

			第1P流入渠	第1P流入渠	第1P流入渠	第2P流入渠	第2P流入渠	天保山第2P流入渠	中継P流入渠	浄化センター放流渠		
管理No			管理No. 1	管理No. 2	管理No. 3	管理No. 4	管理No. 5	管理No. 6	管理No. 7	管理No. 1		
検討条件	適用土質		H24 NO. 3	H24 NO. 3	H24 NO. 3	H24 NO. 3	H24 NO. 3	H24 NO. 3	H24 NO. 3	H24 NO. 3	H24 NO. 1	
	管種		FCD	FCD	FCD	FCD	FCD	FCD	FCD	FCD	開削用HP	
	内径 (mm)・管厚 (mm)		700mm・8mm	500mm・8mm	500mm・8mm	500mm・8mm	500mm・8mm	500mm・8mm	500mm・8mm	450mm・8mm	1500mm・112mm	
	外径 (mm)		733mm	528mm	528mm	528mm	528mm	528mm	528mm	477mm	1724mm	
	有効長 L (mm)		6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	2360	
	外圧強さ・継手形式		5種 K形	3種 K形	3種 K形	3種 K形	3種 K形	3種 K形	3種 K形	3種 K形	1種 C形	
	マンホールスパン (m)		-	-	-	-	-	-	-	-	25.75m	
	土被り (m)		2.74m	2.73m	1.73m	0.64m	1.94m	2.84m	2.94m	2.94m	1.29m	
	液状化層 (m)・沈下量 (m)		0.00m	0.00m	0.00m	0.00m	0.00m	0.00m	0.00m	0.00m	0.00m	
	検討項目と判定	a. マンホールと管きよの接続部	地震動による屈曲角	I ^a Ⅱ1	許容値 (°)							0° 18' 00"
計算値 (°)												0° 0' 29"
判定				検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	○
I ^a Ⅱ2			許容値 (°)									0° 35' 00"
			計算値 (°)									0° 1' 55"
			判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	○
地震動による拔出量		I ^a Ⅱ1	許容値 (mm)								9.000	
			計算値 (mm)								1.510	
		判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	○	
		I ^a Ⅱ2	許容値 (mm)									18.000
			計算値 (mm)									5.910
		判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	○
b. 管きよと管きよの接続部		地震動による屈曲角	I ^a Ⅱ1	許容値 (°)	2° 30' 00"	3° 20' 00"	3° 20' 00"	3° 20' 00"	3° 20' 00"	3° 20' 00"	3° 50' 00"	0° 18' 00"
				計算値 (°)	0° 0' 45"	0° 0' 45"	0° 0' 45"	0° 0' 45"	0° 0' 45"	0° 0' 41"	0° 0' 45"	0° 0' 47"
			判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			I ^a Ⅱ2	許容値 (°)	2° 30' 00"	3° 20' 00"	3° 20' 00"	3° 20' 00"	3° 20' 00"	3° 20' 00"	3° 50' 00"	0° 35' 00"
				計算値 (°)	0° 6' 7"	0° 4' 41"	0° 4' 43"	0° 4' 44"	0° 4' 42"	0° 4' 41"	0° 4' 41"	0° 2' 56"
			判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		地震動による拔出量	I ^a Ⅱ1	許容値 (mm)	32.000	33.000	33.000	33.000	33.000	33.000	32.000	9.000
				計算値 (mm)	4.900	4.800	4.200	4.800	4.800	4.800	4.600	1.510
			判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			I ^a Ⅱ2	許容値 (mm)	32.000	33.000	33.000	33.000	33.000	33.000	32.000	18.000
				計算値 (mm)	19.800	20.000	20.100	20.200	20.100	20.000	18.900	5.910
			判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○
c. 鉛直断面の強度	Mc: ひび割れ保障モーメント (kN・m) Mb: 破壊保障モーメント (kN・m) M: 最大モーメント (kN・m)	I ^a Ⅱ1	Mc (kN・m)	300.000	300.000	300.000	300.000	300.000	300.000	300.000	15.463	
			M (kN・m)	24.240	10.780	9.000	3.370	10.120	11.340	10.030	2.181	
			安全率 (Mc/M)	12.376	27.829	33.333	89.021	29.644	26.455	29.910	7.090	
		判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		I ^a Ⅱ2	Mb (kN・m)	600.000	600.000	600.000	600.000	600.000	600.000	600.000	600.000	61.124
			M (kN・m)	24.240	10.780	9.000	3.370	10.120	11.340	10.030	5.737	
	安全率 (Mb/M)		24.752	55.659	66.667	178.042	59.289	52.910	59.821	10.654		
	判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	d. 管軸方向の強度	I ^a Ⅱ1	許容値 (N/mm ²)	270	270	270	270	270	270	270	270	
			計算値 (N/mm ²)	11.3	9.8	9.9	9.9	9.9	9.8	10.7		
			判定	○	○	○	○	○	○	○	検討不要	
		I ^a Ⅱ2	許容値 (N/mm ²)	270	270	270	270	270	270	270	270	
計算値 (N/mm ²)			20.3	21.1	21.3	21.3	21.2	21.1	22.7			
判定			○	○	○	○	○	○	○	検討不要		
e. 傾斜地 (傾斜地盤)	永久ひずみによる拔出量	I ^a Ⅱ2	許容値 (mm)									
			計算値 (mm)									
判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要			
f. 地盤の硬軟変化・急曲線等	拔出量	I ^a Ⅱ1	許容値 (mm)									
			計算値 (mm)									
		判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要		
		I ^a Ⅱ2	許容値 (mm)									
計算値 (mm)												
判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要			
g. 液状化の判定	I ^a Ⅱ2	判定	×	×	×	×	×	×	×	×		
		許容値 (mm)										
f. 液状化地盤の場合 (FL値 ≤ 1.0)	永久ひずみによる拔出量	I ^a Ⅱ2	許容値 (mm)								80.500	
			計算値 (mm)								34.650	
			判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	○	
	地盤沈下による屈曲角	I ^a Ⅱ2	許容値 (mm)								4° 16' 00"	
			計算値 (mm)								0° 6' 36"	
			判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	○	
地盤沈下による拔出量	I ^a Ⅱ2	許容値 (mm)								80.500		
		計算値 (mm)								0.740		
		判定	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	検討不要	○		
g. 管の浮き上がり	I ^a Ⅱ2	許容値 (安全率)	1.0	1.0				1.0	1.0			
		安全率	5.301	10.215				10.215	12.520			
		判定	○	○	検討不要	検討不要	検討不要	○	○	検討不要		
対策方針概要												
可とう性継手設置												

流入渠DCIP φ 500(

第2中継ポンプ場)

■ 管本体の耐震設計 結果一覧表

物件名 ○○ 浄化センター 流入渠 ○○○○ 圧送管) φ 500 (1)		
検討断面		
設計条件	適用基準	下水道施設の耐震対策指針 2014年版, 下水道施設耐震計算例 2015年版
	検討箇所	管本体(鉛直方向)
	支承角	$\theta = 180 (^{\circ})$
	土被り	$H_p = 0.640$ (m)
	地下水位	$WL = GL - 2.620$ (m)
材料諸元	管種	G-1 ダクタイル鋳鉄管 K形
	呼び径	500
	規格管厚	$T = 8.0$ (mm)
	有効長	$l = 6000$ (mm)
	使用限界引張強度	$\sigma = 300.00$ (N/mm ²)
	終局限界引張強度	$\sigma = 600.00$ (N/mm ²)
	ヤング係数	$E = 157000$ (N/mm ²)

