

1章 設計条件

1.1 一般事項

タイトル：鉛直方向連続梁モデル

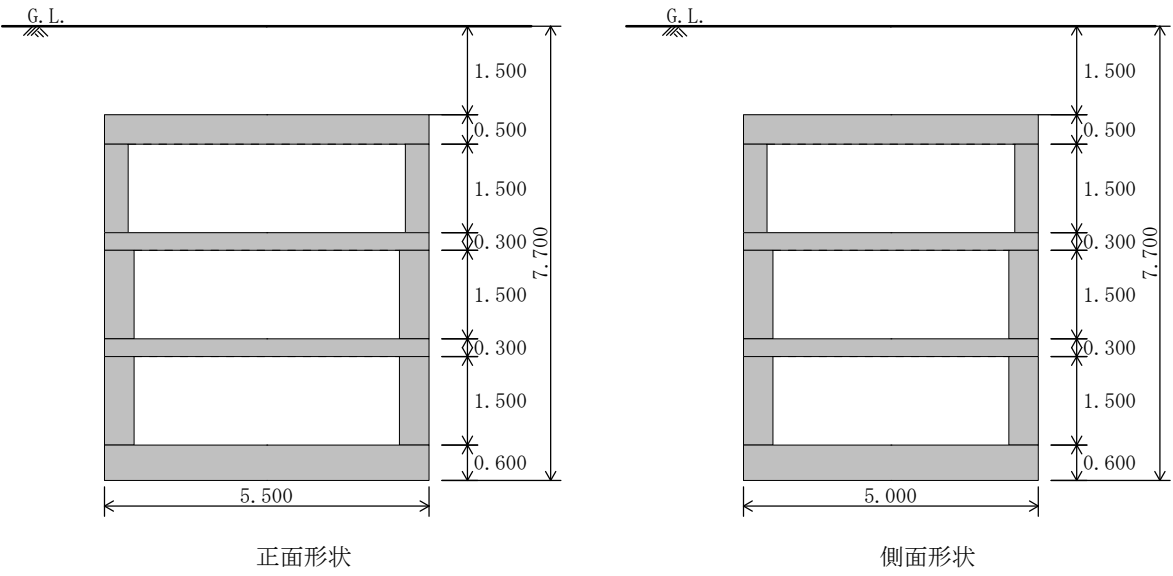
1.2 設計対象

計算対象 ： 常時

1.3 形式

現場打ちマンホール

1.4 形状寸法



部材番号	部材名称	タイプ	正面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハンチ (m)
1	頂版	矩形	5.500	0.000	5.500	0.000	0.000
2	側壁1	矩形	5.500	4.700	5.500	4.700	0.000
3	中床版1	矩形	5.500	0.000	5.500	0.000	0.000
4	側壁2	矩形	5.500	4.500	5.500	4.500	0.000
5	中床版2	矩形	5.500	0.000	5.500	0.000	0.000
6	側壁2	矩形	5.500	4.500	5.500	4.500	0.000
7	底版	矩形	5.500	0.000	5.500	0.000	0.000

部材番号	部材名称	タイプ	側面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハンチ (m)
1	頂版	矩形	5.000	0.000	5.000	0.000	0.000
2	側壁1	矩形	5.000	4.200	5.000	4.200	0.000
3	中床版1	矩形	5.000	0.000	5.000	0.000	0.000
4	側壁2	矩形	5.000	4.000	5.000	4.000	0.000

部材番号	部材名称	タイプ	側面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハッチ (m)
5	中床版2	矩形	5.000	0.000	5.000	0.000	0.000
6	側壁2	矩形	5.000	4.000	5.000	4.000	0.000
7	底版	矩形	5.000	0.000	5.000	0.000	0.000

1.5 部材

部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	部位	断面照査 有無
1	2.000	0.500	頂版	○
2	3.500	1.500	側壁	○
3	3.800	0.300	中床版	○
4	5.300	1.500	側壁	○
5	5.600	0.300	中床版	○
6	7.100	1.500	側壁	○
7	7.700	0.600	底版	○

1.6 部材の解析モデル

部材番号	形状	部位	解析条件	備考
1	矩形	頂版	4辺固定支持	建築学会
2	矩形	側壁	鉛直方向連続梁	
3	矩形	中床版	4辺固定支持	建築学会
4	矩形	側壁	鉛直方向連続梁	
5	矩形	中床版	4辺固定支持	建築学会
6	矩形	側壁	鉛直方向連続梁	
7	矩形	底版	4辺固定支持	建築学会

1.7 コンクリート材料

部材番号	材料名称	材料強度 f'_{ck} (N/mm ²)	ヤング係数 E_c $\times 10^4$ (N/mm ²)
1	24	24.0	2.500
2	24	24.0	2.500
3	24	24.0	2.500
4	24	24.0	2.500
5	24	24.0	2.500
6	24	24.0	2.500
7	24	24.0	2.500

単位重量 $\gamma_c = 24.50$ (kN/m³)

1.8 鉄筋材料

部材 番号	材質	材料強度 f_{yk} (N/mm ²)	ヤング係数 E_s $\times 10^5$ (N/mm ²)
1	SD295	295.0	2.000
2	SD295	295.0	2.000
3	SD295	295.0	2.000
4	SD295	295.0	2.000
5	SD295	295.0	2.000
6	SD295	295.0	2.000
7	SD295	295.0	2.000

1.9 許容値

常時の許容応力度

[1] 常時（割り増し係数：1.0）

部材 番号	R C (N/mm ²)				
	曲げ圧縮 応力度 σ_{ca}	せん断 応力度 τ_{al}	付着 応力度 τ_{0a}	引張応力度 σ_{sa}	
				大気中	水中
1	8.00	0.450	1.60	180.00	160.00
2	8.00	0.450	1.60	180.00	160.00
3	8.00	0.450	1.60	180.00	160.00
4	8.00	0.450	1.60	180.00	160.00
5	8.00	0.450	1.60	180.00	160.00
6	8.00	0.450	1.60	180.00	160.00
7	8.00	0.450	1.60	180.00	160.00

1.10 地下水位

地下水位は考慮しない。

単位重量：10.0 (kN/m³)

