
クリープ係数	= 2.0
乾燥収縮係数	= 0.00020
乾燥収縮時のクリープ係数	= 4.0



連続桁サンプリング桁 第2区間

添接断面変化点 ( X = 5.000 m )

曲げモーメント (kN·m)

M1 = 18.19 Mp = 0.00  
M2 = -630.25 M3 = 207.24  
M4 = -178.93 M5 = -585.52

プレフレクションモーメント (kN·m)

M1f = 0.00

鋼材断面 ( SM400Y, 520 )

1-U.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 78.0 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 333.6 cm<sup>2</sup> Is = 441286 cm<sup>4</sup> Yst = 42.0 cm  
Yst = 42.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2360.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm

AP = 84.375 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 643.5 cm<sup>2</sup> Ycu = -13.5 cm Ycl = 20.5 cm

合成断面

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Yst (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Ycl (cm)
State 1	646.9	710257	-60.8	23.2	5.2	35.2		
State 1	688.9	730335	-62.1	21.9	3.9	33.9		
State 4	1111.88	111188	-54.4	23.6	11.6	41.6	-66.5	-60.3

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第2区間 添接断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	-2	1	0.0	0.1
4	0.0	0.0	2	-17	1.2	-0.9
5	0.0	0.0	35	-12	-0.3	-2.8
7	0.0	0.0	54	-19	-0.5	-4.6
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	-16.2	-6.5	-7	-11	-1.6	-1.8
11	2.8	2.6	2	-0	0.0	-0.1
12	-8.9	-9.6	-11	-21	-0.0	5.4
13	-12.4	-11.3	-10	-6	0.0	3.2
14	35.0	31.7	25	-16	-1.0	-3.4

累計応力とその照準

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12  
-1.6 -3.9 80 -84 -1.4 -3.9 ( 0.0 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14  
33 28 109 -98 -2.4 -7.4  
( 140 ) ( 140 ) ( 210 ) ( -210 ) ( -16.7 )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリG1桁 第2段階  
 照定点 ( X = 6.000 m )  
 曲げモーメント (kN・m)  
 M1 = 0.00 Np = 0.00  
 M2 = -26.84 -M1 = 310.10  
 M3 = -114.35 -M11 = -551.18  
 プレフレクションモーメント (kN・m)  
 IPf = 0.00  
 鋼材断面 ( SM400Y,520 )  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 1-Web 77.6 x 1.2  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 As = 333.1 cm<sup>2</sup> Is = 436680 cm<sup>4</sup> Yst = 41.8 cm  
 Yst = 41.8 cm  
 下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
 Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> lc = 17926 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
 Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> lc/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm  
 鉄筋 D19 CTC 12.00 cm  
 Ap = 66.980 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
 Ac/n = 652.5 cm<sup>2</sup> Ycu = -13.4 cm Ycl = 20.6 cm  
 合成断面  
 A (cm<sup>2</sup>) I (cm<sup>4</sup>) Ysu (cm) Ysl (cm) Yal (cm) Yal (cm) Ycu (cm) Ycu (cm)  
 -----  
 State 1 646.4 702979 -60.5 23.1 5.1 35.1  
 State 1 689.4 722653 -61.8 21.8 3.8 33.8  
 State 2 176.3 110870 -54.0 23.6 11.0 41.6  
 State 3 891.7 110870 -54.0 23.6 11.0 41.6 -66.1 -63.9

連続桁サンプリG1桁 第2段階  
 照定点 ( X = 10.000 m )  
 曲げモーメント (kN・m)  
 M1 = 359.68 Np = 0.00  
 M2 = -26.28 -M1 = 666.10  
 M3 = 103.15 -M11 = -464.59  
 プレフレクションモーメント (kN・m)  
 IPf = 1840.00  
 鋼材断面 ( SM400Y,520 )  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 1-Web 75.1 x 1.2  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 As = 330.1 cm<sup>2</sup> Is = 408510 cm<sup>4</sup> Yst = 40.6 cm  
 Yst = 40.6 cm  
 下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
 Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> lc = 17926 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
 Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> lc/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm  
 床版コンクリート断面  
 Ac = 4567.5 cm<sup>2</sup> lc = 330215 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
 Ac/n = 652.5 cm<sup>2</sup> lc/n = 47174 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm  
 合成断面  
 A (cm<sup>2</sup>) I (cm<sup>4</sup>) Ysu (cm) Ysl (cm) Yal (cm) Yal (cm) Ycu (cm) Ycu (cm)  
 -----  
 State 1 642.4 658459 -58.8 22.3 4.3 34.3  
 State 1 686.4 677160 -60.0 21.1 3.1 33.1  
 State 2 176.9 101753 -40.6 20.5  
 State 3 892.9 101753 -40.6 20.5 -46.5 -42.5  
 State 4 176.9 101753 -40.6 20.5 -28.6 -5.4

連続桁サンプリG1桁 第2段階  
 照定点 ( X = 6.000 m )  
 曲げモーメント (kN・m)  
 M1 = 0.00 Np = 0.00  
 M2 = -26.84 -M1 = 310.10  
 M3 = -114.35 -M11 = -551.18  
 プレフレクションモーメント (kN・m)  
 IPf = 0.00  
 鋼材断面 ( SM400Y,520 )  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 1-Web 77.6 x 1.2  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 As = 333.1 cm<sup>2</sup> Is = 436680 cm<sup>4</sup> Yst = 41.8 cm  
 Yst = 41.8 cm  
 下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
 Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> lc = 17926 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
 Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> lc/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm  
 鉄筋 D19 CTC 12.00 cm  
 Ap = 66.980 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
 Ac/n = 652.5 cm<sup>2</sup> Ycu = -13.4 cm Ycl = 20.6 cm  
 合成断面  
 A (cm<sup>2</sup>) I (cm<sup>4</sup>) Ysu (cm) Ysl (cm) Yal (cm) Yal (cm) Ycu (cm) Ycu (cm)  
 -----  
 State 1 646.4 702979 -60.5 23.1 5.1 35.1  
 State 1 689.4 722653 -61.8 21.8 3.8 33.8  
 State 2 176.3 110870 -54.0 23.6 11.0 41.6  
 State 3 891.7 110870 -54.0 23.6 11.0 41.6 -66.1 -63.9

連続桁サンプリG1桁 第2段階  
 照定点 ( X = 11.000 m )  
 曲げモーメント (kN・m)  
 M1 = 427.12 Np = 0.00  
 M2 = -186.24 -M1 = 732.30  
 M3 = 145.56 -M11 = -446.56  
 プレフレクションモーメント (kN・m)  
 IPf = 2300.00  
 鋼材断面 ( SM400Y,520 )  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 1-Web 74.3 x 1.2  
 1-L.Flg 40.0 x 3.0  
 As = 328.2 cm<sup>2</sup> Is = 399716 cm<sup>4</sup> Yst = 40.2 cm  
 Yst = 40.2 cm  
 下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
 Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> lc = 17926 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
 Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> lc/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm  
 床版コンクリート断面  
 Ac = 4567.5 cm<sup>2</sup> lc = 330215 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
 Ac/n = 652.5 cm<sup>2</sup> lc/n = 47174 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm  
 合成断面  
 A (cm<sup>2</sup>) I (cm<sup>4</sup>) Ysu (cm) Ysl (cm) Yal (cm) Yal (cm) Ycu (cm) Ycu (cm)  
 -----  
 State 1 641.5 644563 -58.2 22.1 4.1 34.1  
 State 1 685.4 662897 -59.4 20.9 2.9 32.9  
 State 2 176.9 101753 -40.6 20.5  
 State 3 891.7 101753 -40.6 20.5 -46.2 -42.2  
 State 4 176.9 101753 -40.6 20.5 -28.4 5.6

連続桁サンプリング桁 架設経間

アノカ/点L ( X = 13.200 m )

曲げモーメント (kN-m)

M1 = 543.84 Np = 0.00  
M2 = 172.66 Np = 866.56  
M3 = 212.67 -Nll = -406.65

プレレクシヨーンメント (kN-m)

MPf = 3312.00

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 72.2 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

Is = 446.6 cm<sup>2</sup> Is = 555496 cm<sup>4</sup> Yst = 49.5 cm  
Ysl = 36.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yal = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 328547 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Yal = 20.6 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)
State 1 748.0	770140	-56.6	23.6	4.6	34.6		
State 1 750.4	786895	-57.6	22.6	3.6	33.6		
State 2 1026.4	1188269	-15.6	84.6	31.1	61.1	-47.1	13.1
State 3 1026.4	1188269	-15.6	84.6			-32.6	1.4

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 架設経間 アノカ/点L

Stage	cu'	cu	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-259	219	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-243	-101	-2.7	-20.4	0.0
3	0.0	0.0	-40	-17	0.4	3.3	0.0
4	0.0	0.0	5	-27	-1.7	5.9	0.0
5	0.0	0.0	1	-2	-0.1	0.9	0.0
6	0.0	0.0	13	-5	-0.1	-1.2	0.0
7	0.0	0.0	-46	18	0.4	4.2	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
9	-1.4	1.5	-10	7	-1.3	-1.9	0.0
10	0.3	-0.1	-4	0	-0.1	0.2	0.0
11	-0.4	-0.7	-4	-9	0.8	4.1	0.0
12	-2.7	-0.7	-12	-20	-0.9	3.8	0.0
13	-0.4	0.3	-4	6	-0.1	0.4	0.0
14	-0.2	0.2	0	6	0.0	0.0	0.0
15	-0.2	0.2	0	0	0.0	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -259 ( 219 ( -284 ( 284 ) ) ) )

1+2 ( -16 ( 117 ( 2.7 ( -20.4 ( -26.5 ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -83 ( 108 ( -210 ( 210 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 ( -83 ( 108 ( -1.3 ( -29.4 ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.7 ( 0.5 ( -104 ( 88 ( -3.0 ( 0.0 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -2.0 ( -0.2 ( -116 ( 116 ( 0.6 ( 6.6 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 ( 1.8 ( 0.9 ( -99 ( 87 ( -2.3 ( -16.7 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( 2.4 ( 2.2 ( -242 ( 123 ( 0.8 ( 6.6 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -3.9 ( -9.4 ( -210 ( 210 ( 1.3 ( 13.0 ) ) ) ) ) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 架設経間

P B中央 ( X = 18.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

M1 = 647.42 Np = 0.00  
M2 = 183.50 Np = 966.10  
M3 = 238.52 -Nll = -235.86

プレレクシヨーンメント (kN-m)

MPf = 3036.00

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 66.4 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

Is = 433.7 cm<sup>2</sup> Is = 471301 cm<sup>4</sup> Yst = 40.4 cm  
Ysl = 34.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yal = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 328547 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Yal = 20.6 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)	Yal (cm)
State 1 741.0	654761	-52.5	21.9	2.9	32.9		
State 1 753.4	670752	-53.5	20.9	27.7	57.7	-44.7	10.7
State 2 1026.5	1026399	-14.2	80.2			-31.2	2.8

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 架設経間 P B中央

Stage	cu'	cu	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-265	223	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-248	-103	-1.9	-21.3	0.0
3	0.0	0.0	-52	-22	0.4	4.5	0.0
4	0.0	0.0	5	-25	-1.0	5.9	0.0
5	0.0	0.0	9	-2	-0.1	-0.9	0.0
6	0.0	0.0	9	-4	-0.1	-1.2	0.0
7	0.0	0.0	-70	28	0.4	6.6	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
9	-1.2	1.4	-13	5	-1.1	-1.7	0.0
10	0.4	-0.1	-6	1	-0.2	0.3	0.0
11	-0.4	-0.4	-3	-2	0.7	1.9	0.0
12	-3.3	-0.3	-14	-7	-0.7	4.7	0.0
13	-0.4	0.3	-4	4	-0.1	0.4	0.0
14	-0.7	0.8	1	24	0.0	0.0	0.0
15	-0.7	0.8	1	0	0.0	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -265 ( 223 ( -284 ( 284 ) ) ) )

1+2 ( -17 ( 120 ( -1.9 ( -21.3 ( -26.5 ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -124 ( 127 ( -210 ( 210 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 ( -124 ( 127 ( -0.7 ( -4.2 ( 29.4 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.2 ( 0.7 ( -151 ( 128 ( -1.2 ( 0.0 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -3.1 ( -0.1 ( -165 ( 152 ( 1.6 ( 6.6 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 ( 1.2 ( 0.9 ( -147 ( 121 ( -1.3 ( -2.6 ( -16.7 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( 0.0 ( 0.0 ( -165 ( 128 ( -1.3 ( 6.6 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -3.4 ( -9.4 ( -210 ( 210 ( 1.6 ( 18.0 ) ) ) ) ) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第2段階