検討結果

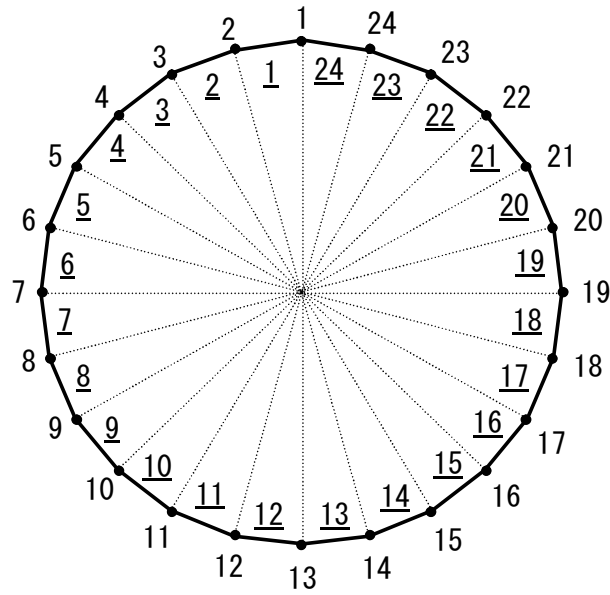
照査区分		レベル1地震動		レベル2地震動
地盤条件	地盤の特性値	TG(s)	0.698	(Ⅲ種地盤)
	固有周期	Ts(s)	0.873	0.873
	設計応答速度	Sv(m/s)	0.204	0.800
最大断面力	曲げモーメント	M (kN・m)	0.036	0.036
	せん断力	S (kN)	0.440	0.507
	軸力	N (kN)	1.543	1.800
節点変位 (最大値)	水平方向	(mm)	0.234801	0.324379
	鉛直方向	(mm)	0.112116	0.112116
	回転角	(rad)	-0.000679	-0.000827

断面係数	mm ³ /mm	10.67	10.67
最大モーメント	kN・m	0.036	0.036
安全率	計算値	—	3.37
	許容値	—	(300.00)
判定	—	OK	OK

浮上がり	計算値	—	液状化しない	液状化しない
	許容値	—	(1.00)	(1.00)
	判定	—	—	—

§ 2. 管本体の耐震設計(応答変位法)

横断方向の設計は、24分割の円形フレームモデルを設定し、応力解析を行う。



1~24 : 節点番号 1~24 : 部材番号

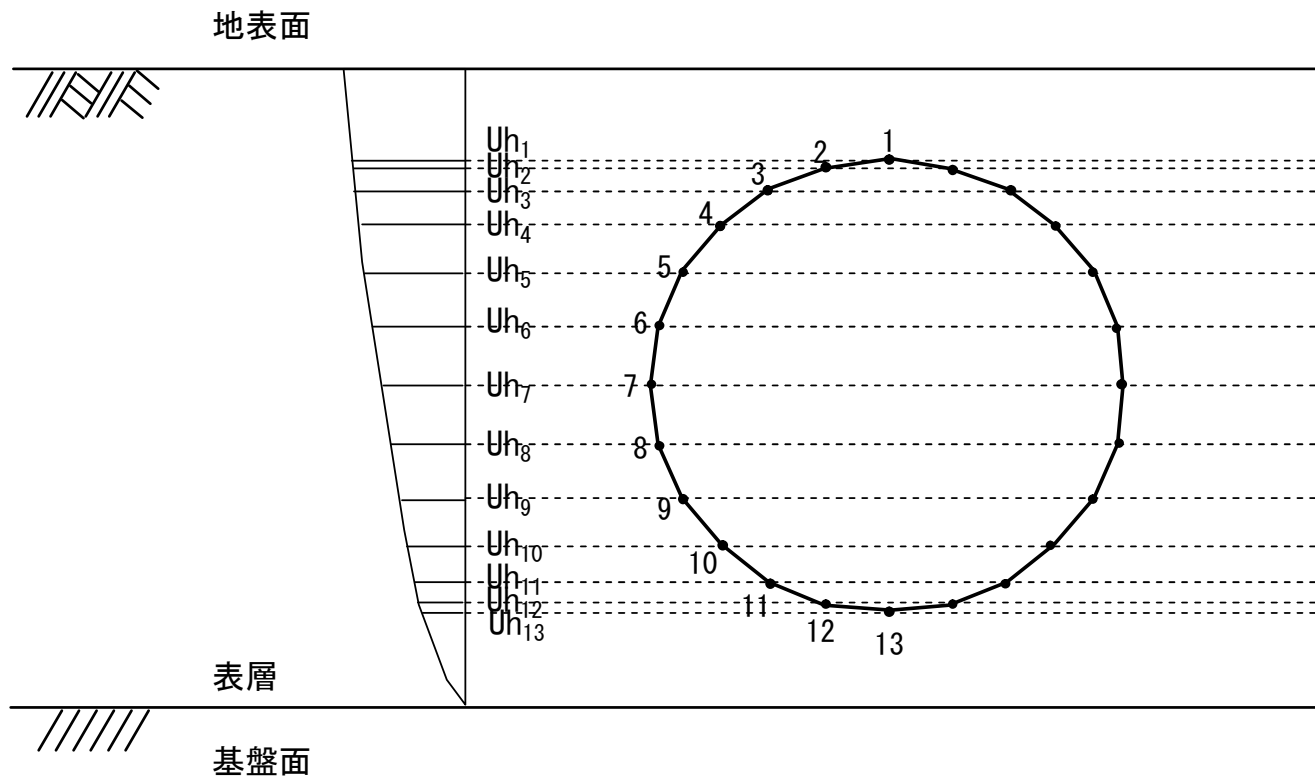
[部材性能データ]

部材 No	部材幅 B(m)	部材厚 t(m)	部材長 L(m)	断面積 A(m ²)	断面二次モーメント I(mm ⁴ /mm)
1	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
2	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
3	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
4	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
5	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
6	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
7	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
8	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
9	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
10	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
11	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
12	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
13	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
14	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
15	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
16	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
17	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
18	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
19	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
20	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
21	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
22	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
23	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67
24	1.000	0.008	0.068	0.008	42.67

[節点座標] (管中心での座標とする)

節点 No	節点座標	
	X(m)	Y(m)
1	0.000	0.260
2	-0.067	0.251
3	-0.130	0.225
4	-0.184	0.184
5	-0.225	0.130
6	-0.251	0.067
7	-0.260	0.000
8	-0.251	-0.067
9	-0.225	-0.130
10	-0.184	-0.184
11	-0.130	-0.225
12	-0.067	-0.251
13	0.000	-0.260
14	0.067	-0.251
15	0.130	-0.225
16	0.184	-0.184
17	0.225	-0.130
18	0.251	-0.067
19	0.260	0.000
20	0.251	0.067
21	0.225	0.130
22	0.184	0.184
23	0.130	0.225
24	0.067	0.251

2) 地盤の応答変位



応答変位法による耐震設計法では、地表面から深さ z における水平方向の変位振幅 $U_h(z)$ を次式により求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$$

ここに、

$U_h(z)$: 地表面から深さ z (m) における水平方向の変位振幅 (m)

S_v : 設計応答速度 (m/s) 表層地盤の固有周期と設計応答速度との相関図表から算出すると

レベル1地震動 : 0.204 (m/s)

レベル2地震動 : 0.800 (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

レベル1地震動 : 0.873 (s)

レベル2地震動 : 0.873 (s)

H : 表層地盤の深さ (m) (= 30.600 m)

節点 番号	層下端標高 (m)	深さ z (m)	レベル1地震動 $U_h(z)$ (m)	レベル2地震動 $U_h(z)$ (m)
地表	3.300	0.000	0.0360890	0.1415254
1	2.664	0.636	0.0360698	0.1414500
2	2.655	0.645	0.0360692	0.1414479
3	2.629	0.671	0.0360676	0.1414415
4	2.588	0.712	0.0360649	0.1414309
5	2.534	0.766	0.0360611	0.1414160
6	2.471	0.829	0.0360563	0.1413973
7	2.404	0.896	0.0360508	0.1413758
8	2.337	0.963	0.0360449	0.1413525
9	2.274	1.026	0.0360389	0.1413292
10	2.220	1.080	0.0360335	0.1413080
11	2.179	1.121	0.0360292	0.1412912
12	2.153	1.147	0.0360264	0.1412802
13	2.144	1.156	0.0360255	0.1412763
基盤層	-27.300	30.600	0.0000000	0.0000000