1.11 地盤条件

地盤条件

土層 番号	深度 Z (m)	層厚 h (m)	単位重量 (大気中) γ (kN/m ³)	単位重量 (水中) γ' (kN/m ³)	静止土圧 係数 K	鉛直土圧 係数 α
1	1.000	1.000	17.000	8.000	0.5000	1.0000
2	2.000	1.000	17.000	8.000	0.5000	1.0000
3	2.300	0.300	17.000	8.000	0.5000	1.0000
4	4.900	2.600	19.000	10.000	0.5000	1.0000
5	12.400	7.500	18.000	9.000	0.5000	1.0000
6	18.000	5.600	16.000	7.000	0.5000	1.0000

1.12 荷重

載荷荷重

[1] 常時

Case No.	名 称	タイプ	載荷強度
1	T荷重	後輪荷重 (T-14)	56.000 (kN)
2	群集荷重	群集荷重	5.000 (kN/m ²)

衝撃係数 : 0.300

地表面荷重 (死荷重) : 0.0 (kN/m²)

(活荷重) : 10.0 (kN/m²)

任意荷重

・任意1

[1] 常時, 地震時

No.	部 材	種類	荷重強度 (kN) or (kN/m ²)	安定 計算	部材 照査	コメント
1	底版	集中荷重	305.200	○	○	

2章 常時の検討

2.1 鉛直荷重

2.1.1 躯体自重

(1) 部材重量

部材番号	部位	名称	面積×高さ×単位重量	重量(kN)
1	頂版	頂版	$5.500 \times 5.000 \times 0.500 \times 24.500$	336.875
累計Wd1				336.875
2	側壁	側壁1	$(5.500 \times 5.000 - 4.700 \times 4.200) \times 1.500 \times 24.500$	285.180
3	中床版	中床版1	$5.500 \times 5.000 \times 0.300 \times 24.500$	202.125
4	側壁	側壁2	$(5.500 \times 5.000 - 4.500 \times 4.000) \times 1.500 \times 24.500$	349.125
5	中床版	中床版2	$5.500 \times 5.000 \times 0.300 \times 24.500$	202.125
6	側壁	側壁2	$(5.500 \times 5.000 - 4.500 \times 4.000) \times 1.500 \times 24.500$	349.125
累計Wd2				1724.555
7	底版	底版	$5.500 \times 5.000 \times 0.600 \times 24.500$	404.250
累計 Wd				2128.805

(2) 群集荷重

[1] 常時

部材番号	名称	面積×荷重強度	重量(kN)
3	群集荷重	$4.700 \times 4.200 \times 5.000$	98.700
5	群集荷重	$4.500 \times 4.000 \times 5.000$	90.000
累計 Wm			188.700

(3) 任意荷重

[1] 常時

部材番号	部位	名称	面積×荷重強度	重量(kN)
7	底版	集中荷重		305.200
累計 Wn2				305.200
累計 Wn				305.200

(4) 荷重の集計

[1] 常時

$$Wc1 = Wd1 = 336.875 \text{ (kN)}$$

$$Wc2 = Wd2 + Wm + Wn2 = 2218.455 \text{ (kN)}$$

$$Wc = Wd + Wm + Wn = 2622.705 \text{ (kN)}$$

2.1.2 土砂重量

・頂版上の土砂重量

地層 番号	層厚×単位重量×鉛直土圧係数	鉛直土圧 (kN/m ²)
水位より上		
1	1.000×17.000×1.000	17.000
2	0.500×17.000×1.000	8.500
累計		25.500

土砂重量

$$W_u = 25.500 \times 5.500 \times 5.000 = 701.250 \text{ (kN)}$$

2.1.3 活荷重

[1] 常時

(1) 後輪荷重

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{2 \cdot P}{2.75} \cdot (1+i) \\
 &= \frac{2 \times 56.000}{2.75} \times (1+0.300) \\
 &= 52.945 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここに

P_1 : 後輪による活荷重 (kN/m)

P : 荷重

i : 衝撃係数

(2) 活荷重による鉛直荷重

土被りが4m未満の場合、活荷重による鉛直荷重は以下の式で算出する。

$$\begin{aligned}
 P_{v1} &= \frac{P_1 \cdot \beta}{W_1} = \frac{P_1 \cdot \beta}{2 \cdot h + 0.2} \\
 &= \frac{52.945 \times 1.00}{2 \times 1.500 + 0.2} \\
 &= 16.545 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに

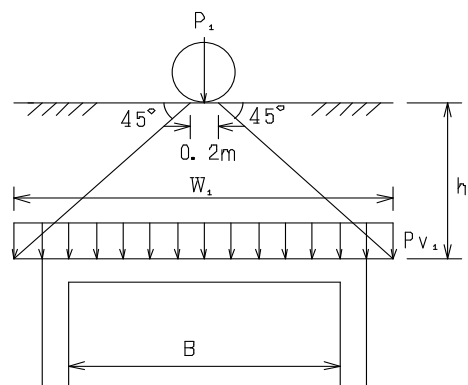
P_{v1} : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

P_1 : 後輪による活荷重 (kN/m)

W_1 : 後輪荷重の分布幅 (m)

h : 土被り厚 (m)

β : 低減係数 = 1.0



2.2 水平荷重

2.2.1 水平土圧、水圧

側壁部材に作用する水平荷重は以下により算出する。

(1) 常時土圧

$$P_s = K_0 \cdot \Sigma \gamma_t \cdot (h - h_w) + K_0 \cdot \Sigma \gamma' \cdot h_w$$

ここに、

P_s : 水平土圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

γ_t : 土の湿潤単位重量 (kN/m³)

γ' : 土の水中単位重量 (kN/m³)

h : 層厚 (m)

h_w : 水中の層厚 (m)

(2) 水圧

$$P_w = \gamma_w \cdot h_w$$

ここに、

P_w : 水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m³)

h_w : 地下水位面からの距離 (m)

(3) 活荷重による水平荷重

$$P_l = Q \cdot K_0$$

ここに、

P_l : 活荷重による水平土圧 (kN/m²)