アノカヨ/点R ( X = 22.800 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 543.84 Np = 0.00  
 MP2 = 743.35 Np = 743.35  
 MP3 = 259.44 -Nll = -186.49

プレフレクションモーメント (kN・m)

MPf = 2880.00

鑿削断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Fig 40.0 x 4.0  
 1-lsb 58.8 x 1.2  
 1-L.Fig 50.0 x 4.0

As = 430.6 cm<sup>2</sup> Is = 372091 cm<sup>4</sup> Yst = 36.3 cm  
 Ysl = 30.5 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yai = 14.8 cm  
 Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yci = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 328547 cm<sup>4</sup> Yai = 13.4 cm  
 Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Yci = 20.6 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鑿削		下フランジ		床版	
		Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yai (cm)	Yci (cm)	Yai (cm)	Yci (cm)
State 1 791.9	519227	-47.1	19.7	0.7	30.7		
State 1 1774.3	52262	-48.0	18.8	-0.2	29.8		
State 2 1077.3	833016	-12.4	54.4	23.3	53.3	-41.5	7.5
State 3 1077.3	833016	-12.4	54.4			-29.4	4.6

連続桁サンプリング桁 第2段階

照査点 ( X = 26.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 359.89 Np = 0.00  
 MP2 = 411.55 Np = 443.86  
 MP3 = 188.22 -Nll = -39.94

プレフレクションモーメント (kN・m)

MPf = 1600.00

鑿削断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Fig 40.0 x 4.0  
 1-lsb 52.7 x 1.2  
 1-L.Fig 50.0 x 4.0

As = 423.2 cm<sup>2</sup> Is = 301418 cm<sup>4</sup> Yst = 33.0 cm  
 Ysl = 27.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yai = 14.8 cm  
 Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yci = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 328547 cm<sup>4</sup> Yai = 13.4 cm  
 Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Yci = 20.6 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鑿削		下フランジ		床版	
		Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yai (cm)	Yci (cm)	Yai (cm)	Yci (cm)
State 1 724.6	423039	-42.8	17.9	-1.1	28.9		
State 1 1767.0	434021	-43.6	17.1	-1.9	28.1		
State 2 1070.0	691637	-10.9	49.8	19.7	49.7	-39.0	5.0
State 3 1070.0	691637	-10.9	49.8			-27.9	6.1

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第2段階 アノカヨ/点R

Stage	cu'	cu	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-281	235		0.0	0.0
2	0.0	0.0	262	-109		-23.3	-0.5
3	0.0	0.0	-49	21		0.1	4.4
4	0.0	0.0	6	-25		1.6	6.5
5	0.0	0.0	7	-3		0.0	-0.7
6	0.0	0.0	-3	28		0.0	6.9
7	0.0	0.0	-71	28		0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0		0.0	0.0
9	-1.0	0.0	-16	-6		-1.0	-0.4
10	1.4	0.0	1.3	16		1	-0.2
11	0.0	-0.4	-0.1	-6		0.3	0.3
12	-0.2	-0.4	-2	-2		0.5	1.9
13	-2.9	-0.5	-12	-2		0.8	4.1
14	0.0	0.0	0	0		0.0	0.0
15	-0.5	0.7	1	1		0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -281 ( 235 ) ( -284 ) ( 284 ) )

1+2 ( -20 ( 17 ) ( 2.5 ) ( -26.5 ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -126 ( 132 ( -210 ) ( 210 ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 ( -126 ( 132 ( -29.4 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.2 ( 0.6 ( -155 ( 132 ( -0.7 ( -1.5 ( 0.0 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -2.7 ( 0.1 ( -167 ( 153 ( 1.1 ( 2.6 ( 6.6 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14 ( 1.0 ( 0.8 ( -152 ( 17 ( -1.2 ( -2.5 ( -16.7 ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( -9.4 ( 2.2 ( -242 ( 171 ( -4.6 ( -6.0 ( 0.1 ( 17 ) ) ) ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( -9.4 ( -9.4 ) ( -240 ) ( 210 ) )

( ) 内の数値は平均応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第2段階

支座 ( X = 30.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 0.00 Np = 0.00  
 MP2 = 0.00 Np = 51.00  
 MP3 = -7.00 -Nll = -27.00

プレフレクションモーメント (kN・m)

MPf = 0.00

鑿削断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Fig 40.0 x 4.0  
 1-lsb 44.0 x 1.2  
 1-L.Fig 50.0 x 4.0

As = 412.8 cm<sup>2</sup> Is = 214126 cm<sup>4</sup> Yst = 28.3 cm  
 Ysl = 23.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yai = 14.8 cm  
 Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yci = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4527.5 cm<sup>2</sup> Ic = 328547 cm<sup>4</sup> Yai = 13.4 cm  
 Ac/n = 646.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 47078 cm<sup>4</sup> Yci = 20.6 cm

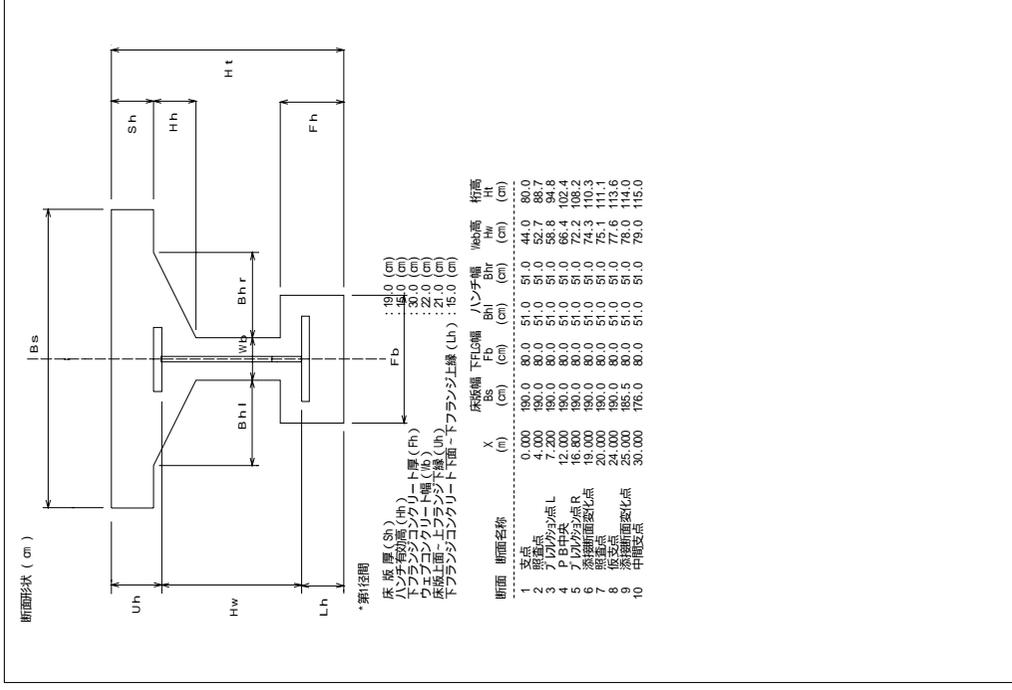
合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鑿削		下フランジ		床版	
		Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yai (cm)	Yci (cm)	Yai (cm)	Yci (cm)
State 1 714.2	304815	-36.6	15.4	-3.6	26.4		
State 1 1756.6	313339	-37.2	14.8	-4.2	25.8		
State 2 1059.8	579397	-8.8	43.2	14.6	44.6	-35.4	-1.4
State 3 1059.8	579397	-8.8	43.2			-25.8	8.2

1-5 断面計算結果 ( G 4桁)

設計条件

第1区間	
支間	30.000 (m)
プレーム長	24.000 (m)
プレフレクション点 L1	7.200 (m)
Lr	16.800 (m)
プレフレクション荷重 P11	400.000 (kN)
P1r	480.000 (kN)
コンクリート強度及び係数	
下フランジコンクリート	
設計基準強度	= 50 (N/mm <sup>2</sup> )
リリーズ時強度	= 45 (N/mm <sup>2</sup> )
ヤング係数比 (床版打設まで)	= 7.3
(床版打設以後)	= 6.4
クリーブ係数 (床版打設まで)	= 0.7
(床版打設以後)	= 2.0
乾燥収縮係数	= 0.00020
乾燥収縮時のクリーブ係数	= 4.0
床版コンクリート	
設計基準強度	= 33 (N/mm <sup>2</sup> )
ヤング係数比	= 7.0
クリーブ係数	= 2.0
乾燥収縮係数	= 0.00020
乾燥収縮時のクリーブ係数	= 4.0



連続桁アンブリカ桁 第1区間

照査点 ( X = 0.000 m )

曲げモーメント (kN·m)

M1	=	0.00
M2	=	0.00
M3	=	17.00
M3	=	-26.00

プレフレクションモーメント (kN·m)

MPI = 0.00

鋼材断面 ( SM490Y, 520 )

1-L1Fig	40.0 x 4.0
1-Web	44.0 x 1.2
1-L1Fig	50.0 x 4.0

As = 412.8 cm<sup>2</sup> Is = 214126 cm<sup>4</sup> Yst = 29.3 cm Yst = 23.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178861 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
 Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yal = 12.8 cm  
 Ac/n = 649.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.2 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼材		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)

State 1	74.2	304815	-36.6	15.4	-3.6	26.4	
State 1	756.6	315339	-37.2	14.8	-4.2	25.8	
State 2	102.3	70893	-14.6	14.3	44.9	-35.1	-1.1
State 3	102.1	525461	-5.5	43.5		-25.5	8.5

連続桁アンブリカ桁 第1区間

照査点 ( X = 4.000 m )

曲げモーメント (kN·m)

M1	=	359.68
M2	=	-41.00
M3	=	52.65
M3	=	-102.82

プレフレクションモーメント (kN·m)

MPI = 1800.00

鋼材断面 ( SM490Y, 520 )

1-L1Fig	40.0 x 4.0
1-Web	52.7 x 1.2
1-L1Fig	50.0 x 4.0

As = 423.2 cm<sup>2</sup> Is = 301416 cm<sup>4</sup> Yst = 33.0 cm Yst = 27.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178861 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
 Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yal = 12.8 cm  
 Ac/n = 649.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.2 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼材		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)

State 1	724.6	423039	-42.8	17.9	-1.1	28.9	
State 1	1767.0	424021	-43.6	17.1	-1.9	28.1	
State 2	102.3	70893	-14.6	14.3	44.9	-35.1	-4.7
State 3	102.3	708932	-10.5	50.2		-27.5	6.5

連続桁サンプル64桁 第1径間

アノカ/点L ( X = 7.200 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 543.84 Np = 0.00  
M2 = 74.35 Np = 1022.59  
M3 = 208.73 -M11 = -184.31

プレフレキションモーメント (kN・m)

MPf = 2880.00

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.bol 58.8 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 430.6 cm<sup>2</sup> Is = 372091 cm<sup>4</sup> Yst = 98.3 cm  
Yst1 = 30.3 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yai = -14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yci = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yai = -12.8 cm  
Ac/n = 649.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Yci = 21.2 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Yst1 (cm)	Yai (cm)	Yci (cm)	床版 Yai (cm)	床版 Yci (cm)
State 1 791.9	519227	-47.1	19.7	0.7	30.7		
State 1 1774.3	552262	-48.0	18.8	-0.2	29.8		
State 2 1774.3	552262	-48.0	18.8	23.6	53.6	-41.2	7.2
State 3 1076.8	841208	-12.0	64.8			-29.0	5.0

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル64桁 第1径間 アノカ/点L

Stage	cu'	cu	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-281 ( -284 )	235	103	0.0	0.0
2	0.0	0.0	262	-103	-0.5	-23.3	-23.3
3	0.0	0.0	-49	21	0.1	4.4	4.4
4	0.0	0.0	6	-25	-1.6	6.5	6.5
5	0.0	0.0	7	-23	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	7	-3	-0.7	-0.7
7	0.0	0.0	-72	28	0.0	7.0	7.0
8	0.0	0.0	0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	1.3	-16	5	-1.0	-1.0
11	0.3	-0.1	-5	1	-0.2	0.2	0.2
12	-0.2	-0.4	-2	-5	0.5	2.0	2.0
13	-3.9	-0.7	-16	28	2.5	5.6	5.6
14	-0.1	0.0	1	0	0.0	0.0	0.0
15	-0.8	1.1	1	0	0.0	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -281 ( -284 ) ( 235 ( 234 ) ) )

