

表紙

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 基本データ	1
1.3 考え方	4
1.3.1 縦梁	4
1.3.2 均しコンクリート	4
1.4 地層データ	4
1.5 基準値	5
1.5.1 設計用設定値	5
1.5.2 鋼材	5
2章 結果一覧	7
2.1 ライナープレート	7
2.2 支保工	7
3章 土圧の算定	8
4章 横断面の設計	9
4.1 設計位置 G.L. -4.000 m	9
5章 支保工の設計	13
5.1 縦梁の設計	13
5.2 腹起しの設計	15
5.3 切梁の設計	19
5.4 均しコンクリートの設計	23
6章 構造解析結果	24
6.1 横断面の設計 G.L. -4.000 m	24

1章 設計条件

保存ファイル名:Sample-12(Rectangle-Supporting).F7L

1.1 一般事項

タイトル :
コメント :
業務名 :
構造物名 :
所在地 :
施工箇所 :
事業所名 :
受注者 :
管理技術者 :
作成年月日 :

1.2 基本データ

適用基準

ライナープレート設計・施工マニュアル

形状

立坑形式 : 矩形立坑
立坑寸法
短径 S : 2.421 m
長径 L : 5.404 m
長さ H : 4.000 m
支保工 : 設置する

土圧

算定式 : 静止土圧の式
偏土圧 : 考慮しない
地すべり土圧 : 考慮しない

上載荷重

上載荷重 q_1 : 10.000 kN/m²

地下水位の影響

地下水位の影響 : 考慮しない

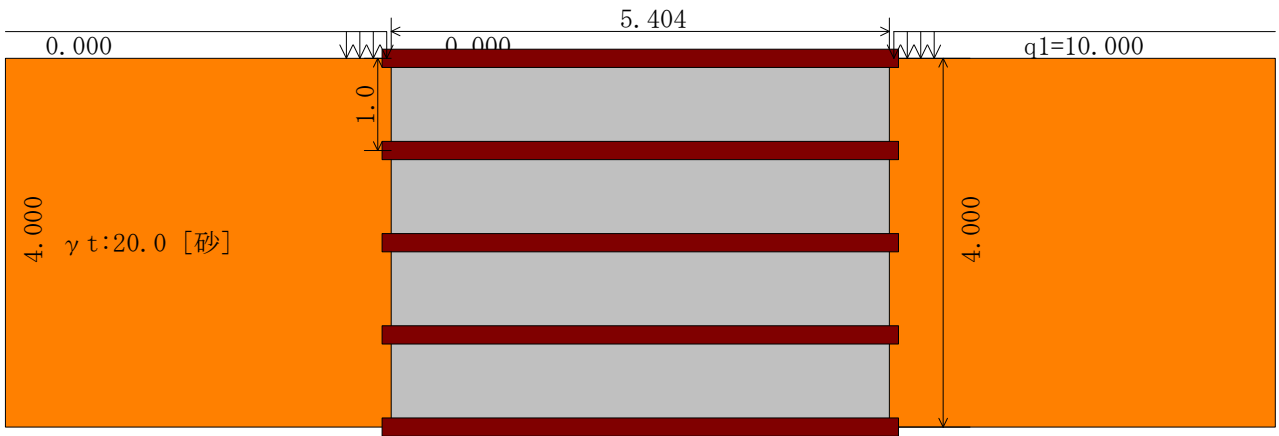
任意の土圧

任意の土圧 : 一定としない
均しコンクリート : 設置する

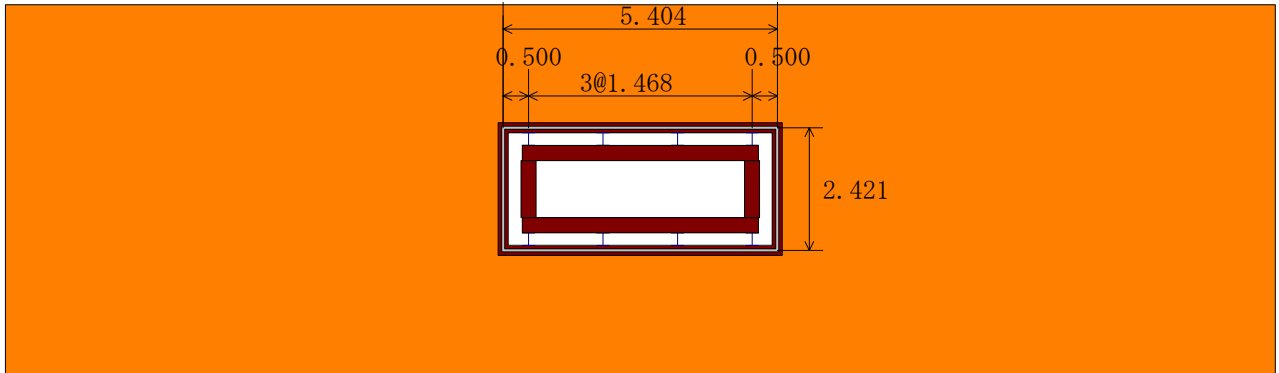
横断面の設計

Frame計算 : 使用する
分割数 短辺 : 20
長辺 : 20

[正面図]



[平面図]



ライナープレートの配置

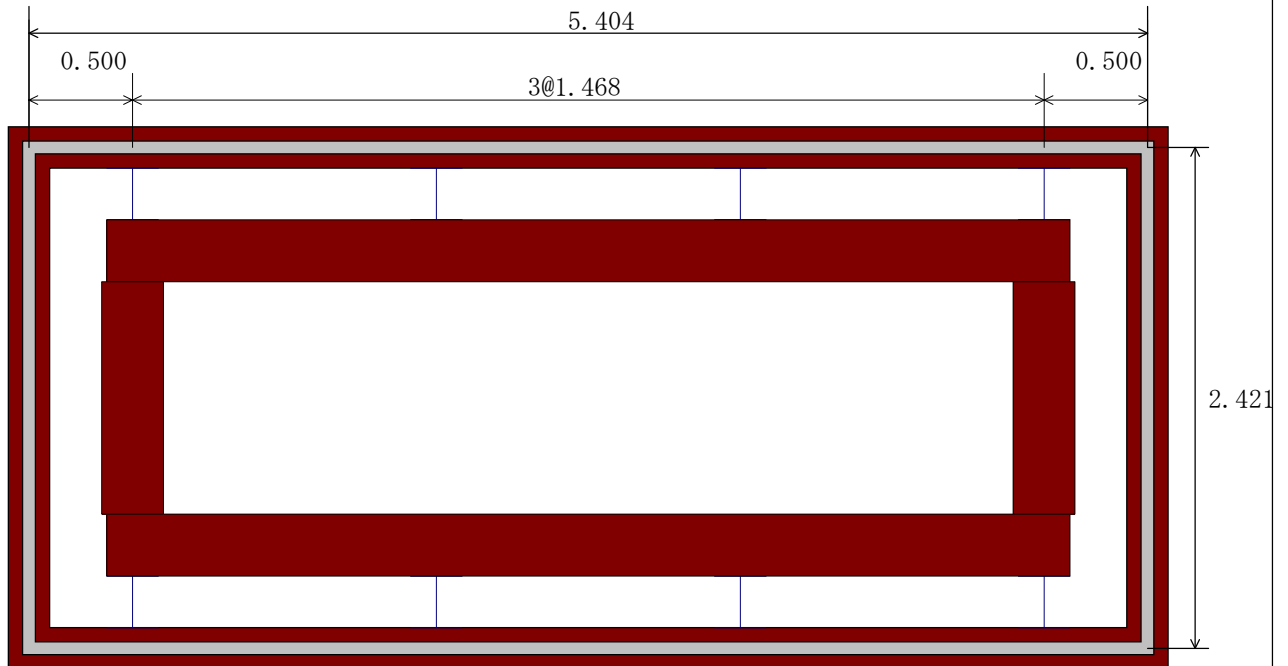
天端 G.L. 0.000 m

No	区間長 m	ライナープレート 鋼材No	ライナープレート 鋼材名称	補強材ピッチ m	補強材 鋼材No	補強材鋼材名称
1	4.000	1	LinerPlate t2.7 mm	1.0	5	H-200×200× 8×12

