

ライナープレートの設計計算 サンプルデータ

出力例

Sample_5

目次

1章 横断面の設計		1
1.1 設計位置	G.L. -3.500 m	1
1.2 設計位置	G.L. -9.500 m	5
2章 支保工の設計		9
2.1 縦梁の設計		9
2.2 切梁の設計		11

1章 横断面の設計

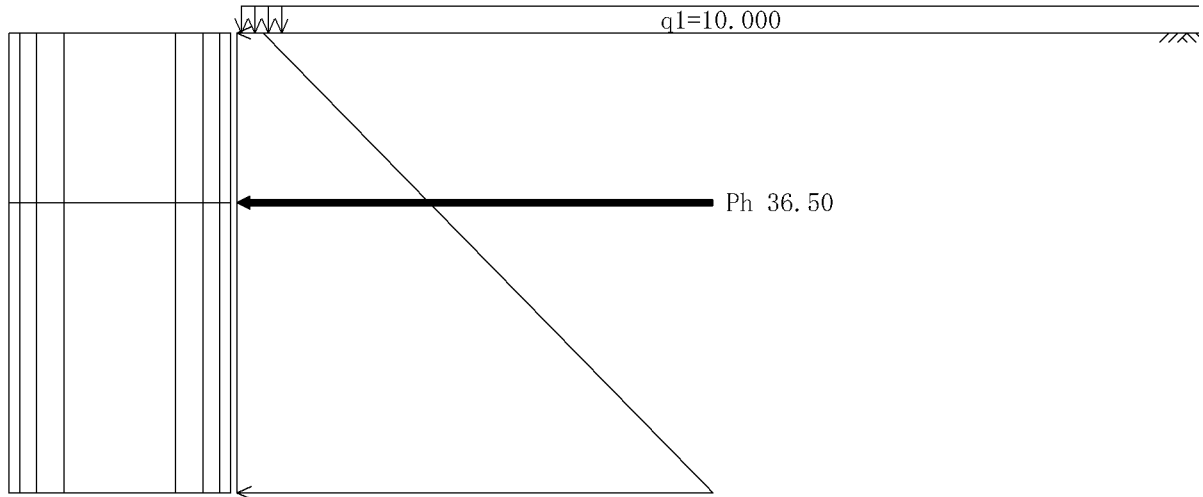
1.1 設計位置 G.L. -3.500 m

(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. -3.500 m 土圧強度 Ph 36.50 kN/m²

設計区間の最大土圧 G.L. -3.500 m 土圧強度 Ph 36.50 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. -9.500(m)

(2)断面力

小判形立坑の断面力は、半円部をもつラーメン構造にモデル化して断面力を求める。

材端モーメント(kNm/m)

$$C_{1,2} = -\frac{1}{12} Ph \cdot L^2$$

$$= -\frac{1}{12} \cdot Ph \cdot 1.570^2 = -0.205 \cdot Ph$$

$$\phi_1 = -\frac{C_{1,2}}{\frac{2}{L} + \frac{10.558}{\pi \cdot r}}$$

$$= -\frac{-0.205 \cdot Ph}{\frac{2}{1.570} + \frac{10.558}{\pi \cdot 1.500}} = 0.0584 \cdot Ph$$

$$M_{1,2} = \frac{2}{L} \cdot \phi_1 + C_{1,2}$$

$$= \frac{2}{1.570} \cdot (0.0584 \cdot Ph) + (-0.205 \cdot Ph) = -0.131 \cdot Ph$$

$$M_{1,0} = \frac{10.558}{\pi \cdot r} \cdot \phi_1$$

$$= \frac{10.558}{\pi \cdot 1.500} \cdot (0.0584 \cdot Ph) = 0.131 \cdot Ph$$

材端せん断力(kN/m)

$$Q_{1,0} = \frac{4}{\pi \cdot r} \cdot M_{1,0}$$

$$= \frac{4}{\pi \cdot 1.500} \cdot (0.131 \cdot Ph) = 0.111 \cdot Ph$$

$$Q_{1,2} = \frac{Ph \cdot L}{2}$$

$$= \frac{Ph \cdot 1.570}{2} = 0.785 \cdot Ph$$

支点反力(kN/m)

$$R_{H1} = Q_{1,0} + Q_{1,2}$$

$$= (0.111 \cdot Ph) + (0.785 \cdot Ph) = 0.896 \cdot Ph$$

軸力

$$N = r \cdot Ph$$

$$= 1.500 \cdot Ph = 1.500 \cdot Ph \text{ (kN/m)}$$

スパン中央部の最大曲げモーメント(kNm/m)