1+2 ( -20 ( 17 ( -2.5 ( -26.5 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -127 ( 132 ( -210 ( 210 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( -127 ( 132 ( -210 ( 210 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( -153 ( 131 ( -0.8 ( 4.0 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -169 ( 159 ( 1.7 ( 6.6 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14 ( -150 ( 125 ( -210 ( 210 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( -168 ( 188 ( -1.2 ( -16.7 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( -148 ( 168 ( -2.0 ( 210 ) ) ) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル64桁 第1径間

P B中央 ( X = 12.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 647.42 Np = 0.00  
M2 = 116.00 Np = 1266.68  
M3 = 235.01 -M11 = -306.42

プレフレキションモーメント (kN・m)

MPf = 3096.00

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.bol 66.4 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 439.7 cm<sup>2</sup> Is = 471301 cm<sup>4</sup> Yst = 40.4 cm  
Yst1 = 34.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yai = -14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yci = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yai = -12.8 cm  
Ac/n = 649.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Yci = 21.2 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Yst1 (cm)	Yai (cm)	Yci (cm)	床版 Yai (cm)	床版 Yci (cm)
State 1 741.0	659761	-52.5	21.9	2.9	32.9		
State 1 1788.4	670752	-53.5	20.9	1.9	31.9		
State 2 1788.4	670752	-53.5	20.9	26.0	58.0	-44.4	10.4
State 3 1098.0	1038305	-13.8	60.6			-30.8	3.2

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル64桁 第1径間 P B中央

Stage	cu'	cu	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-265 ( -284 )	223	123	0.0	0.0
2	0.0	0.0	248	-103	-1.9	-21.3	-21.3
3	0.0	0.0	-52	22	0.4	4.5	4.5
4	0.0	0.0	5	-25	-1.0	5.9	5.9
5	0.0	0.0	9	-2	-0.1	-0.9	-0.9
6	0.0	0.0	0.0	9	-4	-0.1	-0.9
7	0.0	0.0	-71	28	0.4	6.6	6.6
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
10	1.2	-1.4	-13	5	-1.1	-0.7	-0.7
11	0.3	-0.1	-5	1	-0.1	0.2	0.2
12	-0.4	-0.4	-3	-3	0.7	2.1	2.1
13	-4.2	-0.0	-18	31	1.1	6.0	6.0
14	-0.1	0.0	1	0	0.0	0.0	0.0
15	-0.9	1.2	1	0	0.0	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -265 ( -284 ) ( 223 ( 224 ) ) )

1+2 ( -17 ( 120 ( -2.5 ( -26.5 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -125 ( 127 ( -210 ( 210 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( -125 ( 127 ( -210 ( 210 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( -149 ( 128 ( -0.7 ( 4.6 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -167 ( 157 ( 2.2 ( 6.6 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14 ( -145 ( 118 ( -1.4 ( -16.7 ) ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( -148 ( 104 ( -1.1 ( 210 ) ) ) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第1留間

アノカヨ/点R ( X = 16.800 m )

曲げモーメント (kN・m)

$M1 = 543.84$   $Np = 0.00$   
 $M2 = 172.66$   $Np = 1144.00$   
 $M3 = 172.09$   $Nll = -430.02$

プレレクシヨーンメント (kN・m)

$MPf = 3312.00$

鋼筋断面 ( SM400Y, 52Y )

1-U, Fig 40.0 x 4.0  
 1-l, Fig 72.2 x 1.2  
 1-L, Fig 50.0 x 4.0

$As = 446.6 \text{ cm}^2$   $Is = 555496 \text{ cm}^4$   $Nst = 49.5 \text{ cm}$   
 $Nsl = 36.7 \text{ cm}$

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

$Ac = 2200.0 \text{ cm}^2$   $Ic = 178961 \text{ cm}^4$   $Yal = 14.8 \text{ cm}$   
 $Ac/n = 301.4 \text{ cm}^2$   $Ic/n = 24501 \text{ cm}^4$   $Ycl = 15.2 \text{ cm}$

床版コンクリート断面

$Ac = 4545.0 \text{ cm}^2$   $Ic = 315192 \text{ cm}^4$   $Yal = 12.8 \text{ cm}$   
 $Ac/n = 649.3 \text{ cm}^2$   $Ic/n = 45027 \text{ cm}^4$   $Ycl = 21.2 \text{ cm}$

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼筋		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Nst (cm)	Yal (cm)	Nal (cm)	Ycl (cm)	Ncl (cm)
State 1 748.0	770140	-56.6	23.6	4.6	34.6		
State 1 730.4	788995	-57.6	22.6	3.6	33.6		
State 2 826.8	873817	-57.8	23.7	31.4	61.4	-46.8	12.8
State 3 1026.9	1201881	-15.3	84.9			-32.3	1.7

連続桁サンプリング桁 第1留間

添接断面変化点 ( X = 19.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

$M1 = 427.12$   $Np = 0.00$   
 $M2 = 156.57$   $Np = 1014.47$   
 $M3 = 105.79$   $Nll = -488.66$

プレレクシヨーンメント (kN・m)

$MPf = 2300.00$

鋼筋断面 ( SM400Y, 52Y )

1-U, Fig 40.0 x 3.0  
 1-l, Fig 74.3 x 1.2  
 1-L, Fig 40.0 x 3.0

$As = 329.2 \text{ cm}^2$   $Is = 399716 \text{ cm}^4$   $Nst = 40.2 \text{ cm}$   
 $Nsl = 40.2 \text{ cm}$

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

$Ac = 2260.0 \text{ cm}^2$   $Ic = 179626 \text{ cm}^4$   $Yal = 14.9 \text{ cm}$   
 $Ac/n = 312.3 \text{ cm}^2$   $Ic/n = 24606 \text{ cm}^4$   $Ycl = 15.1 \text{ cm}$

床版コンクリート断面

$Ac = 4595.0 \text{ cm}^2$   $Ic = 316095 \text{ cm}^4$   $Yal = 12.9 \text{ cm}$   
 $Ac/n = 655.0 \text{ cm}^2$   $Ic/n = 45151 \text{ cm}^4$   $Ycl = 21.1 \text{ cm}$

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼筋		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Nst (cm)	Yal (cm)	Nal (cm)	Ycl (cm)	Ncl (cm)
State 1 641.5	644563	-56.2	22.1	4.1	34.1		
State 1 656.4	652997	-59.4	20.9	2.9	32.9		
State 2 894.2	882799	-10.0	70.3	34.1	64.1	-45.0	11.9
State 3 984.2	882799	-10.0	70.3			-28.0	6.0

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第1留間 アノカヨ/点R

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-259	219	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-101	-101	-2.7	-20.4
3	0.0	0.0	-40	17	0.4	3.3
4	0.0	0.0	5	-27	-1.7	5.9
5	0.0	0.0	13	-5	-0.1	-1.2
6	0.0	0.0	13	-5	-0.1	-1.2
7	0.0	0.0	-46	18	0.4	4.2
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	-1.4	1.5	-70	-7	-1.3	-1.6
11	0.2	-0.0	-3	0	-0.1	0.1
12	-0.3	-0.7	-4	-10	0.8	4.2
13	-3.5	-1.0	-16	-26	2.6	5.0
14	-0.2	0.2	-1	1	-0.1	0.1
15	-0.4	0.5	0	14	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -259 ( 219 ( -284 ) ( 284 ) ) )  
 1+2 (-16 117 ( -2.7 ( 2.5) ( -26.5) ) )  
 1+2+3+4+5+6+7 (-84 108 ( -210) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 0.0 -84 108 -1.3 ( -29.4) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.7 0.6 -103 95 -1.4 ( -3.1 ( 0.0) ) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -2.7 -0.4 -119 121 1.1 ( 6.6) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14 ( 2.0 0.9 -98 95 -2.4 ( -5.0 ( -16.7) ) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2) ( -242) ( 210) 1.36 0.1 )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2) ( -242) ( 210) 1.43 0.1 )  
 ( -9.4 ( -9.4) ( -210) ( 210) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第1留間 添接断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-231	231	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-79	-2.0	-16.7	-2.0
3	0.0	0.0	-39	15	0.4	3.1
4	0.0	0.0	5	-25	-1.3	4.9
5	0.0	0.0	16	-6	-0.1	-1.5
6	0.0	0.0	16	-6	-0.1	-1.5
7	0.0	0.0	-35	12	0.3	3.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	-1.4	1.4	-10	-9	-1.5	-1.5
11	0.1	-0.0	-2	0	-0.1	0.1
12	-0.3	-0.9	-4	-14	0.7	4.2
13	-3.2	-0.8	-13	-25	2.6	5.9
14	-0.2	0.2	-1	1	-0.1	0.1
15	-0.3	0.5	1	14	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 (-231 ( 231 ( -284 ) ( 284 ) ) )  
 1+2 (-23 152 ( -2.0 ( 2.5) ( -26.5) ) )  
 1+2+3+4+5+6+7 (-72 133 ( -210) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 0.0 -72 133 -1.3 ( -29.4) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.9 0.4 -90 109 -1.8 ( -3.7 ( 0.0) ) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -2.3 -0.4 -104 134 0.8 ( 6.6) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 ( 2.4 ( 2.2) ( 210) ( -210) 97 0.8 )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2) ( -242) ( 210) 1.48 0.1 )  
 ( -9.4 ( -9.4) ( -210) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+12+13+15 ( -9.4 ( -9.4) ( -210) ( 210) 1.57 0.1 )  
 ( -9.4 ( -9.4) ( -210) ( 210) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル64桁 第11段階  
照査点 ( X = 20.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 359.68 Np = 0.00  
MP2 = -206.57 Np = 923.52  
MP3 = 71.26 Np = -515.26

プレフレクションモーメント (kN-m)

MP1 = 1840.00

鋼材断面 ( SM490Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 75.1 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 330.1 cm<sup>2</sup> Is = 408510 cm<sup>4</sup> Yst = 40.6 cm  
Yst = 40.6 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 17926 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4855.0 cm<sup>2</sup> Ic = 316056 cm<sup>4</sup> Yal = 12.9 cm  
Ac/n = 655.0 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45151 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.1 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	下フランジ		床版	
			Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 642.4	698459	-58.8	22.3	4.3	34.3	
State 1 686.4	677160	-60.0	21.1	3.1	33.1	46.2 42.2
State 2 701.4	664952	-59.2	20.9	3.0	32.9	45.1 41.1
State 3 986.1	911452	-10.2	70.9			-28.2 5.8

連続桁サンプル64桁 第11段階  
照査点 ( X = 24.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 0.00 Np = 0.00  
MP2 = -207.63 Np = 684.00  
MP3 = -104.30 Np = -641.96

プレフレクションモーメント (kN-m)

MP1 = 0.00

鋼材断面 ( SM490Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 77.6 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 333.1 cm<sup>2</sup> Is = 436680 cm<sup>4</sup> Yst = 41.8 cm  
Yst = 41.8 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 17926 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC:12.00 cm

AP = 90.725 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 655.0 cm<sup>2</sup> Ycu = -12.9 cm Ycl = 21.1 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	下フランジ		床版	
			Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 645.4	703979	-60.5	23.1	5.1	35.1	
State 1 689.4	722653	-61.8	21.8	3.8	33.8	
State 2 704.4	709452	-61.0	21.6	3.7	33.6	47.2 43.2
State 4 786.1	1125731	-53.6	30.0	12.0	42.0	-65.7 -63.5

連続桁サンプル64桁 第11段階  
照査点 ( X = 25.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 48.19 Np = 0.00  
MP2 = -393.46 Np = 370.22  
MP3 = -157.56 Np = -636.36

プレフレクションモーメント (kN-m)

MP1 = 0.00

鋼材断面 ( SM490Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 78.0 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 333.6 cm<sup>2</sup> Is = 441236 cm<sup>4</sup> Yst = 42.0 cm  
Yst = 42.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 17926 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC:12.00 cm

AP = 88.586 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 642.9 cm<sup>2</sup> Ycu = -12.9 cm Ycl = 21.1 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	下フランジ		床版	
			Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 646.9	710257	-60.8	23.2	5.2	35.2	
State 1 689.9	730335	-62.1	21.9	3.9	33.9	
State 2 704.9	717132	-61.0	21.7	3.8	33.7	47.7 43.7
State 4 778.4	1128077	-54.0	30.0	12.0	42.0	-66.1 -63.9

