

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点17※		節点18※	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1	点2	点1	点2
			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	b.	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0	400.0
曲げモーメント	M _s	kN.m	-14.5140	7.7686	-15.1544	7.8407
軸力	N _s	kN	56.3088	56.3088	59.7179	59.7179
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A _s	mm ²	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	A _s ⁺	mm ²	0.000	0.000	0.000	0.000
圧縮側	A _s ⁻	mm ²	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	27.352	27.352	27.557	27.557
コンクリート材料強度	f'c	N/mm ²	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	f _{yk}	N/mm ²	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	f'cd	N/mm ²	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	f _{yd}	N/mm ²	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	M _{sd}	kN.m	-167.093	167.093	-167.859	167.859
$\gamma_1 \cdot M_d / M_{sd}$			0.087	0.046	0.090	0.047
判定 ($\gamma_1 \cdot M_d / M_{sd} \leq 1.0$)			○	○	○	○
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	V _s	kN	19.8068	——	20.4401	——
曲げモーメント	M _d	kN.m	5.2928	——	5.2857	——
軸力	N _s	kN	56.3088	——	59.7179	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	S _v	mm	250.000	——	250.000	——
	A _v	mm ²	506.800	——	506.800	——
コンクリートの設計せん断強度	f _{vd}	N/mm ²	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	f _{yd}	N/mm ²	345.00	——	345.00	——
有効高による補正	β_d		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	β_s		0.659	——	0.659	——
軸圧縮力による補正	β_n		1.887	——	1.942	——
せん断耐力(コンクリート)	V _{cd}	kN	360.706	——	371.219	——
せん断耐力(鉄筋)	V _{sd}	kN	243.264	——	243.264	——
せん断耐力(V _{cd} +V _{sd})	V _{sd}	kN	603.970	——	614.483	——
$\gamma_1 \cdot V_d / V_{sd}$			0.033	——	0.033	——
判定 ($\gamma_1 \cdot V_d / V_{sd} \leq 1.0$)			○	——	○	——

※単鉄筋による耐力照査結果を示す。

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点19※		節点20※	
			点1	点2	点1	点2
着目位置	曲げ		点1	点2	点1	点2
	せん断力		点1側h/2点	—	点1側h/2点	—
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	b _e	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0	400.0
曲げモーメント	M _s	kN.m	-15.7981	7.9175	-17.0357	8.8492
軸力	N _s	kN	63.1295	63.1295	67.0110	67.0110
主鉄筋 鉄筋量	引張側	A _s	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	A _{s'}	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	27.765	27.765	28.001	28.001
コンクリート材料強度	f' _{ck}	N/mm ²	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	f _{yk}	N/mm ²	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	f' _{cd}	N/mm ²	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	f _{sd}	N/mm ²	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	M _{sd}	kN.m	-168.641	168.641	-169.523	169.523
$\gamma_1 \cdot M_d / M_{sd}$			0.094	0.047	0.100	0.052
判定 ($\gamma_1 \cdot M_d / M_{sd} \leq 1.0$)			○	○	○	○
部材高	H	mm	500.0	—	500.0	—
有効高	d	mm	400.0	—	400.0	—
せん断力	V _s	kN	21.0805	—	23.0088	—
曲げモーメント	M _s	kN.m	5.2824	—	5.9731	—
軸力	N _s	kN	63.1295	—	67.0110	—
せん断補強筋	ピンチ	S _s	250.000	—	250.000	—
	鉄筋量	A _s	506.800	—	506.800	—
コンクリートの設計せん断強度	F _{rd}	N/mm ²	0.5769	—	0.5769	—
鉄筋の設計降伏強度	f _{sd}	N/mm ²	345.00	—	345.00	—
有効高による補正	β_d		1.257	—	1.257	—
引張主鉄筋比による補正	β_s		0.659	—	0.659	—
軸圧縮力による補正	β_n		1.996	—	1.935	—
せん断耐力(コンクリート)	V _{cs}	kN	381.541	—	369.881	—
せん断耐力(鉄筋)	V _{cs}	kN	243.264	—	243.264	—
せん断耐力(V _{cs} +V _{cs})	V _{cs}	kN	624.805	—	613.145	—
$\gamma_1 \cdot V_d / V_{cs}$			0.034	—	0.038	—
判定 ($\gamma_1 \cdot V_d / V_{cs} \leq 1.0$)			○	—	○	—

※単鉄筋による耐力照査結果を示す。

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点21(上)※	
			点1	点2
着目位置	曲げ		点1	点2
	せん断力		点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0
有効幅	b _e	mm	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0
曲げモーメント	M _s	kN.m	-18.3032	9.8241
軸力	N _s	kN	70.9163	70.9163
主鉄筋	鉄筋量 引張側	A _s	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	A _{s'}	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	28.236	28.236
コンクリート材料強度	f' _{ck}	N/mm ²	24.0	24.0
鉄筋材料強度	f _{yk}	N/mm ²	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	f' _{cd}	N/mm ²	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	f _{yd}	N/mm ²	345.000	345.000
設計曲げ耐力	M _{sd}	kN.m	-170.404	170.404
$\gamma_1 \cdot M_d / M_{sd}$			0.107	0.058
判定 ($\gamma_1 \cdot M_d / M_{sd} \leq 1.0$)			○	○
部材高	H	mm	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——
せん断力	V _s	kN	25.0020	——
曲げモーメント	M _s	kN.m	6.6988	——
軸力	N _s	kN	70.9163	——
せん断補強筋	ピッチ	S _v	250.000	——
	鉄筋量	A _v	506.800	——
コンクリートの設計せん断強度	f _{td}	N/mm ²	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	f _{yd}	N/mm ²	345.00	——
有効高による補正	β_d		1.257	——
引張主鉄筋比による補正	β_o		0.659	——
軸圧縮力による補正	β_n		1.883	——
せん断耐力(コンクリート)	V _{cd}	kN	359.941	——
せん断耐力(鉄筋)	V _{sd}	kN	243.264	——
せん断耐力(V _{cd} +V _{sd})	V _{rd}	kN	603.205	——
$\gamma_1 \cdot V_d / V_{rd}$			0.041	——
判定 ($\gamma_1 \cdot V_d / V_{rd} \leq 1.0$)			○	——

※単鉄筋による耐力照査結果を示す。

構造計算

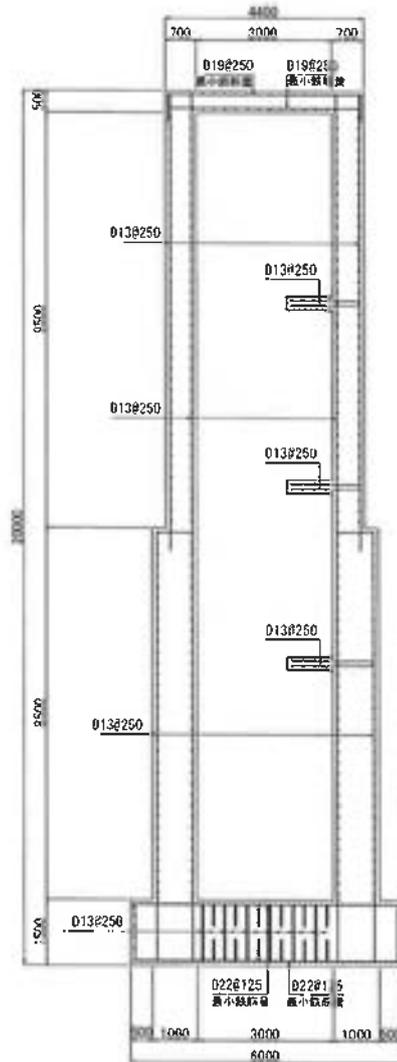
Ⅲ－２埋立地浸出水集水ピット

Ⅲ-2 埋立地 (浸出水集水槽)

縮尺 1:150

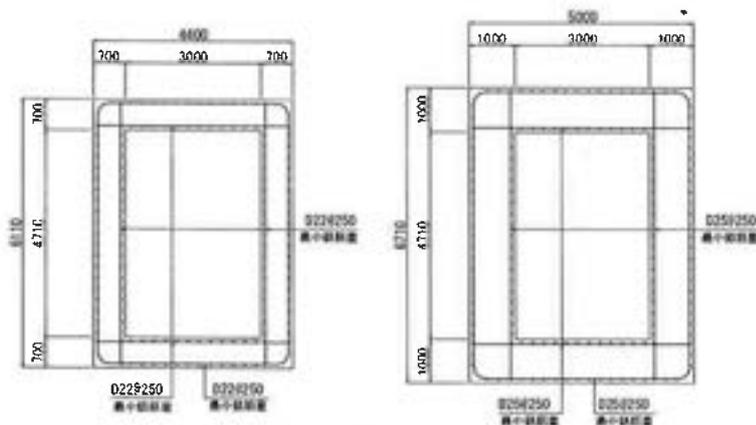
配筋要領

断面図



※頂版、底版の直交する鉄筋は同径とする

平面図



鉄筋被り

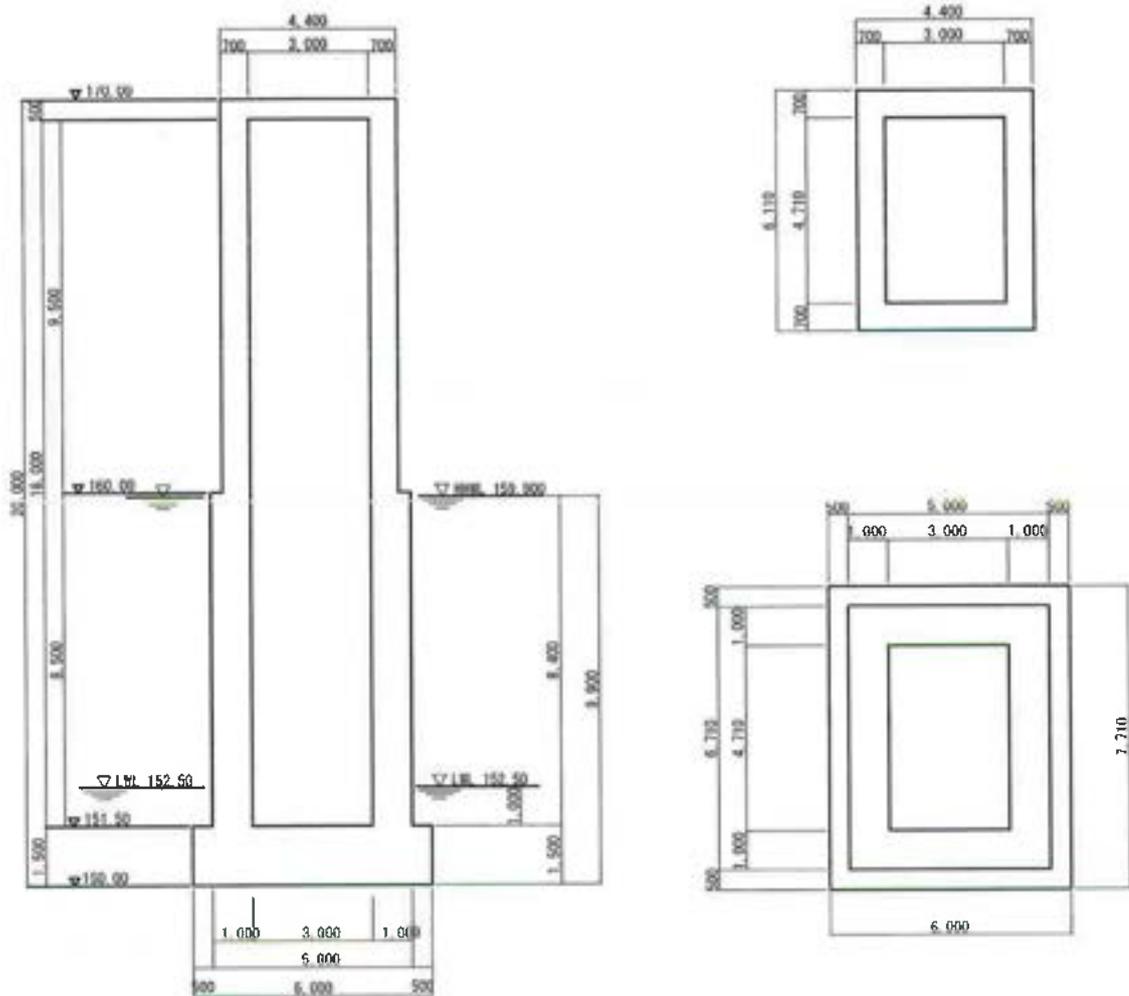
各項目	主鉄筋被り
頂板	100mm
側壁	100mm
底版	110mm

※鉄筋中心から躯体面までの距離

III-2埋立地浸出水集水ピットの構造計算

1. 設計条件

(1) 形状及び寸法



(2) 使用材料

a. 単位体積重量

鉄筋コンクリートの単位重量 $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

水の単位重量 $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

b. 許容応力度

鉄筋

引張り応力度 (SD345) $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$ (水中部材)