(1-0)間

$$M_{\max} = Q_{1,0} \cdot r - M_{1,0}$$

$$= (0.111 \cdot Ph) \cdot 1.500 - (0.131 \cdot Ph) = 0.036 \cdot Ph$$

(1-2)間

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot L^2 + M_{1,2}$$

$$= \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot 1.570^2 + (-0.131 \cdot Ph) = 0.177 \cdot Ph$$

このことから設計に用いる断面力は、

$$M_{\max} = 0.177 \times Ph$$

$$R_{\max} = 0.896 \times Ph$$

$$N = 1.500 \times Ph$$

(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	46.00	(cm ³ /m)
断面二次モーメント	IL	141.00	(cm ⁴ /m)
許容曲げ応力度	La	180.00	(N/mm ²)

補強リング

配置しない

(4)座屈に対する照査

許容座屈荷重qaは次式によって求める。

$$q_a = \frac{2EIL}{r^3} = \frac{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 141.00 \times 10^{-8}}{1.500^3} = 167.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

- qa: 許容座屈荷重 (kN/m²)
- E : ライナープレートの弾性係数 (kN/m²)
- IL: ライナープレートの断面二次モーメント (m⁴/m)
- r : 立坑半径 (m)

座屈に対する照査は次式により行う。

$$Ph=36.50 \quad q_a=167.11 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{OK}$$

ここに、

- Ph: ライナープレートに作用する土圧強度 (kN/m²)
- qa: 許容座屈荷重 (kN/m²)

(5)応力に対する照査

軸力

$$N = 1.500 \times Ph \\ = 1.500 \times 36.50 = 54.75 \quad (\text{kN/m})$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 0.177 \times Ph \\ = 0.177 \times 36.50 = 6.47 \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

ここに、

- Ph : ライナープレートに作用する土圧強度 (kN/m²)
- N : 軸力 (kN/m)
- Mmax: 曲げモーメント (kN.m/m)

ライナープレートの許容圧縮応力度 LNa

$$\sigma_{LNa} = \left\{ 210 - 1.23(\lambda - 18) \right\} \times \frac{\sigma_{La}}{\sigma_{Ha}} \\ = \left\{ 210 - 1.23(83.4 - 18) \right\} \times \frac{180}{210} = 111.1 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_L = \frac{\alpha L \times N}{AL \times \sigma_{LNa}} + \frac{\beta L \times M_{\max}}{ZL \times \sigma_{La}} \\ = \frac{1.000 \times 54.75 \times 10^3}{39.76 \times 10^2 \times 111.1} + \frac{1.000 \times 6.47 \times 10^6}{46.00 \times 10^3 \times 180} = 0.90 \leq 1.00 \quad \text{OK}$$

ここに、

- L : ライナープレートの応力度
- La : ライナープレートの許容応力度 (N/mm²)
- LNa: ライナープレートの許容圧縮応力度 (N/mm²)
- N : 軸力 (N/m)
- Mmax : 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)
- ZL : ライナープレートの断面係数 (mm³/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

$$\begin{aligned} \text{ライナープレートの分担率} & L=AL/(AL+AH/LH) \\ & =39.76/(39.76+0.00/0.0)=1.000 \end{aligned}$$

曲げモーメントに対する

$$\begin{aligned} \text{ライナープレートの分担率} & L=IL/(IL+IH/LH) \\ & =141.00/(141.00+0.00/0.0)=1.000 \end{aligned}$$