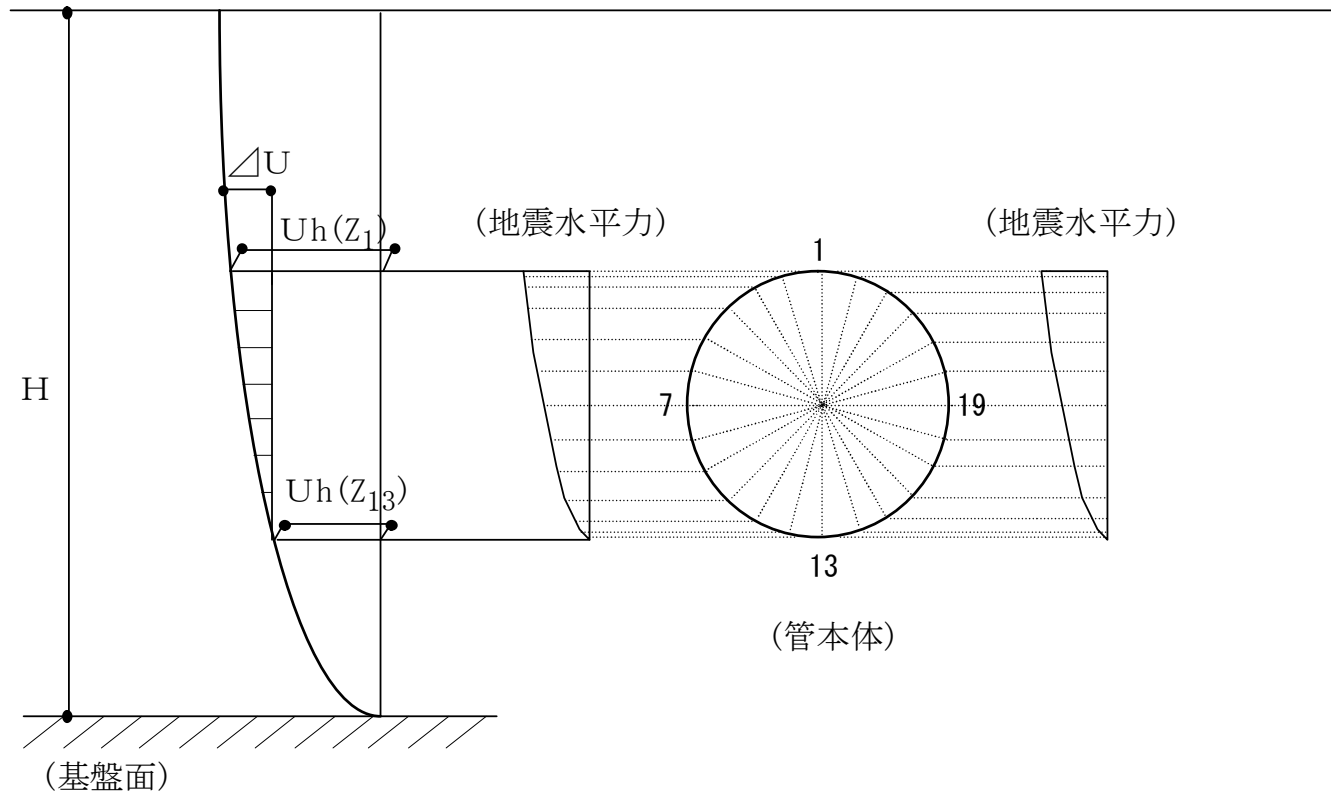
4) 地盤変位による地震水平力

地盤の相対変位量 ΔU を、法線方向成分と接線方向成分に分解すると次式のようにになる。

法線方向成分 : $\Delta U \cdot \sin \theta$

接線方向成分 : $\Delta U \cdot \cos \theta$

▽ 地表面



ここで、X方向地盤ばね定数に地盤の応答変位(相対変位)を乗じて地震力に換算し、X方向荷重として作用させる。よって、X方向とY方向の地震力は、次式から求める。

$Q_{xi} = K_x \times \Delta U$

Q_{xi} : 各節点におけるX方向地震力 (kN)

Q_{yi} : 各節点におけるY方向地震力 (kN) $Q_{yi} = 0.000$ (kN)

K_x : X方向地盤ばね定数 (kN/m)

ΔU : 地表面から深さ z (m) における相対変位 (m)

$\Delta U = U_h(z) - U_h(z_0)$

$U_h(z)$: 各節点の変位振幅 (m)

$U_h(z_0)$: 管底の変位振幅 (m)

z : 地表面から各節点までの深さ (m)

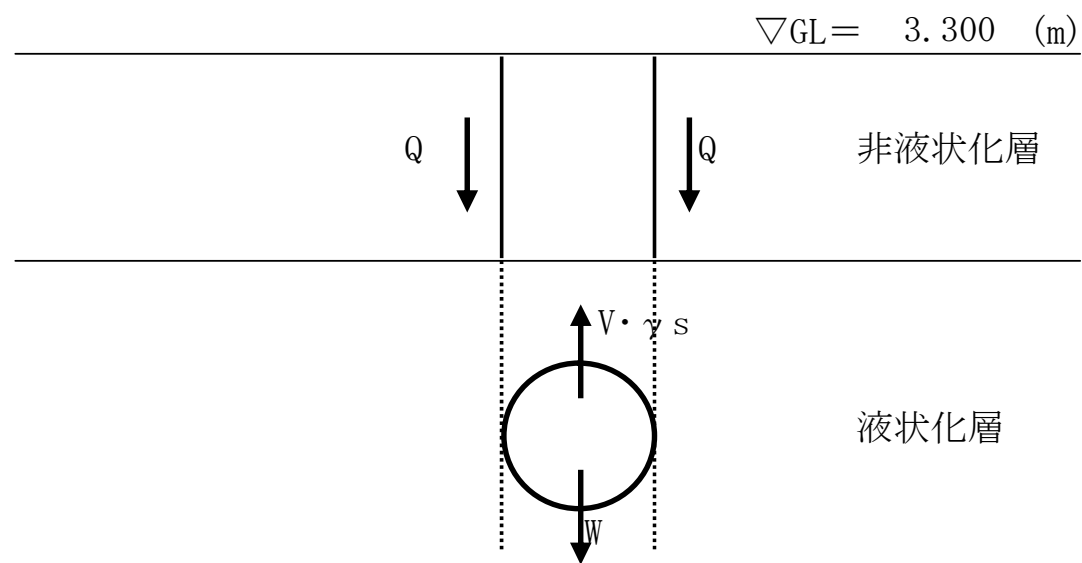
z_0 : 地表面から管底までの深さ (m)

θ : 管頂から各節点の角度 ($^\circ$)

レベル1地震動

節点 番号	θ ($^\circ$)	深さ z (m)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 ΔU (m)	X方向 地盤ばね定数 K_x (kN/m)	地震力	
						X方向 Q_x (kN)	Y方向 Q_y (kN)
1	0	0.636	0.0360698	0.0000443	3759.3	0.167	0.000
2	15	0.645	0.0360692	0.0000437	6550.2	0.286	0.000
3	30	0.671	0.0360676	0.0000421	8894.7	0.374	0.000
4	45	0.712	0.0360649	0.0000394	10633.0	0.419	0.000
5	60	0.766	0.0360611	0.0000356	11646.7	0.415	0.000
6	75	0.829	0.0360563	0.0000308	11866.7	0.365	0.000
7	90	0.896	0.0360508	0.0000253	11278.0	0.285	0.000
8	105	0.963	0.0360449	0.0000194	11866.7	0.230	0.000
9	120	1.026	0.0360389	0.0000134	11646.7	0.156	0.000
10	135	1.080	0.0360335	0.0000080	10633.0	0.085	0.000
11	150	1.121	0.0360292	0.0000037	8894.7	0.033	0.000
12	165	1.147	0.0360264	0.0000009	6550.2	0.006	0.000
13	180	1.156	0.0360255	0.0000000	3759.3	0.000	0.000