鉄筋コンクリート

設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$

せん断応力度 $\tau_{a1} = 0.23 \text{ N/mm}^2$

$\tau_{a2} = 1.70 \text{ N/mm}^2$

付着応力度 $\tau_{oa} = 1.60 \text{ N/mm}^2$

※地震時の許容応力度は上記の1.5倍とする

(3) 上載荷重

群集荷重

$$q = 3.00 \text{ KN/m}^2$$

管理橋反力

$$P_v = 54.055 \text{ KN/m}^2 \quad \text{※管理橋の計算より}$$

(4) 風荷重

$$P_w = 3.00 \text{ KN/m}^2$$

(5) 鉄筋の被り

$$\text{頂版、側壁 } d = 100 \text{ mm}$$

$$\text{底版 } d = 110 \text{ mm}$$

(6) 地震慣性力

地震時慣性力は水平方向についてのみ考慮し、下記に示す設計水平震度から算出する。

$$K_h = C_z \times K_{h0}$$

ここに、

K_h : 設計水平震度

K_{h0} : 標準設計震度 (0.20 : II種) 良好地盤

C_z : 地域別補正係数 (1.0 : 千葉県)

上記係数により算出した設計に用いる設計水平震度は、下記の通りとする。

$$\begin{aligned} K_h &= C_z \times K_{h0} \\ &= 1.0 \times 0.20 \\ &= 0.20 \end{aligned}$$

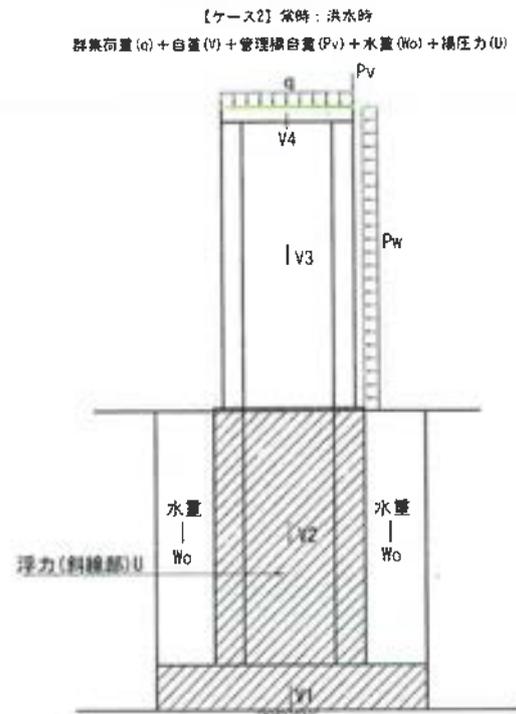
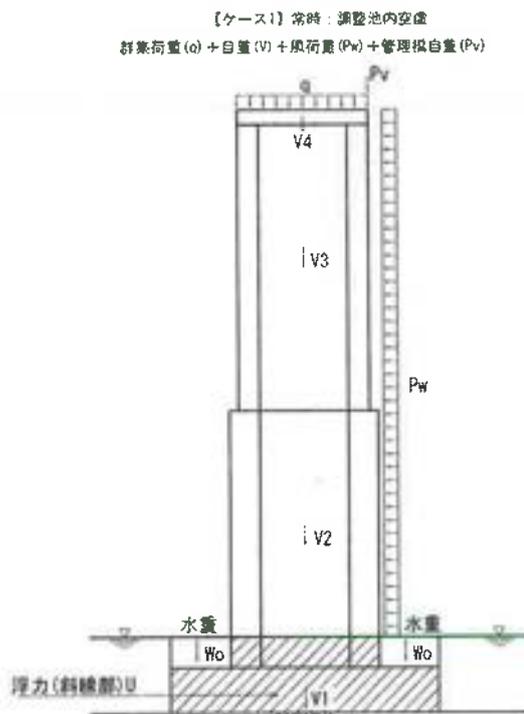
2. 安定計算

2.1 計算ケース

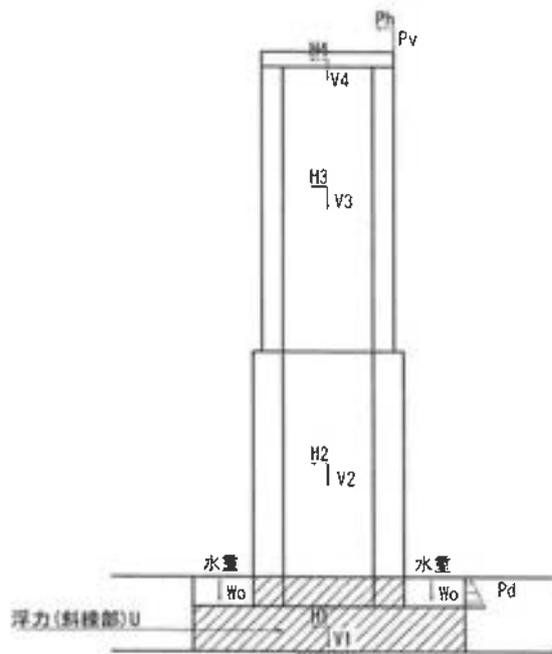
荷重状態		水位条件 調整池内 (EL., m)	慣性力 方向	荷重条件								
				躯体 自重	上載 荷重	管理 橋自重	水 重	静水圧 外水位 内水位		動水 圧	揚 圧力	風 荷重
常時	ケース1	152.50	-	○	○	○	○	-	-	-	○	○
	ケース2	159.90	-	○	○	○	○	-	-	-	○	○
地震時	ケース3	152.50	←	○	-	○	○	-	-	○	○	-

注) ○ : 考慮する, - : 考慮しない

静水圧については相殺されるので省略する。

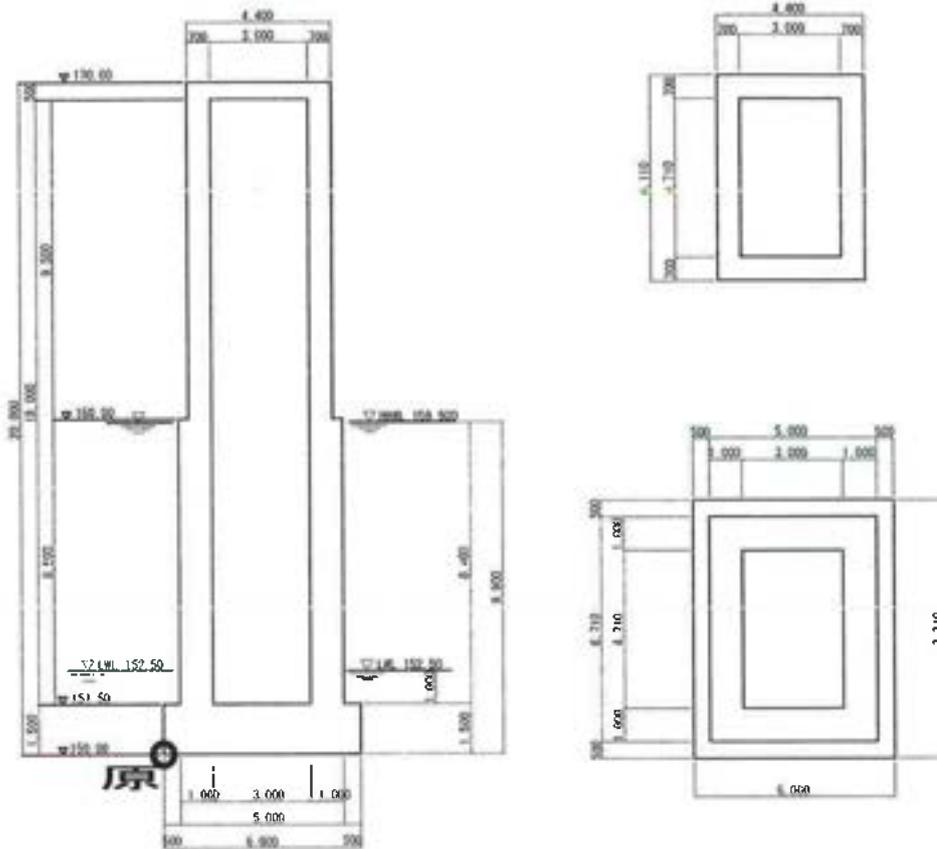


【ケース3】地震時、調整池内空満
 自重 (V, H) + 管理構 (Pv, Ph) + 水量 (W0) + 浮力 (U) + 地震時動水圧 (Pd)



2.2 荷重の算出

a. 自重 ケース1~3 共通



区分	面積		重心位置(m)		Ai · Xi	Ai · Yi
	Ai (m ²)		Xi	Yi		
底版	6.000 × 7.710 × 1.500	= 69.390	3.000	0.750	208.170	52.043
側壁1	(5.00 × 6.71 - 3.00 × 4.71) × 8.50	= 165.070	3.000	5.750	495.210	949.153
側壁2	(4.40 × 6.11 - 3.00 × 4.71) × 9.50	= 121.163	3.000	14.750	363.489	1787.154
頂版	4.400 × 6.110 × 0.500	= 13.442	3.000	19.750	40.326	265.480
合計		= 369.065	—	—	1107.195	3053.829

$$\text{重心 } XG = \Sigma (Ai \cdot Xi) / \Sigma Ai = 1107.195 / 369.065 = 3.000 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Ai \cdot Yi) / \Sigma Ai = 3053.829 / 369.065 = 8.275 \text{ (m)}$$

$$V = A \cdot \gamma_{ck} = 369.065 \times 24.500 = 9042.093 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot Kh = 9,042.093 \times 0.20 = 1808.419 \text{ (kN)}$$

番号	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M _x (kN · m)	M _y (kN · m)
①	9042.093	1808.419	3.000	8.275	27126.278	14963.763
Σ	9042.093	1808.419	—	—	27126.278	14963.763

b. 群集荷重 ケース1, 2

$$4.40 \times 6.11 \times 3.0$$

$$q = 4.40 \times 6.11 \times 3.000 = 80.652 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} = 3.000\text{m}$$

番号	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M_x (kN·m)	M_y (kN·m)
②	80.652	—	3.000	—	241.956	—
Σ	80.652	—	—	—	241.956	—

c. 管理橋自重 ケース1~3 共通

$$P_v = 54.055 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} = 5.200\text{m}$$

$$P_h = 54.055 \times 0.20 = 10.811 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} = 20.000\text{m}$$

番号	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M_x (kN·m)	M_y (kN·m)
③	54.055	10.811	5.200	20.000	281.086	216.220
Σ	54.055	10.811	—	—	281.086	216.220

d. 水重 ケース1, 3

$$W_0 = (6.00 \times 7.71 - 5.00 \times 6.71) \times 1.00 \times 9.8 = 124.558 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} = 3.000\text{m}$$

番号	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
④	124.558	—	3.000	—	373.674	—
Σ	124.558	—	—	—	373.674	—

ケース2

$$W_0 = (6.00 \times 7.71 - 5.00 \times 6.71) \times 8.40 \times 9.8 = 1046.287 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} = 3.000\text{m}$$

番号	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
④	1046.287	—	3.000	—	3138.862	—
Σ	1046.287	—	—	—	3138.862	—

e. 地震時動水圧 ケース3

調整水槽は周辺を完全に水で取り囲まれた状態であるので下記の式により動水圧を求める。

参考資料：H20年 土地改良事業設計基準「頭首工」P. 243

b. 周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱

周辺を完全に水で取り囲まれた堰柱に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(12.3-8)、式(12.3-9)により算出するものとする。

$$\left. \begin{aligned} & \frac{b}{H} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ & P_{d2} = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4H} \right) \\ & 2.0 < \frac{b}{H} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ & P_{d2} = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10H} \right) \\ & 4.0 < \frac{b}{H} \text{ の場合} \\ & P_{d2} = \frac{9}{40} k_h \cdot w_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12.3-8)$$

$$H_g = \frac{3}{7} H \dots \dots \dots (12.3-9)$$

ここで、 P_{d2} ：構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)

k_h ：設計水平震度

w_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

H ：水深 (m)