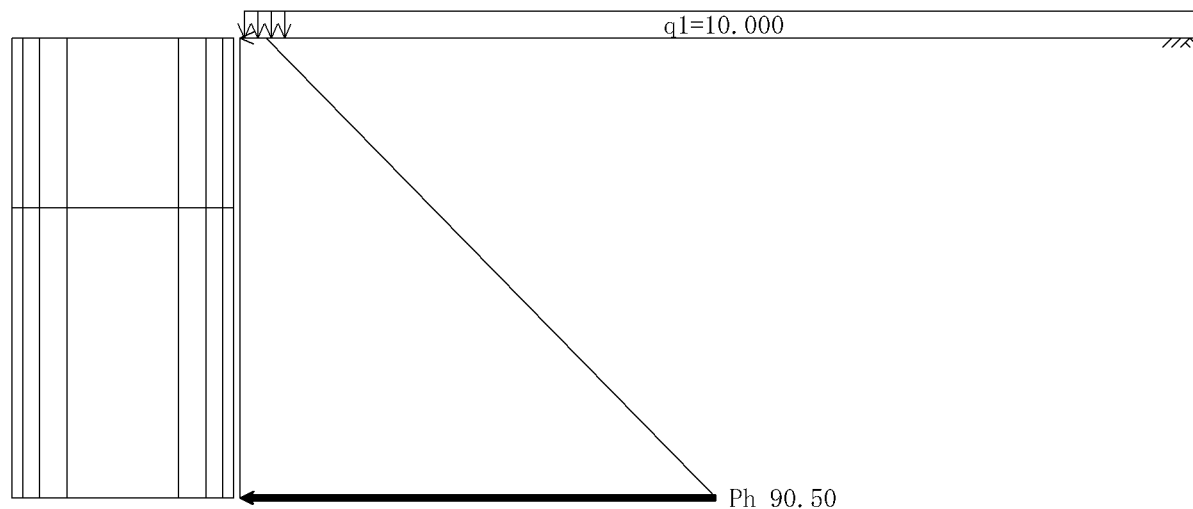
1.2 設計位置 G.L. -9.500 m

(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. -9.500 m 土圧強度 Ph 90.50 kN/m²

設計区間の最大土圧 G.L. -9.500 m 土圧強度 Ph 90.50 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. -9.500(m)

(2)断面力

小判形立坑の断面力は、半円部をもつラーメン構造にモデル化して断面力を求める。

材端モーメント(kNm/m)

$$C_{1,2} = -\frac{1}{12} Ph \cdot L^2$$

$$= -\frac{1}{12} \cdot Ph \cdot 1.570^2 = -0.205 \cdot Ph$$

$$\phi_1 = -\frac{C_{1,2}}{\frac{2}{L} + \frac{10.558}{\pi \cdot r}}$$

$$= -\frac{-0.205 \cdot Ph}{\frac{2}{1.570} + \frac{10.558}{\pi \cdot 1.500}} = 0.0584 \cdot Ph$$

$$M_{1,2} = \frac{2}{L} \cdot \phi_1 + C_{1,2}$$

$$= \frac{2}{1.570} \cdot (0.0584 \cdot Ph) + (-0.205 \cdot Ph) = -0.131 \cdot Ph$$

$$M_{1,0} = \frac{10.558}{\pi \cdot r} \cdot \phi_1$$

$$= \frac{10.558}{\pi \cdot 1.500} \cdot (0.0584 \cdot Ph) = 0.131 \cdot Ph$$

材端せん断力(kN/m)

$$Q_{1.0} = \frac{4}{\pi \cdot r} \cdot M_{1.0}$$

$$= \frac{4}{\pi \cdot 1.500} \cdot (0.131 \cdot Ph) = 0.111 \cdot Ph$$

$$Q_{1.2} = \frac{Ph \cdot L}{2}$$

$$= \frac{Ph \cdot 1.570}{2} = 0.785 \cdot Ph$$

支点反力(kN/m)

$$R_{H1} = Q_{1.0} + Q_{1.2}$$

$$= (0.111 \cdot Ph) + (0.785 \cdot Ph) = 0.896 \cdot Ph$$

軸力

$$N = r \cdot Ph$$

$$= 1.500 \cdot Ph = 1.500 \cdot Ph \text{ (kN/m)}$$

スパン中央部の最大曲げモーメント(kNm/m)

(1-0)間

$$M_{\max} = Q_{1.0} \cdot r - M_{1.0}$$

$$= (0.111 \cdot Ph) \cdot 1.500 - (0.131 \cdot Ph) = 0.036 \cdot Ph$$

(1-2)間

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot L^2 + M_{1.2}$$

$$= \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot 1.570^2 + (-0.131 \cdot Ph) = 0.177 \cdot Ph$$

このことから設計に用いる断面力は、

$$M_{\max} = 0.177 \times Ph$$

$$R_{\max} = 0.896 \times Ph$$

$$N = 1.500 \times Ph$$

(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	46.00 (cm ³ /m)
断面二次モーメント	IL	141.00 (cm ⁴ /m)
許容曲げ応力度	La	180.00 (N/mm ²)