2) 管きよの浮上がりの検討



$$F = \frac{W + 2Q}{V \cdot \gamma_s}$$

F : 浮上がりに対する安全率

W : 管の単位長さ当りの重量

Q : 非液化層によるせん断抵抗力

$$= \frac{15.000}{3.942} \text{ (kN/m)}$$

土層 番号	管きよの 単位体積 V (m ³ /m)	周辺土の 飽和重量 γ _s (kN/m ³)	V · γ _s (kN/m)
1	0.219	18.000	3.942
		Σ	3.942

【レベル1地震動】

液化化しないため、検討不要

【レベル2地震動】

液化化しないため、検討不要

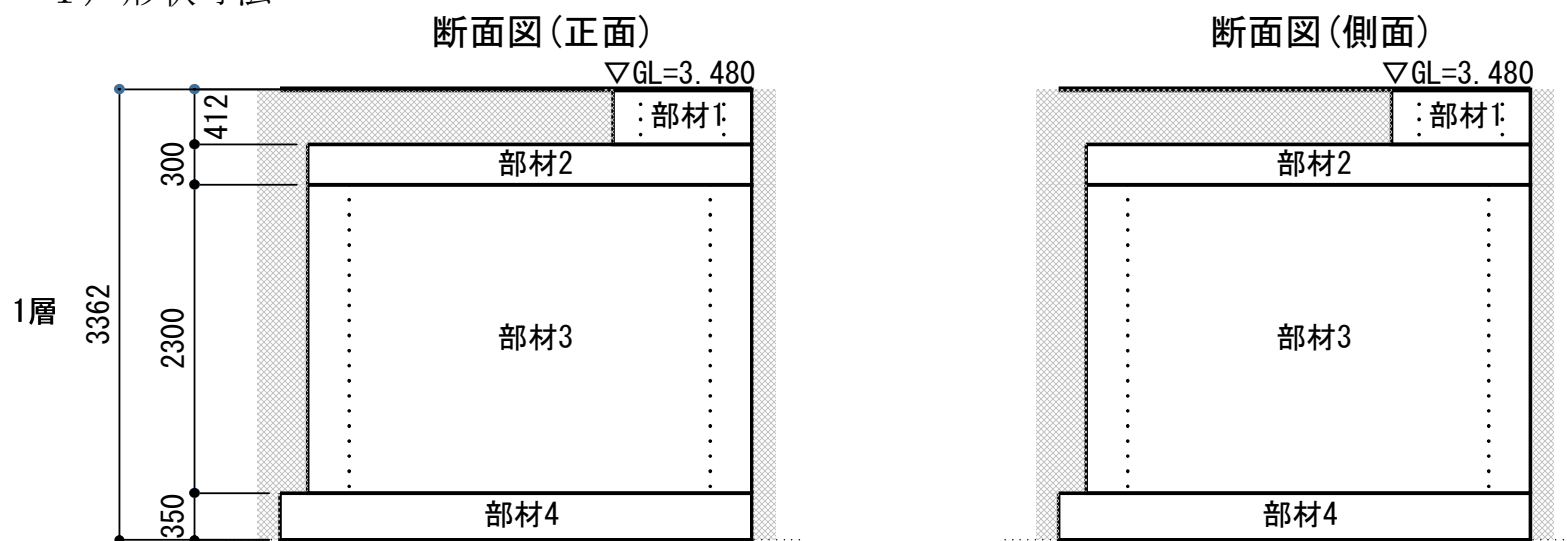
マンホール本体の結果一覧

特殊人孔

(現場打ち式 矩形)

物件名称 ○○ 浄化センター 放流渠 特殊人孔 ○○○○

§ 1. 設計条件
1) 形状寸法



▽基盤面=-25.220

▽基盤面=-25.220

【平面形状】

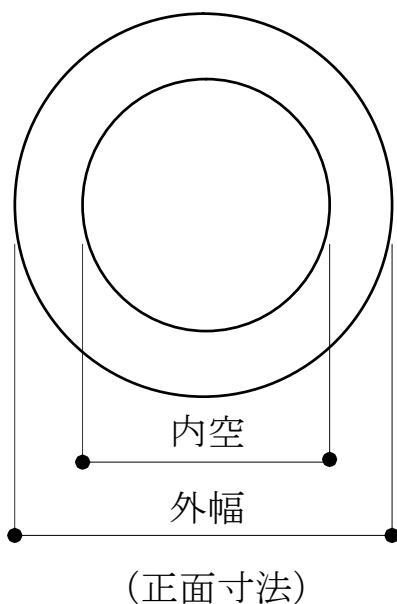
単位 (m)

部材番号	平面形状	正面寸法					側面寸法				
		上縁		下縁		ハンチ	上縁		下縁		ハンチ
		外幅	内空	外幅	内空		外幅	内空	外幅	内空	
1	円形	1.000	0.600	1.000	0.600						
2	矩形	3.200	0.000	3.200	0.000	0.000	3.200	0.000	3.200	0.000	0.000
3	矩形	3.200	2.600	3.200	2.600	0.000	3.200	2.600	3.200	2.600	0.000
4	矩形	3.400	0.000	3.400	0.000	0.000	3.400	0.000	3.400	0.000	0.000

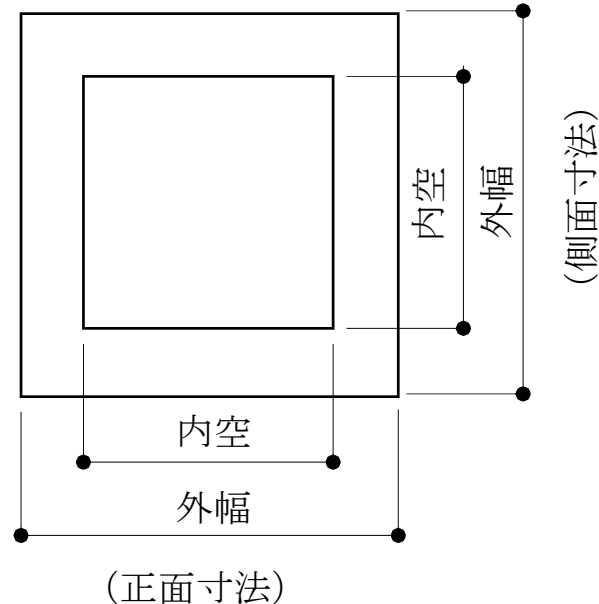
【部材諸元】

部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	断面照査	分割節点
1	0.412	0.412	—	1
2	0.712	0.300	—	1
3	3.012	2.300	○	3
4	3.362	0.350	—	1

【円形】



【矩形】



2) 土質条件

【地盤条件】

- 地点名 : H24 NO.1
- 地域区分 : B1 地域
- 基盤標高 : -25.220m
- 土圧係数 : $K_0 = 0.500$
- 現地盤標高: $GL = 3.480m$
- 動的ポアソン比 : $\nu_d = 0.000$ (地下水位以浅)
 $\nu_d = 0.000$ (地下水位以深)
- 地下水位 : $WL = -0.070m$
- 水重量 : $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$

【表層の地盤条件】

土層 番号	土質標高 Z (m)	土質深度 H (m)	土質名	N 値	湿潤重 量 γ_t (kN/m^3)	水中重 量 γ' (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ (°)	低減係数 DE レベル1	低減係数 DE レベル2
1	-2.020	5.500	砂質土	6.000	18.00	9.00	0	24	1.00000	0.33333
2	-3.120	6.600	砂質土	7.000	18.00	9.00	0	25	1.00000	0.66667
3	-4.020	7.500	砂質土	13.000	18.00	9.00	0	29	1.00000	1.00000
4	-9.020	12.500	砂質土	12.000	18.00	9.00	0	28	1.00000	0.66667
5	-11.520	15.000	砂質土	10.000	18.00	9.00	0	27	1.00000	0.66667
6	-17.520	21.000	砂質土	19.000	18.00	9.00	0	32	1.00000	0.66667
7	-25.220	28.700	砂質土	29.000	18.00	9.00	0	36	1.00000	1.00000
8	-31.020	34.500	砂質土	50.000	18.00	9.00	0	42	1.00000	1.00000