H_g ：地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)

b ：地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)

a ：地震時動水圧の作用方向の躯体幅 (m)

A_0 ：構造物の断面積 (m²)

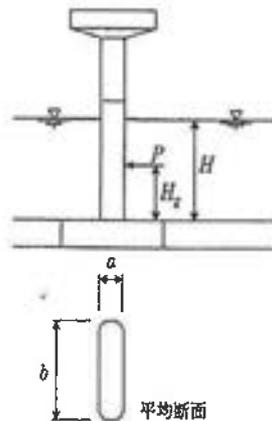


図-12.3-5 柱状構造物に作用する地震時動水圧

ここで

$H = 1.000\text{m} \quad a = 5.000\text{m} \quad b = 6.710\text{m} \quad A_0 = 33.550\text{m}^2$

$b/H = 6.710 / 1.000 = 6.710\text{m}$

故に計算式は、 $4.0 < b/H$ の場合となる。

地震時動水圧の合力の計算

$$\begin{aligned}
 Pd &= 9/40 \cdot kh \cdot W_0 \cdot A_0 \cdot H \cdot b/a \\
 &= 9/40 \times 0.20 \times 9.8 \times 33.550 \times 1.000 \times 6.710 / 5.000 \\
 &= 19.856 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

作用位置

$$Hg = 3/7 \times H = 3/7 \times 1.000 = 0.429\text{m}$$

$$Pd = 19.856 \times 6.710 = 133.234 \text{ (kN)}$$

番号	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
⑤	—	133.234	—	1.929	—	256.951
Σ	—	133.234	—	—	—	256.951

e. 揚圧力

ケース1, 3

$$U = (6.000 \times 7.710 \times 1.500 + 5.000 \times 6.710 \times 1.000) \times 9.8 = 1008.812 \text{ (kN)}$$

作用位置 = 3.000m

番号	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
⑥	1008.812	—	3.000	—	3026.436	—
Σ	1008.812	—	—	—	3026.436	—

ケース2

$$U = (6.000 \times 7.710 \times 1.500 + 5.000 \times 6.710 \times 8.400) \times 9.8 = 3441.858 \text{ (kN)}$$

作用位置 = 3.000m

番号	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
⑥	3441.858	—	3.000	—	10325.574	—
Σ	3441.858	—	—	—	10325.574	—

f. 風荷重

ケース1

区 分	風荷重		重心位置(m)		Ai · Xi	Ai · Yi
	Pw(kN)		Xi	Yi		
側壁1	3.00×7.50×6.71	= 150.975		5.750		868.106
側壁2	3.00×9.50×6.11	= 174.135		14.750		2568.491
頂版	3.00×0.50×6.11	= 9.165		19.750		181.009
合計		= 334.275		—		3617.606

$$P_w = 334.275 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} = \Sigma(A_i \cdot Y_i) / \Sigma P_w = 3617.606 / 334.275 = 10.822\text{m}$$

ケース2

区 分	風荷重		重心位置(m)		Ai · Xi	Ai · Yi
	Pw(kN)		Xi	Yi		
側壁1	3.00×0.10×6.71	= 2.013		9.950		20.029
側壁2	3.00×9.50×6.11	= 174.135		14.750		2568.491
頂版	3.00×0.50×6.11	= 9.165		19.750		181.009
合計		= 185.313		—		2769.529

$$P_w = 185.313 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} = \Sigma(A_i \cdot Y_i) / \Sigma P_w = 2769.529 / 185.313 = 14.945\text{m}$$

2.3 安定計算

・計算結果

ケース名称		転倒に対する検討		滑動に対する検討		最大地盤支持力 (kN/m ²)
		計算値	許容値	計算値	安全率	
ケース1	常時 満水時	0.422	< 1.000	14.885	> 1.5	1965.333
		OK		OK		
ケース2	常時 満水時	0.391	< 1.000	21.956	> 1.5	1572.115
		OK		OK		
ケース3	地震時 満水時	1.865	< 2.000	2.524	> 1.2	4823.433
		OK		OK		

安定計算条件

■転倒に対する安定

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \leq \frac{B}{6} \quad (\text{常時}) \quad \leq \frac{B}{3} \quad (\text{地震時})$$

■滑動に対する安定

$$F_s = \Sigma V \cdot \mu / \Sigma H \geq 1.5 \quad (\text{常時}) \quad \text{又は} \quad \geq 1.2 \quad (\text{地震時})$$

μ : 底面の摩擦係数 0.600 (コンクリートと地盤の摩擦係数)

■地盤支持力に対する安定

$$P = V \cdot (1 \pm 6e/B) / B \quad \dots\dots \text{合力の作用位置が中央}1/3\text{内にあるとき} (e \leq B/6)$$

■ケース1 (常時、濁水時)

項目	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
自重	9042.093	0.000	3.000	0.000	27126.278	0.000
群集荷重	80.652	0.000	3.000	0.000	241.956	0.000
管理橋自重	54.055	0.000	5.200	0.000	281.086	0.000
水重	124.558	0.000	3.000	0.000	373.674	0.000
揚圧力	-1008.812	0.000	3.000	0.000	-3026.436	0.000
風荷重	0.000	334.275	0.000	10.822	0.000	3617.606
合計	8292.546	334.275	-	-	24996.558	3617.606

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

・転倒に対する検討

$$B = 6.000\text{m}$$

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V$$

$$= 6.000/2 - (24996.5575 - 3,617.606) / 8,292.546 = 0.422 \quad (\text{m})$$

$$e_s = B/6 = 6.000/6 = 1.000 \quad (\text{m})$$

$$e = 0.422 < e_s = 1.000 \quad \dots \text{OK}$$

・滑動に対する検討

$$SL = \Sigma V \cdot \mu / \Sigma H = 8292.5455 \times 0.600 / 334.275 = 14.885$$

$$F_s = 1.5$$

$$SL = 14.885 > F_s = 1.5 \quad \dots \text{OK}$$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 \pm 6e/B) / B \quad \dots \dots \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき} (e \leq B/6)$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \quad \dots \dots \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき} (e > B/6)$$

$$e = 0.422 \leq B/6 = 1.000 \quad \text{の爲}$$

$$P_{\max} = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 8292.5455 \times (1 + 6 \times 0.422 / 6.000) / 6.000 = 1965.333 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{\min} = V \cdot (1 - 6e/B) / B = 8292.5455 \times (1 - 6 \times 0.422 / 6.000) / 6.000 = 798.849 \quad (\text{kN/m}^2)$$

■ケース2 (常時、満水時)

項目	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
自重	9042.093	0.000	3.000	0.000	27126.278	0.000
群集荷重	80.652	0.000	3.000	0.000	241.956	0.000
管理橋自重	54.055	0.000	5.200	0.000	281.086	0.000
水重	1046.287	0.000	3.000	0.000	3138.862	0.000
揚圧力	-3441.858	0.000	3.000	0.000	-10325.574	0.000
風荷重	0.000	185.313	0.000	14.945	0.000	2769.529
合計	6781.229	185.313	—	—	20462.607	2769.529

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

・転倒に対する検討

$$B = 6.000\text{m}$$

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V$$

$$= 6.000/2 - (20462.607 - 2769.529) / 6781.229 = 0.391 \quad (\text{m})$$

$$e_s = B/6 = 6.000/6 = 1.000 \quad (\text{m})$$

$$e = 0.391 < e_s = 1.000 \quad \dots \text{OK}$$

・滑動に対する検討

$$SL = \Sigma V \cdot \mu / \Sigma H = 6781.2287 \times 0.600 / 185.313 = 21.956$$

$$F_s = 1.5$$

$$SL = 21.956 > F_s = 1.5 \quad \dots \text{OK}$$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 \pm 6e/B) / B \quad \dots \dots \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき} (e \leq B/6)$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \quad \dots \dots \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき} (e > B/6)$$

$$e = 0.391 \leq B/6 = 1.000 \quad \text{の爲}$$

$$P_{\max} = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 6781.2287 \times (1 + 6 \times 0.391 / 6.000) / 6.000 = 1572.115 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{\min} = V \cdot (1 - 6e/B) / B = 6781.2287 \times (1 - 6 \times 0.391 / 6.000) / 6.000 = 688.295 \quad (\text{kN/m}^2)$$

■ケース3 (地震時、濁水時)

項目	荷重		アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
自重	9042.093	1808.419	3.000	8.275	27126.278	14963.763
管理橋自重	54.055	10.811	5.200	20.000	281.086	216.220
水重	124.558	0.000	3.000	0.000	373.674	0.000
動水圧	0.000	133.234	0.000	1.929	0.000	256.951
揚圧力	-1008.812	0.000	3.000	0.000	-3026.436	0.000
合計	8211.894	1952.463	-	-	24754.602	15436.934

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

・転倒に対する検討

$$B = 6.000\text{m}$$

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V$$

$$= 6.000/2 - (24754.6015 - 15,436.934) / 8,211.894 = 1.865 \text{ (m)}$$

$$e_s = B/3 = 6.000/3 = 2.000 \text{ (m)}$$

$$e = 1.865 < e_s = 2.000 \dots \text{OK}$$

・滑動に対する検討

$$SL = \Sigma V \cdot \mu / \Sigma H = 8211.8935 \times 0.600 / 1,952.463 = 2.524$$

$$F_s = 1.2$$

$$SL = 2.524 > F_s = 1.2 \dots \text{OK}$$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 \pm 6e/B) / B \dots \dots \dots \text{合力の作用位置が中央1/3内にあるとき (} e \leq B/6 \text{)}$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e)) \dots \dots \dots \text{合力の作用位置が中央1/3外にあるとき (} e > B/6 \text{)}$$

$$e = 1.865 > B/6 = 1.000 \text{ の為}$$

$$P = 4/3 \cdot (V / (B - 2e))$$

$$= 4/3 \times (8,211.894 / (6.000 - 2 \times 1.865)) = 4823.433 \text{ kN/m}^2$$

作用する範囲

$$x = 3 \times (B/2 - e)$$

$$= 3 \times (6.000/2 - 1.865) = 3.405\text{m}$$

3. 部材の設計

検討断面

頂版 短辺方向 単純梁
側壁 側壁最下端点での水平方向ラーメン構造
底版 4辺固定スラブ

3.1 頂版の設計

1) 荷重の計算

群集荷重					=	3.000 kN/m ²
自重	0.500	×	24.50		=	12.250 kN/m ²
<hr/>						
					W =	15.250 kN/m ²

2) 断面力の計算

スラブ条件 : 4辺固定スラブ

W : 等分布荷重 15.250 kN/m²
 Lx : 短辺長 3.700 m
 Ly : 長辺長 5.410 m
 Ly/Lx : 辺長比 5.410 / 3.700 = 1.462

曲げモーメント

$$-M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.0749 \times 15.250 \times 3.700^2 = -15.630 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$-M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.0566 \times 15.250 \times 3.700^2 = -11.821 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