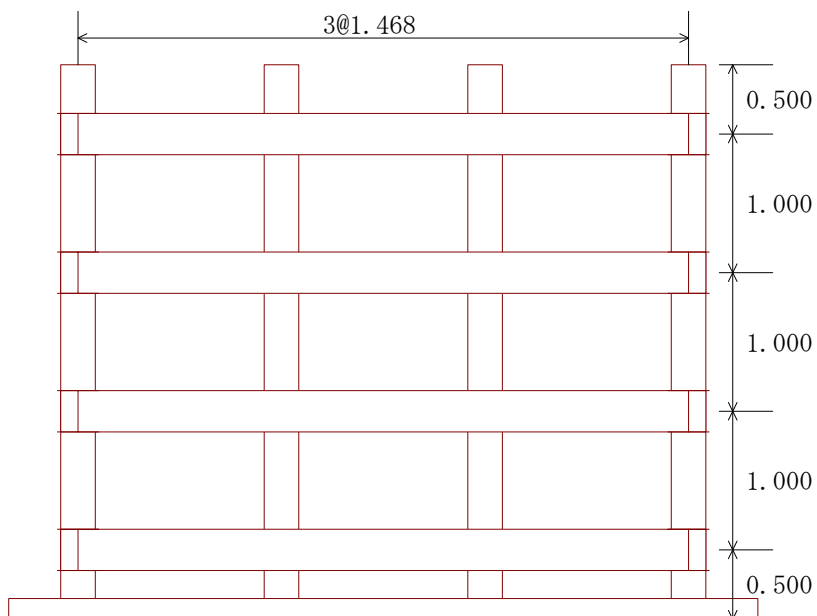
No	区間長 m	ボルトNo	ボルト名称
1	4.000	3	M20

支保工

[平面図]



[正面図]



縦梁

縦梁の端部設置幅 0.500 m

端部縦梁と切梁のずれ 0.000 m

スパン数	鋼材No	鋼材名称
3	6	H-250×250× 9×14

腹起し

No	架設深さ G.L. (m)	鋼材No	鋼材名称
1	-0.500	7	H-300×300×10×15
2	-1.500	7	H-300×300×10×15
3	-2.500	7	H-300×300×10×15
4	-3.500	7	H-300×300×10×15

切梁

No	架設深さ G.L. (m)	鋼材No	鋼材名称
1	-0.500	7	H-300×300×10×15
2	-1.500	7	H-300×300×10×15
3	-2.500	7	H-300×300×10×15
4	-3.500	7	H-300×300×10×15

切梁本数 2 本

切梁配置 等間隔

No	端部からの 距離 (m)
1	0.000
2	4.404

均しコンクリート

厚さ t 150 mm

1.3 考え方

1.3.1 縦梁

縦梁の設計方法 単純ばり法

縦梁最上段スパンの考え方 単純ばり

1.3.2 均しコンクリート

許容圧縮応力度 σ_{ca} 5.5 N/mm²

断面積計算に使用する低減係数 λ 1.000

縦梁設計時の支点位置の考え方 立坑底面

1.4 地層データ

地表面天端 G.L. 0.000 m

No	層厚 (m)	土質種類	湿潤単位重量 γ_t (kN/m ³)	水中単位重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C_0 (kN/m ²)	静止土圧係数 K_0
1	4.000	砂質土	20.0	11.0	30.00	0.0	0.50

※土圧係数: 静止土圧係数 K_0 を用いる。

※土圧強度: 深度15mまでは直線変化とし、15m以深で一定の土圧分布とする。

No	ボルト呼称	A (cm ² /m)
2	M18	192.00
3	M20	245.00
4	M22	303.00
5	M24	353.00

2章 結果一覧

2.1 ライナープレート

断面 番号	設計位置 G. L. (m)	設計土圧 (kN/m ²)	ライナープレート応力度				判定
			短辺		長辺		
1	-4.000	45.00	0.10 ≤	1.00	0.16 ≤	1.00	○

断面 番号	補強材応力度			
	短辺		長辺	
1	0.21 ≤	1.00	0.22 ≤	1.00

使用材料

断面 番号	ライナー プレート t (mm)	補強材名称	補強材 ピッチ (m)
1	2.7	H-200×200× 8×12	1.0

2.2 支保工

縦梁の計算

鋼材名	応力度 (N/mm ²)	判定
H-250×250× 9×14	8 ≤ 210	○

腹起しの計算

部材 番号	設置位置 G. L. (m)	鋼材名	応力度 (N/mm ²)	判定
1	-0.500	H-300×300×10×15	17 ≤ 210	○
2	-1.500	H-300×300×10×15	33 ≤ 210	○
3	-2.500	H-300×300×10×15	50 ≤ 210	○
4	-3.500	H-300×300×10×15	48 ≤ 210	○

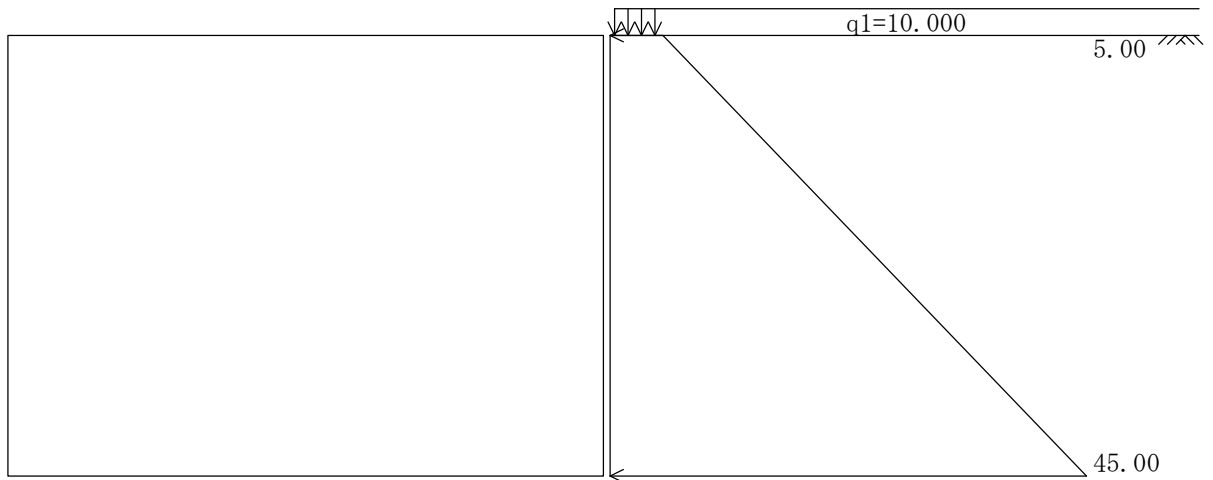
切梁の計算

部材 番号	設置位置 G. L. (m)	鋼材名	応力度 (N/mm ²)	判定
1	-0.500	H-300×300×10×15	2 ≤ 210	○
2	-1.500	H-300×300×10×15	4 ≤ 210	○
3	-2.500	H-300×300×10×15	6 ≤ 210	○
4	-3.500	H-300×300×10×15	6 ≤ 210	○

均しコンクリートの計算

軸力 (kN)	断面積 (mm ²)	応力度 (N/mm ²)	判定
16.62	220200.00	0.1 ≤ 5.5	○

3章 土圧の算定



ライナープレート天端 G.L. 0.000(m) 地表面天端 G.L. 0.000(m)
 ライナープレート下端 G.L. -4.000(m)

土圧は次式により求める。

$$P_h = K_0 (\sum \gamma t \times h + q)$$

ただし、

$h \leq 15.0\text{m}$: 15m点の $(\sum \gamma t \times h + q)$ に対して土圧係数を掛けた三角形分布とする。

$h > 15.0\text{m}$: 15m点までは上記の三角形分布、それ以深は15m点における土圧とする。

ここに、

P_h : 深さh位置での土圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

γt : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下は水中重量 γ' を用いる。

h : 層厚 (m)

q : 上載荷重 (kN/m²)

No	深さ G.L. (m)	層厚 h (m)	単位重量 γt (kN/m ³)	水中重量 γ' (kN/m ³)	静止 土圧係数 K_0	$\sum \gamma t \times h + q$ (kN/m ²)	土圧強度 P_h (kN/m ²)
1	0.000 -4.000	4.000	20.0	11.0	0.5	10.00 90.00	5.00 45.00