連続桁サンプル64桁 第11段階  
照査点 ( X = 25.000 m )

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル64桁 第11段階 添継断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-2	1	0.0	0.1
3	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
5	0.0	0.0	35	-12	-0.3	-2.8
6	0.0	0.0	54	-19	-0.5	-4.6
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-6.2	-6.5	-7	-11	-1.6	-1.8
10	2.4	2.2	2	-2	-0.0	-0.1
11	-8.9	-9.7	-11	-21	-0.0	5.4
12	-21.7	-19.7	-18	-19	0.5	2.2
13	-21.7	-19.7	-18	-19	0.5	2.2
14	40.6	37.0	33	-19	-1.2	-4.1

累計応力とその照査

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12  
-3.6 -5.6 79 -83 -1.4 -3.9 ( 0.0 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14  
37 31 113 -101 -2.6 -7.9  
( 140 ) ( 140 ) ( 210 ) ( -210 ) ( -16.7 )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。



連続桁サンプリング桁 第2区間  
添接断面変化点 ( X = 5.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 18.19 Np = 0.00  
MP2 = -89.47 Np = 370.07  
MP3 = -158.59 -M11 = -638.41

プレレクシヨモメント (kN-m)

MPf = 0.00

鑄材断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 3.0  
1-l.Flg 78.0 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 333.6 cm<sup>2</sup> Is = 441236 cm<sup>4</sup> Yst = 42.0 cm  
Ysl = 42.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2360.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm

AP = 88.586 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 642.9 cm<sup>2</sup> Ycu = -12.9 cm Ycl = 21.1 cm

合成断面

State	A (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鑄材		下フランジ		床版	
				I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yau (cm)	Ycu (cm)	
State 1	646.9	710257	-60.8	23.2	5.2	35.2			
State 1	688.9	730335	-52.1	21.9	3.9	33.9			
State 2	1128.7	1128077	-54.0	30.0	12.0	42.0	47.7	-43.7	
State 4	178.4	1128077	-54.0	30.0	12.0	42.0	-66.1	-63.9	

連続桁サンプリング桁 第2区間  
添接断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	-2	1	0.0	0.1
4	0.0	0.0	0	0	0.0	-0.0
5	0.0	0.0	0	-7	0.0	-2.8
6	0.0	0.0	35	-12	-0.3	-2.8
7	0.0	0.0	54	-18	-0.5	-4.6
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	-6.2	-6.5	-9	-11	-1.6	-1.8
11	2.4	2.2	2	-0	0.0	-0.1
12	-8.9	-9.7	-11	-21	-0.0	5.4
13	-21.7	-19.7	-18	-18	0.0	2.2
14	40.9	37.1	33	-19	-1.2	-4.1

累計応力とその照査

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12  
-3.5 -5.6 79 -83 -1.4 ( -3.9 ( 0.0 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14  
37 32 113 ( -101 -2.6 ( -7.9 ( -16.7 )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第2区間  
照査点 ( X = 6.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 0.00 Np = 0.00  
MP2 = -27.63 Np = 484.39  
MP3 = -105.23 -M11 = -644.09

プレレクシヨモメント (kN-m)

MPf = 0.00

鑄材断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 3.0  
1-l.Flg 77.6 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 333.1 cm<sup>2</sup> Is = 436680 cm<sup>4</sup> Yst = 41.8 cm  
Ysl = 41.8 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2360.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm

AP = 90.725 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 655.0 cm<sup>2</sup> Ycu = -12.9 cm Ycl = 21.1 cm

合成断面

State	A (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鑄材		下フランジ		床版	
				I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yau (cm)	Ycu (cm)	
State 1	646.4	702979	-60.5	23.1	5.1	35.1			
State 1	689.4	722663	-51.8	21.8	3.8	33.8			
State 2	1128.2	1128077	-53.6	30.0	12.0	42.0	47.2	-43.2	
State 4	178.1	1128077	-53.6	30.0	12.0	42.0	-65.7	-63.5	

連続桁サンプリング桁 第2区間  
照査点 ( X = 10.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 359.68 Np = 0.00  
MP2 = -26.37 Np = 925.56  
MP3 = 63.19 -M11 = -516.96

プレレクシヨモメント (kN-m)

MPf = 1840.00

鑄材断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 3.0  
1-l.Flg 75.1 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 330.1 cm<sup>2</sup> Is = 408593 cm<sup>4</sup> Yst = 40.6 cm  
Ysl = 40.6 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2360.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4855.0 cm<sup>2</sup> Ic = 316055 cm<sup>4</sup> Yal = 12.9 cm  
Ac/n = 655.0 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45151 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.1 cm

合成断面

State	A (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鑄材		下フランジ		床版	
				I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yau (cm)	Ycu (cm)	
State 1	642.4	658459	-58.8	22.3	4.3	34.3			
State 1	686.4	677160	-50.0	21.1	3.1	33.1			
State 2	1128.2	1128077	-53.6	30.0	12.0	42.0	46.2	-42.2	
State 3	985.1	811452	-40.2	70.9	34.9	64.9	-28.2	-51.8	

連続桁サンプリング桁 第2段階  
添接断面変化点 ( X = 11,000 m )

曲げモーメント (kN-m)

M1 = 427.12 Np = 0.00  
M2 = 186.57 -M1p = 1016.52  
M3 = 103.79 -M1l = -489.75

プレレクシヨーンモーメント (kN-m)

MPf = 2300.00

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )

1-U, Fig 40.0 x 3.0  
1-l, Fig 74.3 x 1.2  
1-L, Fig 40.0 x 3.0

Is = 329.2 cm<sup>2</sup> Is = 399716 cm<sup>4</sup> Yst = 40.2 cm  
Ysl = 40.2 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179526 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24626 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4595.0 cm<sup>2</sup> Ic = 316056 cm<sup>4</sup> Yal = 12.9 cm  
Ac/n = 695.0 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45151 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.1 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 641.5	644563	-58.2	22.1	4.1	34.1		
State 1 686.4	662957	-59.4	20.9	2.9	32.9		
State 2 640.3	634549	-60.3	21.3	34.4	64.4	46.0	11.9
State 3 598.2	589799	-10.0	70.3			-28.0	6.0

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第2段階 添接断面変化点

Stage	cu	cl	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-231	231	0.0	0.0
2	0.0	0.0	208	-79	-2.0	-16.7
3	0.0	0.0	-39	15	0.4	3.1
4	0.0	0.0	5	-25	-1.0	4.1
5	0.0	0.0	16	-6	-0.1	-1.5
6	0.0	0.0	18	-6	0.0	0.0
7	0.0	0.0	-35	12	0.3	3.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
11	-1.4	1.4	-10	9	-1.5	1.5
12	0.1	-0.0	-2	0	-0.1	0.1
13	-0.3	-0.9	-4	-14	0.7	4.2
14	-3.2	-0.8	-13	-25	2.6	4.9
15	-0.3	0.5	1	14	-0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -231 ( 231 ) ( -284 ) ( 284 ) )

1+2 ( -25 ( 2.5 ) ( -26.5 ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -72 ( 130 ( 210 ) ) ( -210 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 0.0 -72 130 -1.3 ( 29.4 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.9 0.4 -90 109 -1.8 ( 0.0 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -2.3 -0.4 -104 134 0.8 ( 6.6 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 ( 2.4 0.8 -84 97 -3.1 ( -16.7 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2 ) ( -242 ) ( 210 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2 ) ( -242 ) ( 210 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2 ) ( -242 ) ( 210 ) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第2段階  
アノカオ点L ( X = 13,200 m )

曲げモーメント (kN-m)

M1 = 543.84 Np = 0.00  
M2 = 679.86 -M1p = 1144.98  
M3 = 170.09 -M1l = -431.00

プレレクシヨーンモーメント (kN-m)

MPf = 3312.00

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )

1-U, Fig 40.0 x 4.0  
1-l, Fig 72.2 x 1.2  
1-L, Fig 50.0 x 4.0

Is = 446.6 cm<sup>2</sup> Is = 555496 cm<sup>4</sup> Yst = 49.5 cm  
Ysl = 36.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yal = 12.8 cm  
Ac/n = 649.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.2 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 748.0	770140	-56.6	23.6	4.6	34.6		
State 1 790.4	788955	-57.6	22.6	3.6	33.6		
State 2 740.3	744649	-58.3	23.3	31.4	61.4	46.8	12.8
State 3 1026.9	1201881	-15.3	64.9			-32.3	1.7

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第2段階 アノカオ点L

Stage	cu	cl	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-259	219	0.0	0.0
2	0.0	0.0	243	-101	-2.7	-20.4
3	0.0	0.0	-40	17	0.4	3.3
4	0.0	0.0	5	-27	-1.4	5.9
5	0.0	0.0	11	-2	-0.1	-1.2
6	0.0	0.0	13	-5	-0.1	-1.2
7	0.0	0.0	-46	18	0.4	4.2
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	-1.4	1.5	-10	7	-1.3	1.1
11	0.2	-0.0	-3	0	-0.1	0.1
12	-0.3	-0.7	-4	-10	0.8	4.2
13	-3.3	-1.0	-16	-25	2.6	5.0
14	-0.3	0.4	1	14	-0.0	0.0
15	-0.4	0.5	0	14	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -259 ( 219 ) ( -284 ) ( 284 ) )

1+2 ( -16 ( 2.7 ) ( -20.4 ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -84 ( 108 ( 210 ) ) ( -210 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 0.0 -84 108 -1.3 ( 29.4 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.7 0.6 -103 95 -1.4 ( 0.0 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -2.7 -0.4 -119 121 1.1 ( 6.6 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 ( 2.1 ( 2.2 ) ( 210 ) ( -210 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2 ) ( -242 ) ( 210 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2 ) ( -242 ) ( 210 ) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 架設径間  
P B中央 ( X = 18.000 m )

曲げモーメント (kN-m)  
M1 = 647.42 Np = 0.00  
M2 = 18.00 Np = 1251.82  
M3 = 233.89 -M11 = -305.74

プレレクシヨーンメント (kN-m)  
Mpf = 3086.00

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )  
1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 66.4 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0  
As = 438.7 cm<sup>2</sup> Is = 471301 cm<sup>4</sup> Yst = 40.4 cm  
Yst1 = 34.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面  
Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yal = 12.8 cm  
Ac/n = 648.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.2 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 741.0	654761	-52.5	21.9	2.9	32.9		
State 1 788.4	670752	-53.5	20.9	1.9	31.9	44.4	10.4
State 2 1026.0	1038305	-13.8	60.6	26.0	36.0	-30.8	3.2

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 架設径間 P B中央

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-265	223	0.0	0.0
2	0.0	0.0	248	-103	-1.9	-21.3
3	0.0	0.0	-52	22	0.4	4.5
4	0.0	0.0	5	-25	-1.0	5.9
5	0.0	0.0	9	-2	-0.1	-0.9
6	0.0	0.0	-71	28	0.4	6.6
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-1.2	1.4	-13	5	-1.1	-0.7
10	0.3	0.1	-5	1	-0.1	0.2
11	-0.4	-0.4	-3	-3	0.7	2.1
12	-4.2	-0.0	-18	3	2.9	6.0
13	-0.9	1.2	1	32	0.0	0.0

累計応力とその照査

1	-265	223				
	( -264 )	( 284 )				
1+2	-17	120			-1.9	-21.3
					( 2.5 )	( -26.5 )
1+2+3+4+5+6+7	-125	127			-0.7	-4.1
	( -210 )	( 210 )				
1+2+3+4+5+6+7+8	0.0	0.0	-125	127	-0.7	-4.1
					( 29.4 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12	0.3	0.7	-149	128	-0.7	-1.4
					( 0.0 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13	-3.8	-0.2	-167	157	2.2	4.6
					( 6.6 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14	1.4	1.0	-145	118	-1.4	-2.8
	( 9.4 )	( 2.2 )	( 210 )	( -210 )		( -16.7 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15	-2.4	0.2	-166	188		
	( -9.4 )	( 2.2 )	( -242 )	( 210 )		
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15+16	0.1	0.1	-148	194		
	( -8.4 )	( -9.4 )	( -210 )	( 210 )		

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 架設径間  
アノカオ点R ( X = 22.800 m )

