

ライナープレートの設計計算 サンプルデータ

出力例

Sample_12

目次

1章 横断面の設計	1
1.1 設計位置 G.L. -4.000 m	1
2章 支保工の設計	5
2.1 縦梁の設計	5
2.2 腹起しの設計	7
2.3 切梁の設計	11

1章 横断面の設計

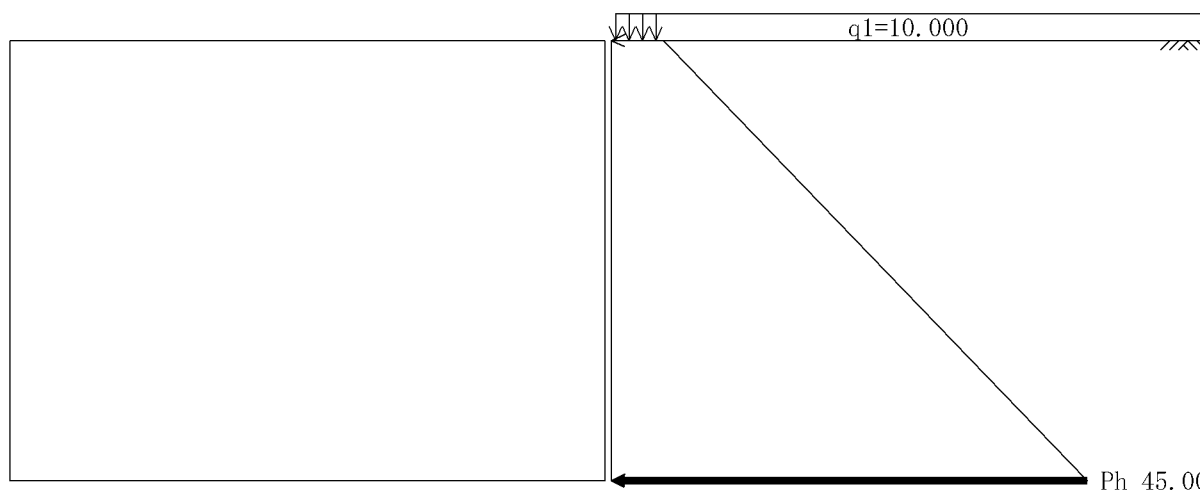
1.1 設計位置 G.L. -4.000 m

(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

矩形立坑の支保工付きの断面は、小判形立坑の断面力算定方法と同様とする。

材端モーメント(kNm/m)

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

$$= -\frac{1}{12} \cdot Ph \cdot 1.468^2 = -0.180 \cdot Ph$$

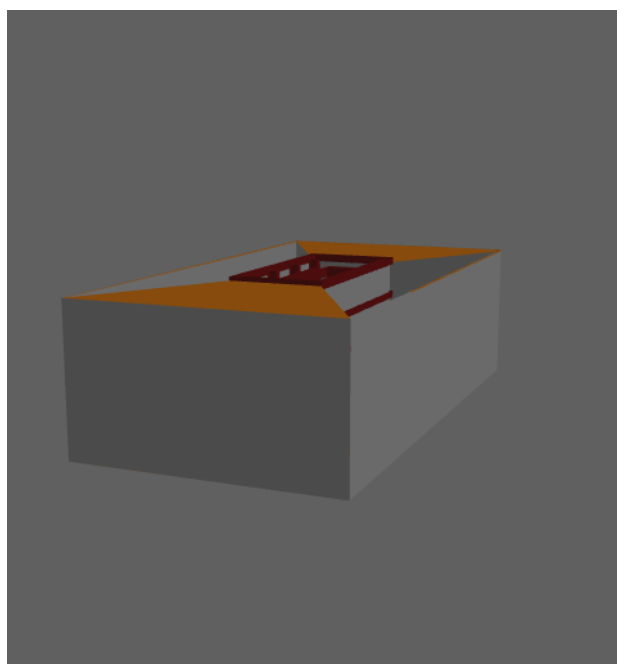
$$C_{1,2} = -C_{2,1} = C_{2,3}$$

$$\phi_1 = -\frac{C_{1,2}}{\frac{10}{3L} + \frac{10.558}{\pi \cdot r}}$$

$$= -\frac{-0.180 \cdot Ph}{\frac{10}{3 \cdot 1.468} + \frac{10.558}{\pi \cdot 1.210}} = 0.0356 \cdot Ph$$

$$\phi_2 = -\frac{1}{3} \cdot \phi_1$$

$$= -0.0119 \cdot Ph$$



$$M_{1,2} = \frac{4}{L} \cdot \phi_1 + \frac{2}{L} \cdot \phi_2 + C_{1,2}$$

$$= \frac{4}{1.468} \cdot (0.0356 \cdot Ph) + \frac{2}{1.468} \cdot (-0.0119 \cdot Ph) + (-0.180 \cdot Ph) = -0.099 \cdot Ph$$