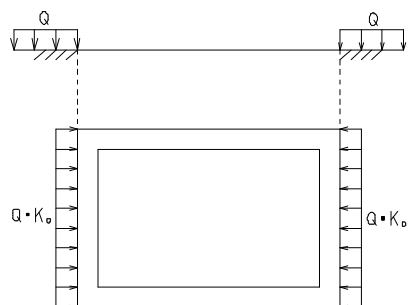
Q : 地表面載荷荷重 = 10.000 (kN/m²)

$$Q = Q_d + Q_l$$

Q_d : 死荷重 = 0.000 (kN/m²)

Q_l : 活荷重 = 10.000 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数



2.2.2 水平荷重の集計

部材 番号	土層 番号	深さ (m)	部位	位置	土の単位重量 γ (kN/m ³)	P_s (kN/m ²)	P_w (kN/m ²)	P_l (kN/m ²)	合計 (kN/m ²)
1	2	1.750	頂版	中央	17.000	14.875	0.000	5.000	19.875
1	2	2.000	頂版	土	17.000	17.000	0.000	5.000	22.000
2	2	2.000	側壁	上端	17.000	17.000	0.000	5.000	22.000
2	3	2.300	側壁	土	17.000	19.550	0.000	5.000	24.550
2	4	3.500	側壁	下端	19.000	30.950	0.000	5.000	35.950
3	4	3.650	中床版	中央	19.000	32.375	0.000	5.000	37.375
4	4	3.800	側壁	上端	19.000	33.800	0.000	5.000	38.800
4	4	4.900	側壁	土	19.000	44.250	0.000	5.000	49.250
4	5	5.300	側壁	下端	18.000	47.850	0.000	5.000	52.850
5	5	5.450	中床版	中央	18.000	49.200	0.000	5.000	54.200
6	5	5.600	側壁	上端	18.000	50.550	0.000	5.000	55.550
6	5	7.100	側壁	下端	18.000	64.050	0.000	5.000	69.050

部材 番号	土層 番号	深さ (m)	部位	位置	土の単位重量 γ (kN/m ³)	P_s (kN/m ²)	P_w (kN/m ²)	P_1 (kN/m ²)	合計 (kN/m ²)
7	5	7.400	底版	中央	18.000	66.750	0.000	5.000	71.750

2.3 頂版の計算

2.3.1 作用荷重

頂版部材に作用する鉛直荷重は以下により算出する。

$$W1 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_{v1}$$

ここに、

W1 : 頂版に作用する荷重 (kN/m²)

Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版

Wu : 土砂重量 (kN)

A : 載荷面積 (m²) = 外径面積

P_{v1} : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 1 (頂版)】

$$A = 5.500 \times 5.000 = 27.500 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W1 &= \frac{336.875 + 701.250}{27.500} + 16.545 \\ &= 54.295 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

2.3.2 断面力の計算

【部材番号 1 (頂版)】

[1] 常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w \cdot l_x^2$$

$$Q = \alpha \cdot w \cdot l_x$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

Q : せん断力 (kN)

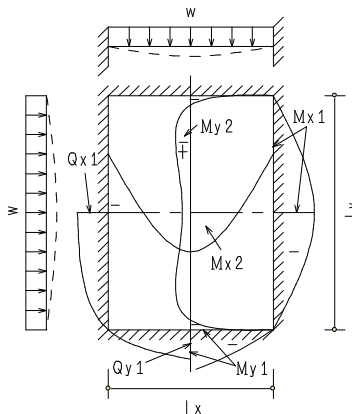
w : 分布荷重 = 54.295 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 4.600 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 5.100 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.109$$



1) 曲げモーメント

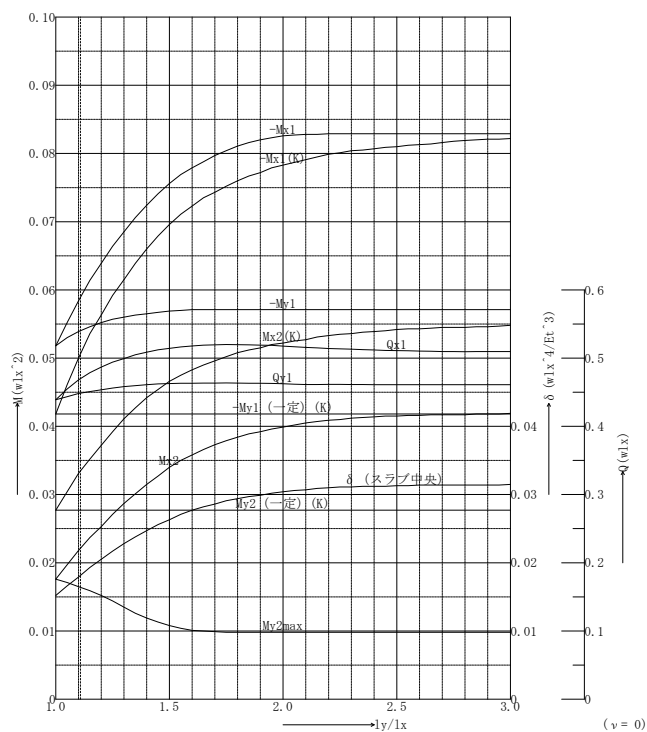
短辺方向	係数 α	M (kN・m)
M _{x1}	-0.0589	-67.695
M _{x2}	0.0335	38.448

長辺方向	係数 α	M (kN・m)
M _{y1}	-0.0540	-62.065
M _{y2}	0.0277	31.824
M _{y2max}	0.0164	18.837

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Q _{x1}	0.4699	117.373

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Q _{y1}	0.4487	112.059



3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

短辺方向

照査位置 X = 0.450 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 117.373 - \frac{0.450}{4.600} \times (117.373 + 117.373) \\ &= 94.408 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

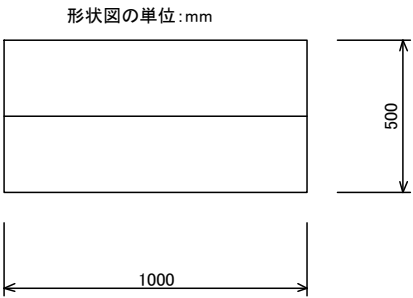
長辺方向

照査位置 X = 0.450 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 112.059 - \frac{0.450}{5.100} \times (112.059 + 112.059) \\ &= 92.284 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2.3.3 断面照査