曲げモーメント (kN-m)  
M1 = 543.84 Np = 0.00  
M2 = 74.35 Np = 1014.57  
M3 = 207.87 -M11 = -182.23

プレレクシヨーンメント (kN-m)  
Mpf = 2880.00

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )  
1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 66.4 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0  
As = 438.6 cm<sup>2</sup> Is = 372091 cm<sup>4</sup> Yst = 36.3 cm  
Yst1 = 30.5 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面  
Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yal = 12.8 cm  
Ac/n = 648.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.2 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 791.9	519227	-47.1	19.7	0.7	30.7		
State 1 774.3	522262	-46.0	18.8	-0.2	29.8	41.2	7.2
State 2 1076.8	841268	-12.0	64.8	23.6	33.6	-29.0	5.0

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 アノカオ点R

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-281	236	0.0	0.0
2	0.0	0.0	262	-103	-0.5	-23.3
3	0.0	0.0	-49	21	0.1	4.4
4	0.0	0.0	6	-25	-1.6	6.5
5	0.0	0.0	7	-3	0.0	-0.7
6	0.0	0.0	-72	28	-0.0	7.0
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-1.0	1.1	-16	3	-1.0	-0.1
10	0.3	0.1	-5	1	-0.2	0.2
11	-0.4	-0.4	-2	-2	0.5	2.0
12	-3.7	-0.7	-16	2	2.4	5.5
13	-0.9	1.1	1	27	0.0	0.0

累計応力とその照査

1	-281	236				
	( -284 )	( 284 )				
1+2	-20	127			-0.5	-23.3
					( 2.5 )	( -26.5 )
1+2+3+4+5+6+7	-127	132			-0.6	-4.8
	( -210 )	( 210 )				
1+2+3+4+5+6+7+8	0.0	0.0	-127	132	-0.6	-4.8
					( 29.4 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12	0.4	0.7	-153	130	-0.8	-1.6
					( 0.0 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13	-3.5	-0.0	-169	159	1.6	3.9
					( 6.6 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14	1.1	0.8	-150	125	-1.2	-2.6
	( 9.4 )	( 2.2 )	( 210 )	( -210 )		( -16.7 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15	-2.4	0.1	-147	188		
	( -9.4 )	( -9.4 )	( -210 )	( 210 )		

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁カンブリ桁 第2径間

照査点 ( X = 26.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 359.88 Np = 0.00  
M2 = 41.25 Np = 712.07  
M3 = 52.52 Np = 150.82  
M3 = 133.10 -MII = -100.82

プレレクシオンモーメント (kN・m)

MPf = 1600.00

鋼材断面 ( SM490Y, S21 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-Web 52.7 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 423.2 cm<sup>2</sup> Is = 301416 cm<sup>4</sup> Yst = 27.7 cm  
Yst = 27.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = -14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yal = -12.8 cm  
Ac/n = 649.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.2 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Yst (cm)	Ycl (cm)	鋼材		下フランジ		床版	
			I (cm <sup>2</sup> )	Yst (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	
State 1 724.6	423039	-42.8	17.9	-1.1	28.9			
State 1 767.0	434021	-43.6	17.1	-1.9	28.1			
State 2 766.3	434021	-43.6	17.1	-1.9	28.1			
State 3 1072.3	708802	-10.5	80.2	20.0	30.0	-38.7	-4.7	6.5

連続桁カンブリ桁 第2径間

支点 ( X = 30.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 0.00 Np = 0.00  
M2 = 0.00 Np = 15.00  
M3 = 3.00 -MII = -28.00

プレレクシオンモーメント (kN・m)

MPf = 0.00

鋼材断面 ( SM490Y, S21 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-Web 44.0 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 412.8 cm<sup>2</sup> Is = 214126 cm<sup>4</sup> Yst = 28.3 cm  
Yst = 23.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = -14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4545.0 cm<sup>2</sup> Ic = 315192 cm<sup>4</sup> Yal = -12.8 cm  
Ac/n = 649.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 45027 cm<sup>4</sup> Ycl = 21.2 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Yst (cm)	Ycl (cm)	鋼材		下フランジ		床版	
			I (cm <sup>2</sup> )	Yst (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	
State 1 714.2	304815	-36.6	15.4	-3.6	26.4			
State 1 756.6	313339	-37.2	14.8	-4.2	25.8			
State 2 755.9	313339	-37.2	14.8	-4.2	25.8			
State 3 1082.1	525461	-8.5	43.5	14.9	44.9	-35.1	-1.1	8.5

1-6 断面計算結果 ( G 6桁 )

設計条件

第1径間

支間 30.000 (m)  
プレビーム長 24.000 (m)  
プレレクシオン点 LI 7.200 (m)  
Lr 16.800 (m)  
プレレクシオン荷重 Pfl 400.000 (kN)  
Ptr 480.000 (kN)

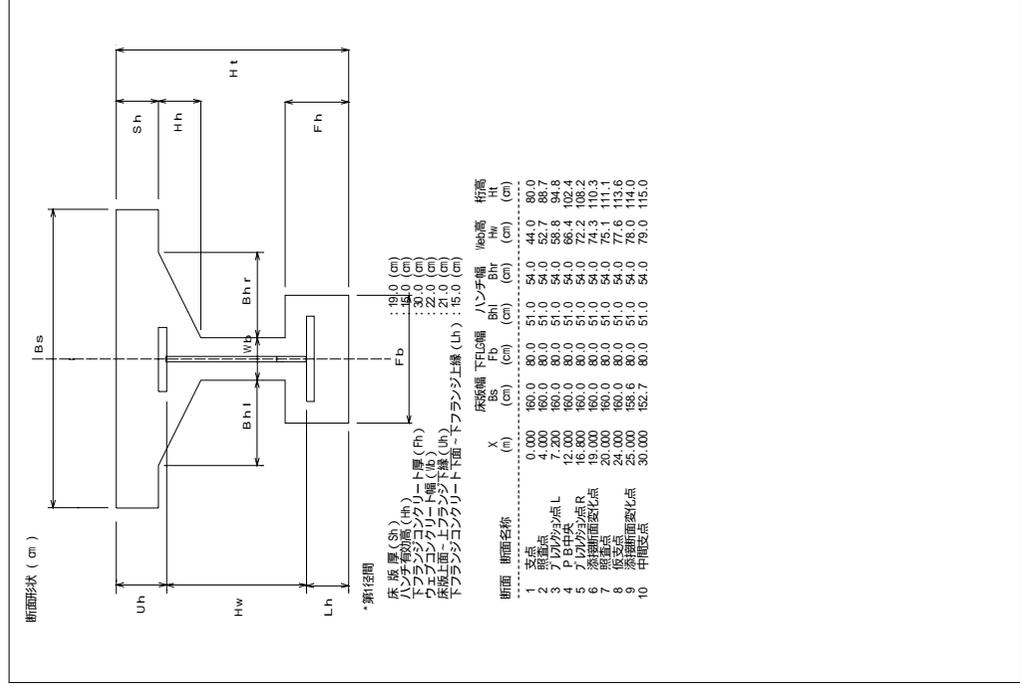
コンクリート強度及び係数

下フランジコンクリート

設計基準強度 = 50 (N/mm<sup>2</sup>)  
リリズ時強度 = 45 (N/mm<sup>2</sup>)  
ヤング係数比 (床版打設まで) = 7.3  
(床版打設以後) = 6.4  
クリュー係数 (床版打設まで) = 0.7  
(床版打設以後) = 2.0  
乾燥収縮度 = 0.00020  
乾燥収縮時のクリュー係数 = 4.0

床版コンクリート

設計基準強度 = 33 (N/mm<sup>2</sup>)  
ヤング係数比 = 7.0  
クリュー係数 = 2.0  
乾燥収縮度 = 0.00020  
乾燥収縮時のクリュー係数 = 4.0



連続桁サンプル68桁 第1行程間  
支点 ( X = 0.000 m )  
曲げモーメント (kN・m)  
M1 = 0.00 Np = 0.00  
M2 = 0.00 Np = 38.00  
M3 = -4.00 -M11 = -43.00

プレレクシヨモメント (kN・m)  
Mpf = 0.00

脚折断面 ( SM400Y,520 )  
1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 44.0 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0  
As = 412.8 cm<sup>2</sup> Is = 214126 cm<sup>4</sup> Yst = 29.3 cm  
Yst = 23.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = -14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面  
Ac = 3997.5 cm<sup>2</sup> Ic = 293605 cm<sup>4</sup> Yal = -13.4 cm  
Ac/n = 571.1 cm<sup>2</sup> Ic/n = 41944 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	脚折		下フランジ		床版	
			I (cm <sup>2</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	Ycl (cm)		
State 1 744.2	304815	-36.6	15.4	-3.6	26.4			
State 1 756.6	313339	-37.2	14.8	-4.2	25.8			
State 2 966.6	406972	-37.8	15.4	-3.4	26.4			
State 3 983.9	506595	-39.8	42.2					

連続桁サンプル68桁 第1行程間  
照査点 ( X = 4.000 m )  
曲げモーメント (kN・m)  
M1 = 359.68 Np = 0.00  
M2 = -41.31 Np = 715.57  
M3 = 163.20 -M11 = -127.34

プレレクシヨモメント (kN・m)  
Mpf = 1800.00

脚折断面 ( SM400Y,520 )  
1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 52.7 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0  
As = 423.2 cm<sup>2</sup> Is = 301416 cm<sup>4</sup> Yst = 29.0 cm  
Yst = 27.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = -14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面  
Ac = 3997.5 cm<sup>2</sup> Ic = 293605 cm<sup>4</sup> Yal = -13.4 cm  
Ac/n = 571.1 cm<sup>2</sup> Ic/n = 41944 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	脚折		下フランジ		床版	
			I (cm <sup>2</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	Ycl (cm)		
State 1 724.6	423039	-42.8	17.9	-1.1	28.9			
State 1 767.0	434021	-43.6	17.1	-1.9	28.1			
State 2 986.4	506972	-43.4	18.7	-1.3	29.0			
State 3 994.3	606871	-42.0	48.7					

連続桁サンプル68桁 第1行程間  
アノカヨ点L ( X = 7.200 m )  
曲げモーメント (kN・m)  
M1 = 543.84 Np = 0.00  
M2 = 745.00 Np = 1189.70  
M3 = 213.37 -M11 = -243.88

プレレクシヨモメント (kN・m)  
Mpf = 2880.00

脚折断面 ( SM400Y,520 )  
1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-l.beb 58.8 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0  
As = 430.6 cm<sup>2</sup> Is = 372091 cm<sup>4</sup> Yst = 26.3 cm  
Yst = 30.5 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = -14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面  
Ac = 3997.5 cm<sup>2</sup> Ic = 293605 cm<sup>4</sup> Yal = -13.4 cm  
Ac/n = 571.1 cm<sup>2</sup> Ic/n = 41944 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	脚折		下フランジ		床版	
			I (cm <sup>2</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	Ycl (cm)		
State 1 791.9	519227	-47.1	19.7	0.7	30.7			
State 1 774.3	522652	-48.0	18.9	-0.2	29.8			
State 2 986.6	606972	-47.4	21.7	51.7	-43.1			
State 3 1001.6	686577	-43.5	63.3					

連続桁サンプル68桁 第1行程間  
アノカヨ点L  
応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル68桁 第1行程間 アノカヨ点L

Stage	cu'	cu	cl'	cl	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-281	235			0.0	0.0
2	0.0	0.0	262	-109	-281	235	-0.5	-23.3
3	0.0	0.0	-49	21	0.1	4.4	0.1	4.4
4	0.0	0.0	6	-3	-1.6	6.5	-1.6	6.5
5	0.0	0.0	7	-3	0.0	-0.7	0.0	-0.7
6	0.0	0.0	0.0	0.0	25	-0.0	6.2	6.2
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	0.0
9	-1.1	1.3	-15	3	-1.0	-0.1	-0.1	-0.1
10	1.1	-1.3	15	-3	1.0	0.1	0.1	0.1
11	0.4	-0.1	-5	1	-0.2	0.2	-0.2	0.2
12	-0.1	0.5	-2	7	0.4	2.4	0.4	2.4
13	-5.1	1.1	-21	3	-2.8	6.6	-2.8	6.6
14	0.2	-0.2	1	-1	0.1	-0.1	0.1	-0.1
15	-1.0	1.3	4	-2	-0.4	4.4	-0.4	4.4