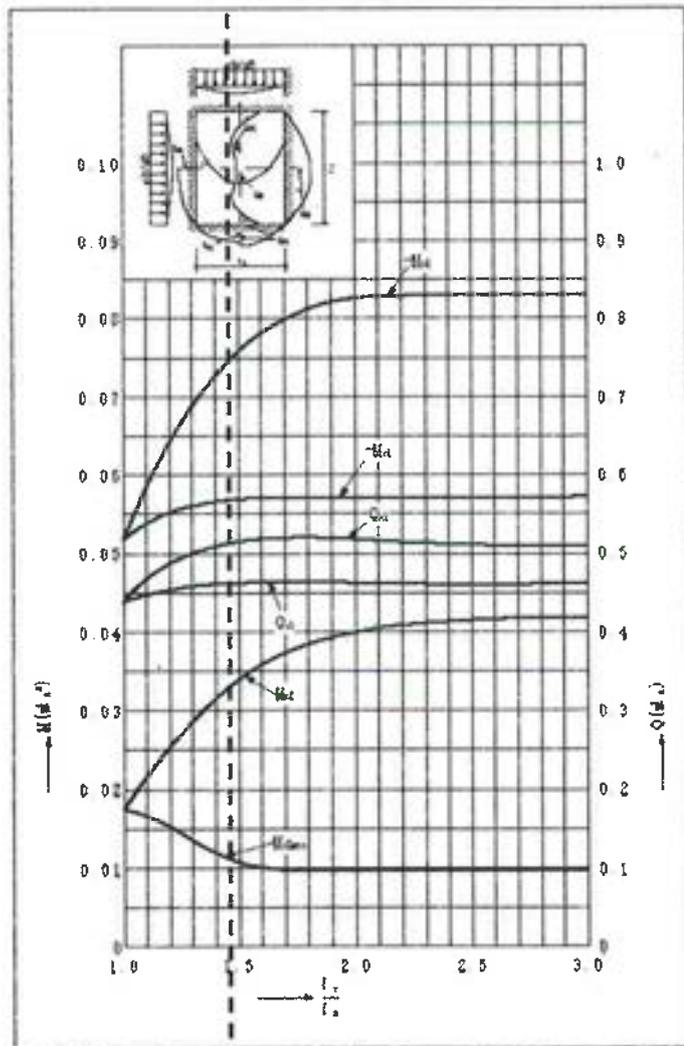
$$M_{xz} (W \cdot l_x^2) = 0.0332 \times 15.250 \times 3.700^2 = 6.940 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y2max} (W \cdot l_x^2) = 0.0114 \times 15.250 \times 3.700^2 = 2.375 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

せん断力

$$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.5162 \times 15.250 \times 3.700 = 29.128 \text{ (kN)}$$

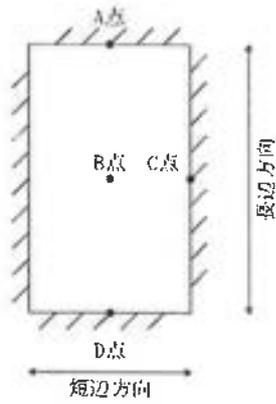
$$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.4700 \times 15.250 \times 3.700 = 26.520 \text{ (kN)}$$



1.462

弁室部底版各点が発生する断面力

		曲げモーメント M kN・m	せん断力 Q kN
A点	短辺方向	0.000	0.000
	長辺方向	-11.821	26.520
B点	短辺方向	6.940	0.000
	長辺方向	2.375	0.000
C点	短辺方向	-15.630	29.128
	長辺方向	0.000	0.000
D点	短辺方向	0.000	0.000
	長辺方向	-11.821	26.520



3) 応力度の検討

主応力鉄筋を単鉄筋構造として計算する。

部材名・区分			短辺方向		長辺方向	
			端部 (下面)	中央 (上面)	端部 (下面)	中央 (上面)
モーメント	M	KN・m	15.630	6.940	11.821	2.375
せん断力	S	KN	29.128	—	26.520	—
部材厚	h	mm	500	500	500	500
鉄筋の被り	t	mm	100	100	100	100
有効部材厚	d	mm	400	400	400	400
最小鉄筋量	As	mm ²	800	800	800	800
鉄筋径		mm	19	19	19	19
ピッチ		mm	250	250	250	250
鉄筋量As		mm ²	1146	1146	1146	1146
鉄筋周長U		mm ²	240	240	240	240
P			0.00287	0.00287	0.00287	0.00287
k			0.25352	0.25352	0.25352	0.25352
j			0.91549	0.91549	0.91549	0.91549
圧縮応力度	σc	N/mm ²	0.84	0.37	0.64	0.13
許容応力度	σca	N/mm ²	8.00			
判定			OK	OK	OK	OK
引張り応力度	σs	N/mm ²	37.24	16.54	28.17	5.66
許容応力度	σsa	N/mm ²	160.00			
判定			OK	OK	OK	OK
せん断応力度	τ	N/mm ²	0.08	0.00	0.07	0.00
許容応力度	τa	N/mm ²	0.23			
判定			OK	OK	OK	OK
付着応力度	τo	N/mm ²	0.33	0.00	0.30	0.00
許容応力度	τoa	N/mm ²	1.60			
判定			OK	OK	OK	OK

※せん断応力が許容値を満足していないのでスターラップの検討を行う。

$$P = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$k = k' - (2n \cdot p + (n \cdot p)^2)^{1/2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k_0}{3}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{K \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d}$$

$$\tau_o = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

ここに

- h: 断面の幅 1000 (mm)
- d: 有効部材厚 (mm)
- As: 必要鉄筋量 (mm²)
- U: 鉄筋周長の総和 (mm)
- M: 曲げモーメント (kN・m/m)
- S: せん断力 (kN/m)
- σc: コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σs: 鉄筋の引張り応力度 (N/mm²)
- τ: コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)
- τo: コンクリートの付着応力度 (N/mm²)

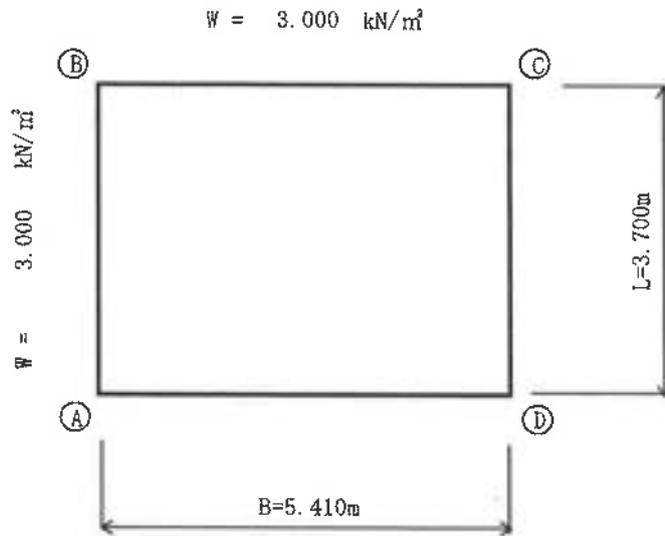
3.2 上部側壁の設計

上部側壁の検討は【常時、風荷重】の場合を検討する。

1) 側壁に作用する荷重

a. 風荷重 3.000 kN/m^2

2) 荷重図



3) 断面力の計算

a. 係数及び荷重項の計算

$$\alpha / \beta = L / B = 3.700 / 5.410 = 0.68$$

$$C_{CB} = C_{AB} = W \cdot L^2 / 12 = 3.000 \times 3.700^2 / 12 = 3.42 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{AD} = C_{BC} = W \cdot B^2 / 12 = 3.000 \times 5.410^2 / 12 = 7.32 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

b. 節点回転数 θ_A 未知数の計算

対象荷重を受けるラーメンなので未知数は θ_A のみである

$$\theta_A = \frac{C_{AB} - C_{AD}}{1 + \alpha} = \frac{3.42 - 7.32}{1 + 0.68} = -2.31$$

c. 端モーメントの計算

$$M_{AB} = \theta_A - C_{AB} = -2.31 - 3.42 = -5.74 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{AD} = \alpha \theta_A - C_{AD} = 0.68 \times -2.31 + 7.32 = 5.74 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M_A = M_{AB} + M_{AD} = -5.74 + 5.74 = 0 \dots \text{OK}$$

d. 中央部のモーメントの計算

部材中央部のモーメントは、端モーメントを受け、かつ、等分布荷重が作用する単純梁として求める。

① AB部材の最大曲げモーメントの計算

始点Aの反力 R_A は、 $R_A = W \cdot L/2$ 従って

$$M_x = R_A \cdot x - W/2 \cdot x^2 + M_{AB}$$

最大曲げモーメントは、 $x = L/2$ の時であるので

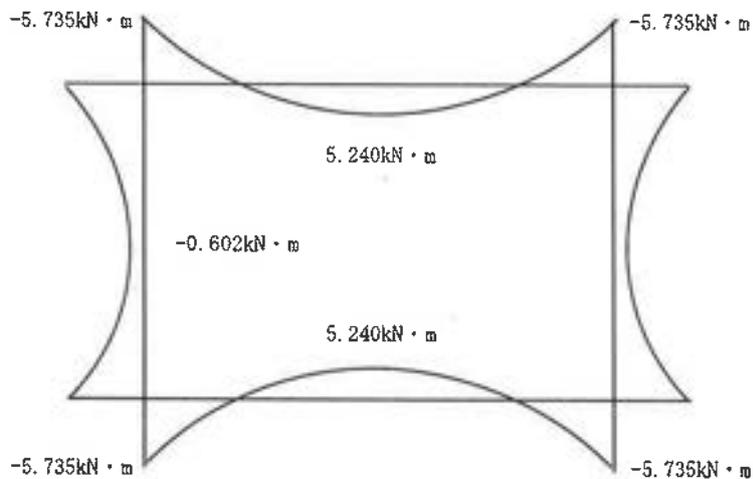
$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_A \cdot \frac{L}{2} - \frac{W}{2} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 + M_{AB} \\ &= \frac{WL}{2} \times \frac{L}{2} - \frac{W}{2} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 + M_{AB} = \frac{W \cdot L^2}{8} + M_{AB} \\ &= \frac{3.000 \times 3.700^2}{8} - 5.74 = -0.60 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② AD部材の最大曲げモーメントの計算

AB部材と同様に

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{W \cdot B^2}{8} + M_{AB} \\ &= \frac{3.000 \times 5.410^2}{8} - 5.74 = 5.24 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

曲げモーメント図



e. 軸力

$$AB, CD \text{ 部材 } N = W \cdot B / 2 = 3.00 \times 5.41 / 2 = 8.12 \text{ KN}$$

$$BC, AD \text{ 部材 } N = W \cdot L / 2 = 3.00 \times 3.70 / 2 = 5.55 \text{ KN}$$

f. セン断力

セン断力は、節点と各節点から $2d$ 離れた位置に対するものとする。

① 節点せん断力

AB部材

$$S_{AB} = W \cdot L / 2 = 3.000 \times 3.700 / 2 = 5.550 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = S_{AB} - W \cdot L = 5.550 - 3.000 \times 3.700 = -5.550 \text{ KN}$$

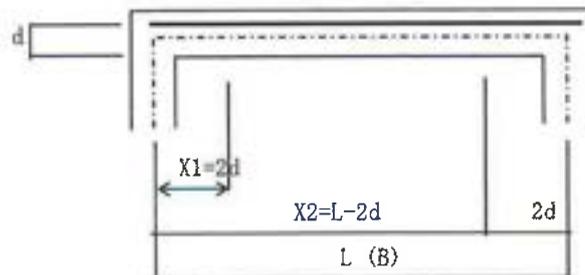
AD部材

$$S_{DA} = W \cdot B / 2 = 3.000 \times 5.410 / 2 = 8.115 \text{ KN}$$

$$S_{AD} = S_{DA} - W \cdot B = 8.115 - 3.000 \times 5.410 = -8.115 \text{ KN}$$

② 節点から $2d$ 離れた位置のせん断力

$$2d = 2 \times (1,000 - 100) = 1800 \text{ mm} = 1.800 \text{ m}$$



AB部材

$$x_1 = 2d = 1.800 \text{ m}$$

$$x_2 = 3.700 - 1.800 = 1.900 \text{ m}$$

$$S_{X1} = S_{AB} = W \cdot x_1 = 5.550 - 3.000 \times 1.800 = 0.150 \text{ KN}$$

$$S_{X2} = S_{AB} - W \cdot x_2 = 5.550 - 3.000 \times 1.900 = -0.150 \text{ KN}$$

AD部材

$$x_1 = 2d = 1.800 \text{ m}$$

$$x_2 = 5.410 - 1.800 = 3.610 \text{ m}$$

$$S_{X1} = S_{DA} - W \cdot x_1 = 8.115 - 3.000 \times 1.800 = 2.72 \text{ KN}$$

$$S_{X2} = S_{DA} - W \cdot x_2 = 8.115 - 3.000 \times 3.610 = -2.72 \text{ KN}$$