【埋戻し土の土質定数】 飽和重量 : $\gamma_{sat} = \gamma_t + 1.00$ (kN/m^3)

土層 番号	土質深度 Z (m)	土質名	N 値	湿潤重 量 γ_t (kN/m^3)	水中重 量 γ' (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩 擦角 ϕ (度)	静止土 圧係数 K_0
1	0.118	砂質土	15.000	18.00	9.00	0.00	30.000	0.500

- 埋戻し土の土質定数を設定する項目
 - 水平地盤反力係数 (k_h) : 考慮する
 - 鉛直地盤反力係数 (k_v) : 考慮する
 - 水平方向の静止土圧 : 考慮する
 - 耐震設計上の基盤面以深 : 考慮しない
- 浮上がりに対する検討 : 検討する
 - 過剰間隙水圧による揚圧力 : ケース2
 - 泥水の単位重量 $\gamma_l = \frac{\quad}{\quad}$ (kN/m^3)
 - マンホールに影響を及ぼす
範囲の平均FL値 $FL = \frac{1.000}{1.000}$ レベル1 レベル2
 - 浮上がりに対する安全率 $F_{sa} = 1.00$

3) 材料諸元

単位 (N/mm^2)

【コンクリート材料】			【鉄筋材料】		
材料強度	f'_{ck}	21.00	鉄筋材質	—	SD295A
ヤング係数	E_c	23500.0	材料強度	f_{yk}	295.0
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	7.00	ヤング係数	E_s	200000.0
許容せん断応力度	τ_a	0.220	許容引張応力度	σ_{sa1}	180.00
許容付着応力度	τ_{oa}	1.40	地震時の基本値	σ_{sa2}	180.00

- コンクリート湿潤重量 $\gamma_t = 24.50 \text{ kN/m}^3$ (水中重量 $\gamma_c' = 14.50 \text{ kN/m}^3$)

2) 地盤の変位振幅の計算

応答変位法による耐震設計計算法では、地表面から深さ z における水平方向の変位振幅を次式により求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}$$

$$D_h(z) = \{U_h(z) - U_h(z_b)\}$$

ここに、 $U_h(z)$: 地表面から深さ z (m) の位置の水平方向の変位振幅 (m)

$D_h(z)$: 地表面から深さ z (m) の位置の相対変位 (m)

S_v : 設計用応答速度スペクトル (m/s)

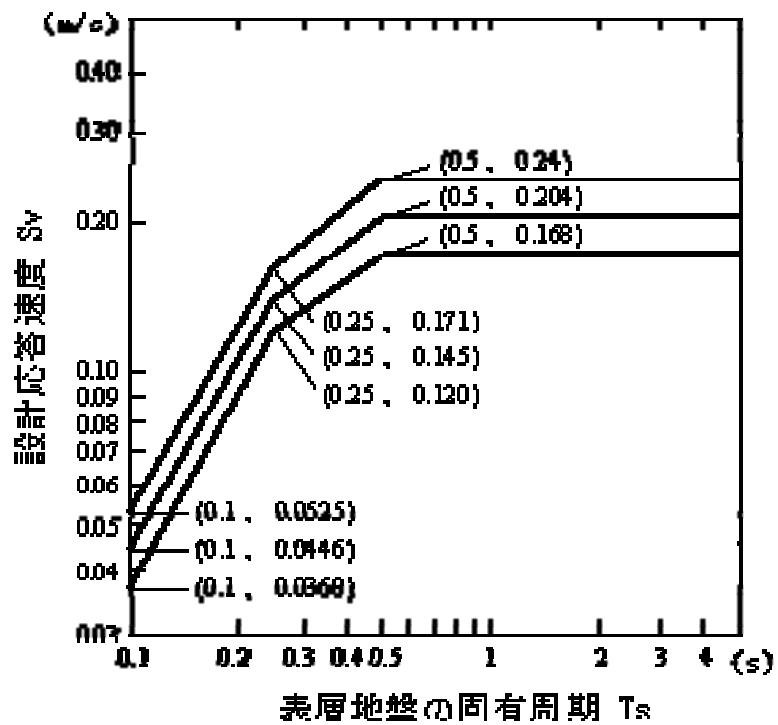
T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

z : 表層からの深さ (m)

z_b : 地表面から躯体底面までの深さ (m)

H : 表層地盤の厚さもしくは基盤層の厚さ (m)

設計用速度応答スペクトル(レベル1)

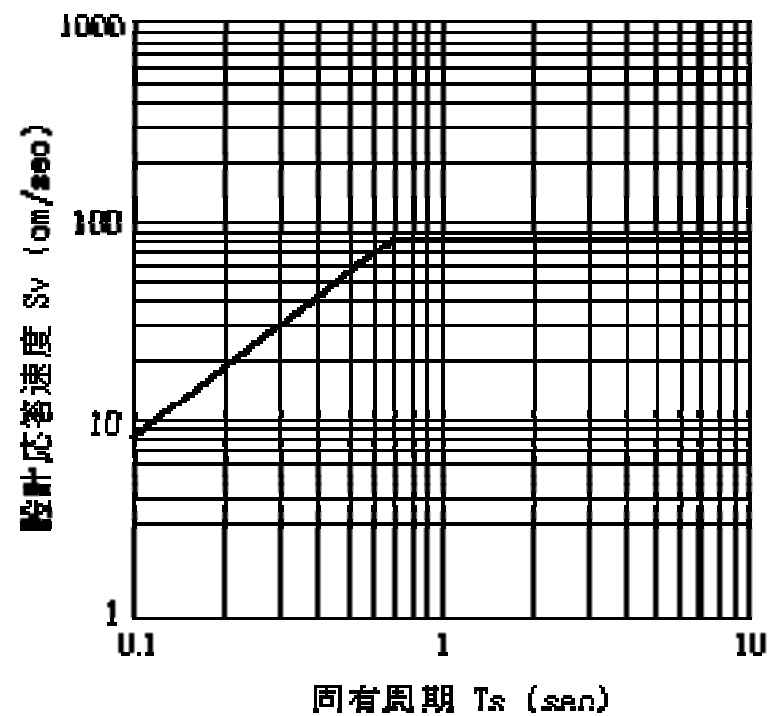


(表層)

$$T_s = \underline{\quad 0.755 \quad} \text{ m/s}$$

$$S_v = \underline{\quad 0.20400 \quad} \text{ m/s}$$

設計用速度応答スペクトル(レベル2)



(表層)