補強リング

H形鋼 H - 125 × 125 × 6 × 9

断面積	AH	30.00 (cm ²)
断面係数	ZH	134 (cm ³)
断面二次モーメント	IH	839.00 (cm ⁴)
許容曲げ応力度	Ha	180.00 (N/mm ²)

(4)座屈に対する照査

許容座屈荷重qaは次式によって求める。

$$q_a = \frac{2E \left(IL + \frac{IH}{LH} \right)}{r^3} = \frac{2 \times 2.00 \times 10^8 \times \left(141.00 + \frac{839.00}{2.0} \right) \times 10^{-8}}{1.500^3} = 664.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

- qa: 許容座屈荷重 (kN/m²)
- E : ライナープレートの弾性係数 (kN/m²)
- IL: ライナープレートの断面二次モーメント (m⁴/m)
- IH: 補強リングの断面二次モーメント (m⁴)
- LH: 補強リングの間隔 (m)
- r : 立坑半径 (m)

座屈に対する照査は次式により行う。

Ph=90.50 qa=664.30 (kN/m²) OK

ここに、

- Ph: ライナープレートに作用する土圧強度 (kN/m²)
- qa: 許容座屈荷重 (kN/m²)

(5)応力に対する照査

軸力

$$N = 1.500 \times Ph$$

$$= 1.500 \times 90.50 = 135.75 \text{ (kN/m)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{max} = 0.177 \times Ph$$

$$= 0.177 \times 90.50 = 16.03 \text{ (kN.m/m)}$$

ここに、

- Ph : ライナープレートに作用する土圧強度 (kN/m²)
- N : 軸力 (kN/m)
- Mmax: 曲げモーメント (kN.m/m)

ライナープレートの許容圧縮応力度 LNa

$$\sigma_{LNa} = \left\{ 210 - 1.23(\lambda - 18) \right\} \times \frac{\sigma_{La}}{\sigma_{Ha}}$$

$$= \left\{ 210 - 1.23(83.4 - 18) \right\} \times \frac{180}{210} = 111.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

補強リングの許容圧縮応力度 HNa

$$\sigma_{HNa} = 210 - 1.23(\lambda - 18)$$

$$= 210 - 1.23(29.7 - 18) = 195.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_L = \frac{\alpha L \times N}{AL \times \sigma_{LNa}} + \frac{\beta L \times M_{max}}{ZL \times \sigma_{La}}$$

$$= \frac{0.726 \times 135.75 \times 10^3}{39.76 \times 10^2 \times 111.1} + \frac{0.252 \times 16.03 \times 10^3}{46.00 \times 10^3 \times 180} = 0.71 \leq 1.00 \quad \text{OK}$$

$$\sigma H = \frac{\alpha H \times N}{\left(\frac{AH}{LH}\right) \times \sigma HNa} + \frac{\beta H \times Mmax}{\left(\frac{ZH}{LH}\right) \times \sigma Ha}$$

$$= \frac{0.274 \times 135.75 \times 10^3}{\left(\frac{30.00 \times 10^2}{2.0}\right) \times 195.6} + \frac{0.748 \times 16.03 \times 10^6}{\left(\frac{134.00 \times 10^3}{2.0}\right) \times 210} = 0.98 \leq 1.00 \quad \text{OK}$$

ここに、

- L :ライナープレートの応力度
- H :補強リングの応力度
- La :ライナープレートの許容応力度 (N/mm²)
- LNa:ライナープレートの許容圧縮応力度 (N/mm²)
- Ha :補強リングの許容応力度 (N/mm²)
- HNa:補強リングの許容圧縮応力度 (N/mm²)
- N :軸力 (N/m)
- Mmax :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

ライナープレートの分担率	$L = AL / (AL + AH / LH)$ $= 39.76 / (39.76 + 30.00 / 2.0) = 0.726$
補強リングの分担率	$H = (AH / LH) / (AL + AH / LH)$ $= (30.00 / 2.0) / (39.76 + 30.00 / 2.0) = 0.274$

曲げモーメントに対する

ライナープレートの分担率	$L = IL / (IL + IH / LH)$ $= 141.00 / (141.00 + 839.00 / 2.0) = 0.252$
補強リングの分担率	$H = (IH / LH) / (IL + IH / LH)$ $= (839.00 / 2.0) / (141.00 + 839.00 / 2.0) = 0.748$

2章 支保工の設計

2.1 縦梁の設計

使用材料

鋼材名 : H - 300 × 300 × 10 × 15

断面係数 Z_x : 1350.00 (mm³)