4) 応力度の検討

主応力鉄筋を単鉄筋構造として計算する。

部材名・区分	AB, CD部材(短辺方向)		BC, DA部材(長辺方向)	
	端部(外)	中央(外)	端部(外)	中央(内)
モーメント M KN・m	5.736	0.602	5.736	5.240
せん断力 節 点 S KN	5.550	—	8.115	—
2d の位置 S' KN	0.150	—	2.715	—
軸力 N kN	8.115	8.115	5.550	5.550
部 材 厚 h mm	700	700	700	700
鉄筋の被り d' mm	100	100	100	100
有効高さ d mm	600	600	600	600
偏心距離 e=M/N mm	707	74	1034	944
最小鉄筋量 A _s mm ²	1200	1200	1200	1200
鉄筋径 mm	22	22	22	22
ピッチ mm	250	250	250	250
鉄筋量 A _s mm ²	1548	1548	1548	1548
鉄筋周長 U mm ²	280	280	280	280
中立軸の位置xの計算				
$x^3 + \alpha \cdot x^2 + \beta \cdot x + \gamma = 0$	203.635	813.070	182.773	186.828
$\alpha = 3e'$	1070.619	-827.625	2050.689	1782.574
$\beta = 6n/b \cdot A_s(e' + d)$	133312	45157	178826	166375
$\gamma = -6n/b \cdot A_s \cdot d(e' + d)$	-79986934	-27094263	-107295604	-99824851
$e' = e - h/2$	356.873	-275.875	683.563	594.191
P	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026
K	0.2422	0.2422	0.2422	0.2422
j	0.9193	0.9193	0.9193	0.9193
圧縮応力度 σ_c N/mm ²	0.14	0.02	0.14	0.13
許容応力度 σ_{ca} N/mm ²	8.00			
判 定	OK	OK	OK	OK
引張り応力度 σ_s N/mm ²	4.2	-0.1	5.0	4.4
許容応力度 σ_{sa} N/mm ²	160.00			
判 定	OK	OK	OK	OK
せん断応力 N/mm ²				
τ 節 点	0.01		0.01	
τ_a 許容応力度	0.46		0.46	
判 定	OK		OK	
τ 2d の位置	0.00		0.00	
τ_a 許容応力度	0.23		0.23	
判 定	OK		OK	
付着応力度 τ_o N/mm ²				
τ_o 節 点	0.04		0.05	
τ_{oa} 許容応力度	3.20		3.20	
判 定	OK		OK	
τ_o 2d の位置	0.00		0.02	
τ_{oa} 許容応力度	1.60		1.60	
判 定	OK		OK	

コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{bx}{2} - n \cdot A_s \frac{d-x}{x}}$$

鉄筋の引張り応力度 (N/mm²)

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x}$$

コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

コンクリートの付着応力度 (N/mm²)

$$\tau_o = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = (2n \cdot p + (n \cdot p)^2)^{1/2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

ここに

b: 断面の幅 1000 (mm)

d: 部材厚 (mm)

A_s: 必要鉄筋量 (mm²)

U: 鉄筋周長の総和 (mm)

M: 曲げモーメント (kN・m/m)

S: せん断力 (kN/m)

n: ヤング係数 n=15

3.3 下部側壁の設計

側壁の検討は最も荷重が作用する【常時・洪水時】の場合を検討する。

1) 側壁に作用する荷重

水圧作用高さ

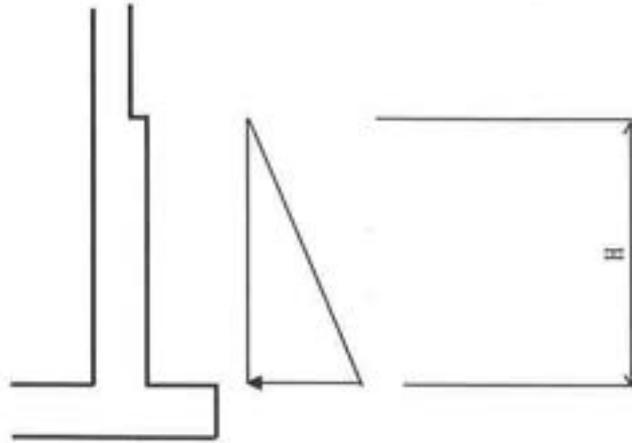
$$H = 8.400 \text{ m}$$

水の単位体積重量

$$\gamma_w = 9.800 \text{ kN/m}^3$$

設計水平震度

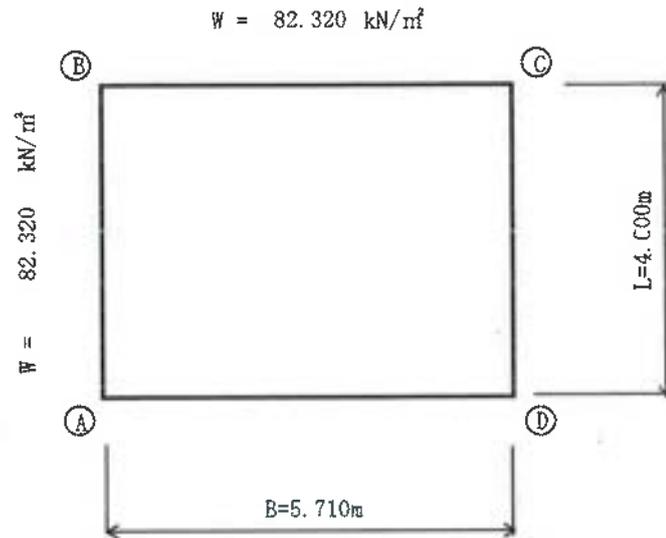
$$K_h = 0.200$$



a. 静水圧

$$q_1 = \gamma_w \cdot H = 9.800 \times 8.400 = 82.320 \text{ kN/m}^2$$

2) 荷重図



3) 断面力の計算

a. 係数及び荷重項の計算

$$\alpha / \beta = L / B = 4.000 / 5.710 = 0.70$$

$$C_{CB} = C_{AB} = W \cdot L^2 / 12 = 82.320 \times 4.000^2 / 12 = 109.76 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{AD} = C_{BC} = W \cdot B^2 / 12 = 82.320 \times 5.710^2 / 12 = 223.66 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

b. 節点回転数 θ_A 未知数の計算

対象荷重を受けるラーメンなので未知数は θ_A のみである

$$\theta_A = \frac{C_{AB} - C_{AD}}{1 + \alpha} = \frac{109.76 - 223.66}{1 + 0.70} = -66.98$$

c. 端モーメントの計算

$$M_{AB} = \theta_A - C_{AB} = -66.98 - 109.76 = -176.74 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{AD} = \alpha \theta_A - C_{AD} = 0.70 \times -66.98 + 223.66 = 176.74 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M_A = M_{AB} + M_{AD} = -176.74 + 176.74 = 0 \dots \text{OK}$$

d. 中央部のモーメントの計算

部材中央部のモーメントは、端モーメントを受け、かつ、等分布荷重が作用する単純梁として求める。

① AB部材の最大曲げモーメントの計算

始点Aの反力 R_A は、 $R_A = W \cdot L/2$ 従って

$$Mx = R_A \cdot x - W/2 \cdot x^2 + M_{AB}$$

最大曲げモーメントは、 $x = L/2$ の時であるので

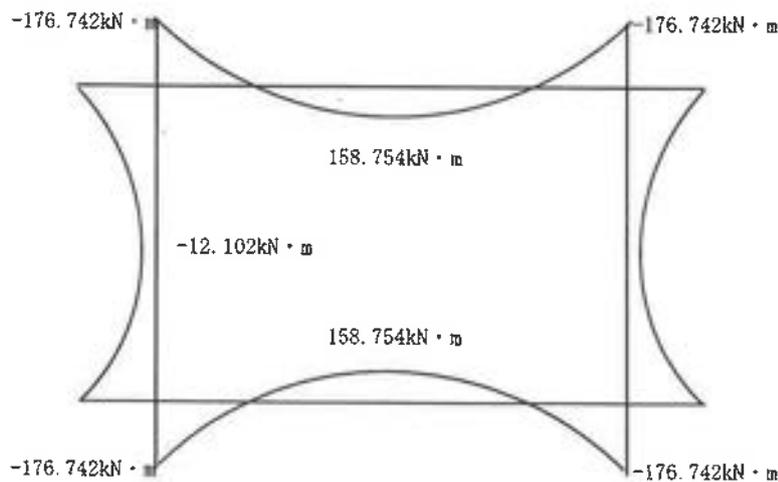
$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_A \cdot \frac{L}{2} - \frac{W}{2} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 + M_{AB} \\ &= \frac{WL}{2} \times \frac{L}{2} - \frac{W}{2} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 + M_{AB} = \frac{W \cdot L^2}{8} + M_{AB} \\ &= \frac{82.320 \times 4.000^2}{8} - 176.74 = -12.10 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② AD部材の最大曲げモーメントの計算

AB部材と同様に

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{W \cdot B^2}{8} + M_{AB} \\ &= \frac{82.320 \times 5.710^2}{8} - 176.74 = 158.75 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

曲げモーメント図



e. 軸力

$$AB, CD \text{ 部材 } N = W \cdot B / 2 = 82.32 \times 5.71 / 2 = 235.02 \text{ KN}$$

$$BC, AD \text{ 部材 } N = W \cdot L / 2 = 82.32 \times 4.00 / 2 = 164.64 \text{ KN}$$

f. セン断力

セン断力は、節点と各節点から $2d$ 離れた位置に対するものとする。

① 節点セン断力

AB部材

$$S_{AB} = W \cdot L / 2 = 82.320 \times 4.000 / 2 = 164.640 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = S_{AB} - W \cdot L = 164.640 - 82.320 \times 4.000 = -164.640 \text{ KN}$$

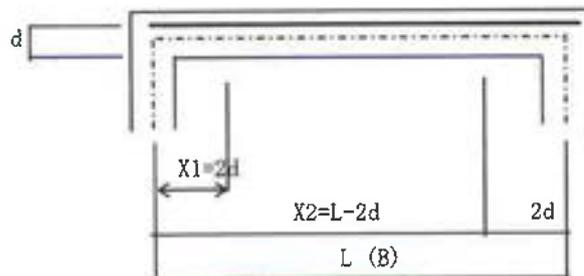
AD部材

$$S_{DA} = W \cdot B / 2 = 82.320 \times 5.710 / 2 = 235.024 \text{ KN}$$

$$S_{AD} = S_{DA} - W \cdot B = 235.024 - 82.320 \times 5.710 = -235.024 \text{ KN}$$

② 節点から $2d$ 離れた位置のセン断力

$$2d = 2 \times (1,000 - 100) = 1800 \text{ mm} = 1.800 \text{ m}$$



AB部材

$$x_1 = 2d = 1.800 \text{ m}$$

$$x_2 = 4.000 - 1.800 = 2.200 \text{ m}$$

$$S_{X1} = S_{AB} = W \cdot x_1 = 164.640 - 82.320 \times 1.800 = 16.464 \text{ KN}$$

$$S_{X2} = S_{AB} - W \cdot x_2 = 164.640 - 82.320 \times 2.200 = -16.464 \text{ KN}$$

AD部材

$$x_1 = 2d = 1.800 \text{ m}$$

$$x_2 = 5.710 - 1.800 = 3.910 \text{ m}$$

$$S_{X1} = S_{DA} - W \cdot x_1 = 235.024 - 82.320 \times 1.800 = 86.85 \text{ KN}$$

$$S_{X2} = S_{DA} - W \cdot x_2 = 235.024 - 82.320 \times 3.910 = -86.85 \text{ KN}$$