$$T_s = \underline{\quad 0.755 \quad} \text{ m/s}$$

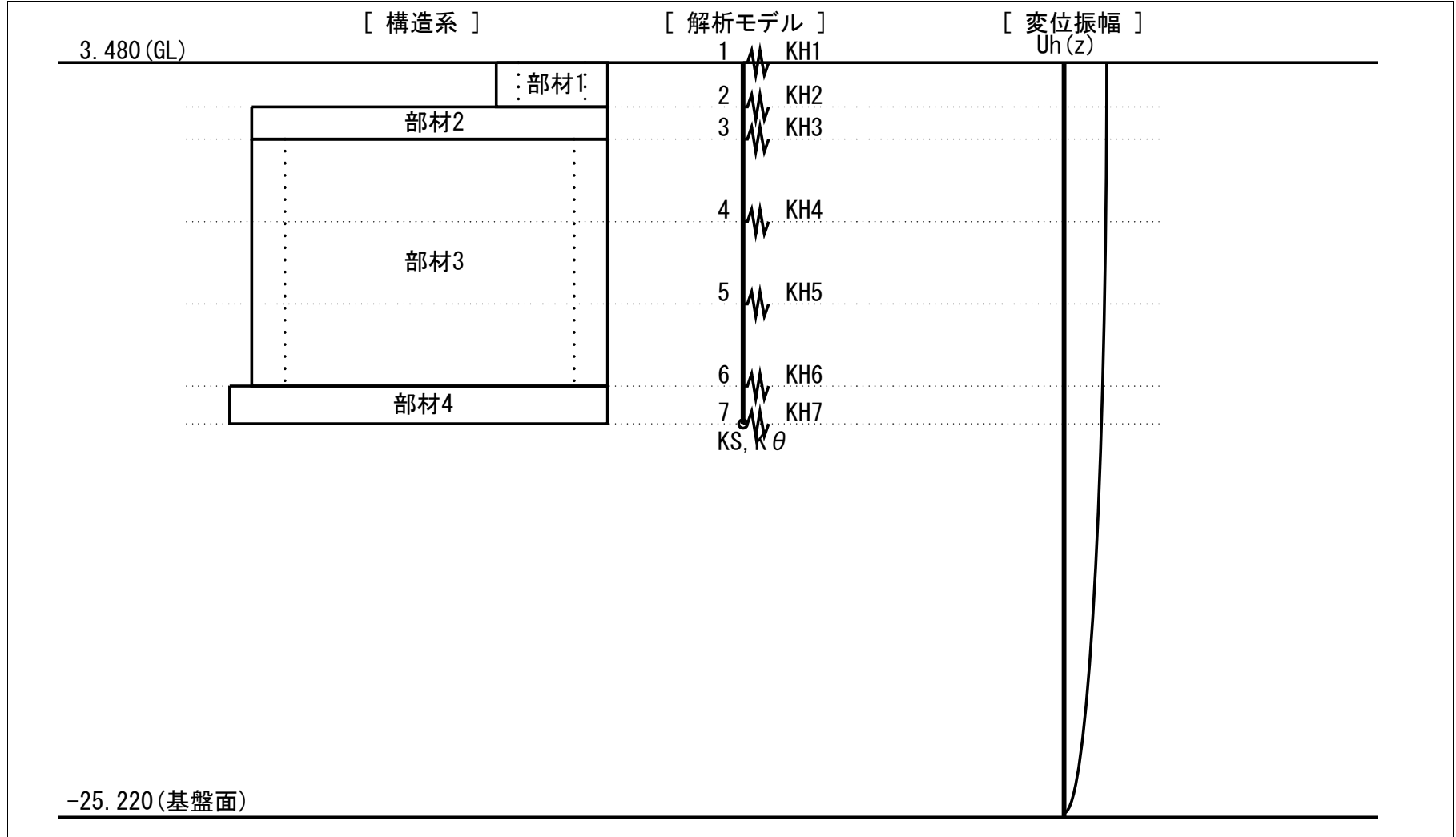
$$S_v = \underline{\quad 0.80000 \quad} \text{ m/s}$$

§ 3. 鉛直方向断面力の計算

1) 解析モデル

躯体全体を単一部材にモデル化し、地盤の相対変位を地盤の水平バネを介して強制変位(荷重)として作用させ、鉛直方向の断面力を算出する。(矩形タイプ時は、下図は正面の場合)

【応答変位法による解析モデル図】



2) 地盤反力係数

(a) 鉛直方向の地盤反力係数

$$k_v = \frac{\pi \cdot E_D}{4 \cdot (1 - \nu_D^2) \cdot B_w}$$

$$E_D = 2 \cdot (1 + \nu_D) \cdot G_D$$

ここに、 k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

E_D : 動の変形係数 (kN/m^2)

ν_D : 動的ポアソン比

B_w : マンホールの底面幅 (m)

G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m^2)

= 42465.517 (kN/m^2) : レベル 1

= 42465.517 (kN/m^2) : レベル 2

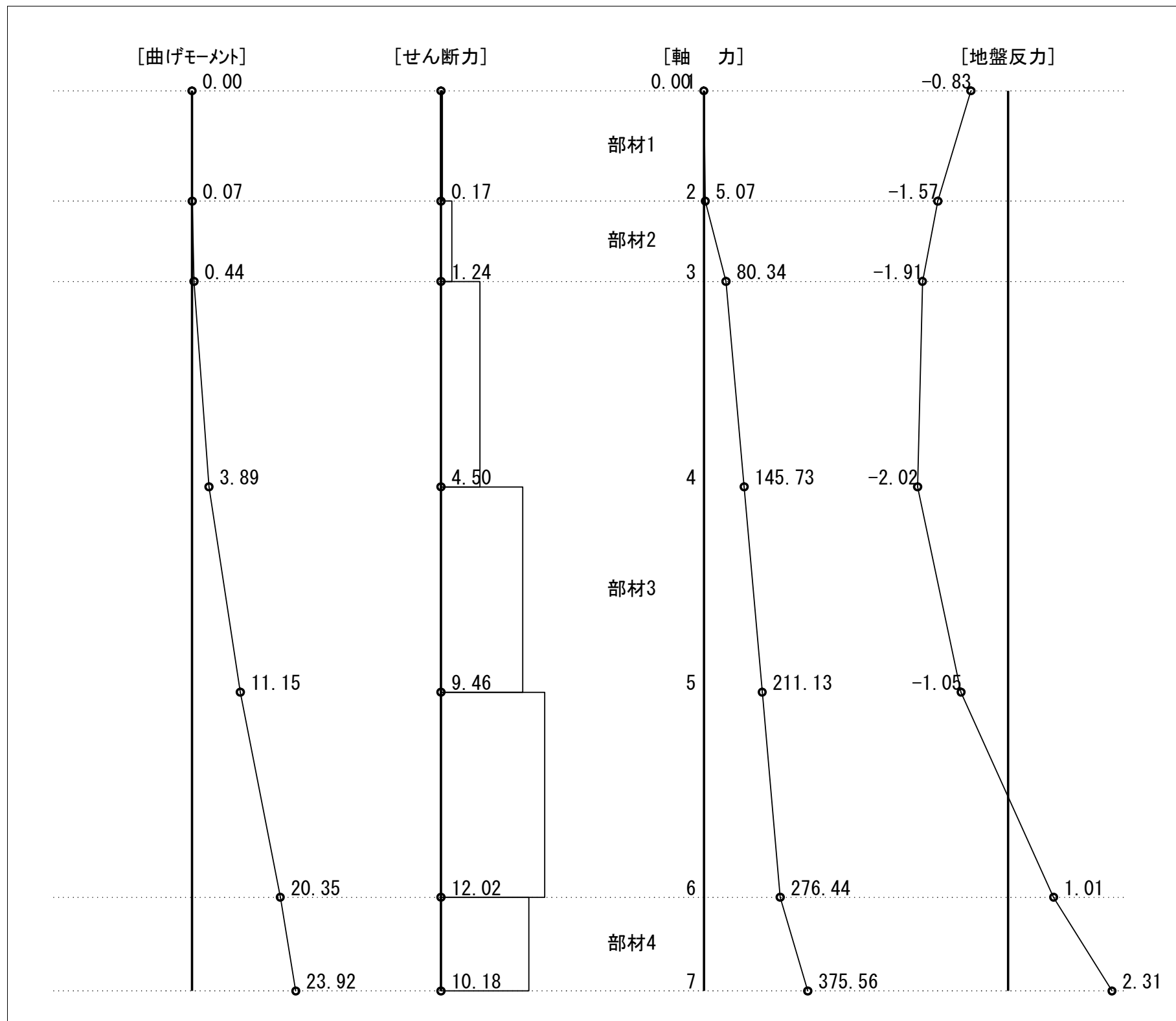
【正面方向】底面幅 : $B_w = \sqrt{3.400 \times 3.400} = 3.400$ (m)

土層 番号	ν_D (-)	E_D (kN/m^2)		k_v (kN/m^3)		$k_v \times DE$	
		レベル 1	レベル 2	レベル 1	レベル 2	レベル 1	レベル 2
1W上	0.000	84931.034	84931.034	19619	19619	—	—