【部材番号 1（頂版）】＜前後方向＞
地表面からの深度 1.500～2.000 (m)



主鉄筋（上面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D22	8.000	3096.800

主鉄筋（下面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D22	8.000	3096.800

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

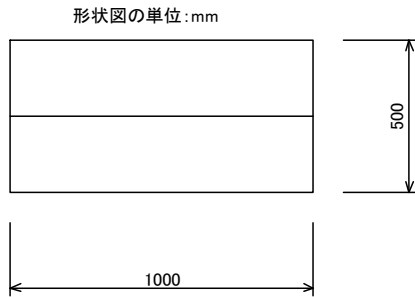
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-67.6947	38.4479	-67.6947
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	94.4084
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	420.0	420.0	420.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D22×8.00 3096.80	D22×8.00 3096.80	D22×8.00 3096.80
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	1000.00	1000.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	156.4941	156.4941	156.4941
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.3526	1.3362	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	59.4209	33.7487	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.876
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.2567
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.4583
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 1（頂版）】＜左右方向＞

地表面からの深度 1.500～2.000(m)



主鉄筋（上面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D22	8.000	3096.800

主鉄筋（下面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D22	8.000	3096.800

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-62.0651	31.8243	-62.0651
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	92.2841
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	420.0	420.0	420.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D22×8.00 3096.80	D22×8.00 3096.80	D22×8.00 3096.80
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	1000.00	1000.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	156.4941	156.4941	156.4941
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.1570	1.1060	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	54.4794	27.9347	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.876
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.2509
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.4480
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.4 中床版の計算

2.4.1 作用荷重

中床版部材に作用する鉛直荷重は以下により算出する。

$$W_2 = \frac{W_c}{A} + q_w$$

ここに、

W_2 : 中床版に作用する荷重 (kN/m²)

W_c : 躯体自重 (kN)、躯体 = 中床版

A : 載荷面積 (m²) = 外径面積

q_w : 群集荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 3 (中床版1)】

$$A = 5.500 \times 5.000 = 27.500 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W_2 &= \frac{202.125}{27.500} + 5.000 \\ &= 12.350 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

【部材番号 5 (中床版2)】

$$A = 5.500 \times 5.000 = 27.500 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W_2 &= \frac{202.125}{27.500} + 5.000 \\ &= 12.350 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

2.4.2 断面力の計算

【部材番号 3 (中床版1)】

[1] 常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w \cdot l_x^2$$

$$Q = \alpha \cdot w \cdot l_x$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

Q : せん断力 (kN)

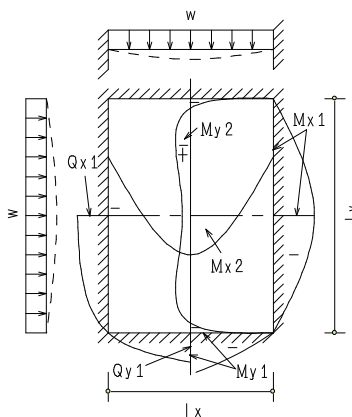
w : 分布荷重 = 12.350 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 4.500 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 5.000 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.111$$



1) 曲げモーメント

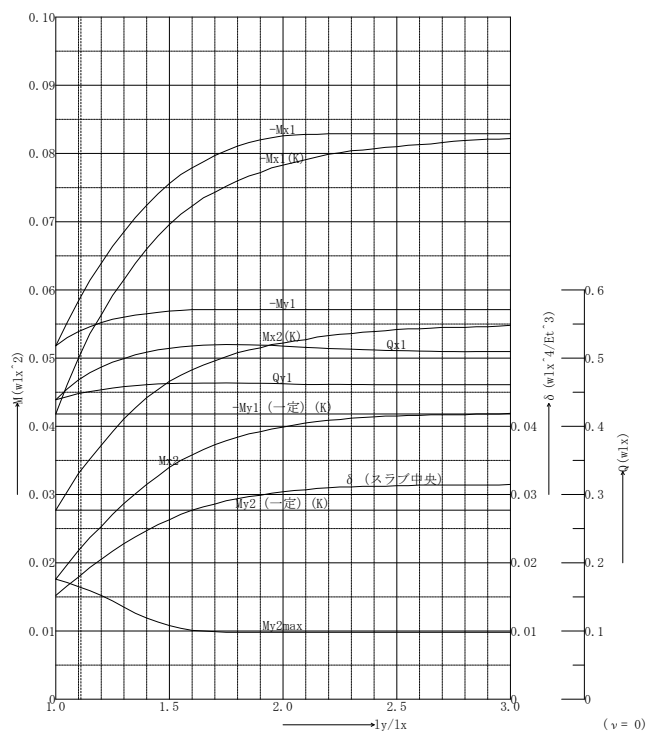
短辺方向	係数 α	M (kN・m)
Mx1	-0.0591	-14.772
Mx2	0.0336	8.395

長辺方向	係数 α	M (kN・m)
My1	-0.0541	-13.519
My2	0.0277	6.927
My2max	0.0164	4.093

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1	0.4705	26.146

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.4488	24.942



3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

短辺方向

照査位置 X = 0.400 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 26.146 - \frac{0.400}{4.500} \times (26.146 + 26.146) \\ &= 21.497 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

照査位置 X = 0.400 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 24.942 - \frac{0.400}{5.000} \times (24.942 + 24.942) \\ &= 20.951 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【部材番号 5（中床版2）】

[1] 常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w \cdot l_x^2$$

$$Q = \alpha \cdot w \cdot l_x$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

Q : せん断力 (kN)

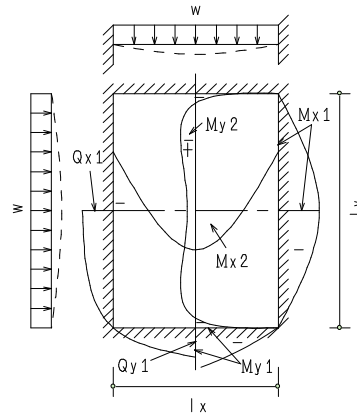
w : 分布荷重 = 12.350 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 4.500 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 5.000 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.111$$