累計応力とその照査

1		-281	235					
		( -284 )	( 234 )					
1+2		-20	127			-0.5	-23.3	
		( -210 )	( 210 )			( -2.5 )	( -26.5 )	
1+2+3+4+5+6+7		-119	129			-0.6	-5.6	
		( -210 )	( 210 )					
1+2+3+4+5+6+7+8		0.0	-119	129		-0.6	-5.6	
								( -29.4 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12		0.4	0.6	-145	128	-0.8	-1.9	
								( 0.0 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13		-4.6	-0.4	-167	160	1.9	4.7	
								( 6.6 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14		1.5	0.8	-141	119	-1.4	-3.3	
		( 2.2 )	( 210 )	( -210 )				( -16.7 )
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15		0.0	166	182				
		( -9.4 )	( 2.2 )	( -242 )	( 210 )			
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15+16		0.0	0.0	-146	104			
		( -9.4 )	( -9.4 )	( -210 )	( 210 )			

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル68桁 第1径間

P B中央 (X = 12.000 m)

曲げモーメント (kN-m)

M1 = 647.42 Np = 0.00  
M2 = 718.00 -M11 = 1482.35  
M3 = 251.55 -M11 = -387.40

プレレクシヨーンメント (kN-m)

MP1 = 3096.00

鋼桁断面 (SM400Y, 520)

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-Web 66.4 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

Is = 438.7 cm<sup>2</sup> Is = 471301 cm<sup>4</sup> Yst = 40.4 cm  
Yst = 34.0 cm

下フランジコンクリート断面 (80.0 x 30.0)

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 3897.5 cm<sup>2</sup> Ic = 238305 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 571.1 cm<sup>2</sup> Ic/n = 41944 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 741.0	654761	-52.5	21.9	2.9	32.9		
State 1 783.4	670752	-53.5	20.9	1.9	31.9	46.4	12.4
State 3 1070.8	598678	-15.5	65.9	26.0	36.0	-32.5	1.5

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル68桁 第1径間 P B中央

Stage	cu	cl	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-255	223	0.0	0.0
2	0.0	0.0	248	-103	-1.9	-21.3
3	0.0	0.0	-52	22	0.4	4.5
4	0.0	0.0	5	-25	-1.0	5.9
5	0.0	0.0	9	-2	-0.1	-0.9
6	0.0	0.0	9	-4	-0.1	-0.9
7	0.0	0.0	-63	25	0.4	5.9
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	1.3	1.4	-72	5	-1.0	-0.2
11	0.4	-0.0	-6	1	-0.2	0.2
12	-0.4	-0.5	-3	-4	0.6	2.4
13	-5.5	-1.5	-24	37	3.4	7.2
14	-1.1	1.1	1	38	0.0	0.0
15	-1.1	1.4	1	38	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -255 ( 223 ( 224 )

1+2 ( -17 ( 120 ( 2.5 ) (-21.3 (-26.5)

1+2+3+4+5+6+7 ( -117 ( 124 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( -117 ( 124 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.0 ( -117 ( 124 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( 0.3 ( 0.7 ( -142 ( 123 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14 ( -5.1 ( -0.8 ( -166 ( 160 ( 2.6 ( 6.6)

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( 1.8 ( 1.1 ( -136 ( 113 ( -1.7 ( -3.5 ( -16.7)

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2 ( -242 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2 ( -242 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( 2.2 ( -242 ( 210 )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル68桁 第1径間

アノカヨ点R (X = 16.800 m)

曲げモーメント (kN-m)

M1 = 543.84 Np = 0.00  
M2 = 173.42 -M11 = 1340.33  
M3 = 175.16 -M11 = -542.83

プレレクシヨーンメント (kN-m)

MP1 = 3312.00

鋼桁断面 (SM400Y, 520)

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
1-Web 72.2 x 1.2  
1-L.Flg 50.0 x 4.0

Is = 446.6 cm<sup>2</sup> Is = 555496 cm<sup>4</sup> Yst = 49.5 cm  
Yst = 36.7 cm

下フランジコンクリート断面 (80.0 x 30.0)

Ac = 2200.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yal = 14.8 cm  
Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 3897.5 cm<sup>2</sup> Ic = 238305 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 571.1 cm<sup>2</sup> Ic/n = 41944 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 748.0	770140	-56.6	23.6	4.6	34.6		
State 1 790.4	78695	-57.6	22.6	3.6	33.6	48.9	14.9
State 3 1077.7	1154196	-17.1	63.1	25.3	39.3	-34.1	-0.1

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル68桁 アノカヨ点R

Stage	cu	cl	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-259	219	0.0	0.0
2	0.0	0.0	243	-101	-2.7	-20.4
3	0.0	0.0	-40	17	0.4	3.3
4	0.0	0.0	5	-77	-1.7	5.9
5	0.0	0.0	13	-2	-0.1	-1.2
6	0.0	0.0	13	-5	-0.1	-1.2
7	0.0	0.0	-41	16	0.4	3.7
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	1.4	1.5	-9	7	-1.1	-1.0
11	0.3	-0.0	-4	0	-0.1	0.1
12	-0.3	-0.8	-4	-11	0.7	4.3
13	-4.8	-1.4	-21	31	3.0	9.0
14	-1.1	1.1	0	38	0.0	0.0
15	-0.5	0.6	0	20	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -259 ( 219 ( 224 )

1+2 ( -16 ( 117 ( 2.5 ) (-20.4 (-26.5)

1+2+3+4+5+6+7 ( -79 ( 106 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( -79 ( 106 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.0 ( -79 ( 106 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( 0.8 ( 0.5 ( -98 ( 83 ( -1.5 ( -3.2 ( 6.6)

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14 ( -3.7 ( -0.8 ( -119 ( 124 ( 1.5 ( 2.7 ( 6.6)

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( 2.6 ( 2.2 ( -90 ( 80 ( -2.7 ( -5.7 ( -16.7)

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( -9.4 ( -242 ( 210 )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 ( -9.4 ( -9.4 ( -242 ( 210 )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル68桁 第1区間  
添接断面変化点 ( X = 19.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 427.12 Np = 0.00  
MP2 = 196.21 Np = 1140.77  
MP3 = 123.29 Nll = -6308.23

プレレクシヨモメント (kN-m)

MP1 = 2300.00

鋼桁前面 ( SM400Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 74.3 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 333.2 cm<sup>2</sup> Is = 399716 cm<sup>4</sup> Yst = 40.2 cm  
Ysl = 40.2 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4037.5 cm<sup>2</sup> Ic = 234281 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 576.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 42004 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Ysl (cm)	下フランジ Yal (cm)	Ycl (cm)	床版 Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1	641.5	644563	-58.2	22.1	4.1	34.1		
State 1	686.4	662897	-58.4	20.9	2.9	32.9	48.2	14.2
State 2	622.6	616442	-58.2	20.9	32.1	62.1	-29.7	4.3
State 3	906.9	880109	-11.7	88.6				

連続桁サンプル68桁 第1区間  
添接断面変化点

Stage	cu'	ci'	su	sl	cu	ci
1	0.0	0.0	-231	231	0.0	0.0
2	0.0	0.0	208	-79	-2.0	-16.7
3	0.0	0.0	-39	15	0.4	3.1
4	0.0	0.0	5	-15	-1.0	4.9
5	0.0	0.0	16	-6	-0.1	-1.5
6	0.0	0.0	18	-6	0.2	2.7
7	0.0	0.0	-31	11	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	1.5	1.5	-3	3	-1.4	-1.3
10	0.2	-0.0	-3	0	-0.1	0.1
11	-0.3	-0.9	-5	-14	0.6	4.2
12	-3.9	-1.2	-17	-29	2.9	5.6
13	-0.9	0.2	-1	-2	0.0	0.0
14	-0.6	0.7	1	21	0.0	0.0

累計力とその照査

1 ( -231 ( 231 ) )

1+2 ( -231 ( 284 ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -69 ( 210 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( -69 ( 210 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( -87 ( 109 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -104 ( 138 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14 ( 3.0 ( 2.2 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( 0.0 ( 0.0 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15+16 ( -9.4 ( -9.4 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15+16+17 ( -9.4 ( -9.4 ) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル68桁 第1区間  
照査点 ( X = 20.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 359.68 Np = 0.00  
MP2 = 26.53 Np = 1039.07  
MP3 = 57.74 Nll = -6336.04

プレレクシヨモメント (kN-m)

MP1 = 1840.00

鋼桁前面 ( SM400Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 75.1 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 330.1 cm<sup>2</sup> Is = 408519 cm<sup>4</sup> Yst = 40.6 cm  
Ysl = 40.6 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4037.5 cm<sup>2</sup> Ic = 234281 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 576.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 42004 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Ysl (cm)	下フランジ Yal (cm)	Ycl (cm)	床版 Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1	642.4	659459	-58.8	22.3	4.3	34.3		
State 1	686.4	677160	-59.0	21.1	3.1	33.1	48.5	14.5
State 2	622.6	616442	-58.2	20.9	32.6	62.6	-29.8	4.2
State 3	906.9	878162	-11.8	89.3				

連続桁サンプル68桁 第1区間  
照査点 ( X = 24.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

MP1 = 0.00 Np = 0.00  
MP2 = -26.53 Np = 1039.07  
MP3 = -95.83 Nll = -7811.74

プレレクシヨモメント (kN-m)

MP1 = 0.00

鋼桁前面 ( SM400Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 77.6 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 333.1 cm<sup>2</sup> Is = 436680 cm<sup>4</sup> Yst = 41.8 cm  
Ysl = 41.8 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179626 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC:12.00 cm

AP = 76.400 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 576.8 cm<sup>2</sup> Yal = -13.4 cm Ycl = 20.6 cm

合成断面

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Ysl (cm)	下フランジ Yal (cm)	Ycl (cm)	床版 Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1	645.4	702979	-60.5	23.1	5.1	35.1		
State 1	689.4	722963	-61.8	21.8	3.8	33.8	49.6	15.6
State 2	626.6	616442	-58.2	20.9	32.9	62.9	-29.8	4.2
State 4	765.6	1029453	-54.7	23.9	10.9	40.9	-66.8	-60.6

連続桁サンプリング桁 第1径間  
添接断面変化点 ( X = 25.000 m )  
曲げモーメント (kN-m)  
M1 = 18.19 Np = 0.00  
M2 = -59.57 M11 = 390.00  
M3 = -147.74 M111 = -828.22

プレフレキションモーメント (kN-m)  
Mpf = 0.00

脚折断面 ( SM400, 520 )  
1-U.Fig 40.0 x 3.0  
1-l.b.b 78.0 x 1.2  
1-L.Fig 40.0 x 3.0  
Is = 333.6 cm<sup>2</sup> Is = 441285 cm<sup>4</sup> Yst = 42.0 cm  
Ysl = 42.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179526 cm<sup>4</sup> Yal = -14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24626 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm  
Ap = 75.748 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 573.1 cm<sup>2</sup> Ycu = -13.4 cm Ycl = 20.6 cm

合成断面

State	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	脚折		下フランジ		床版	
			Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1	645.9	710257	-60.8	23.2	5.2	35.2		
State 1	688.9	730335	-57.1	21.9	3.9	33.9		
State 2	622.9	676274	-51.9	21.9	3.9	33.9	-49.9	-15.9
State 4	726.8	1076365	-55.1	25.9	10.9	40.9	-67.2	-61.0

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第1径間 添接断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	-2	1	0.0	0.1
4	0.0	0.0	0	0	0.0	-0.0
5	0.0	0.0	35	-17	-1.2	-2.8
6	0.0	0.0	35	-12	-0.3	-2.8
7	0.0	0.0	48	-17	-0.5	-4.1
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-5.5	-5.8	-6	-10	-1.4	-1.9
10	2.6	2.4	2	-0	0.0	-0.1
11	-9.6	-10.2	-11	-18	-0.1	5.0
12	-23.9	-21.6	-19	-20	0.6	2.3
14	51.7	46.9	42	-22	-1.3	-4.9

累計応力とその照査  
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12  
-3.4 -5.2 74 -77 -1.2 -1.2 ( 0.0 )  
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14  
( 140 ) ( 140 ) ( 210 ) ( -210 ) ( -58 ) -2.5 ( -16.7 )  
( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング桁 第1径間  
中間支点 ( X = 30.000 m )  
曲げモーメント (kN-m)  
M1 = -46.76 Np = 0.00  
M2 = -173.34 M11 = 86.00  
M3 = -519.00 M111 = -1415.00