4章 横断面の設計

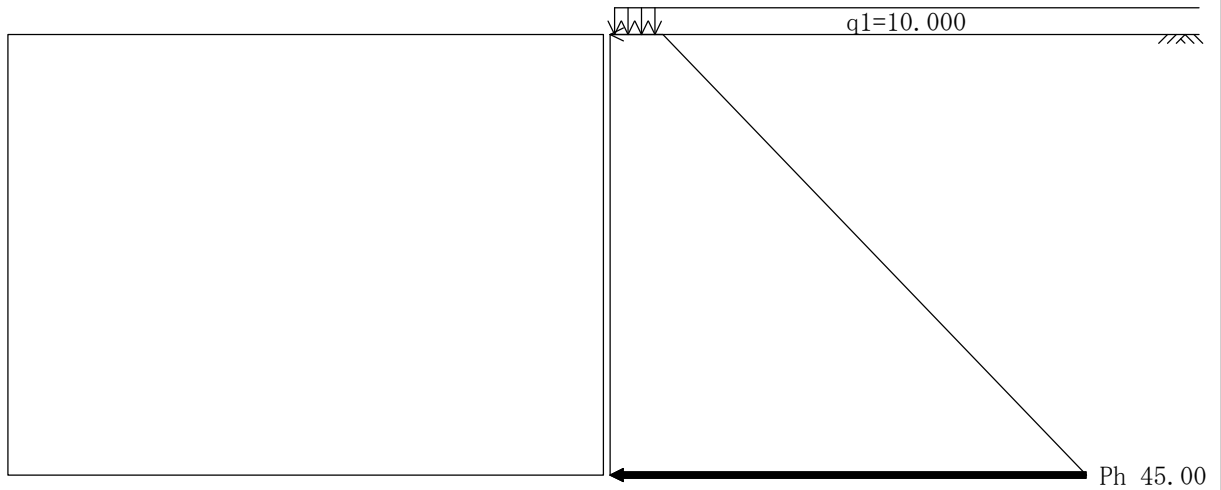
4.1 設計位置 G.L. -4.000 m

(1) 土圧強度

設計用土圧は次の大きな方を用いる。

設計区間下端の土圧 G.L. -4.000 m 土圧強度 Ph 45.00 kN/m²

設計区間の最大土圧 G.L. -4.000 m 土圧強度 Ph 45.00 kN/m²



ライナープレート天端 G.L. 0.000(m) 地表面天端 G.L. 0.000(m)

ライナープレート下端 G.L. -4.000(m)

(2) 断面力

Frame (構造解析) 計算から断面力を求める。

最大曲げモーメント $M_{max} = 19.24$ (kN.m/m)

最大支点反力 $R_{max} = 69.67$ (kN/m)

軸力 (長辺側) $N = 54.47$ (kN/m)

軸力 (短辺側) $N = 42.40$ (kN/m)

(3) 使用材料

ライナープレート

板厚	t	2.7 (mm)
断面積	AL	39.76 (cm ² /m)
断面係数	ZL	45.98 (cm ³ /m)
断面二次モーメント	IL	141.00 (cm ⁴ /m)
弾性係数	E	2.000×10^5 (N/mm ²)
許容曲げ応力度	σ_{La}	180.0 (N/mm ²)

補強リング

H形鋼 H-200×200× 8×12

断面積	AH	63.53 (cm ²)
断面係数	ZH	472 (cm ³)
断面二次モーメント	IH	4720.00 (cm ⁴)
許容曲げ応力度	σ_{Ha}	210.0 (N/mm ²)

(4) 応力に対する照査

短辺側

軸力

$$N=42.40 \text{ (kN/m)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{max}=19.24 \text{ (kN.m/m)}$$

ライナープレートの許容圧縮応力度 σ_{LNa}

$$\begin{aligned} \sigma_{LNa} &= \left\{ 210 - 1.23(\lambda - 18) \right\} \times \frac{\sigma_{La}}{\sigma_{Ha}} \\ &= \left\{ 210 - 1.23(64.3 - 18) \right\} \times \frac{180}{210} = 131.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

補強リングの許容圧縮応力度 σ_{HNa}

$$\sigma_{HNa}=210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_L &= \frac{\alpha L \times N}{AL \times \sigma_{LNa}} + \frac{\beta L \times M_{max}}{ZL \times \sigma_{La}} \\ &= \frac{0.385 \times 42.40 \times 10^3}{39.76 \times 10^2 \times 131.2} + \frac{0.029 \times 19.24 \times 10^6}{45.98 \times 10^3 \times 180} = 0.10 \leq 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_H &= \frac{\alpha H \times N}{\left(\frac{AH}{LH}\right) \times \sigma_{HNa}} + \frac{\beta H \times M_{max}}{\left(\frac{ZH}{LH}\right) \times \sigma_{Ha}} \\ &= \frac{0.615 \times 42.40 \times 10^3}{\left(\frac{63.53 \times 10^2}{1.0}\right) \times 210.0} + \frac{0.971 \times 19.24 \times 10^6}{\left(\frac{472.00 \times 10^3}{1.0}\right) \times 210} = 0.21 \leq 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ_L : ライナープレートの応力度

σ_H : 補強リングの応力度

σ_{La} : ライナープレートの許容応力度 (N/mm²)

σ_{LNa} : ライナープレートの許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{Ha} : 補強リングの許容応力度 (N/mm²)

σ_{HNa} : 補強リングの許容圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (N/m)

M_{max} : 曲げモーメント (N.m/m)

AL : ライナープレートの断面積 (mm²/m)

AH : 補強リングの断面積 (mm²)

ZL : ライナープレートの断面係数 (mm³/m)

ZH : 補強リングの断面係数 (mm³)

LH : 補強リングの間隔 (m)

長辺側

軸力

$$N=54.47 \text{ (kN/m)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max}=19.24 \text{ (kN.m/m)}$$

ライナープレートの許容圧縮応力度 σ_{LNa}

$$\begin{aligned} \sigma_{LNa} &= \frac{1800000}{6700 + \lambda^2} \times \frac{\sigma_{La}}{\sigma_{Ha}} \\ &= \frac{1800000}{6700 + 143.5^2} \times \frac{180}{210} = 56.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

補強リングの許容圧縮応力度 σ_{HNa}

$$\begin{aligned} \sigma_{HNa} &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(31.3 - 18) = 193.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_L &= \frac{\alpha L \times N}{AL \times \sigma_{LNa}} + \frac{\beta L \times M_{\max}}{ZL \times \sigma_{La}} \\ &= \frac{0.385 \times 54.47 \times 10^3}{39.76 \times 10^2 \times 56.5} + \frac{0.029 \times 19.24 \times 10^6}{45.98 \times 10^3 \times 180} = 0.16 \leq 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_H &= \frac{\alpha H \times N}{\left(\frac{AH}{LH}\right) \times \sigma_{HNa}} + \frac{\beta H \times M_{\max}}{\left(\frac{ZH}{LH}\right) \times \sigma_{Ha}} \\ &= \frac{0.615 \times 54.47 \times 10^3}{\left(\frac{63.53 \times 10^2}{1.0}\right) \times 193.6} + \frac{0.971 \times 19.24 \times 10^6}{\left(\frac{472.00 \times 10^3}{1.0}\right) \times 210} = 0.22 \leq 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ_L : ライナープレートの応力度

σ_H : 補強リングの応力度

σ_{La} : ライナープレートの許容応力度 (N/mm²)

σ_{LNa} : ライナープレートの許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{Ha} : 補強リングの許容応力度 (N/mm²)

σ_{HNa} : 補強リングの許容圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (N/m)

M_{max} : 曲げモーメント (N.mm/m)

AL : ライナープレートの断面積 (mm²/m)

AH : 補強リングの断面積 (mm²)

ZL : ライナープレートの断面係数 (mm³/m)

ZH : 補強リングの断面係数 (mm³)

LH : 補強リングの間隔 (m)