1) 曲げモーメント

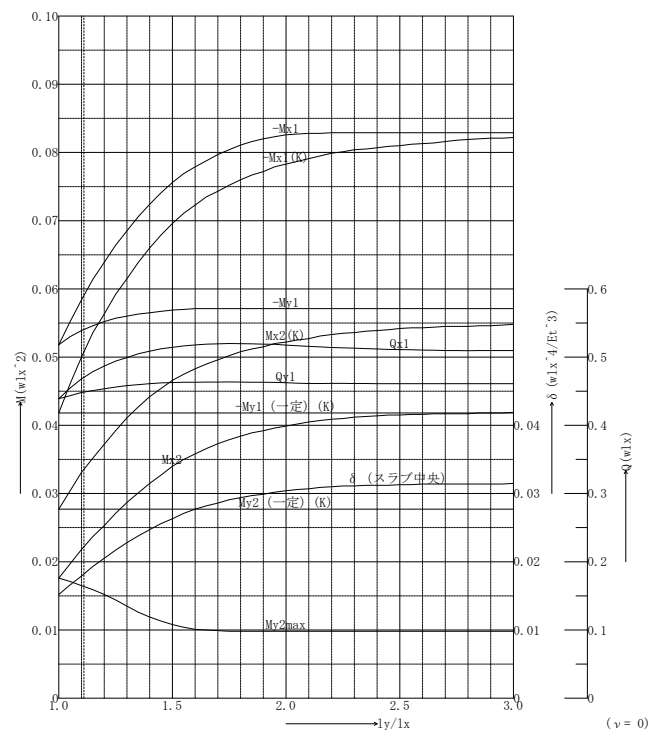
短辺方向	係数 α	M (kN・m)
Mx1	-0.0591	-14.772
Mx2	0.0336	8.395

長辺方向	係数 α	M (kN・m)
My1	-0.0541	-13.519
My2	0.0277	6.927
My2max	0.0164	4.093

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1	0.4705	26.146

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.4488	24.942



3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

短辺方向

照査位置 X = 0.400 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 26.146 - \frac{0.400}{4.500} \times (26.146 + 26.146) \\ &= 21.497 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

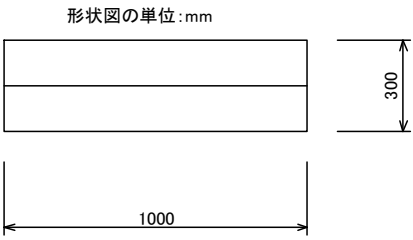
長辺方向

照査位置 X = 0.400 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 24.942 - \frac{0.400}{5.000} \times (24.942 + 24.942) \\ &= 20.951 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2.4.3 断面照査

【部材番号 3（中床版1）】＜前後方向＞
地表面からの深度 3.500～3.800 (m)



主鉄筋（上面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋（下面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	250.0	D19	4.000	1146.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
500.0	253.400

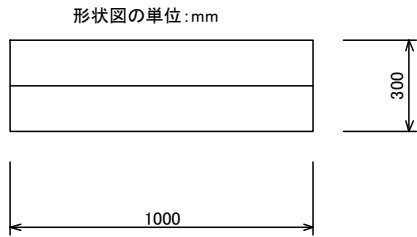
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-14.7718	8.3946	-14.7718
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	21.4975
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	220.0	220.0	220.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	600.00	600.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	71.4844	71.4844	71.4844
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.1080	1.1980	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	65.6946	37.3332	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.892
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.1096
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.4566
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 3（中床版1）】＜左右方向＞

地表面からの深度 3.500～3.800(m)



主鉄筋（上面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋（下面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	250.0	D19	4.000	1146.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
500.0	253.400

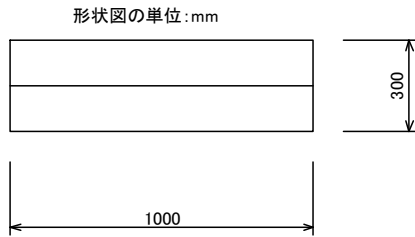
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-13.5186	6.9274	-13.5186
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	20.9513
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	220.0	220.0	220.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	600.00	600.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	71.4844	71.4844	71.4844
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	1.9292	0.9886	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	60.1212	30.8082	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.892
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.1068
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.4450
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 5（中床版2）】＜前後方向＞

地表面からの深度 5.300～5.600(m)



主鉄筋（上面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋（下面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	250.0	D19	4.000	1146.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
500.0	253.400

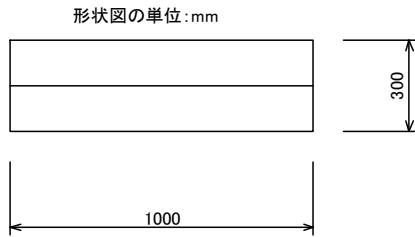
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-14.7718	8.3946	-14.7718
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	21.4975
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	220.0	220.0	220.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	600.00	600.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	71.4844	71.4844	71.4844
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.1080	1.1980	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	65.6946	37.3332	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.892
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.1096
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.4566
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 5（中床版2）】＜左右方向＞

地表面からの深度 5.300～5.600(m)



主鉄筋（上面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋（下面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	250.0	D19	4.000	1146.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
500.0	253.400

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-13.5186	6.9274	-13.5186
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	20.9513
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	220.0	220.0	220.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	600.00	600.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	71.4844	71.4844	71.4844
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	1.9292	0.9886	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	60.1212	30.8082	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.892
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.1068
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.4450
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.5 底版の計算

2.5.1 作用荷重

底版部材に作用する地盤反力度は以下により算出する。

$$W3 = \frac{W_c + W_u}{A} + P_{v1}$$

ここに、

W3 : 底版に作用する地盤反力度 (kN/m²)

Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版 + 中床版 + 側壁

Wu : 土砂重量 (kN)