プレフレキションモーメント (kN-m)  
Mpf = 0.00

脚折断面 ( SM400, 520-H )  
1-U.Fig 50.0 x 4.5  
1-l.b.b 79.0 x 1.9  
1-L.Fig 50.0 x 4.5  
Is = 600.1 cm<sup>2</sup> Is = 853202 cm<sup>4</sup> Yst = 44.0 cm  
Ysl = 44.0 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )  
Ac = 2175.0 cm<sup>2</sup> Ic = 176363 cm<sup>4</sup> Yal = -14.8 cm  
Ac/n = 237.9 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24433 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.2 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm  
Ap = 72.913 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 542.0 cm<sup>2</sup> Ycu = -13.4 cm Ycl = 20.6 cm

合成断面

State	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	脚折		下フランジ		床版	
			Ysu (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1	888.0	1194624	-57.0	31.0	11.5	41.5		
State 1	936.9	1226522	-58.2	29.6	10.3	40.3		
State 2	872.9	1168373	-53.5	34.5	15.0	45.0	-52.3	-18.3
State 4	1022.3	1516371	-53.5	34.5	15.0	45.0	-64.1	-57.9

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第1径間 中間支点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	2	-1	-0.1	-0.2
4	0.0	0.0	0	0	0.0	1.3
5	0.0	0.0	52	-27	-1.4	-5.6
6	0.0	0.0	81	-42	-2.3	-8.8
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-1.1	-1.3	-2	-11	-1.4	-1.8
10	-0.7	-1.3	2	-11	-1.4	-1.8
11	7.3	6.8	6	-1	0.1	-0.3
12	-0.5	-2.8	-4	-8	1.2	10.3
13	53.9	53.3	3	2	0.4	0.4
14	59.7	53.9	50	-32	-2.2	-6.6

累計応力とその照査  
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12  
28.0 22.5 155 -140 -3.2 ( 0.0 )  
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14  
( 140 ) ( 140 ) ( 210 ) ( -210 ) ( -173 ) -5.4 ( -14.1 )  
( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

設計条件

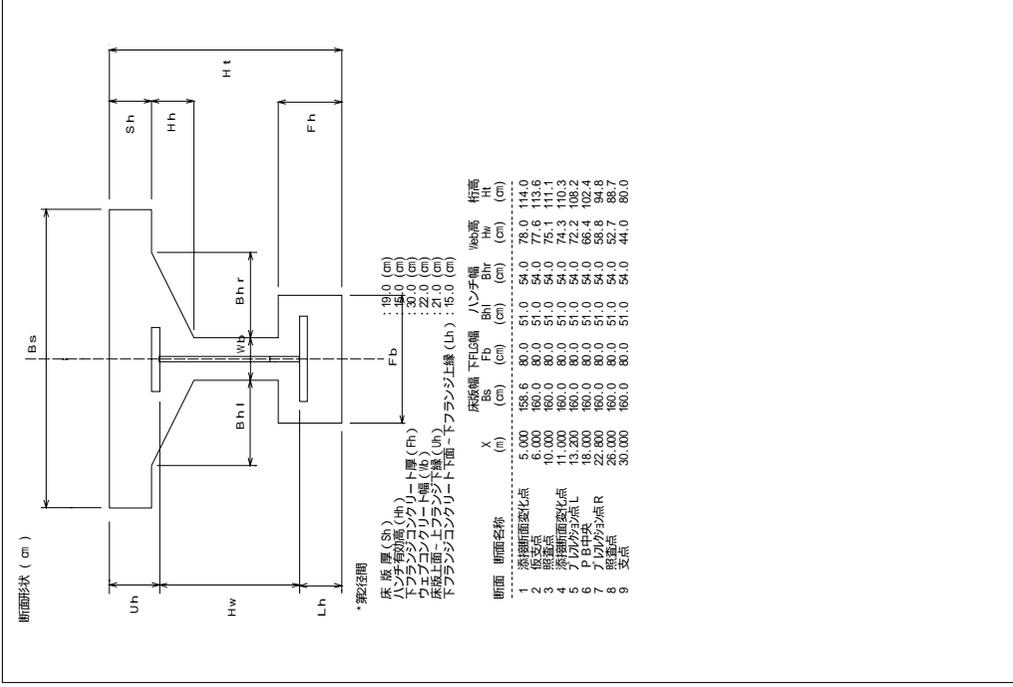
支間	30.000 (m)
プレベーム長	24.000 (m)
プレフレクション点 L1	7.200 (m)
Lr	16.800 (m)
プレフレクション荷重 P11	460.000 (kN)
P1r	400.000 (kN)

コンクリート強度及び係数

設計基準強度	=	50 (N/mm <sup>2</sup> )
リリース時強度	=	45 (N/mm <sup>2</sup> )
ヤング係数比 (床版打設まで)	=	7.3
(床版打設以後)	=	6.4
クリープ係数比 (床版打設まで)	=	0.7
(床版打設以後)	=	2.0
乾燥収縮係数	=	0.00020
乾燥収縮時のクリープ係数	=	4.0

床版コンクリート

設計基準強度	=	33 (N/mm <sup>2</sup> )
ヤング係数比	=	7.0
クリープ係数	=	2.0
乾燥収縮係数	=	0.00020
乾燥収縮時のクリープ係数	=	4.0



連続桁サンプリング桁 第2区間

添継断面変化点 ( X = 5.000 m )

曲げモーメント (kN-m)

M1	=	18.19	Np	=	0.00
M2	=	-69.67	Mp	=	370.52
M3	=	-152.00	M11	=	-638.93

プレフレクションモーメント (kN-m)

M1f	=	0.00
-----	---	------

鋼材断面 ( SM400Y,52X )

1-U.Flg	40.0 x 3.0
1-Web	78.0 x 1.2
1-L.Flg	40.0 x 3.0

Is	=	333.6 cm <sup>2</sup>	Is	=	441286 cm <sup>4</sup>	Yst	=	42.0 cm
Yst	=	42.0 cm	Yst	=	42.0 cm			

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac	=	2360.0 cm <sup>2</sup>	Ic	=	179626 cm <sup>4</sup>	Yci	=	14.9 cm
Ac/n	=	312.3 cm <sup>2</sup>	Ic/n	=	24626 cm <sup>4</sup>	Yci	=	15.1 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm

Ap	=	75.748 cm <sup>2</sup>	DU	=	5.9 cm	DL	=	6.9 cm
Ac/n	=	573.1 cm <sup>2</sup>	Ycu	=	-13.4 cm	Ycl	=	20.6 cm

合成断面

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Yst (cm)	Yst (cm)	Yci (cm)	Yci (cm)	床版 c1 (cm)
State 1	646.9	710257	-60.8	23.2	5.2	35.2	
State 1	688.9	730335	-57.1	21.9	3.9	33.9	
State 1	682.8	726265	-57.1	21.9	3.9	33.9	
State 4	726.8	1076265	-53.1	23.9	10.9	40.9	-67.2 -61.0

応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング桁 第2区間 添継断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	-2	1	0.0	0.1
4	0.0	0.0	2	-17	1.2	-0.9
5	0.0	0.0	33	-12	-0.3	-2.8
7	0.0	0.0	48	-17	-0.5	-4.1
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
10	-5.5	-5.8	-6	-10	-1.4	-1.7
11	2.7	2.5	2	-11	-0.0	-0.1
12	-9.6	-10.1	-11	-18	-0.1	5.0
13	-23.1	-21.0	-19	-20	0.6	2.2
14	32.4	47.3	43	-23	-1.3	-3.0

累計応力とその照査

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12	-3.0	-4.9	74	-77	-1.2	-3.5
( 140 ) ( 140 ) ( 210 ) ( -210 )					-2.6	-8.5
( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。						

連続桁サンプリング6桁 第2段階

照査点 ( X = 6.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 0.00 Np = 0.00  
M2 = -27.34 -M11 = 530.00  
M3 = -101.43 -M11 = -730.84

プレレクシヨンモーメント (kN・m)

IPf = 0.00

鋼材断面 ( SM400Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 77.6 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 333.1 cm<sup>2</sup> Is = -436680 cm<sup>4</sup> Yst = 41.8 cm  
Ysl = 41.8 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179226 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

鉄筋 D19 CTC 12.00 cm

AP = 76.400 cm<sup>2</sup> DU = 5.9 cm DL = 6.9 cm  
Ac/n = 576.8 cm<sup>2</sup> Ycu = -13.4 cm Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鋼材		下フランジ		床版				
			I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ycl (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ycl (cm)	
State 1 646.4	702979	-60.5	23.1	5.1	35.1						
State 1 689.4	722653	-61.8	21.8	3.8	33.8						
State 2 686.6	718843	-61.8	21.8	3.0	33.0						
State 4 726.8	1028453	-54.7	23.9	10.9	40.9						

連続桁サンプリング6桁 第2段階

照査点 ( X = 10.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 359.68 Np = 0.00  
M2 = -26.33 -M11 = 1019.00  
M3 = 60.78 -M11 = -640.19

プレレクシヨンモーメント (kN・m)

IPf = 1840.00

鋼材断面 ( SM400Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 75.1 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 330.1 cm<sup>2</sup> Is = -408510 cm<sup>4</sup> Yst = 40.6 cm  
Ysl = 40.6 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179226 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4037.5 cm<sup>2</sup> Ic = 234281 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 576.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 42040 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鋼材		下フランジ		床版			
			I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ycl (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ycl (cm)
State 1 642.4	658459	-58.8	22.3	4.3	34.3					
State 1 686.4	677160	-60.0	21.1	3.1	33.1					
State 2 683.6	673350	-60.0	21.1	3.1	33.1					
State 3 906.6	878162	-11.8	69.3							

連続桁サンプリング6桁 第2段階

添接断面変化点 ( X = 11.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

M1 = 427.12 Np = 0.00  
M2 = -196.21 -M11 = 1121.69  
M3 = 116.24 -M11 = -613.03

プレレクシヨンモーメント (kN・m)

IPf = 2300.00

鋼材断面 ( SM400Y,520 )

1-L.Flg 40.0 x 3.0  
1-Web 74.3 x 1.2  
1-L.Flg 40.0 x 3.0

As = 328.2 cm<sup>2</sup> Is = -399716 cm<sup>4</sup> Yst = 40.2 cm  
Ysl = 40.2 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2260.0 cm<sup>2</sup> Ic = 179226 cm<sup>4</sup> Yal = 14.9 cm  
Ac/n = 312.3 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24606 cm<sup>4</sup> Ycl = 15.1 cm

床版コンクリート断面

Ac = 4037.5 cm<sup>2</sup> Ic = 234281 cm<sup>4</sup> Yal = 13.4 cm  
Ac/n = 576.8 cm<sup>2</sup> Ic/n = 42040 cm<sup>4</sup> Ycl = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鋼材		下フランジ		床版			
			I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ycl (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Yal (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ycl (cm)
State 1 641.5	644563	-58.2	22.1	4.1	34.1					
State 1 685.4	662387	-59.4	20.9	2.9	32.9					
State 2 682.6	658577	-59.4	20.9	2.9	32.9					
State 3 905.6	880109	-11.7	68.6							

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプリング6桁 第2段階 添接断面変化点

Stage	cu'	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-231	231	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-79	-2.0	-16.7	-0.4
3	0.0	0.0	-39	16	0.4	3.1
4	0.0	0.0	5	-16	-1.3	0.9
5	0.0	0.0	16	-6	-0.1	-1.5
6	0.0	0.0	-31	11	0.2	2.7
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0
9	-1.5	1.5	-3	-3	-1.4	-1.3
10	0.2	-0.2	0	0	-0.1	0.1
12	-0.3	-0.9	-5	-16	0.6	4.2
13	-3.9	0.6	-17	26	2.6	3.5
14	-0.5	0.6	1	20	0.0	0.0
15	-0.5	0.6	1	20	0.0	0.0

累計応力とその照査

1		-231	231			
		( -284 )	( 284 )			
1+2		-23	162			
		( -210 )	( 210 )			
1+2+3+4+5+6+7		-69	129			
		( -210 )	( 210 )			
1+2+3+4+5+6+7+8		0.0	-69	129		
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12		0.9	0.4	-67	109	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13		-3.0	-0.7	-104	137	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14		3.0	( 2.2 )	( 210 )	( -210 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15		-9.4	( -9.4 )	( -242 )	( 167 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15		( -9.4 )	( -9.4 )	( -240 )	( 165 )	
1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15		( -9.4 )	( -9.4 )	( -240 )	( 165 )	