1) 縦梁に作用する荷重

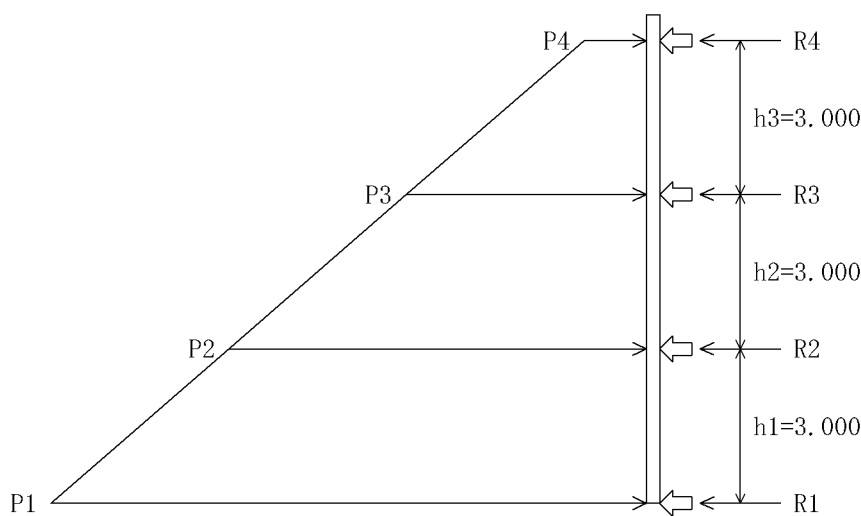
$$P_1 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 90.50 = 81.1 \text{ (kN/m)}$$

$$P_2 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 63.50 = 56.9 \text{ (kN/m)}$$

$$P_3 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 36.50 = 32.7 \text{ (kN/m)}$$

$$P_4 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 9.50 = 8.5 \text{ (kN/m)}$$

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)

$$R_1 = 109.56 \text{ (kN) [G.L. -9.500m]}$$

$$R_2 = 170.72 \text{ (kN) [G.L. -6.500m]}$$

$$R_3 = 98.13 \text{ (kN) [G.L. -3.500m]}$$

$$R_4 = 24.87 \text{ (kN) [G.L. -0.500m]}$$

スパン 下端より	腹起しまたは切梁間隔 h_i (m)
1	3.000
2	3.000
3	3.000

曲げモーメント

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

$$X_{oi} = \frac{P_i - \sqrt{\frac{1}{3} (P_i^2 + P_i \cdot P_{i+1} + P_{i+1}^2)}}{P_i - P_{i+1}} \cdot h_i$$

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	77.70	1.456
2	50.51	1.433
3	23.41	1.357

したがって最大曲げモーメント M_{max} は、

$$M_{max} = 77.70 \text{ (kN.m)}$$

応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{M_{max}}{Z_x} \\ &= \frac{77.70 \times 10^6}{1350.00 \times 10^3} \\ &= 57.55 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ_{max} : 縦梁の応力度 (N/mm²)

Z_x : 鋼材の断面係数 (mm³)

2.2 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

$$N=24.87 \text{ (kN)}$$

2)軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{24.87 \times 10^3}{118.40 \times 10^2}\end{aligned}$$

$$=2 \leq \sigma \leq S_b = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

: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 S_b

$$\begin{aligned}\sigma S_b &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(30.1 - 18) = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

[2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

$$N=98.13 \text{ (kN)}$$

2)軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{98.13 \times 10^3}{118.40 \times 10^2}\end{aligned}$$

$$=8 \leq \sigma \leq S_b = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

: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 S_b

$$\begin{aligned}\sigma S_b &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(30.1 - 18) = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

[3段目:G.L. -6.500m]

使用材料

鋼材名 :H - 300 × 300 × 10 × 15

断面積 A:118.40 (mm²)

1)軸力

N=170.72 (kN)

2)軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{170.72 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 14 \leq \sigma \leq S_b = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

ここに、

: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 S_b

$$\begin{aligned}\sigma S_b &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(30.1 - 18) = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

[4段目:G.L. -9.500m]

使用材料

鋼材名 :H - 300 × 300 × 10 × 15

断面積 A:118.40 (mm²)

1)軸力

N=109.56 (kN)

2)軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{109.56 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 9 \leq \sigma \leq S_b = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

ここに、

: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 S_b

$$\begin{aligned}\sigma S_b &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(30.1 - 18) = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$