ライナープレートと補強リングとの断面力の分担率

軸力は断面積の比、曲げモーメントは断面二次モーメントの比で求める。

軸力に対する

$$\begin{aligned} \text{ライナープレートの分担率} \quad \alpha L &= AL / (AL + AH/LH) \\ &= 39.76 / (39.76 + 63.53/1.0) = 0.385 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{補強リングの分担率} \quad \alpha H &= (AH/LH) / (AL + AH/LH) \\ &= (63.53/1.0) / (39.76 + 63.53/1.0) = 0.615 \end{aligned}$$

曲げモーメントに対する

$$\begin{aligned} \text{ライナープレートの分担率} \quad \beta L &= IL / (IL + IH/LH) \\ &= 141.00 / (141.00 + 4720.00/1.0) = 0.029 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{補強リングの分担率} \quad \beta H &= (IH/LH) / (IL + IH/LH) \\ &= (4720.00/1.0) / (141.00 + 4720.00/1.0) = 0.971 \end{aligned}$$

5章 支保工の設計

5.1 縦梁の設計

使用材料

鋼材名 : H-250×250× 9×14

断面係数 Z_x : 860.00 (mm³)

1) 縦梁に作用する荷重

$$P_1 = 1.534 \cdot Ph = 1.534 \times 45.00 = 69.0 \text{ (kN/m)}$$

$$P_2 = 1.534 \cdot Ph = 1.534 \times 40.00 = 61.4 \text{ (kN/m)}$$

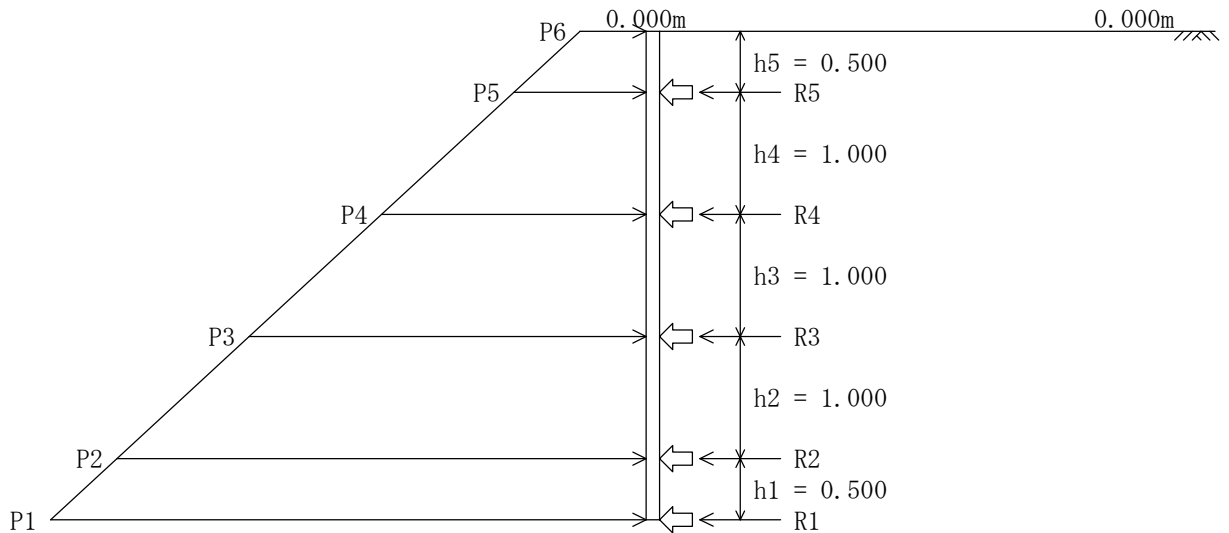
$$P_3 = 1.534 \cdot Ph = 1.534 \times 30.00 = 46.0 \text{ (kN/m)}$$

$$P_4 = 1.534 \cdot Ph = 1.534 \times 20.00 = 30.7 \text{ (kN/m)}$$

$$P_5 = 1.534 \cdot Ph = 1.534 \times 10.00 = 15.3 \text{ (kN/m)}$$

$$P_6 = 1.534 \cdot Ph = 1.534 \times 5.00 = 7.7 \text{ (kN/m)}$$

2) 断面力の計算



支点反力

$$\text{下端 } R_1 = \frac{h_1}{6} (2P_1 + P_2)$$

$$\text{中間 } R_i = \frac{h_{i-1}}{6} (P_{i-1} + 2P_i) + \frac{h_i}{6} (2P_i + P_{i+1})$$

$$\text{上端 } R_n = \frac{h_{n-1}}{6} (2P_n + P_{n-1})$$

ここに、

R_x : 支点反力 (kN)

P_x : 縦梁設置位置に生じる反力 (kN/m)

h_i : 腹起し間隔または切梁の間隔 (m)

$$R_1 = 16.62 \text{ (kN) [G. L. -4.000m]}$$

$$R_2 = 44.10 \text{ (kN) [G. L. -3.500m]}$$

$$R_3 = 46.02 \text{ (kN) [G. L. -2.500m]}$$

$$R_4 = 30.68 \text{ (kN) [G. L. -1.500m]}$$

$$R_5 = 10.23 + 5.75 = 15.98 \text{ (kN) [G. L. -0.500m]}$$

スパン 下端より	腹起しまたは切梁間隔 hi (m)
1	0.500
2	1.000
3	1.000
4	1.000

曲げモーメント

$$M_{xi} = R1 \cdot X_o - \frac{1}{2} (P_i \cdot X_o^2) + \frac{1}{6hi} ((P_i - P_{i+1}) \cdot X_o^3)$$

$$X_{oi} = \frac{P_i - \sqrt{P_i^2 - 2(P_i - P_{i+1}) \frac{R1}{hi}}}{P_i - P_{i+1}} \cdot hi$$

ここに、

M_{xi}: iスパンの下端からx点の曲げモーメント (kN・m)

X_{oi}: iスパンの下端から最大曲げモーメントの生じる位置 (m)

スパン	曲げモーメント M _{xi} (kN・m)	曲げモーメントの 生じる位置 X _{oi} (m)
1	2.04	0.248
2	6.72	0.488
3	4.80	0.483
4	2.89	0.472

したがって最大曲げモーメントM_{max}は、

$$M_{max} = 6.72 \text{ (kN・m)}$$

応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{M_{max}}{Z_x} \\ &= \frac{6.72 \times 10^6}{860.00 \times 10^3} \\ &= 7.81 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ_{max}: 縦梁の応力度 (N/mm²)

Z_x: 鋼材の断面係数 (mm³)

5.2 腹起しの設計

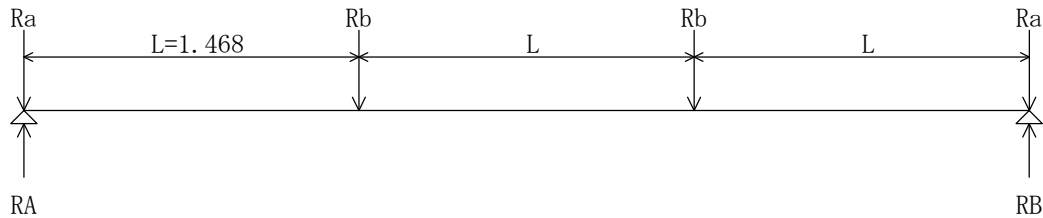
[1段目:G. L. -0.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面係数 $Z_x:1350.00 \text{ (mm}^3\text{)}$

1) 腹起しに作用する荷重



$$R_a = 8.0 \text{ (kN)}$$

$$R_b = 16.0 \text{ (kN)}$$

2) 応力度の照査

支点反力

$$R_{A'} = R_a + R_b$$

$$= 8.0 + 16.0 = 24.02 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = R_b \times L$$

$$= 16.0 \times 1.468 = 23.46 \text{ (kN)}$$

応力度

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_x}$$

$$= \frac{23.46 \times 10^6}{1350.00 \times 10^3}$$

$$= 17.38 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

σ : 腹起しの応力度 (N/mm²)

Z_x : 鋼材の断面係数 (mm³)

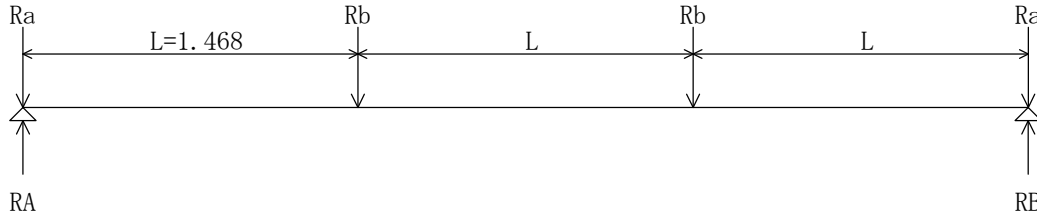
[2段目:G. L. -1.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面係数 $Z_x:1350.00 \text{ (mm}^3\text{)}$