5) 断面力の算定結果と地盤反力

(a) レベル1 地震動

フレーム解析によって得られた結果より、地盤反力を求める。



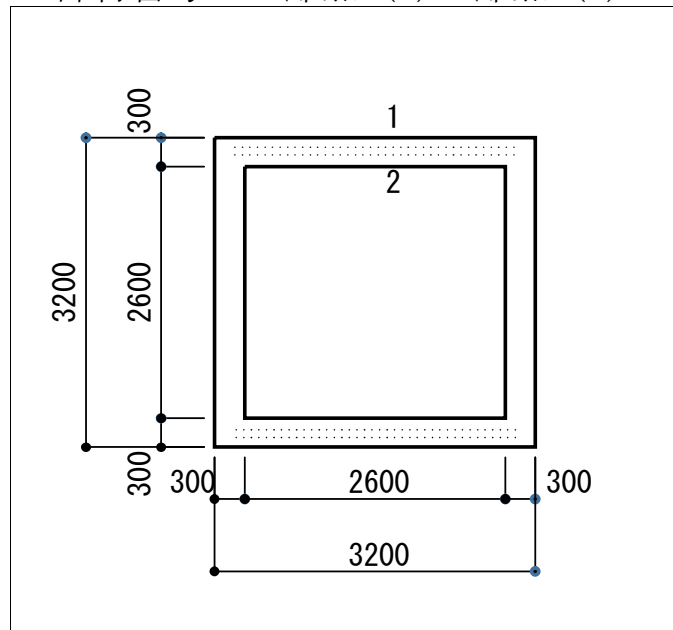
節点番号	深さ (m)	曲げモーメント Mi (kN・m)	せん断力 Si (kN)	軸力 Ni (kN)	相対変位 (m)	部材変位 (m)	変位差 (m)	地盤反力係数 KHi (kN/m ³)	地盤反力 qi (kN/m ²)
1	0.000	0.000	0.17	0.00	0.0005269	0.0004850	-0.0000419	19841	-0.83
2	0.412	0.069	1.24	5.07	0.0005189	0.0004398	-0.0000791	19841	-1.57
3	0.712	0.442	4.50	80.34	0.0005032	0.0004069	-0.0000963	19841	-1.91
4	1.479	3.892	9.46	145.73	0.0004247	0.0003228	-0.0001019	19841	-2.02
5	2.246	11.146	12.02	211.13	0.0002914	0.0002387	-0.0000527	19841	-1.05
6	3.012	20.355	10.18	276.44	0.0001037	0.0001548	0.0000511	19841	1.01
7	3.362	23.918	10.18	375.56	0.0000000	0.0001165	0.0001165	19841	2.31

※ 地盤反力は、相対変位と部材変位の差に地盤反力係数を乗じて算出する。

2) 鉛直方向の断面照査

(a) 配筋データ

・部材番号3：節点3(D)～節点6(U)



主鉄筋

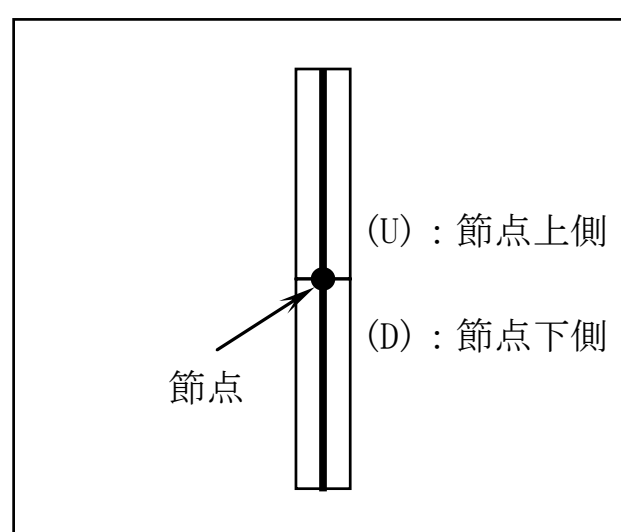
正面（前面と背面は対称形）

位置	被り (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 (mm ²)
1	100.0	250	D16	13.000	2581.80
2	200.0	250	D16	13.000	2581.80

せん断補強鉄筋

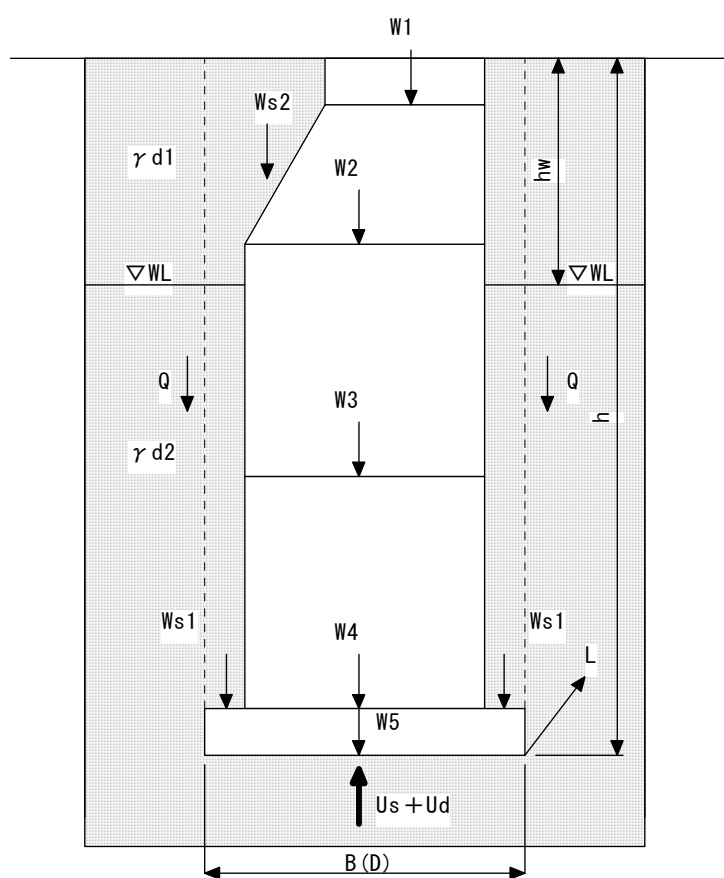
位置	被り (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 (mm ²)
—	—	200	—	—	993.00

項目	記号	単位	節点3(D)	節点4	節点5	節点6(U)
曲げモーメント	Md	kN・m	0.442	3.892	11.146	20.355
軸力	Nd	kN	80.34	145.73	211.13	276.44
せん断力	Vd	kN	4.50	9.46	12.02	12.02
部材幅(部材外径)	B	mm	3200.0	3200.0	3200.0	3200.0
部材高(箱型換算)	H	mm	3200.0	3200.0	3200.0	3200.0
内空幅(部材内径)	B _o	mm	2600.0	2600.0	2600.0	2600.0
内空高(箱型換算)	H _o	mm	2600.0	2600.0	2600.0	2600.0
有効幅	b _w	mm	600.0	600.0	600.0	600.0
有効高	d	mm	3200.0	3200.0	3200.0	3200.0
主鉄筋量	引張側 A _s	mm ²	5163.60	5163.60	5163.60	5163.60
	圧縮側 A _s '	mm ²	5163.60	5163.60	5163.60	5163.60
ヤング係数比	n		15.000	15.000	15.000	15.000
中立軸	X	mm	全面圧縮	全面圧縮	全面圧縮	全面圧縮
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	21.0	21.0	21.0	21.0
鉄筋材料強度	f _{yk}	N/mm ²	295.0	295.0	295.0	295.0
コンクリート圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	0.022	0.041	0.061	0.082
許容圧縮応力度	σ _{ca}	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	10.50
σ _c /σ _{ca}			0.002	0.004	0.006	0.008
判定(σ _c /σ _{ca} ≤ 1.000)			Ok	Ok	Ok	Ok
鉄筋引張応力度	σ _s	N/mm ²	0.000	0.000	0.000	0.000
許容引張応力度	σ _{sa}	N/mm ²	270.0	270.0	270.0	270.0
σ _s /σ _{sa}			0.000	0.000	0.000	0.000
判定(σ _s /σ _{sa} ≤ 1.000)			Ok	Ok	Ok	Ok
平均せん断応力度	τ	N/mm ²	0.002	0.005	0.006	0.006
許容せん断応力度	τ _{a1}	N/mm ²	0.330	0.330	0.330	0.330
有効高による補正	C _e	-	0.690	0.690	0.690	0.690
引張鉄筋比による補正	C _{pt}	-	0.969	0.969	0.969	0.969
軸圧縮力による補正	C _N	-	2.000	2.000	2.000	2.000
補正許容せん断応力度	τ _{ac}	N/mm ²	0.441	0.441	0.441	0.441
τ/τ _{ac}			0.005	0.011	0.014	0.014
判定(τ/τ _{ac} ≤ 1.000)			Ok	Ok	Ok	Ok
τ/τ _{a2}						
判定(τ/τ _{a2} ≤ 1.000)						
必要補強鉄筋量	reqA _w	mm ²				