A : 載荷面積 (m²) = 外径面積

P_{v1} : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 7 (底版)】

$$A = 5.500 \times 5.000 = 27.500 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W3 &= \frac{2218.455 + 701.250}{27.500} + 16.545 \\ &= 122.717 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

2.5.2 断面力の計算

【部材番号 7 (底版)】

[1] 常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w \cdot l_x^2$$

$$Q = \alpha \cdot w \cdot l_x$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

Q : せん断力 (kN)

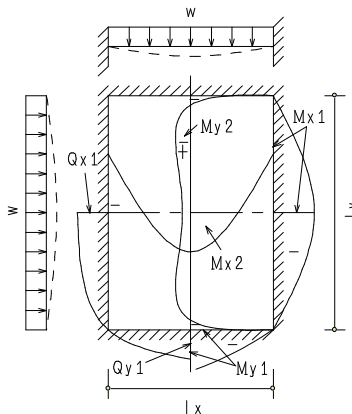
w : 分布荷重 = 122.717 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 4.500 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 5.000 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.111$$



1) 曲げモーメント

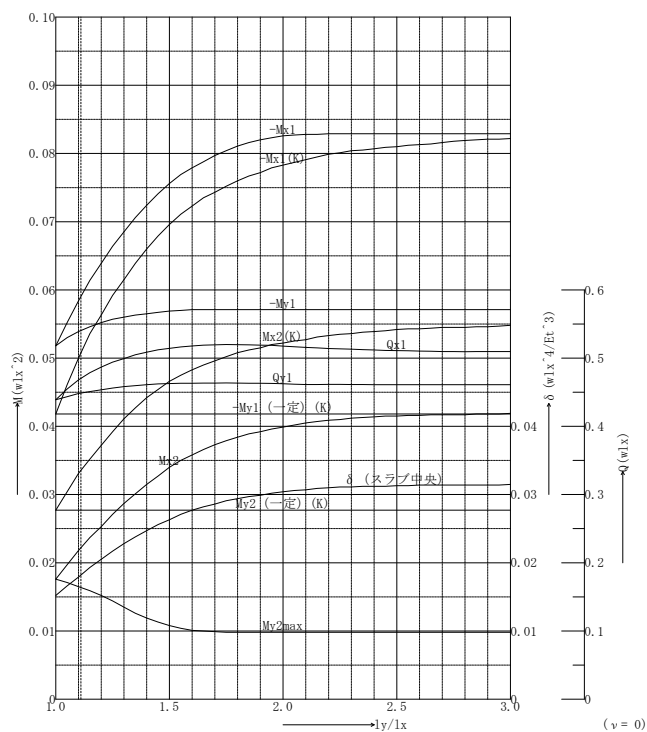
短辺方向	係数 α	M (kN・m)
M _{x1}	-0.0591	-146.781
M _{x2}	0.0336	83.414

長辺方向	係数 α	M (kN・m)
M _{y1}	-0.0541	-134.329
M _{y2}	0.0277	68.835
M _{y2max}	0.0164	40.671

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Q _{x1}	0.4705	259.797

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Q _{y1}	0.4488	247.838



3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

短辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 259.797 - \frac{0.550}{4.500} \times (259.797 + 259.797) \\ &= 196.291 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

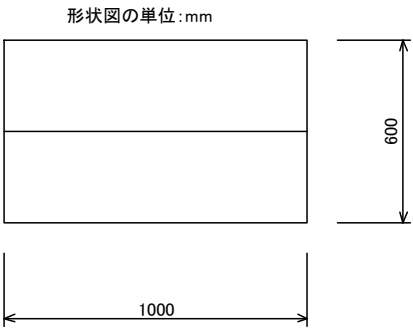
長辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 247.838 - \frac{0.550}{5.000} \times (247.838 + 247.838) \\ &= 193.314 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2.5.3 断面照査

【部材番号 7（底版）】＜前後方向＞
地表面からの深度 7.100～7.700 (m)



主鉄筋（上面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D22	8.000	3096.800

主鉄筋（下面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D22	8.000	3096.800

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

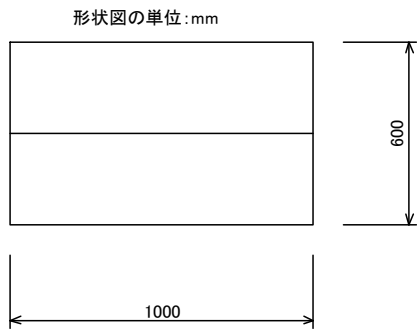
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-146.7813	83.4135	-146.7813
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	196.2911
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0	600.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	520.0	520.0	520.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D22×8.00 3096.80	D22×8.00 3096.80	D22×8.00 3096.80
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	1200.00	1200.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	178.1982	178.1982	178.1982
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	3.5766	2.0325	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	102.9043	58.4789	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.886
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.4262
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.7610
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 7（底版）】＜左右方向＞

地表面からの深度 7.100～7.700(m)



主鉄筋（上面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D22	8.000	3096.800

主鉄筋（下面）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D22	8.000	3096.800

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

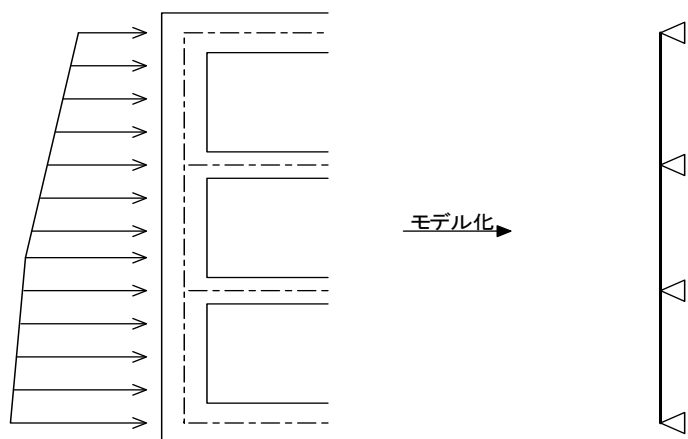
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-134.3286	68.8348	-134.3286
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	193.3139
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0	600.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	520.0	520.0	520.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D22×8.00 3096.80	D22×8.00 3096.80	D22×8.00 3096.80
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	1200.00	1200.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	178.1982	178.1982	178.1982
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	3.2732	1.6773	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	94.1741	48.2582	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.886
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.4197
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.7495
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.6 側壁の計算