1) 腹起しに作用する荷重



$$R_a = 15.4 \text{ (kN)}$$

$$R_b = 30.7 \text{ (kN)}$$

2) 応力度の照査

支点反力

$$R_{A'} = R_a + R_b$$

$$= 15.4 + 30.7 = 46.12 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = R_b \times L$$

$$= 30.7 \times 1.468 = 45.04 \text{ (kN)}$$

応力度

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_x}$$

$$= \frac{45.04 \times 10^6}{1350.00 \times 10^3}$$

$$= 33.36 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

σ : 腹起しの応力度 (N/mm²)

Z_x : 鋼材の断面係数 (mm³)

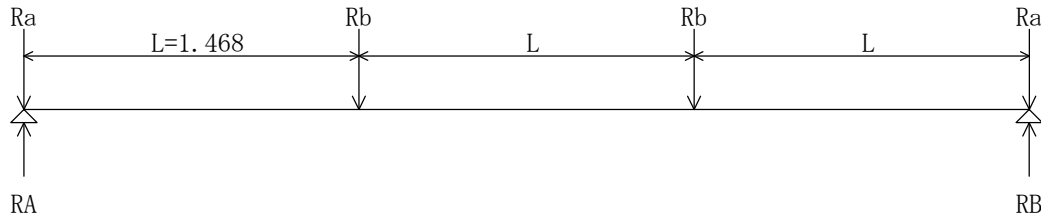
[3段目:G. L. -2.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面係数 $Z_x:1350.00 \text{ (mm}^3\text{)}$

1) 腹起しに作用する荷重



$$R_a = 23.2 \text{ (kN)}$$

$$R_b = 46.0 \text{ (kN)}$$

2) 応力度の照査

支点反力

$$R_{A'} = R_a + R_b$$

$$= 23.2 + 46.0 = 69.18 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = R_b \times L$$

$$= 46.0 \times 1.468 = 67.56 \text{ (kN)}$$

応力度

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_x}$$

$$= \frac{67.56 \times 10^6}{1350.00 \times 10^3}$$

$$= 50.04 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

σ : 腹起しの応力度 (N/mm²)

Z_x : 鋼材の断面係数 (mm³)

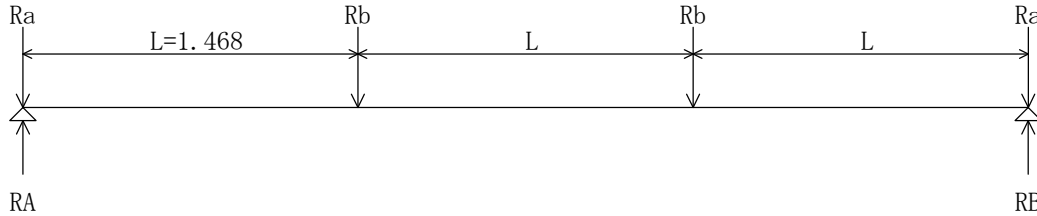
[4段目:G. L. -3.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面係数 $Z_x:1350.00 \text{ (mm}^3\text{)}$

1) 腹起しに作用する荷重



$$R_a = 22.2 \text{ (kN)}$$

$$R_b = 44.1 \text{ (kN)}$$

2) 応力度の照査

支点反力

$$R_{A'} = R_a + R_b$$

$$= 22.2 + 44.1 = 66.29 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = R_b \times L$$

$$= 44.1 \times 1.468 = 64.74 \text{ (kN)}$$

応力度

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_x}$$

$$= \frac{64.74 \times 10^6}{1350.00 \times 10^3}$$

$$= 47.96 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

σ : 腹起しの応力度 (N/mm²)

Z_x : 鋼材の断面係数 (mm³)

5.3 切梁の設計

[1段目:G.L. -0.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面積 A:118.40 (mm²)

1) 軸力

$$N = 24.02 \text{ (kN)}$$

2) 軸圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{24.02 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 2 \leq \sigma_{Sb} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ : 切梁の軸圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (kN)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

許容圧縮応力度 σ_{Sb}

$$\sigma_{Sb} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

細長比 λ

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{Lk}{i} \\ &= \frac{1121}{7.55 \times 10} \\ &= 14.8 \end{aligned}$$

ここに、

Lk: 座屈長 (mm)

$$Lk = S - \text{補強リング厚さ} - 2 \times \text{縦梁高さ (H1)} - 2 \times \text{腹起し高さ (H2)}$$

$$= 2421 - 200 - 2 \times 250 - 2 \times 300$$

$$= 1121 \text{ (mm)}$$

i : 断面二次半径 (基準値の i_y)

$$= 7.55 \text{ (cm)}$$

[2段目:G. L. -1.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面積 A:118.40 (mm²)

1)軸力

$$N = 46.12 \text{ (kN)}$$

2)軸圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{46.12 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 4 \leq \sigma_{Sb} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ :切梁の軸圧縮応力度 (N/mm²)

N :軸力 (kN)

A :鋼材の断面積 (mm²)

許容圧縮応力度 σ_{Sb}

$$\sigma_{Sb} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

細長比 λ

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{Lk}{i} \\ &= \frac{1121}{7.55 \times 10} \\ &= 14.8 \end{aligned}$$

ここに、

Lk:座屈長 (mm)

$$\begin{aligned} Lk &= S - \text{補強リング厚さ} - 2 \times \text{縦梁高さ (H1)} - 2 \times \text{腹起し高さ (H2)} \\ &= 2421 - 200 - 2 \times 250 - 2 \times 300 \\ &= 1121 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

i :断面二次半径(基準値の*i_y*)

$$= 7.55 \text{ (cm)}$$

[3段目:G. L. -2.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面積 A:118.40 (mm²)

1) 軸力

$$N = 69.18 \text{ (kN)}$$

2) 軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{69.18 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 6 \leq \sigma_{Sb} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

ここに、

σ : 切梁の軸圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (kN)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

許容圧縮応力度 σ_{Sb}

$$\sigma_{Sb} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

細長比 λ

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{Lk}{i} \\ &= \frac{1121}{7.55 \times 10} \\ &= 14.8\end{aligned}$$

ここに、

Lk: 座屈長 (mm)

$$\begin{aligned}Lk &= S - \text{補強リング厚さ} - 2 \times \text{縦梁高さ (H1)} - 2 \times \text{腹起し高さ (H2)} \\ &= 2421 - 200 - 2 \times 250 - 2 \times 300 \\ &= 1121 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

i : 断面二次半径(基準値の*i_y*)

$$= 7.55 \text{ (cm)}$$

[4段目:G. L. -3.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面積 A:118.40 (mm²)

1) 軸力

$$N = 66.29 \text{ (kN)}$$

2) 軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{66.29 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 6 \leq \sigma_{Sb} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

ここに、

σ : 切梁の軸圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (kN)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

許容圧縮応力度 σ_{Sb}

$$\sigma_{Sb} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

細長比 λ

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{Lk}{i} \\ &= \frac{1121}{7.55 \times 10} \\ &= 14.8\end{aligned}$$

ここに、

Lk: 座屈長 (mm)

$$\begin{aligned}Lk &= S - \text{補強リング厚さ} - 2 \times \text{縦梁高さ (H1)} - 2 \times \text{腹起し高さ (H2)} \\ &= 2421 - 200 - 2 \times 250 - 2 \times 300 \\ &= 1121 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

i : 断面二次半径(基準値の*i_y*)

$$= 7.55 \text{ (cm)}$$

5.4 均しコンクリートの設計

1) 軸力

均しコンクリートの受ける軸力 N は、均しコンクリート位置における縦梁の支点反力とする。

$$N = 16.62 \text{ (kN)}$$

2) 断面積

$$\begin{aligned} A &= t \cdot l \cdot \lambda \\ &= 150 \times (1.468 \times 10^3) \times 1.000 \\ &= 220200.00 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