4) 応力度の検討

主応力鉄筋を単鉄筋構造として計算する。

部材名・区分			AB, CD部材(短辺方向)		BC, DA部材(長辺方向)	
			端部(外)	中央(外)	端部(外)	中央(内)
モーメント	M	KN・m	176.743	12.102	176.743	158.754
せん断力	節 点	S	164.640	—	235.024	—
	2d の位置	S'	16.464	—	86.848	—
軸力	N	kN	235.024	235.024	164.640	164.640
部 材 厚	h	mm	1000	1000	1000	1000
鉄筋の被り	d'	mm	100	100	100	100
有効高さ	d	mm	900	900	900	900
偏心距離	$e=M/N$	mm	752	51	1074	964
最小鉄筋量	A_s	mm ²	1800	1800	1800	1800
鉄筋径		mm	25	25	25	25
ピッチ		mm	250	250	250	250
鉄筋量 A_s		mm ²	2027	2027	2027	2027
鉄筋周長U		mm ²	320	320	320	320
中立軸の位置xの計算						
$x^3 + \alpha \cdot x^2 + \beta \cdot x + \gamma = 0$			331.464	1,325.577	286.616	297.762
$\alpha = 3e'$			756.064	-1345.525	1720.531	1392.756
$\beta = 6n/b \cdot A_s(c'+d)$			210163	82366	268812	248881
$\gamma = -6n/b \cdot A_s \cdot d(e'+d)$			-189146902	-74129041	-241931226	-223992457
$e' = c-h/2$			252.021	-448.508	573.510	464.252
P			0.0023	0.0023	0.0023	0.0023
K			0.2283	0.2283	0.2283	0.2283
j			0.9239	0.9239	0.9239	0.9239
圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.07	0.35	2.10	1.88
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	12.00			
判 定			OK	OK	OK	OK
引張り応力度	σ_s	N/mm ²	53.2	-1.7	67.6	57.2
許容応力度	σ_{sa}	N/mm ²	240.00			
判 定			OK	OK	OK	OK
せん断応力 N/mm ²						
τ	節 点		0.18		0.26	
τ_a	許容応力度		0.69		0.69	
判 定			OK		OK	
τ	2d の位置		0.02		0.10	
τ_a	許容応力度		0.35		0.35	
判 定			OK		OK	
付着応力度 τ_o N/mm ²						
τ_o	節 点		0.62		0.88	
τ_{oa}	許容応力度		4.80		4.80	
判 定			OK		OK	
τ_o	2d の位置		0.06		0.33	
τ_{oa}	許容応力度		2.40		2.40	
判 定			OK		OK	

コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{bx}{2} - n \cdot A_s \frac{d-x}{x}}$$

鉄筋の引張り応力度 (N/mm²)

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x}$$

コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

コンクリートの付着応力度 (N/mm²)

$$\tau_o = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

$$P = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = (2n \cdot p + (n \cdot p)^2)^{1/2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

ここに

b: 断面の幅 1000 (mm)

d: 部材厚 (mm)

A_s: 必要鉄筋量 (mm²)

U: 鉄筋周長の総和 (mm)

M: 曲げモーメント (kN・m/m)

S: せん断力 (kN/m)

n: ヤング係数 n=15

3.4 底版の設計

1) 底版に作用する荷重の計算

自重

群集荷重	=	$4.40 \times 6.11 \times 3.000$	=	80.652 kN/m ²
頂版	=	$4.400 \times 6.110 \times 0.500 \times 24.50$	=	329.329 kN/m ²
側壁1	=	$(5.00 \times 6.71 - 3.00 \times 4.71) \times 8.50 \times 24.50$	=	4044.215 kN/m ²
側壁2	=	$(4.40 \times 6.11 - 3.00 \times 4.71) \times 9.50 \times 24.50$	=	2968.494 kN/m ²
		計	=	7422.690 kN/m ²

$$w = \frac{7422.690}{6.710 \times 5.000} = 221.243 \text{ kN/m}^2$$

2) 断面力の計算

スラブ条件 : 4辺固定スラブ

W	: 等分布荷重	221.243	kN/m ²
Lx	: 短辺長	4.000	m
Ly	: 長辺長	5.710	m
Ly/Lx	: 辺長比	5.710 / 4.000	= 1.428

曲げモーメント

$$-M_{x1} (W \cdot l_x^2) = -0.0738 \times 221.243 \times 4.000^2 = -261.332 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$-M_{y1} (W \cdot l_x^2) = -0.0563 \times 221.243 \times 4.000^2 = -199.207 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

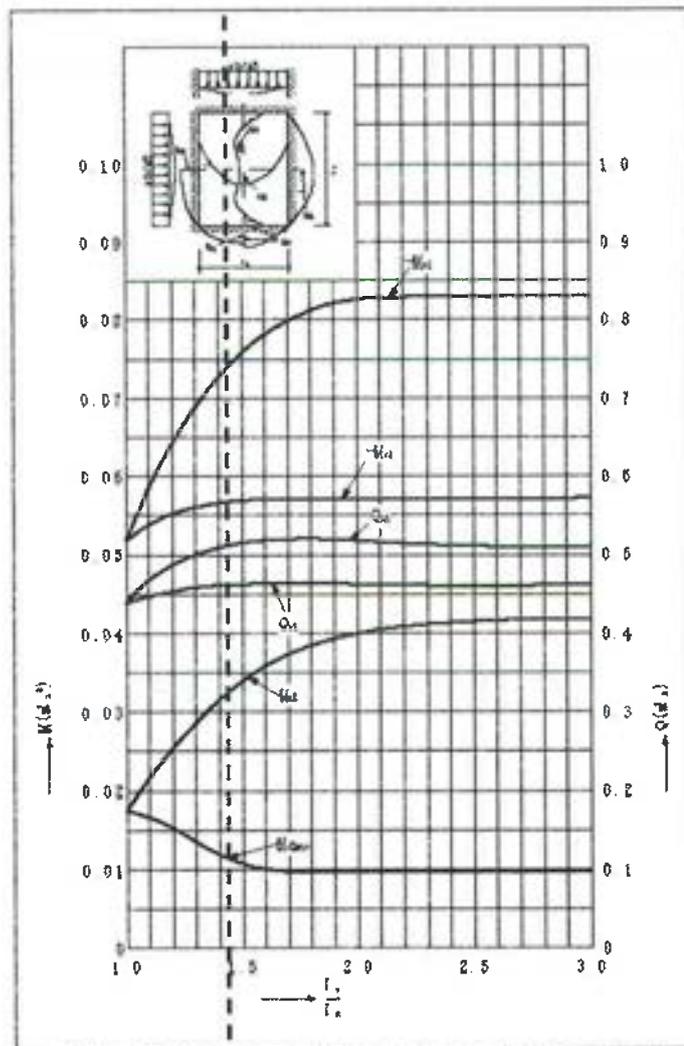
$$M_{xz} (W \cdot l_x^2) = 0.0326 \times 221.243 \times 4.000^2 = 115.223 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{y2max} (W \cdot l_x^2) = 0.0117 \times 221.243 \times 4.000^2 = 41.505 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

せん断力

$$Q_{x1} (W \cdot l_x) = 0.5128 \times 221.243 \times 4.000 = 453.769 \text{ (kN)}$$

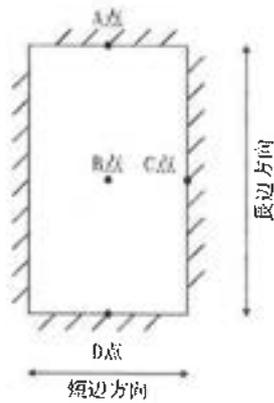
$$Q_{y1} (W \cdot l_x) = 0.4700 \times 221.243 \times 4.000 = 415.936 \text{ (kN)}$$



1.428

底版各点が発生する断面力

		曲げモーメント M kN・m	せん断力 Q kN
A点	短辺方向	0.000	0.000
	長辺方向	-199.207	415.936
B点	短辺方向	115.223	0.000
	長辺方向	41.505	0.000
C点	短辺方向	-261.332	453.769
	長辺方向	0.000	0.000
D点	短辺方向	0.000	0.000
	長辺方向	-199.207	415.936



3) 応力度の検討

主応力鉄筋を単鉄筋構造として計算する。

部材名・区分			短辺方向		長辺方向	
			端部 (下面)	中央 (上面)	端部 (下面)	中央 (上面)
モーメント	M	KN・m	261.332	115.223	199.207	41.505
せん断力	S	KN	453.769	—	415.936	—
部材厚	h	mm	1500	1500	1500	1500
鉄筋の被り	t	mm	110	110	110	110
有効部材厚	d	mm	1390	1390	1390	1390
最小鉄筋量	As	mm ²	2780	2780	2780	2780
鉄筋径		mm	22	22	22	22
ピッチ		mm	125	125	125	125
鉄筋量As		mm ²	3096	3096	3096	3096
鉄筋周長U		mm ²	560	560	560	560
P			0.00223	0.00223	0.00223	0.00223
k			0.22735	0.22735	0.22735	0.22735
j			0.92422	0.92422	0.92422	0.92422
圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	1.29	0.57	0.98	0.20
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.00			
判定			OK	OK	OK	OK
引張り応力度	σ_s	N/mm ²	65.71	28.97	50.09	10.44
許容応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.00			
判定			OK	OK	OK	OK
せん断応力度	τ	N/mm ²	0.35	0.00	0.32	0.00
許容応力度	τ_a	N/mm ²	0.23			
判定			OUT	OK	OUT	OK
付着応力度	τ_o	N/mm ²	0.63	0.00	0.58	0.00
許容応力度	τ_{oa}	N/mm ²	1.60			
判定			OK	OK	OK	OK

※せん断応力が許容値を満足していないのでスターラップの検討を行う。

$$P = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$k = k = (2n \cdot p + (n \cdot p)^2)^{1/2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k_0}{3}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{K \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d}$$

$$\tau_o = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

ここに

b: 断面の幅 1000 (mm)

d: 有効部材厚 (mm)

As: 必要鉄筋量 (mm²)

U: 鉄筋周長の総和 (mm)

M: 曲げモーメント (kN・m/m)

S: せん断力 (kN/m)

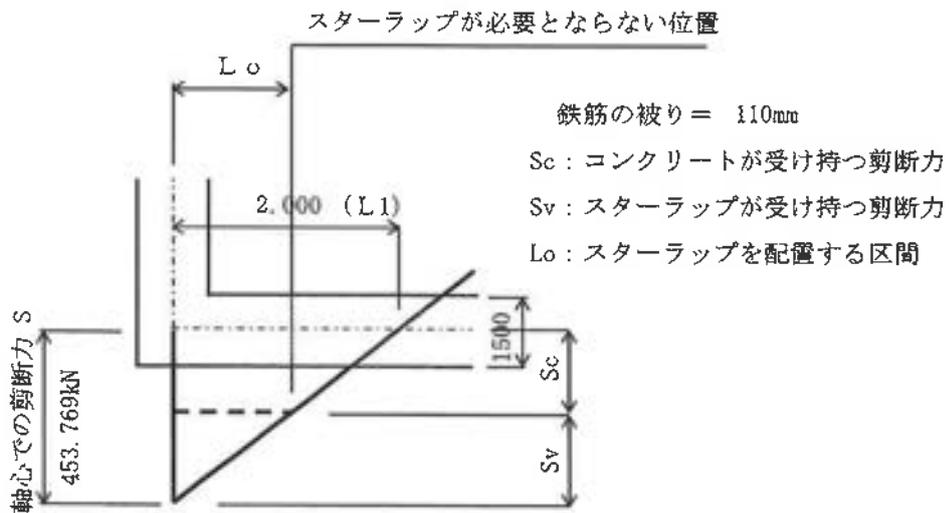
σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張り応力度 (N/mm²)

τ : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

τ_o : コンクリートの付着応力度 (N/mm²)

4) スターラップの計算



a) コンクリートが受け持つ剪断力の計算

$$S_c = 1/2 \cdot \tau_{al} \cdot b \cdot J \cdot d$$

ここに、

$$= 1/2 \times 0.230 \times 1000 \times 0.924 \times 1390 = 147737 = 147.74 \text{ kN}$$

b) スターラップが受け持つ剪断力の計算

$$S_v = S - S_c = 453.77 - 147.74 = 306.03 \text{ kN}$$

c) 区間 L_o におけるスターラップの総断面積

$$A_v = \frac{S_v \cdot S'}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} = \frac{306.03 \times 1000 \times 250}{180 \times 0.924 \times 1390} = 330.86 \text{ mm}^2$$

ここで S' はスターラップの間隔

d) スターラップが必要とされない位置

$$L_o = L_1 - L_1 \cdot S_c / S = 2.000 - 2 \times 147.74 / 453.77 = 1.349 \text{ m}$$

e) 配筋区間

$$L = L_o + \text{有効高} = 1.349 + 1.390 = 2.739 \rightarrow 2.800 \text{ m}$$

f) 鉄筋径

単位幅1m当り A_v 以上あれば良いので

$$A_s = A_s' \times 4 > A_v \quad (\text{鉄筋間隔 } @250)$$

鉄筋径を D13 とすると

$$A_s = 126.7 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2 > 330.860 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