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

$$= \frac{10.558}{\pi \cdot 1.210} \cdot (0.0356 \cdot Ph) = 0.099 \cdot Ph$$

$$M_{2,1} = \frac{4}{L} \cdot \phi_2 + \frac{2}{L} \cdot \phi_1 + C_{2,1}$$

$$= \frac{4}{1.468} \cdot (-0.0119 \cdot Ph) + \frac{2}{1.468} \cdot (0.0356 \cdot Ph) + (0.180 \cdot Ph) = 0.196 \cdot Ph$$

$$M_{2,3} = \frac{2}{L} \cdot \phi_2 + C_{2,3}$$

$$= \frac{2}{1.468} \cdot (-0.0119 \cdot Ph) + (-0.180 \cdot Ph) = -0.196 \cdot Ph$$

材端せん断力(kN/m)

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

$$= \frac{4}{\pi \cdot 1.210} \cdot (0.099 \cdot Ph) = 0.104 \cdot Ph$$

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

$$= \frac{Ph \cdot 1.468}{2} - \frac{(-0.099 \cdot Ph) + (0.196 \cdot Ph)}{1.468} = 0.668 \cdot Ph$$

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

$$= \frac{Ph \cdot 1.468}{2} + \frac{(-0.099 \cdot Ph) + (0.196 \cdot Ph)}{1.468} = 0.800 \cdot Ph$$

$$Q_{2,3} = \frac{Ph \cdot L}{2}$$

$$= \frac{Ph \cdot 1.468}{2} = 0.734 \cdot Ph$$

支点反力(kN/m)

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

$$= (0.104 \cdot Ph) + (0.668 \cdot Ph) = 0.772 \cdot Ph$$

$$R_{H2} = Q_{2,1} + Q_{2,3}$$

$$= (0.800 \cdot Ph) + (0.734 \cdot Ph) = 1.534 \cdot Ph$$

軸力

$$N = r \cdot Ph$$

$$= 1.210 \cdot Ph = 1.210 \cdot Ph \text{ (kN/m)}$$

スパン中央部の最大曲げモーメント (kNm/m)

(1-0)間

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

$$= (0.104 \cdot Ph) \cdot 1.210 - (0.099 \cdot Ph) = 0.027 \cdot Ph$$

(1-2)間

$$M_{\max} = Q_{1,2} \cdot X_0 - \frac{1}{2} \cdot Ph \cdot X_0^2 + M_{1,2}$$

$$= (0.668 \cdot Ph) \cdot 0.668 - \frac{1}{2} \cdot Ph \cdot 0.668^2 + (-0.099 \cdot Ph) = 0.124 \cdot Ph$$

ここに、

X_0 : M_{\max} の生じる位置(m)

$$= \frac{Q_{1,2}}{Ph} = 0.668$$

(2-3)間

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot L^2 + M_{2,3}$$

$$= \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot 1.468^2 + (-0.196 \cdot Ph) = 0.074 \cdot Ph$$

このことから設計に用いる断面力は、

$$M_{\max} = 0.196 \times Ph$$

$$R_{\max} = 1.534 \times Ph$$

$$N = 1.210 \times Ph$$

(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 - 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	Ha 180.00 (N/mm ²)

(4)応力に対する照査

軸力

$$N = 1.210 \times Ph$$

$$= 1.210 \times 45.00 = 54.47 \text{ (kN/m)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 0.196 \times Ph$$

$$= 0.196 \times 45.00 = 8.81 \text{ (kN.m/m)}$$

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

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

$$= \left\{ 210 - 1.23(78.0 - 18) \right\} \times \frac{180}{210} = 116.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

補強リングの許容圧縮応力度 HNa

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

$$\sigma L = \frac{\alpha L \times N}{AL \times \sigma LNa} + \frac{\beta L \times Mmax}{ZL \times \sigma La}$$

$$= \frac{0.385 \times 54.47 \times 10^3}{39.76 \times 10^2 \times 116.8} + \frac{0.029 \times 8.81 \times 10^6}{46.00 \times 10^3 \times 180} = 0.08 \leq 1.00 \quad \text{OK}$$

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

$$= \frac{0.615 \times 54.47 \times 10^3}{\left(\frac{63.53 \times 10^2}{1.0}\right) \times 210.0} + \frac{0.971 \times 8.81 \times 10^6}{\left(\frac{472.00 \times 10^3}{1.0}\right) \times 210} = 0.11 \leq 1.00 \quad \text{OK}$$

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 $L = AL / (AL + AH / LH)$
 $= 39.76 / (39.76 + 63.53 / 1.0) = 0.385$

補強リングの分担率 $H = (AH / LH) / (AL + AH / LH)$
 $= (63.53 / 1.0) / (39.76 + 63.53 / 1.0) = 0.615$