2.6.1 フレームモデル



頂版、中床版、底版の軸線位置を支点とする鉛直方向の連続梁としてモデル化する。

部材番号	部材名称	部位	支点条件
1	頂版	頂版	ヒンジ
3	中床版1	中床版	鉛直ローラー
5	中床版2	中床版	鉛直ローラー
7	底版	底版	固定

前後壁

部材番号	部材名称	上端		下端	
		断面積 $A(m^2)$	断面2次モーメント $I(m^4)$	断面積 $A(m^2)$	断面2次モーメント $I(m^4)$
2	側壁1	0.400	0.005333	0.400	0.005333
4	側壁2	0.500	0.010417	0.500	0.010417
6	側壁2	0.500	0.010417	0.500	0.010417

左右壁

部材番号	部材名称	上端		下端	
		断面積 $A(m^2)$	断面2次モーメント $I(m^4)$	断面積 $A(m^2)$	断面2次モーメント $I(m^4)$
2	側壁1	0.400	0.005333	0.400	0.005333
4	側壁2	0.500	0.010417	0.500	0.010417
6	側壁2	0.500	0.010417	0.500	0.010417

2.6.2 断面力の計算

<前後壁>

側壁1（部材2）

No	距離(m)	位置	M(kN・m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	0.000	17.769	0.000

No	距離(m)	位置	M(kN. m)	S(kN)	N(kN)
2	0.450	h/2点	5.855	7.965	0.000
3	0.767	中央部	7.142	0.000	0.000
4	1.550	h/2点	-1.774	-23.747	0.000
5	1.900	端部	-12.239	-36.247	0.000

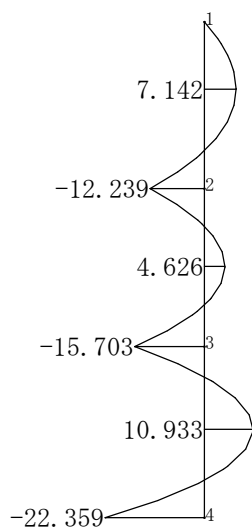
側壁2（部材4）

No	距離(m)	位置	M(kN. m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-12.239	36.836	0.000
2	0.400	h/2点	-0.596	21.126	0.000
3	0.886	中央部	4.626	0.000	0.000
4	1.400	h/2点	-1.641	-24.794	0.000
5	1.800	端部	-15.703	-45.754	0.000

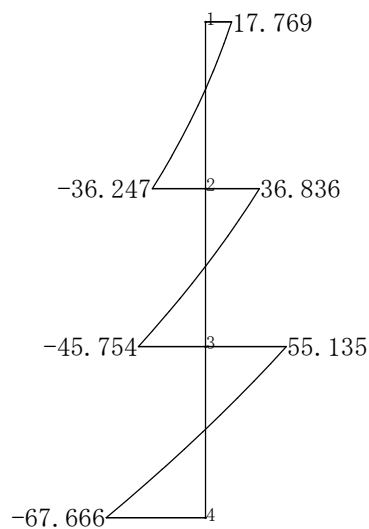
側壁2（部材6）

No	距離(m)	位置	M(kN. m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-15.703	55.135	0.000
2	0.400	h/2点	1.919	32.735	0.000
3	0.943	中央部	10.933	0.000	0.000
4	1.400	h/2点	4.254	-29.565	0.000
5	1.950	端部	-22.359	-67.666	0.000

曲げモーメント(kN. m)



せん断力(kN)



〈左右壁〉

側壁1（部材2）

No	距離(m)	位置	M(kN. m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	0.000	17.769	0.000
2	0.450	h/2点	5.855	7.965	0.000

No	距離(m)	位置	M(kN. m)	S(kN)	N(kN)
3	0.767	中央部	7.142	0.000	0.000
4	1.550	h/2点	-1.774	-23.747	0.000
5	1.900	端部	-12.239	-36.247	0.000

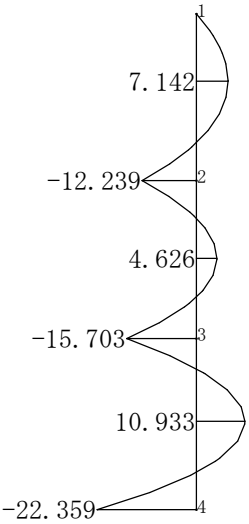
側壁2 (部材4)

No	距離(m)	位置	M(kN. m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-12.239	36.836	0.000
2	0.400	h/2点	-0.596	21.126	0.000
3	0.886	中央部	4.626	0.000	0.000
4	1.400	h/2点	-1.641	-24.794	0.000
5	1.800	端部	-15.703	-45.754	0.000

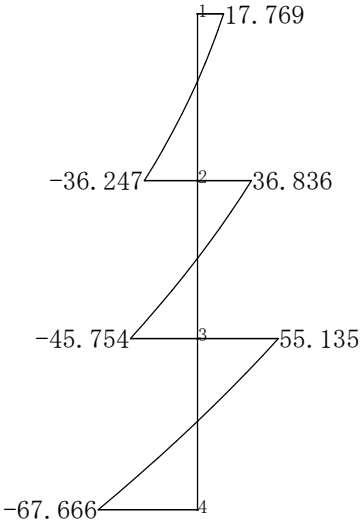
側壁2 (部材6)

No	距離(m)	位置	M(kN. m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-15.703	55.135	0.000
2	0.400	h/2点	1.919	32.735	0.000
3	0.943	中央部	10.933	0.000	0.000
4	1.400	h/2点	4.254	-29.565	0.000
5	1.950	端部	-22.359	-67.666	0.000

曲げモーメント (kN. m)

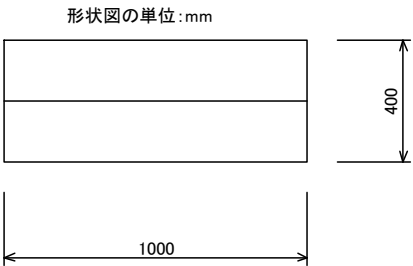


せん断力 (kN)