∴ スターラップは壁軸心から $L=2.800\text{m}$ の区間にD13を250mm間隔で配置する。

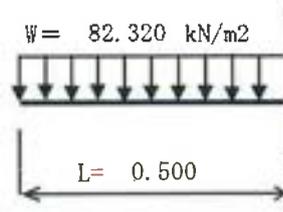
3.5 張出し部の設計

1) 荷重の計算

$$\text{水の自重} = 8.400 \times 9.80 = 82.320 \text{ kN/m}^2$$

2) 応力計算

・片持ち梁等分布荷重



a. 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 1/2 \cdot W \cdot L^2 = 1/2 \times 82.320 \times 0.500^2 = 10.290 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b. 最大せん断力

$$S_{\max} = W \cdot L = 82.320 \times 0.500 = 41.160 \text{ kN}$$

4) 応力度の検討

モーメント	M	=	10.290	KN·m	
せん断力	S	=	41.160	KN	
断面の幅	B	=	1000	mm	
部材厚	h	=	1500	mm	
鉄筋の被り	d'	=	110	mm	
有効高さ	d	=	1390	mm	
最小鉄筋量	As	=	2780	mm ²	※最小鉄筋量=0.002・B・d

計画鉄筋量

鉄筋径	D	=	22	mm	
ピッチ			125	mm	
鉄筋量As	As	=	3096	mm ²	> 2780 mm ²
鉄筋周長U	U	=	280	mm ²	

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = 0.00223$$

$$k = (2n \cdot p + (n \cdot p)^2)^{1/2} - n \cdot p = 0.22735$$

$$j = 1 - \frac{k_0}{3} = 0.92422$$

①コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{K \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \times 10.290 \times 10^6}{0.22735 \times 0.92422 \times 1000 \times 1,390^2} \\ &= 0.05 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 8.00 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

②鉄筋の引張り応力度

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{10.290 \times 10^6}{3,096 \times 0.92422 \times 1,390} \\ &= 2.59 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 160.00 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

③コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{41.160 \times 10^3}{1,000 \times 0.92422 \times 1,390} \\ &= 0.03 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.23 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

④コンクリートの付着応力度

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = \frac{41.160 \times 10^3}{280 \times 0.92422 \times 1,390} \\ &= 0.11 \text{ N/mm}^2 < \tau_{oa} = 1.60 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

構造計算

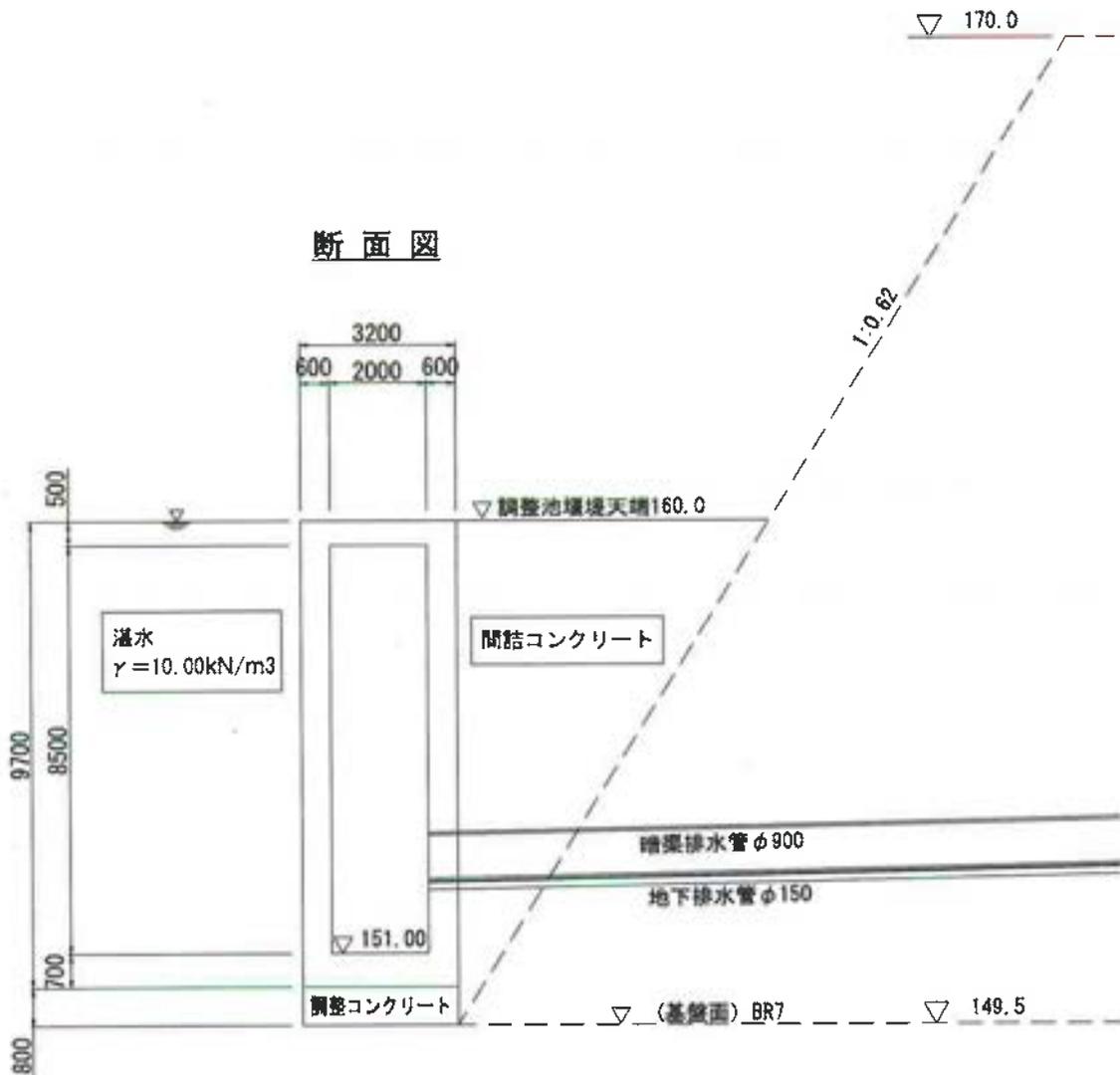
Ⅲ－２埋立地地下水集水ピット

Ⅲ-2 埋立地 (地下水集水槽)

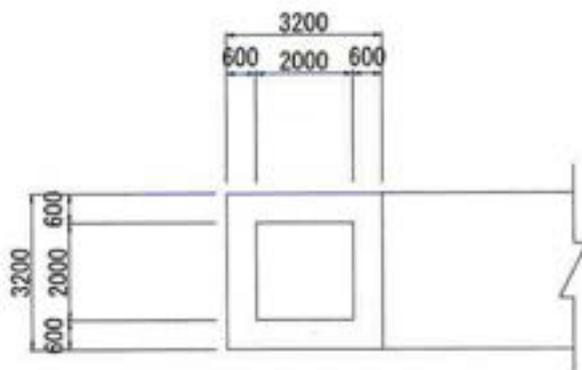
縮尺 1:150

設計条件

断面図



平面図

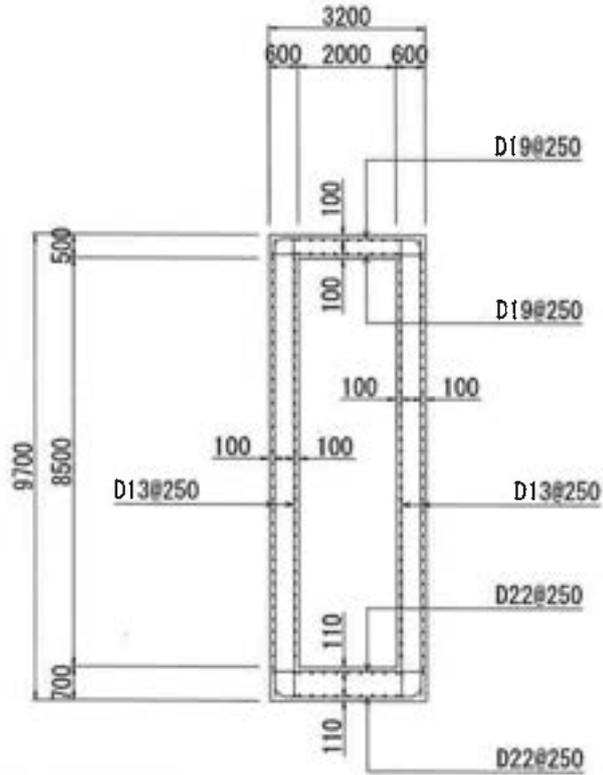


配筋要領

Ⅲ-2 埋立地
(地下水集水槽)

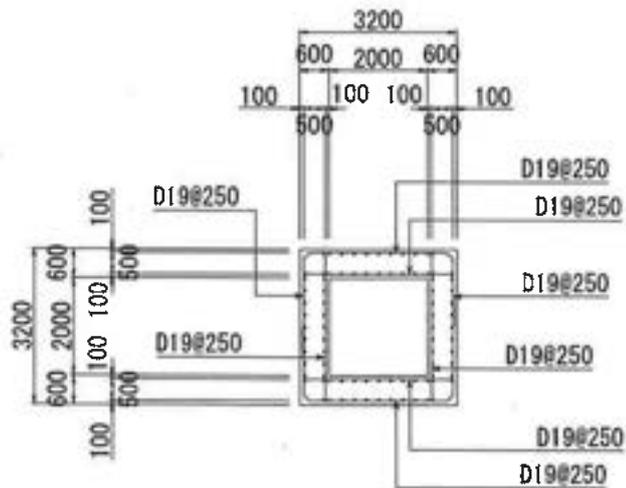
縮尺 1:150

断面図



※頂版、底版の直交する
鉄筋は同径とする

平面図



鉄筋被り

各項目	主鉄筋被り
頂板	100mm
側壁	100mm
底版	110mm

※鉄筋中心から躯体面までの距離

1章 設計条件

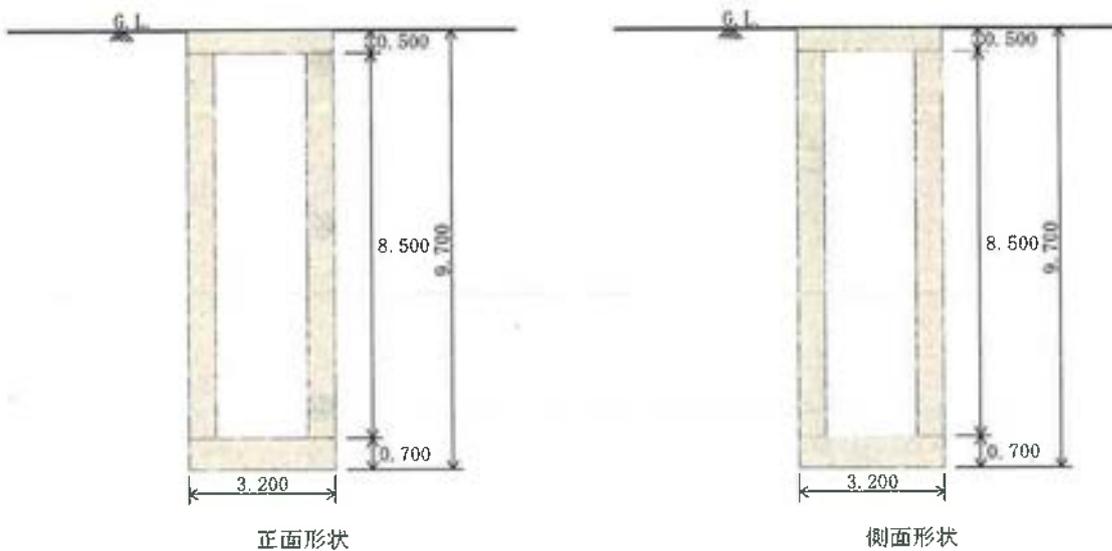
1.1 設計対象

計算対象 : 常時

1.2 形式

現場打ちマンホール

1.3 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		矩形	3.200	0.000	3.200	0.000	0.000
2		矩形	3.200	2.000	3.200	2.000	0.000
3		矩形	3.200	0.000	3.200	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		矩形	3.200	0.000	3.200	0.000	0.000
2		矩形	3.200	2.000	3.200	2.000	0.000
3		矩形	3.200	0.000	3.200	0.000	0.000