A : 均しコンクリートの断面積 (mm²)

t : 均しコンクリートの厚さ (mm)

l : 縦梁間隔 (m)

λ : 低減係数

3) 軸圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N \times 10^3}{A} \\ &= \frac{16.62 \times 10^3}{220200.00} \\ &= 0.1 \leq \sigma_{ca} = 5.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ_c : 均しコンクリートの軸圧縮応力度 (N/mm²)

N : 均しコンクリートの受ける軸力 (kN)

A : 均しコンクリートの断面積 (mm²)

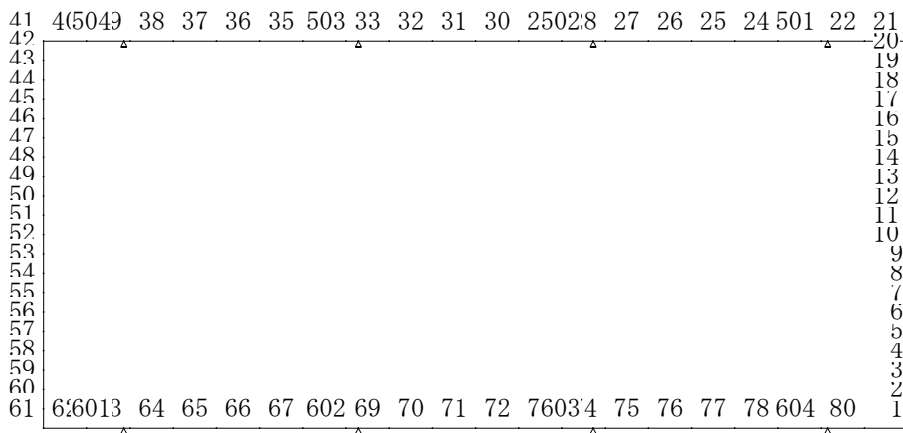
σ_{ca} : 許容圧縮応力度

6章 構造解析結果

6.1 横断面の設計 G.L. -4.000 m

- ・格点数 : 88
- ・部材数 : 88
- ・荷重ケース数 : 1
- ・組み合わせケース数 : 0

■ 構造図



■ 格点座標データ

格点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	2.7020	-1.2105
2	2.7020	-1.0894
3	2.7020	-0.9684
4	2.7020	-0.8474
5	2.7020	-0.7263
6	2.7020	-0.6053
7	2.7020	-0.4842
8	2.7020	-0.3632
9	2.7020	-0.2421
10	2.7020	-0.1211
11	2.7020	0.0000
12	2.7020	0.1211
13	2.7020	0.2421
14	2.7020	0.3631
15	2.7020	0.4842
16	2.7020	0.6053
17	2.7020	0.7263
18	2.7020	0.8473
19	2.7020	0.9684
20	2.7020	1.0895
21	2.7020	1.2105
22	2.4318	1.2105
23	2.1616	1.2105

格点 番号	X 座 標 (m)	Y 座 標 (m)
24	1.8914	1.2105
25	1.6212	1.2105
26	1.3510	1.2105
27	1.0808	1.2105
28	0.8106	1.2105
29	0.5404	1.2105
30	0.2702	1.2105
31	0.0000	1.2105
32	-0.2702	1.2105
33	-0.5404	1.2105
34	-0.8106	1.2105
35	-1.0808	1.2105
36	-1.3510	1.2105
37	-1.6212	1.2105
38	-1.8914	1.2105
39	-2.1616	1.2105
40	-2.4318	1.2105
41	-2.7020	1.2105
42	-2.7020	1.0894
43	-2.7020	0.9684
44	-2.7020	0.8474
45	-2.7020	0.7263
46	-2.7020	0.6053
47	-2.7020	0.4842
48	-2.7020	0.3632
49	-2.7020	0.2421
50	-2.7020	0.1211
51	-2.7020	0.0000
52	-2.7020	-0.1211
53	-2.7020	-0.2421
54	-2.7020	-0.3631
55	-2.7020	-0.4842
56	-2.7020	-0.6053
57	-2.7020	-0.7263
58	-2.7020	-0.8473
59	-2.7020	-0.9684
60	-2.7020	-1.0895
61	-2.7020	-1.2105
62	-2.4318	-1.2105
63	-2.1616	-1.2105
64	-1.8914	-1.2105
65	-1.6212	-1.2105
66	-1.3510	-1.2105
67	-1.0808	-1.2105
68	-0.8106	-1.2105
69	-0.5404	-1.2105
70	-0.2702	-1.2105
71	0.0000	-1.2105
72	0.2702	-1.2105
73	0.5404	-1.2105
74	0.8106	-1.2105
75	1.0808	-1.2105
76	1.3510	-1.2105
77	1.6212	-1.2105
78	1.8914	-1.2105
79	2.1616	-1.2105
80	2.4318	-1.2105
501	2.2020	1.2105
502	0.7340	1.2105
503	-0.7340	1.2105
504	-2.2020	1.2105
601	-2.2020	-1.2105
602	-0.7340	-1.2105
603	0.7340	-1.2105
604	2.2020	-1.2105

■ 材質データ

材質 番号	ヤング係数 E (kN/m ²)	線膨張係数 α (/°C)
1	2.000000E+008	0.000000E+000

■ 断面データ

断面番号	断面積 A(m ²)	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	3.976000E-003	1.410000E-006

■ 部材データ

部材番号	格点番号 i-j	部材長 (m)	材端条件 i-j
1	1-2	0.1211	剛結-剛結
2	2-3	0.1210	剛結-剛結
3	3-4	0.1211	剛結-剛結
4	4-5	0.1211	剛結-剛結
5	5-6	0.1211	剛結-剛結
6	6-7	0.1211	剛結-剛結
7	7-8	0.1211	剛結-剛結
8	8-9	0.1211	剛結-剛結
9	9-10	0.1210	剛結-剛結
10	10-11	0.1211	剛結-剛結
11	11-12	0.1211	剛結-剛結
12	12-13	0.1210	剛結-剛結
13	13-14	0.1210	剛結-剛結
14	14-15	0.1211	剛結-剛結
15	15-16	0.1211	剛結-剛結
16	16-17	0.1210	剛結-剛結
17	17-18	0.1210	剛結-剛結
18	18-19	0.1210	剛結-剛結
19	19-20	0.1211	剛結-剛結
20	20-21	0.1210	剛結-剛結
21	41-42	0.1211	剛結-剛結
22	42-43	0.1210	剛結-剛結
23	43-44	0.1211	剛結-剛結
24	44-45	0.1211	剛結-剛結
25	45-46	0.1211	剛結-剛結
26	46-47	0.1211	剛結-剛結
27	47-48	0.1211	剛結-剛結
28	48-49	0.1211	剛結-剛結
29	49-50	0.1210	剛結-剛結
30	50-51	0.1211	剛結-剛結
31	51-52	0.1211	剛結-剛結
32	52-53	0.1210	剛結-剛結
33	53-54	0.1210	剛結-剛結
34	54-55	0.1211	剛結-剛結
35	55-56	0.1211	剛結-剛結
36	56-57	0.1210	剛結-剛結
37	57-58	0.1210	剛結-剛結
38	58-59	0.1210	剛結-剛結
39	59-60	0.1211	剛結-剛結
40	60-61	0.1210	剛結-剛結
41	21-22	0.2702	剛結-剛結
42	22-501	0.2298	剛結-剛結
43	501-23	0.0404	剛結-剛結
44	23-24	0.2702	剛結-剛結
45	24-25	0.2702	剛結-剛結
46	25-26	0.2702	剛結-剛結
47	26-27	0.2702	剛結-剛結
48	27-28	0.2702	剛結-剛結
49	28-502	0.0766	剛結-剛結
50	502-29	0.1936	剛結-剛結
51	29-30	0.2702	剛結-剛結
52	30-31	0.2702	剛結-剛結
53	31-32	0.2702	剛結-剛結
54	32-33	0.2702	剛結-剛結
55	33-503	0.1936	剛結-剛結
56	503-34	0.0766	剛結-剛結
57	34-35	0.2702	剛結-剛結
58	35-36	0.2702	剛結-剛結
59	36-37	0.2702	剛結-剛結
60	37-38	0.2702	剛結-剛結
61	38-39	0.2702	剛結-剛結
62	39-504	0.0404	剛結-剛結
63	504-40	0.2298	剛結-剛結
64	40-41	0.2702	剛結-剛結
65	61-62	0.2702	剛結-剛結
66	62-601	0.2298	剛結-剛結