§ 7. 液状化時のマンホールの浮き上がりに対する検討

マンホールの浮き上がりに対する検討は、埋戻し土が液状化するかどうかを判定する事を基本として、以下のように行う。



$$F_s = \frac{W + Q}{U_s + U_d} > F_{sa}$$

ここに、
 U_s : マンホール底部に働く静水圧による揚圧力 (kN)
 A_b : マンホールの底面積 (m²)
 $A_b = \pi \cdot D^2 / 4$ (円形)
 $A_b = B \times L$ (矩形)
 U_d : マンホール底部に働く過剰間隙水圧による揚圧力 (kN)
 W : マンホール底面に働く鉛直荷重の総計 (kN)
 $W = \sum W_i + W_s$
 Q : マンホール側面に働く摩擦抵抗の総計 (kN)
 ただし、液状化する範囲の埋戻し土の Q は考慮しない

1) マンホール底部に働く鉛直荷重
 (a) マンホールの自重

部材番号	外径 D (m)	部材幅 B (m)	部材奥行 L (m)	部材高 h _i (m)	自重 W _i (kN)	$\sum W_i = \frac{375.563}{h} \text{ (kN)}$ h = 3.362 (m)
1	1.000	—	—	0.412	5.074	
2	—	3.200	3.200	0.300	75.264	
3	—	3.200	3.200	2.300	196.098	
4	—	3.400	3.400	0.350	99.127	

(b) 上載土の荷重

$$W_s = \sum \{ (A_b - A') \cdot t \cdot \gamma_d \}$$

部材番号	土層番号	深 度 (m)	層厚 t (m)	単位重量 γ_d (kN/m ³)	載荷面積 A_b (m ²)	部材面積 A' (m ²)	上載土荷重 W _s (kN)
1	1	0.000 ~ 0.412	0.412	18.00	11.560	0.785	79.907
2	1	0.412 ~ 0.712	0.300	18.00	11.560	10.240	7.128
3	1	0.712 ~ 3.012	2.300	18.00	11.560	10.240	54.648
4	1	3.012 ~ 3.362	0.350	18.00	11.560	11.560	0.000
Σ							141.683 (kN)

2) マンホール側面に働く摩擦力

$$Q = \Sigma (A \cdot f) \text{、} A = U \cdot t$$

$$f = K_o \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi_s$$

ここに、

U : 摩擦抵抗面の周長 (m)
 マンホール底部以外 : 12.800 (m)
 マンホール底部 : 13.600 (m)

【有効上載圧】

部材 番号	土層 番号	単位重量 (kN/m ³)		層厚 t (m)	重量× 層厚 (kN/m ²)	層上端有効 上載圧 (kN/m ²)	重量× 層厚/2 (kN/m ²)	層中央 有効上載圧 σ_v (kN/m ²)
		湿潤 γ_t	水中 γ'					
1	1	18.00	9.00	0.412	7.416	0.000	3.708	3.708
2	1	18.00	9.00	0.300	5.400	7.416	2.700	10.116
3	1	18.00	9.00	2.300	41.400	12.816	20.700	33.516
4	1	18.00	9.00	0.350	6.300	54.216	3.150	57.366

マンホール底面と同じ深さの有効上載圧 $\sigma'_v = 60.516$ (kN/m²)

【レベル1】

部材 番号	土層 番号	層厚 t (m)	土圧 係数 K _o	摩擦 係数 $\tan \phi_s$	層中央 有効上載圧 σ_v (kN/m ²)	液状化 の判定	摩擦抵抗 面積 A (m ²)	周面 摩擦力度 f (kN/m ²)	A · f (kN)
1	1	0.412	0.500	0.577	3.708	非液状化層	5.274	1.070	5.643
2	1	0.300	0.500	0.364	10.116	非液状化層	3.840	1.841	7.069
3	1	2.300	0.500	0.364	33.516	非液状化層	29.440	6.100	179.584
4	1	0.350	0.500	0.364	57.366	非液状化層	4.760	10.441	49.699
Q = Σ									241.995

【レベル2】

部材 番号	土層 番号	層厚 t (m)	土圧 係数 K _o	摩擦 係数 $\tan \phi_s$	層中央 有効上載圧 σ_v (kN/m ²)	液状化 の判定	摩擦抵抗 面積 A (m ²)	周面 摩擦力度 f (kN/m ²)	A · f (kN)
1	1	0.412	0.500	0.577	3.708	非液状化層	5.274	1.070	5.643
2	1	0.300	0.500	0.364	10.116	非液状化層	3.840	1.841	7.069
3	1	2.300	0.500	0.364	33.516	非液状化層	29.440	6.100	179.584
4	1	0.350	0.500	0.364	57.366	非液状化層	4.760	10.441	49.699
Q = Σ									241.995

3) マンホール底部に働く揚圧力

(a) 静水圧による揚圧力

$$U_s = A_b \times (h - h_w) \cdot \gamma_w$$

$$= 11.560 \times (3.362 - 3.550) \times 10.00$$

$$= -21.733 \text{ (kN)}$$

ここに、

h : 地表面からマンホール底面までの深さ (m)
 h_w : 地表面から地下水位までの深さ (m)
 γ_w : 水の単位重量 (kN/m³)

(b) 過剰間隙水圧による揚圧力

地下水位以上の地盤が有効上載圧としてマンホール底部に作用する揚圧力に寄与すると考える

$$U_d = L_u \cdot \sigma'_v \cdot A_b$$

ここに、

L_u : 過剰間隙水圧比(-)

$$L_u = FL^{-7} \quad (FL \geq 1.0)$$

$$L_u = 1 \quad (FL < 1.0)$$

FL : マンホールに影響を及ぼす範囲の平均 FL 値

σ'_v : 静水圧状態におけるマンホール底面と同じ深さの有効上載圧 (kN/m^2)

$$\sigma'_v = 60.516 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

【レベル1】

$$FL = 1.000 \text{ より}$$

$$L_u = FL^{-7} = 1.000$$

$$U_d = 1.000 \times 60.516 \times 11.560 \\ = \underline{699.565} \text{ (kN)}$$

【レベル2】

$$FL = 1.000 \text{ より}$$

$$L_u = FL^{-7} = 1.000$$

$$U_d = 1.000 \times 60.516 \times 11.560 \\ = \underline{699.565} \text{ (kN)}$$

4) 浮上がりに対する検討

$$F_s = \frac{W + Q}{U_s + U_d} > F_{sa}$$

【レベル1】

$$F_s = \frac{375.563 + 141.683 + 241.995}{-21.733 + 699.565} = 1.120 > 1.000 \dots \text{Ok}$$

【レベル2】

$$F_s = \frac{375.563 + 141.683 + 241.995}{-21.733 + 699.565} = 1.120 > 1.000 \dots \text{Ok}$$