曲げモーメントに対する

ライナープレートの分担率 $L = IL / (IL + IH / LH)$
 $= 141.00 / (141.00 + 4720.00 / 1.0) = 0.029$

補強リングの分担率 $H = (IH / LH) / (IL + IH / LH)$
 $= (4720.00 / 1.0) / (141.00 + 4720.00 / 1.0) = 0.971$

2章 支保工の設計

2.1 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

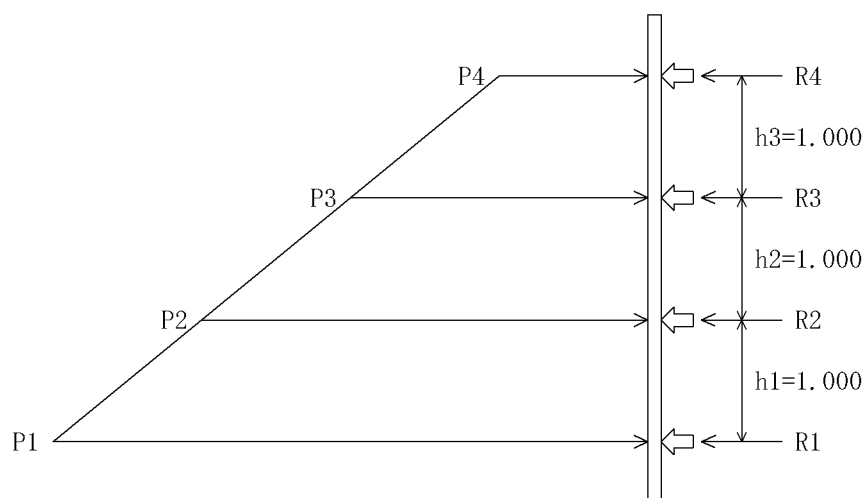
$$P_1 = 1.542 \cdot Ph = 1.542 \times 40.00 = 61.7 \text{ (kN/m)}$$

$$P_2 = 1.542 \cdot Ph = 1.542 \times 30.00 = 46.3 \text{ (kN/m)}$$

$$P_3 = 1.542 \cdot Ph = 1.542 \times 20.00 = 30.8 \text{ (kN/m)}$$

$$P_4 = 1.542 \cdot Ph = 1.542 \times 10.00 = 15.4 \text{ (kN/m)}$$

2) 断面力の計算



支点反力

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

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

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

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)

$$R_1 = 28.27 \text{ (kN) [G.L. -3.500m]}$$

$$R_2 = 46.26 \text{ (kN) [G.L. -2.500m]}$$

$$R_3 = 30.84 \text{ (kN) [G.L. -1.500m]}$$

$$R_4 = 10.28 \text{ (kN) [G.L. -0.500m]}$$

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

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	6.75	0.488
2	4.82	0.483
3	2.90	0.472

したがって最大曲げモーメント M_{max} は、

$$M_{max} = 6.75 \text{ (kN.m)}$$

応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{M_{max}}{Z_x} \\ &= \frac{6.75 \times 10^6}{860.00 \times 10^3} \\ &= 7.85 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

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 腹起しの設計

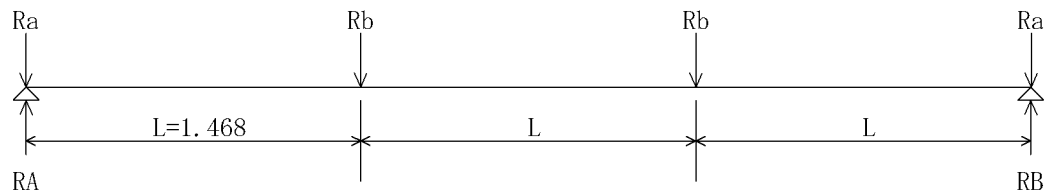
[1段目:G.L. -0.500m]

使用材料

鋼材名 :H - 300 × 300 × 10 × 15

断面係数 Z_x :1350.00 (mm³)

1)腹起しに作用する荷重



$$Ra=4.9 \text{ (kN)}$$

$$Rb=10.3 \text{ (kN)}$$

2)応力度の照査

支点反力

$$RA' = Ra + Rb$$

$$= 4.9 + 10.3 = 15.18 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

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

$$= 10.3 \times 1.468 = 15.09 \text{ (kN)}$$

応力度

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

$$= \frac{15.09 \times 10^8}{1350.00 \times 10^3}$$

$$= 11.18 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

:腹起しの応力度 (N/mm²)

Z_x :鋼材の断面係数 (mm³)