部材番号	格点番号 i - j	部材長 (m)	材端条件 i - j
67	601 - 63	0.0404	剛結 - 剛結
68	63 - 64	0.2702	剛結 - 剛結
69	64 - 65	0.2702	剛結 - 剛結
70	65 - 66	0.2702	剛結 - 剛結
71	66 - 67	0.2702	剛結 - 剛結
72	67 - 68	0.2702	剛結 - 剛結
73	68 - 602	0.0766	剛結 - 剛結
74	602 - 69	0.1936	剛結 - 剛結
75	69 - 70	0.2702	剛結 - 剛結
76	70 - 71	0.2702	剛結 - 剛結
77	71 - 72	0.2702	剛結 - 剛結
78	72 - 73	0.2702	剛結 - 剛結
79	73 - 603	0.1936	剛結 - 剛結
80	603 - 74	0.0766	剛結 - 剛結
81	74 - 75	0.2702	剛結 - 剛結
82	75 - 76	0.2702	剛結 - 剛結
83	76 - 77	0.2702	剛結 - 剛結
84	77 - 78	0.2702	剛結 - 剛結
85	78 - 79	0.2702	剛結 - 剛結
86	79 - 604	0.0404	剛結 - 剛結
87	604 - 80	0.2298	剛結 - 剛結
88	80 - 1	0.2702	剛結 - 剛結

■ 支点データ

支点ケース:1

格点番号	支点コード	K_x (kN/m)	K_y (kN/m)	K_u (kN·m/rad)
501	ピンXローラー	自由	固定	自由
502	ピンXローラー	自由	固定	自由
503	ピンXローラー	自由	固定	自由
504	ピンXローラー	自由	固定	自由
601	ピンXローラー	自由	固定	自由
602	ピンXローラー	自由	固定	自由
603	ピンXローラー	自由	固定	自由
604	ピン	固定	固定	自由

■ 荷重データ

◇荷重ケース [1]

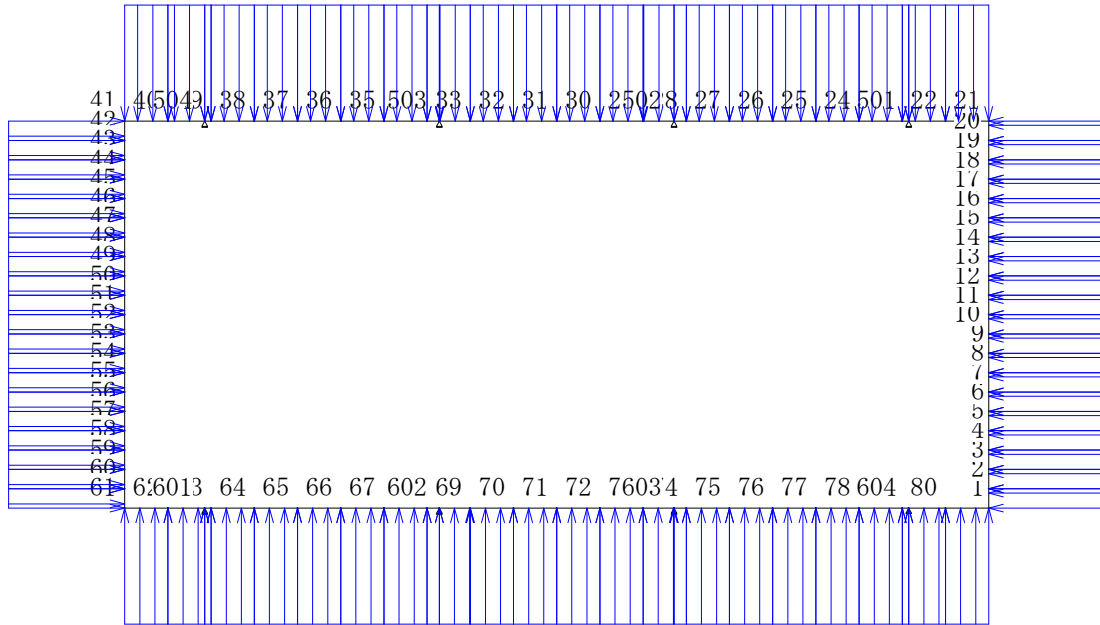
荷重タイトル[基本荷重]

支点ケース [1]

・部材分布荷重

荷重種別	荷重開始 部材番号	荷重終了 部材番号	i端側 荷重強度 (kN/m, kN·m/m)	j端側 荷重強度 (kN/m, kN·m/m)	i端側 荷重位置 (m)	j端側 荷重位置 (m)
部材直角方向	1	20	45.00	45.00	0.000	0.000
部材直角方向	21	40	45.00	45.00	0.000	0.000
部材直角方向	41	64	45.00	45.00	0.000	0.000
部材直角方向	65	88	45.00	45.00	0.000	0.000

◇ 荷重図



◇基本荷重ケース 1 基本荷重

支点 番号	水平反力 R _h (kN)	鉛直反力 R _v (kN)	回転反力 R _{rot} (kN)
501	0.000	9.524	0.000
502	0.000	69.668	0.000
503	0.000	69.668	0.000
504	0.000	9.524	0.000
601	0.000	-9.524	0.000
602	0.000	-69.668	0.000
603	0.000	-69.668	0.000
604	0.000	-9.524	0.000

◇基本荷重ケース 1 基本荷重

部材	着目	i端からの距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1(1- 2)	i	0.000	19.241	-54.473	-42.398
	j	0.121	12.977	-49.025	-42.398
2(2- 3)	i	0.000	12.977	-49.025	-42.398
	j	0.121	7.372	-43.578	-42.398
3(3- 4)	i	0.000	7.372	-43.578	-42.398
	j	0.121	2.427	-38.131	-42.398
4(4- 5)	i	0.000	2.427	-38.131	-42.398
	j	0.121	-1.859	-32.683	-42.398
5(5- 6)	i	0.000	-1.859	-32.683	-42.398
	j	0.121	-5.486	-27.236	-42.398
6(6- 7)	i	0.000	-5.486	-27.236	-42.398
	j	0.121	-8.453	-21.789	-42.398
7(7- 8)	i	0.000	-8.453	-21.789	-42.398
	j	0.121	-10.761	-16.342	-42.398
8(8- 9)	i	0.000	-10.761	-16.342	-42.398
	j	0.121	-12.409	-10.895	-42.398
9(9- 10)	i	0.000	-12.409	-10.895	-42.398
	j	0.121	-13.398	-5.447	-42.398
10(10- 11)	i	0.000	-13.398	-5.447	-42.398
	j	0.121	-13.728	0.000	-42.398
11(11- 12)	i	0.000	-13.728	0.000	-42.398
	j	0.121	-13.398	5.447	-42.398
12(12- 13)	i	0.000	-13.398	5.447	-42.398
	j	0.121	-12.409	10.895	-42.398
13(13- 14)	i	0.000	-12.409	10.895	-42.398
	j	0.121	-10.761	16.342	-42.398
14(14- 15)	i	0.000	-10.761	16.342	-42.398
	j	0.121	-8.453	21.789	-42.398
15(15- 16)	i	0.000	-8.453	21.789	-42.398
	j	0.121	-5.486	27.236	-42.398
16(16- 17)	i	0.000	-5.486	27.236	-42.398
	j	0.121	-1.859	32.684	-42.398
17(17- 18)	i	0.000	-1.859	32.684	-42.398
	j	0.121	2.427	38.131	-42.398
18(18- 19)	i	0.000	2.427	38.131	-42.398
	j	0.121	7.372	43.578	-42.398
19(19- 20)	i	0.000	7.372	43.578	-42.398
	j	0.121	12.977	49.025	-42.398
20(20- 21)	i	0.000	12.977	49.025	-42.398
	j	0.121	19.241	54.473	-42.398
21(41- 42)	i	0.000	19.241	-54.473	-42.398
	j	0.121	12.977	-49.025	-42.398
22(42- 43)	i	0.000	12.977	-49.025	-42.398
	j	0.121	7.372	-43.578	-42.398
23(43- 44)	i	0.000	7.372	-43.578	-42.398
	j	0.121	2.427	-38.131	-42.398
24(44- 45)	i	0.000	2.427	-38.131	-42.398
	j	0.121	-1.859	-32.684	-42.398
25(45- 46)	i	0.000	-1.859	-32.684	-42.398
	j	0.121	-5.486	-27.236	-42.398
26(46- 47)	i	0.000	-5.486	-27.236	-42.398
	j	0.121	-8.453	-21.789	-42.398
27(47- 48)	i	0.000	-8.453	-21.789	-42.398
	j	0.121	-10.761	-16.342	-42.398
28(48- 49)	i	0.000	-10.761	-16.342	-42.398
	j	0.121	-12.409	-10.894	-42.398
29(49- 50)	i	0.000	-12.409	-10.895	-42.398
	j	0.121	-13.398	-5.447	-42.398
30(50- 51)	i	0.000	-13.398	-5.447	-42.398
	j	0.121	-13.728	0.000	-42.398
31(51- 52)	i	0.000	-13.728	0.000	-42.398
	j	0.121	-13.398	5.447	-42.398
32(52- 53)	i	0.000	-13.398	5.447	-42.398
	j	0.121	-12.409	10.895	-42.398
33(53- 54)	i	0.000	-12.409	10.895	-42.398
	j	0.121	-10.761	16.342	-42.398
34(54- 55)	i	0.000	-10.761	16.342	-42.398
	j	0.121	-8.453	21.789	-42.398
35(55- 56)	i	0.000	-8.453	21.789	-42.398
	j	0.121	-5.486	27.236	-42.398
36(56- 57)	i	0.000	-5.486	27.236	-42.398
	j	0.121	-1.859	32.684	-42.398
37(57- 58)	i	0.000	-1.859	32.684	-42.398
	j	0.121	2.427	38.131	-42.398
38(58- 59)	i	0.000	2.427	38.131	-42.398
	j	0.121	7.372	43.578	-42.398