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル68桁 架設経間

アノカヨ/点L ( X = 13.200 m )

曲げモーメント (kN・m)

$M1 = 543.84$   $Np = 0.00$   
 $M2 = 573.49$   $Np = 1222.37$   
 $M3 = 169.20$   $Nll = -549.85$

プレレクシヨーンメント (kN・m)

$MP1 = 3312.00$

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
 1-l.beb 72.2 x 1.2  
 1-L.Flg 50.0 x 4.0

$As = 446.6 \text{ cm}^2$   $Is = 555496 \text{ cm}^4$   $Nst = 49.5 \text{ cm}$   
 $Nsl = 36.7 \text{ cm}$

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

$Ac = 2200.0 \text{ cm}^2$   $Ic = 178961 \text{ cm}^4$   $Yal = 14.8 \text{ cm}$   
 $Ac/n = 301.4 \text{ cm}^2$   $Ic/n = 24501 \text{ cm}^4$   $Ycl = 15.2 \text{ cm}$

床版コンクリート断面

$Ac = 3997.5 \text{ cm}^2$   $Ic = 239305 \text{ cm}^4$   $Yal = 13.4 \text{ cm}$   
 $Ac/n = 571.1 \text{ cm}^2$   $Ic/n = 41944 \text{ cm}^4$   $Ycl = 20.6 \text{ cm}$

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 748.0	770140	-56.6	23.6	4.6	34.6		
State 1 790.4	786995	-57.6	22.6	3.6	33.6		
State 2 1071.5	1154198	-17.9	63.1	29.3	59.3	-48.9	-14.9
State 3 1077.7	1154198	-17.1	63.1			-34.1	-0.1

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル68桁 架設経間 アノカヨ/点L

Stage	cu'	cu	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-259	219	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-248	-101	-2.7	-20.4	0.0
3	0.0	0.0	-40	17	0.4	3.3	0.0
4	0.0	0.0	5	-27	-1.7	5.9	0.0
5	0.0	0.0	13	-5	-0.1	-1.2	0.0
6	0.0	0.0	-41	16	0.4	3.7	0.0
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
10	1.4	1.5	-9	7	-1.1	-1.0	0.0
11	0.2	-0.0	-4	0	-0.1	0.1	0.0
12	-0.3	-0.8	-4	-11	0.7	4.3	0.0
13	-4.5	-1.4	-20	31	2.9	5.9	0.0
14	0.4	0.6	0	0	0.0	0.0	0.0
15	-0.5	0.6	0	0	0.0	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -259 ( 219 ( 284 ) ) )  
 1+2 (-16 117 ( 2.5) (-26.5)  
 1+2+3+4+5+6+7 (-79 108 (-210) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 0.0 -79 108 -1.3 (-29.4)  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.8 0.5 -98 93 -1.5 (-3.3 ( 0.0)  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 (-3.7 -0.8 -118 123 1.4 ( 6.6)  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 ( 2.6 ( 2.2) ( 210) ( -210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 (-9.4 (-9.4) (-242) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 (-9.9 (-9.4) (-242) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 (-9.9 (-9.4) (-242) ( 210) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプル68桁 架設経間

P B中央 ( X = 18.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

$M1 = 647.42$   $Np = 0.00$   
 $M2 = 716.06$   $Np = 1465.95$   
 $M3 = 247.25$   $Nll = -384.07$

プレレクシヨーンメント (kN・m)

$MP1 = 3096.00$

鋼桁断面 ( SM400Y, 520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
 1-l.beb 66.4 x 1.2  
 1-L.Flg 50.0 x 4.0

$As = 439.7 \text{ cm}^2$   $Is = 471301 \text{ cm}^4$   $Nst = 40.4 \text{ cm}$   
 $Nsl = 34.0 \text{ cm}$

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

$Ac = 2200.0 \text{ cm}^2$   $Ic = 178961 \text{ cm}^4$   $Yal = 14.8 \text{ cm}$   
 $Ac/n = 301.4 \text{ cm}^2$   $Ic/n = 24501 \text{ cm}^4$   $Ycl = 15.2 \text{ cm}$

床版コンクリート断面

$Ac = 3997.5 \text{ cm}^2$   $Ic = 239305 \text{ cm}^4$   $Yal = 13.4 \text{ cm}$   
 $Ac/n = 571.1 \text{ cm}^2$   $Ic/n = 41944 \text{ cm}^4$   $Ycl = 20.6 \text{ cm}$

合成断面

A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	鋼桁		下フランジ		床版	
		Yst (cm)	Ysl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)	Yal (cm)	Ycl (cm)
State 1 741.0	694761	-52.5	21.9	2.9	32.9		
State 1 783.4	670752	-53.5	20.9	1.9	31.9		
State 2 1070.9	994678	-15.5	65.9	26.0	56.0	-46.4	-12.4
State 3 1070.9	994678	-15.5	65.9			-32.5	1.5

反応力表 (N/mm<sup>2</sup>) 連続桁サンプル68桁 架設経間 P B中央

Stage	cu'	cu	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-265	223	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	-248	-103	-1.9	-21.3	0.0
3	0.0	0.0	-52	22	0.4	4.5	0.0
4	0.0	0.0	9	-25	-1.0	5.9	0.0
5	0.0	0.0	1	-4	-0.1	-0.9	0.0
6	0.0	0.0	-63	25	0.4	5.9	0.0
7	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0	0.0	0.0	0.0
9	1.3	1.4	-12	5	-1.0	-0.6	0.0
10	0.4	-0.0	-6	1	-0.2	0.2	0.0
11	-0.4	-0.5	-3	-4	0.6	2.4	0.0
12	-5.4	-1.5	-24	37	0.3	1.2	0.0
13	0.4	0.4	0	0	0.0	0.0	0.0
14	-1.1	1.4	1	0	0.0	0.0	0.0

累計応力とその照査

1 (-265 223 ( 284 ) )  
 1+2 (-17 120 (-1.9 -21.3  
 1+2+3+4+5+6+7 (-117 124 (-210) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 0.0 -117 124 -0.8 (-4.9  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.4 0.7 -142 122 -0.8 (-1.6 ( 0.0)  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 (-5.1 -0.8 -166 139 2.5 ( 6.6)  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+14 ( 1.8 ( 2.2) ( 210) ( -210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 (-6.2 ( 0.0 165 138 ( -9.4) ( 2.2) (-242) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 (-6.4 ( 0.0 168 138 ( -9.4) ( -9.4) (-242) ( 210) )  
 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15 (-6.4 ( 0.0 168 138 ( -9.4) ( -9.4) (-242) ( 210) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング6桁 第2段階

アノカヨ/点R ( X = 22.800 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 543.84 Np = 0.00  
 MP2 = 74.25 Np = 1183.37  
 MP3 = 209.27 -NII = -250.32

プレレクシヨーンモーメント (kN・m)

MPf = 2880.00

鋼桁断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
 1-l.beb 58.8 x 1.2  
 1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 430.6 cm<sup>2</sup> Is = 372091 cm<sup>4</sup> Yst = 38.3 cm  
 Ysl = 30.5 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yai = 14.8 cm  
 Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yci = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 3997.5 cm<sup>2</sup> Ic = 239305 cm<sup>4</sup> Yai = 13.4 cm  
 Ac/n = 571.1 cm<sup>2</sup> Ic/n = 41944 cm<sup>4</sup> Yci = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鋼桁		下フランジ		床版	
			I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)
State 1 791.9	519227	-47.1	19.7	0.7	30.7			
State 1 774.3	532262	-48.0	18.9	-0.2	29.8			
State 2 796.4	519227	-47.1	21.7	51.7	-43.1			-8.1
State 3 1001.8	885577	-13.5	83.3		-30.5			3.5

連続桁サンプリング6桁 第2段階

アノカヨ/点R

Stage	cu'	cu	cl'	su	sl	cu	cl
1	0.0	0.0	-281	235		0.0	0.0
2	0.0	0.0	262	-109		-23.3	-23.3
3	0.0	0.0	-49	21		0.1	4.4
4	0.0	0.0	6	-23		-1.6	6.5
5	0.0	0.0	7	-3		0.0	-0.7
6	0.0	0.0	-3	64		0.0	6.2
7	0.0	0.0	-64	25		0.0	0.0
8	0.0	0.0	0	0		0.0	0.0
9	-1.1	1.3	-15	5		-1.0	-0.2
10	0.4	-0.1	-5	1		-0.2	0.2
12	-0.1	-0.5	-2	7		0.4	2.4
13	-5.1	0.1	-21	54		2.8	6.7
14	-1.1	1.1	-1	7		-0.1	0.0
15	-1.0	1.3	1	32		0.0	0.0

累計応力とその照査

1 ( -281 ( 235 ) ( -284 ( 284 ) ) )

1+2 ( -20 127 ( -2.5 ( -26.5 ) ) )

1+2+3+4+5+6+7 ( -119 129 ( -210 ( 210 ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8 ( 0.0 -119 129 ( -29.4 ( 29.4 ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12 ( 0.4 0.6 -145 128 ( -1.9 ( 0.0 ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13 ( -4.6 -0.4 -167 160 1.9 ( 6.6 ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14 ( 1.5 0.9 -141 119 ( -2.10 ( -16.7 ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( -9.4 ( 2.2 ) ( -242 ( 210 ) ) )

1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+14+15 ( -9.4 ( 2.2 ) ( -242 ( 210 ) ) )

( ) 内の数値は許容応力を示す。また、正は引張応力、負は圧縮応力を示す。

連続桁サンプリング6桁 第2段階

照査点 ( X = 26.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 359.89 Np = 0.00  
 MP2 = 471.23 Np = 714.64  
 MP3 = 160.12 -NII = -128.54

プレレクシヨーンモーメント (kN・m)

MPf = 1600.00

鋼桁断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
 1-l.beb 52.7 x 1.2  
 1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 423.2 cm<sup>2</sup> Is = 301418 cm<sup>4</sup> Yst = 33.0 cm  
 Ysl = 27.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yai = 14.8 cm  
 Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yci = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 3997.5 cm<sup>2</sup> Ic = 239305 cm<sup>4</sup> Yai = 13.4 cm  
 Ac/n = 571.1 cm<sup>2</sup> Ic/n = 41944 cm<sup>4</sup> Yci = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鋼桁		下フランジ		床版	
			I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)
State 1 724.6	423039	-42.8	17.9	-1.1	28.9			
State 1 767.0	434021	-43.6	17.1	-1.9	28.1			
State 2 736.4	423039	-42.8	16.3	48.3	-40.4			-6.4
State 3 894.3	698871	-12.0	48.7		-29.0			5.0

連続桁サンプリング6桁 第2段階

支変 ( X = 30.000 m )

曲げモーメント (kN・m)

MP1 = 0.00 Np = 0.00  
 MP2 = 0.00 Np = 48.00  
 MP3 = -4.00 -NII = -55.00

プレレクシヨーンモーメント (kN・m)

MPf = 0.00

鋼桁断面 ( SM490Y,520 )

1-U.Flg 40.0 x 4.0  
 1-l.beb 44.0 x 1.2  
 1-L.Flg 50.0 x 4.0

As = 412.8 cm<sup>2</sup> Is = 214126 cm<sup>4</sup> Yst = 28.3 cm  
 Ysl = 23.7 cm

下フランジコンクリート断面 ( 80.0 x 30.0 )

Ac = 2000.0 cm<sup>2</sup> Ic = 178961 cm<sup>4</sup> Yai = 14.8 cm  
 Ac/n = 301.4 cm<sup>2</sup> Ic/n = 24501 cm<sup>4</sup> Yci = 15.2 cm

床版コンクリート断面

Ac = 3997.5 cm<sup>2</sup> Ic = 239305 cm<sup>4</sup> Yai = 13.4 cm  
 Ac/n = 571.1 cm<sup>2</sup> Ic/n = 41944 cm<sup>4</sup> Yci = 20.6 cm

合成断面

I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	鋼桁		下フランジ		床版	
			I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	Ysu (cm)	Ysl (cm)
State 1 714.2	304815	-36.6	15.4	-3.6	26.4			
State 1 756.6	313359	-37.2	14.8	-4.2	25.8			
State 2 764.8	313359	-37.2	15.4	43.4	-36.6			-2.6
State 3 863.9	500595	-9.8	42.2		-28.8			7.2