2.6.3 断面照査

【部材番号 2（側壁1）】＜前後壁 鉛直方向＞
地表面からの深度 2.000～3.500 (m)



主鉄筋（外側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

主鉄筋（内側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	-20.00	125.0	D19	8.000	2292.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

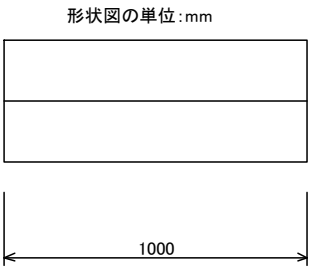
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-12.2394	7.1421	-1.7743
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	-23.7475
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	320.0	420.0	320.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	800.00	800.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	117.8711	138.9771	117.8711
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	0.7396	0.2750	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	19.0252	8.3400	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.877
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.0846
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.1762
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 2（側壁1）】＜左右壁 鉛直方向＞

地表面からの深度 2.000～3.500(m)



主鉄筋（外側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

主鉄筋（内側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	-20.00	125.0	D19	8.000	2292.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

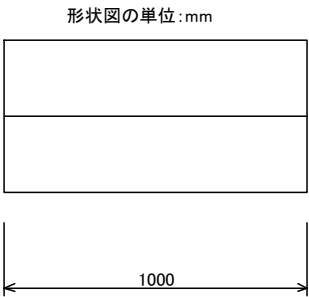
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-12.2394	7.1421	-1.7743
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	-23.7475
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	320.0	420.0	320.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	800.00	800.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	117.8711	138.9771	117.8711
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	0.7396	0.2750	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	19.0252	8.3400	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.877
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.0846
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.1762
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 4（側壁2）】＜前後壁 鉛直方向＞

地表面からの深度 3.800～5.300(m)



主鉄筋（外側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

主鉄筋（内側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

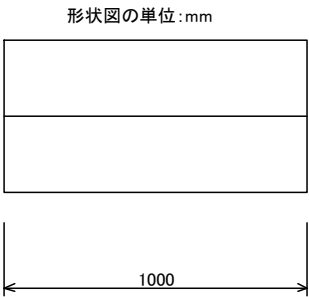
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-15.7030	4.6261	-1.6415
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	-24.7938
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	420.0	420.0	420.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	1000.00	1000.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	139.0381	139.0381	139.0381
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	0.6048	0.1782	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	18.3327	5.4008	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.890
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.0664
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.1382
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 4（側壁2）】＜左右壁 鉛直方向＞

地表面からの深度 3.800～5.300(m)



主鉄筋（外側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

主鉄筋（内側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

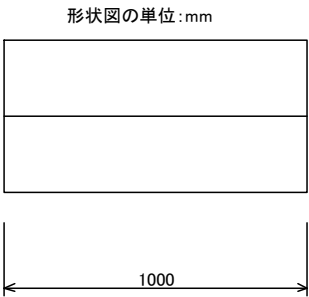
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-15.7030	4.6261	-1.6415
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	-24.7938
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	420.0	420.0	420.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	1000.00	1000.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	139.0381	139.0381	139.0381
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	0.6048	0.1782	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	18.3327	5.4008	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.890
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.0664
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.1382
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 6（側壁2）】＜前後壁 鉛直方向＞

地表面からの深度 5.600～7.100(m)



主鉄筋（外側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

主鉄筋（内側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

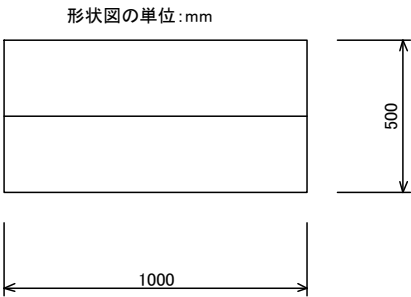
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-22.3594	10.9330	1.9191
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	32.7352
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	420.0	420.0	420.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	1000.00	1000.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	139.0381	139.0381	139.0381
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	0.8612	0.4211	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	26.1039	12.7640	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.890
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.0876
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.1825
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 6（側壁2）】＜左右壁 鉛直方向＞

地表面からの深度 5.600～7.100(m)



主鉄筋（外側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

主鉄筋（内側）

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	80.00	125.0	D19	8.000	2292.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.800

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-22.3594	10.9330	1.9191
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	32.7352
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	420.0	420.0	420.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	As	mm ²	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00	D19×8.00 2292.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	1000.00	1000.00	——
	AS _{min}	mm ²	——	——	——
			○	○	——
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	139.0381	139.0381	139.0381
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	0.8612	0.4211	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	26.1039	12.7640	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
判定			○	○	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		——	——	0.890
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.0876
許容せん断応力度	τ_{al}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.1825
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.7 安定計算

2.7.1 支持力に対する安定

躯体体積分の固有地盤重量

部材 番号	部位	躯体体積×単位重量	重量 (kN)
1	頂版	$5.500 \times 5.000 \times 0.500 \times 17.000$	233.750
2	側壁	$5.500 \times 5.000 \times 0.300 \times 17.000$	140.250
2	側壁	$5.500 \times 5.000 \times 1.200 \times 19.000$	627.000
3	中床版	$5.500 \times 5.000 \times 0.300 \times 19.000$	156.750
4	側壁	$5.500 \times 5.000 \times 1.100 \times 19.000$	574.750
4	側壁	$5.500 \times 5.000 \times 0.400 \times 18.000$	198.000
5	中床版	$5.500 \times 5.000 \times 0.300 \times 18.000$	148.500
6	側壁	$5.500 \times 5.000 \times 1.500 \times 18.000$	742.500
7	底板	$5.500 \times 5.000 \times 0.600 \times 18.000$	297.000
合計 Ws			3118.500

ここに、

Ws : 躯体体積分の固有地盤重量 (kN)

Wc : 躯体重量 (kN)

[1] 常時

$$\begin{aligned}\frac{W_s}{W_c} &= \frac{3118.500}{2622.705} \\ &= 1.189 \geq 1.0\end{aligned}$$