部材	着目	i端からの距離 (m)	曲げモーメント M(kN. m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
39(59- 60)	i	0.000	7.372	43.578	-42.398
	j	0.121	12.977	49.025	-42.398
40(60- 61)	i	0.000	12.977	49.025	-42.398
	j	0.121	19.241	54.473	-42.398
41(21- 22)	i	0.000	19.241	-42.398	-54.473
	j	0.270	9.428	-30.239	-54.473
42(22- 501)	i	0.000	9.428	-30.239	-54.473
	j	0.230	3.667	-19.898	-54.473
43(501- 23)	i	0.000	3.667	-29.422	-54.473
	j	0.040	2.515	-27.604	-54.473
44(23- 24)	i	0.000	2.515	-27.604	-54.473
	j	0.270	-3.300	-15.445	-54.473
45(24- 25)	i	0.000	-3.300	-15.445	-54.473
	j	0.270	-5.831	-3.286	-54.473
46(25- 26)	i	0.000	-5.831	-3.286	-54.473
	j	0.270	-5.076	8.873	-54.473
47(26- 27)	i	0.000	-5.076	8.873	-54.473
	j	0.270	-1.036	21.032	-54.473
48(27- 28)	i	0.000	-1.036	21.032	-54.473
	j	0.270	6.290	33.191	-54.473
49(28- 502)	i	0.000	6.290	33.191	-54.473
	j	0.077	8.964	36.638	-54.473
50(502- 29)	i	0.000	8.964	-33.030	-54.473
	j	0.194	3.413	-24.318	-54.473
51(29- 30)	i	0.000	3.413	-24.318	-54.473
	j	0.270	-1.515	-12.159	-54.473
52(30- 31)	i	0.000	-1.515	-12.159	-54.473
	j	0.270	-3.158	0.000	-54.473
53(31- 32)	i	0.000	-3.158	0.000	-54.473
	j	0.270	-1.515	12.159	-54.473
54(32- 33)	i	0.000	-1.515	12.159	-54.473
	j	0.270	3.413	24.318	-54.473
55(33- 503)	i	0.000	3.413	24.318	-54.473
	j	0.194	8.964	33.030	-54.473
56(503- 34)	i	0.000	8.964	-36.638	-54.473
	j	0.077	6.290	-33.191	-54.473
57(34- 35)	i	0.000	6.290	-33.191	-54.473
	j	0.270	-1.036	-21.032	-54.473
58(35- 36)	i	0.000	-1.036	-21.032	-54.473
	j	0.270	-5.076	-8.873	-54.473
59(36- 37)	i	0.000	-5.076	-8.873	-54.473
	j	0.270	-5.831	3.286	-54.473
60(37- 38)	i	0.000	-5.831	3.286	-54.473
	j	0.270	-3.300	15.445	-54.473
61(38- 39)	i	0.000	-3.300	15.445	-54.473
	j	0.270	2.515	27.604	-54.473
62(39- 504)	i	0.000	2.515	27.604	-54.473
	j	0.040	3.667	29.422	-54.473
63(504- 40)	i	0.000	3.667	19.898	-54.473
	j	0.230	9.428	30.239	-54.473
64(40- 41)	i	0.000	9.428	30.239	-54.473
	j	0.270	19.241	42.398	-54.473
65(61- 62)	i	0.000	19.241	-42.398	-54.473
	j	0.270	9.428	-30.239	-54.473
66(62- 601)	i	0.000	9.428	-30.239	-54.473
	j	0.230	3.667	-19.898	-54.473
67(601- 63)	i	0.000	3.667	-29.422	-54.473
	j	0.040	2.515	-27.604	-54.473
68(63- 64)	i	0.000	2.515	-27.604	-54.473
	j	0.270	-3.300	-15.445	-54.473
69(64- 65)	i	0.000	-3.300	-15.445	-54.473
	j	0.270	-5.831	-3.286	-54.473
70(65- 66)	i	0.000	-5.831	-3.286	-54.473
	j	0.270	-5.076	8.873	-54.473
71(66- 67)	i	0.000	-5.076	8.873	-54.473
	j	0.270	-1.036	21.032	-54.473
72(67- 68)	i	0.000	-1.036	21.032	-54.473
	j	0.270	6.290	33.191	-54.473
73(68- 602)	i	0.000	6.290	33.191	-54.473
	j	0.077	8.964	36.638	-54.473
74(602- 69)	i	0.000	8.964	-33.030	-54.473
	j	0.194	3.413	-24.318	-54.473
75(69- 70)	i	0.000	3.413	-24.318	-54.473
	j	0.270	-1.515	-12.159	-54.473
76(70- 71)	i	0.000	-1.515	-12.159	-54.473
	j	0.270	-3.158	0.000	-54.473
77(71- 72)	i	0.000	-3.158	0.000	-54.473

部材	着目	i端からの距離 (m)	曲げモーメント M(kN. m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
78 (72- 73)	j	0.270	-1.515	12.159	-54.473
	i	0.000	-1.515	12.159	-54.473
79 (73- 603)	j	0.270	3.413	24.318	-54.473
	i	0.000	3.413	24.318	-54.473
80 (603- 74)	j	0.194	8.964	33.030	-54.473
	i	0.000	8.964	-36.638	-54.473
81 (74- 75)	j	0.077	6.290	-33.191	-54.473
	i	0.000	6.290	-33.191	-54.473
82 (75- 76)	j	0.270	-1.036	-21.032	-54.473
	i	0.000	-1.036	-21.032	-54.473
83 (76- 77)	j	0.270	-5.076	-8.873	-54.473
	i	0.000	-5.076	-8.873	-54.473
84 (77- 78)	j	0.270	-5.831	3.286	-54.473
	i	0.000	-5.831	3.286	-54.473
85 (78- 79)	j	0.270	-3.300	15.445	-54.473
	i	0.000	-3.300	15.445	-54.473
86 (79- 604)	j	0.270	2.515	27.604	-54.473
	i	0.000	2.515	27.604	-54.473
87 (604- 80)	j	0.040	3.667	29.422	-54.473
	i	0.000	3.667	19.898	-54.473
88 (80- 1)	j	0.230	9.428	30.239	-54.473
	i	0.000	9.428	30.239	-54.473
	j	0.270	19.241	42.398	-54.473

◇ 断面力図