1.4 部材

部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	部位	断面照査有無
1	0.500	0.500	頂版	○
2	9.000	8.500	側壁	○
3	9.700	0.700	底版	○

1.5 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	水平ラーメン解析	
3	矩形	底版	4辺固定支持	建築学会

1.6 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

単位重量 $\gamma_c = 24.50$ (kN/m³)

1.7 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 $\times 10^4$ (N/mm ²)
1	SD345	345.0	2.000
2	SD345	345.0	2.000
3	SD345	345.0	2.000

1.8 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	0.230	1.60	180.00	160.00
2	8.00	0.230	1.60	180.00	160.00
3	8.00	0.230	1.60	180.00	160.00

浮力の検討に対する安全率 : 1.200

1.9 地下水位

地表面からの深さ H : 0.000 (m)

単位重量 : 10.0 (kN/m³)

1.10 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	10.500	10.500	0.000	0.000	0.0000	1.0000

表層地盤の動的ポアソン比 $\nu_v = 0.45$

基盤層データ

単位体積重量 $\gamma = 22.000$ (kN/m³)

動的ポアソン比 $\nu_v = 0.30$

せん断弾性波速度 $V_{bs} = 300.000$ (m/s)

1.11 荷重

載荷荷重

[1]常時

Case No.	名称	タイプ	載荷強度 (kN/m ²)
1	車両荷重	後輪荷重(T-25)	100.000

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)

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		3.200×3.200×0.500×24.500	125.440
累計Wc1				125.440
2	側壁		(3.200×3.200 - 2.000×2.000)×8.500×24.500	1299.480
累計Wc2				1424.920
3	底版		3.200×3.200×0.700×24.500	175.616
累計 Wc				1600.536

2.1.2 底版に作用する水圧

$$\begin{aligned}
 W_w &= \gamma_w \cdot (h - h_w) \\
 &= 10.000 \times (9.700 - 0.000) \\
 &= 97.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- W_w : 底版に作用する水圧 (kN/m²)
- γ_w : 水の単位重量 (kN/m³)
- h_w : 地下水位位置 (m)
- h : 地表面から底版下面までの距離 (m)

2.1.3 活荷重

[1] 常時

(1) 後輪荷重

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{2 \cdot P}{2.75} \cdot (1+i) \\
 &= \frac{2 \times 100.000}{2.75} \times (1+0.300) \\
 &= 94.545 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここに

- P₁ : 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。

$$P_{v1} = \frac{P_1 \cdot \beta}{W_1} = \frac{P_1 \cdot \beta}{2 \cdot h + 0.2}$$

$$= \frac{94.545 \times 0.90}{2 \times 0.000 + 0.2}$$

$$= 425.455 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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)

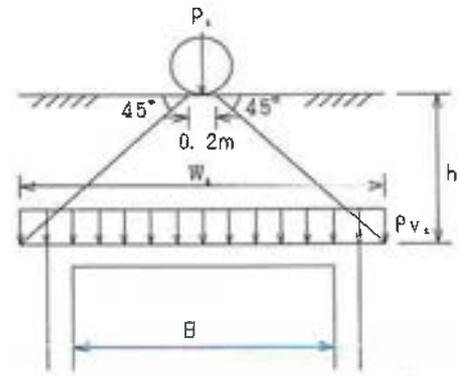
β : 低減係数

土被り厚 $h \leq 1.0$ (m) かつ 内空幅 $B \geq 4.0$ (m) の場合

1.0

上記以外の場合

0.9



活荷重の分布幅がマンホール幅より小さいので、単純梁でマンホール中心位置の曲げモーメントが等しくなるように荷重を換算する。

$$\frac{1}{8} \cdot q_{v1} \cdot B_0^2 = \frac{1}{8} \cdot P_{v1} \cdot W_1 \cdot (2B_0 - W_1) \text{ より}$$

$$q_{v1} = \frac{P_{v1} \cdot W_1}{B_0^2} \cdot (2B_0 - W_1)$$

$$q_{v1} = \frac{425.455 \times 0.200}{3.200^2} \cdot (2 \times 3.200 - 0.200)$$

$$= 51.520 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに

q_{v1} : 活荷重による等分布荷重 (kN/m²)

B_0 : マンホール幅 (m)

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

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

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、

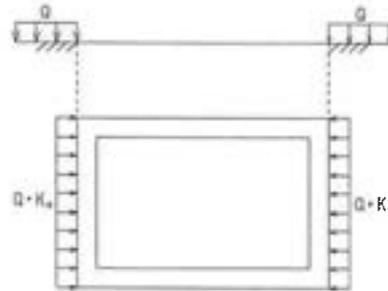
- P_w : 水圧 (kN/m²)
- γ_w : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m³)
- h_w : 地下水位面からの距離 (m)

(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)
- $Q = Q_0 + Q_1$
- Q_0 : 死荷重 = 0.000 (kN/m²)
- Q_1 : 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	1	0.250	頂版	中央	0.000	0.000	2.500	0.000	2.500
2	1	0.500	側壁	上端	0.000	0.000	5.000	0.000	5.000
2	1	9.000	側壁	下端	0.000	0.000	90.000	0.000	90.000
3	1	9.350	底版	中央	0.000	0.000	93.500	0.000	93.500

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。

$$W1 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_v$$

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_v : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 1】

$$A = 3.200 \times 3.200 = 10.240 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1]常時

$$\begin{aligned} W1 &= \frac{125.440 + 0.000}{10.240} + 51.520 \\ &= 63.770 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

2.3.2 断面力の計算

【部材番号 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。

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

$$Q = \alpha \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

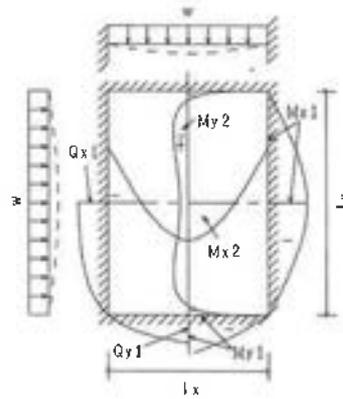
w : 分布荷重 = 63.770 (kN/m²)

lx : 短辺方向長さ = 2.600 (m)

ly : 長辺方向長さ = 2.600 (m)

α : ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.000$$



1) 曲げモーメント

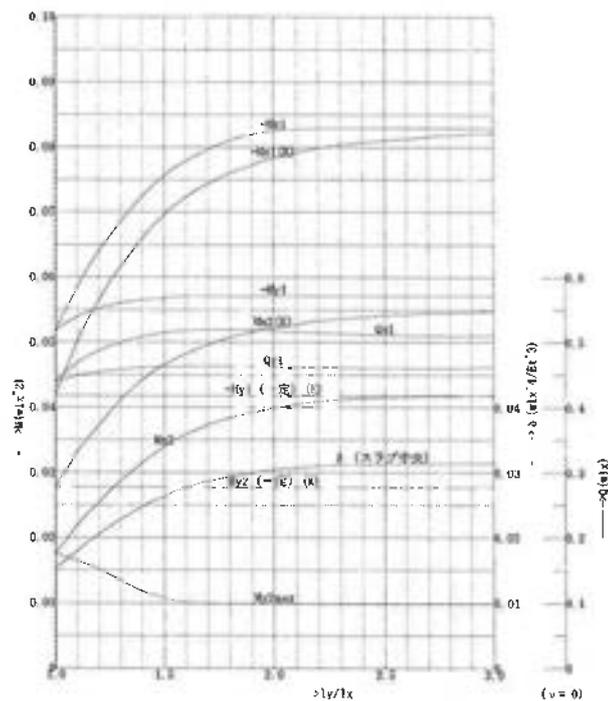
短辺方向	係数 α	M (kN.m)
Mx1	-0.0518	-22.330
Mx2	0.0277	11.941

長辺方向	係数 α	M (kN.m)
My1	-0.0518	-22.330
My2	0.0277	11.941
My2max	0.0176	7.587

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1	0.4390	72.787

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.4390	72.787



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)

$$\begin{aligned} Q &= 72.787 - \frac{0.550}{2.600} \times (72.787 + 72.787) \\ &= 41.992 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

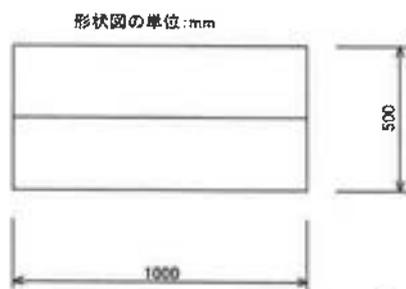
照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 72.787 - \frac{0.550}{2.600} \times (72.787 + 72.787) \\ &= 41.992 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2.3.3 断面照査

【部材番号 1】〈前後方向〉

地表面からの深度 0.000~0.500(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	100.00	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	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

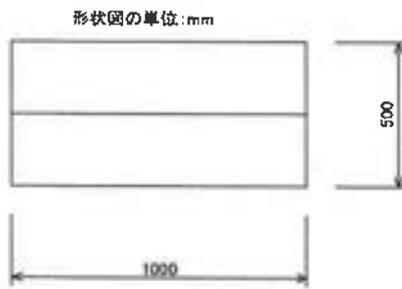
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-22.3302	11.9410	-22.3302
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	41.9925
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	b_w	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A_s	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	圧縮側	$A_{s'}$	mm ²	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	$A_{s_{min}}$	mm ²	800.00	800.00	—
	$A_{s_{min}}$	mm ²	—	—	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
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	f_{yk}	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	1.2033	0.6435	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	53.2087	28.4533	—
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
平均せん断応力度	τ	N/mm ²	—	—	0.1050
有効高に関する補正係数	C_e		—	—	1.343
引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数	C_{pt}		—	—	0.987
軸方向圧縮力による補正係数	C_s		—	—	1.000
許容せん断応力度	τ_{ca}	N/mm ²	—	—	0.3047
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ_c	N/mm ²	—	—	0.5030
コンクリート許容付着応力度	τ_{ca}	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】〈左右方向〉

地表面からの深度 0.000~0.500(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	100.00	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	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

[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	-22.3302	11.9410	-22.3302
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	41.9925
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	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	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 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As _{min}	mm ²	800.00	800.00	—
	As _{min}	mm ²	—	—	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
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	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	1.2033	0.6435	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	53.2087	28.4533	—
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
平均せん断応力度	τ	N/mm ²	—	—	0.1050
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.343
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.987
軸方向圧縮力による補正係数	C _v		—	—	1.000
許容せん断応力度	τ_{ca}	N/mm ²	—	—	0.3047
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ_o	N/mm ²	—	—	0.5030
コンクリート許容付着応力度	τ_{ov}	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 底版の計算

2.4.1 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。

$$W3 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_v$$

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_v : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 3】

$$A = 3.200 \times 3.200 = 10.240 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W3 &= \frac{1424.920 + 0.000}{10.240} + 51.520 \\ &= 190.672 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

底版の断面力算出には、地盤反力度と水圧の大きいほうを用いる。

[i] 常時

$$\text{地盤反力度 } 190.672 \text{ (kN/m}^2\text{)} \geq \text{水圧 } 97.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版の断面力算出には、地盤反力度を用いる。

2.4.2 断面力の計算

【部材番号 3】

[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。

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

$$Q = \alpha \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

Q : せん断力 (kN)

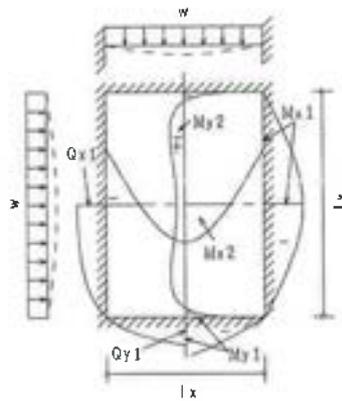
w : 分布荷重 = 190.672 (kN/m²)

lx : 短辺方向長さ = 2.600 (m)

ly : 長辺方向長さ = 2.600 (m)

α : ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.000$$



1) 曲げモーメント

短辺方向	係数 α	M (kN・m)
M_{x1}	-0.0518	-66.767
M_{x2}	0.0277	35.704

長辺方向	係数 α	M (kN・m)
M_{y1}	-0.0518	-66.767
M_{y2}	0.0277	35.704
M_{y2max}	0.0176	22.685

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Q_{x1}	0.4390	217.633

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Q_{y1}	0.4390	217.633