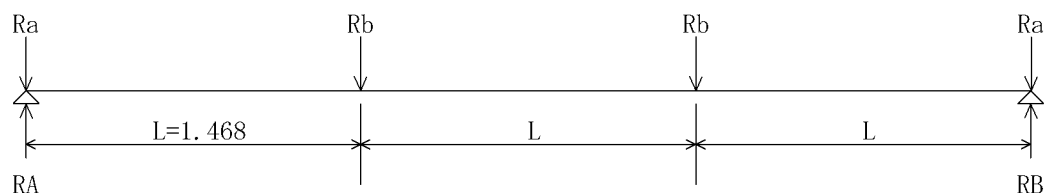
[2段目 : G.L. -1.500m]

使用材料

鋼材名 : H - 300 × 300 × 10 × 15

断面係数 Z_x : 1350.00 (mm³)

1) 腹起しに作用する荷重



$$R_a = 14.7 \text{ (kN)}$$

$$R_b = 30.8 \text{ (kN)}$$

2) 応力度の照査

支点反力

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

$$= 14.7 + 30.8 = 45.55 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

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

$$= 30.8 \times 1.468 = 45.27 \text{ (kN)}$$

応力度

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

$$= \frac{45.27 \times 10^3}{1350.00 \times 10^3}$$

$$= 33.53 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

: 腹起しの応力度 (N/mm²)

Z_x : 鋼材の断面係数 (mm³)

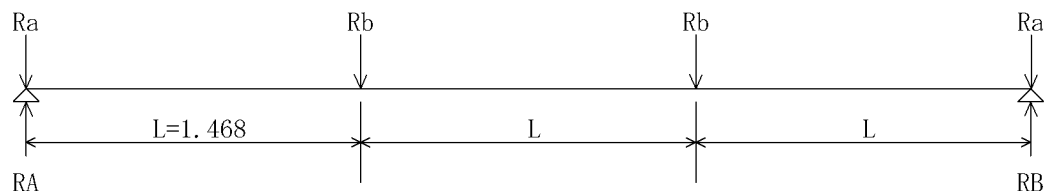
[3段目 : G.L. -2.500m]

使用材料

鋼材名 : H - 300 × 300 × 10 × 15

断面係数 Z_x : 1350.00 (mm³)

1) 腹起しに作用する荷重



$$R_a = 22.1 \text{ (kN)}$$

$$R_b = 46.3 \text{ (kN)}$$

2) 応力度の照査

支点反力

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

$$= 22.1 + 46.3 = 68.33 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

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

$$= 46.3 \times 1.468 = 67.90 \text{ (kN)}$$

応力度

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

$$= \frac{67.90 \times 10^3}{1350.00 \times 10^3}$$

$$= 50.30 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

: 腹起しの応力度 (N/mm²)

Z_x : 鋼材の断面係数 (mm³)

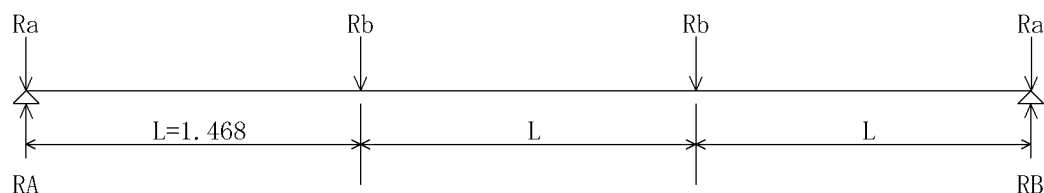
[4段目 : G.L. -3.500m]

使用材料

鋼材名 : H - 300 × 300 × 10 × 15

断面係数 Z_x : 1350.00 (mm³)

1) 腹起しに作用する荷重



$$R_a = 13.5 \text{ (kN)}$$

$$R_b = 28.3 \text{ (kN)}$$

2) 応力度の照査

支点反力

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

$$= 13.5 + 28.3 = 41.76 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

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

$$= 28.3 \times 1.468 = 41.50 \text{ (kN)}$$

応力度

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

$$= \frac{41.50 \times 10^3}{1350.00 \times 10^3}$$

$$= 30.74 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

: 腹起しの応力度 (N/mm²)

Z_x : 鋼材の断面係数 (mm³)

2.3 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=15.18 (kN)

2)軸圧縮応力度

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$= \frac{15.18 \times 10^3}{118.40 \times 10^2}$$

$$= 1 \leq \sigma \leq S_b = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

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

$S_b=210$ (N/mm²)

[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=45.55 (kN)

2)軸圧縮応力度

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$= \frac{45.55 \times 10^3}{118.40 \times 10^2}$$

$$= 4 \leq \sigma \leq S_b = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

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

$S_b=210$ (N/mm²)

[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=68.33 (kN)

2)軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{68.33 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 6 \leq \sigma \leq S_b = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

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

$S_b=210$ (N/mm²)

[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=41.76 (kN)

2)軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{41.76 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 4 \leq \sigma \leq S_b = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

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

$S_b=210$ (N/mm²)