

ALPS 処理水希釈放出設備の系統・機器の概要

ALPS 処理水希釈放出設備における系統概略は図 2.14.1-1～3 に示す。また主要機器の機器概略，ALPS 処理水移送ポンプ，海水移送ポンプの Q-H カーブを図 2.14.1-4～11，攪拌機器の同型品の写真を図 2.14.1-12 に示す。

1. 系統概略

2.14.1.1-2

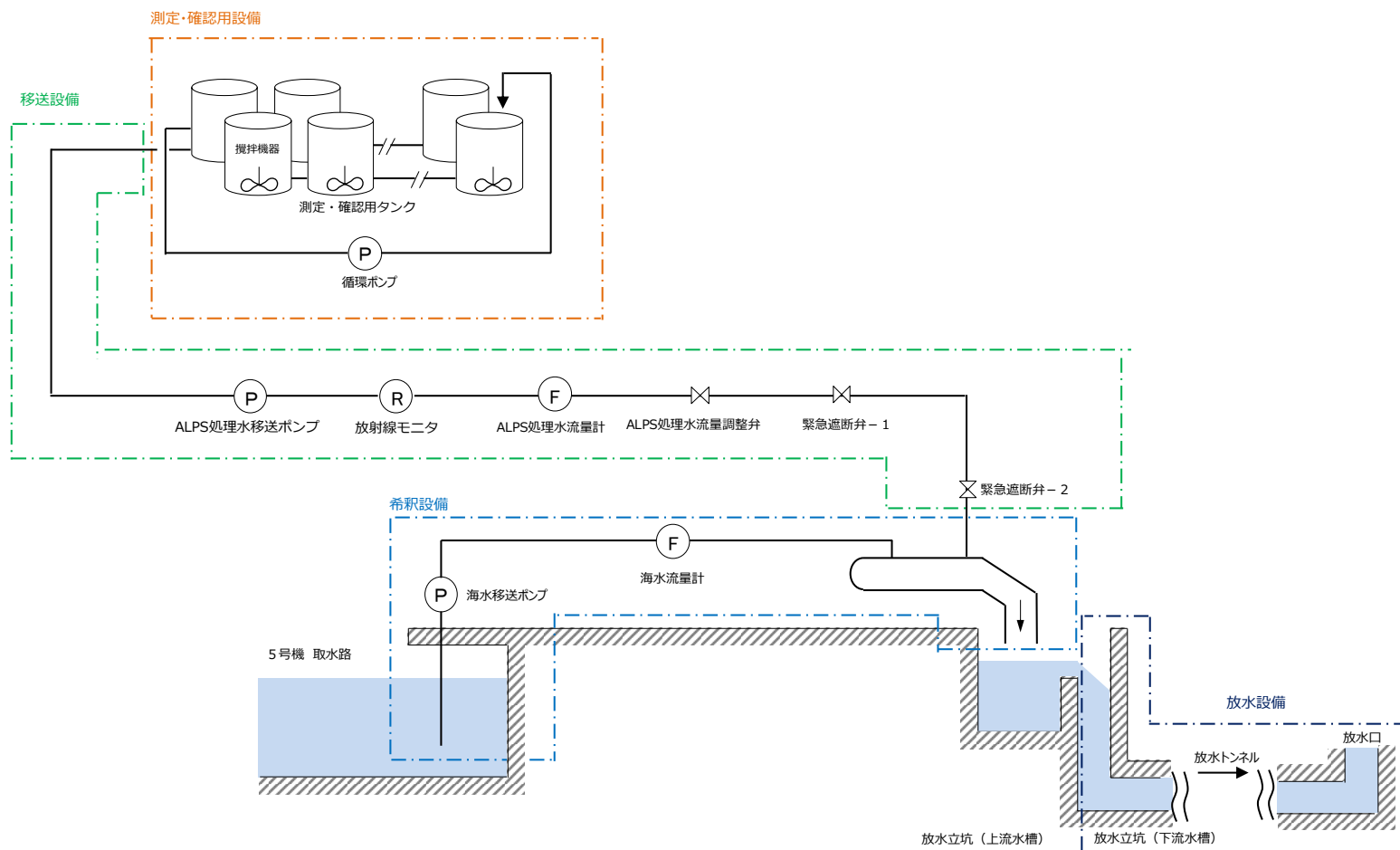


図 2.14.1-1 ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の全体概要図

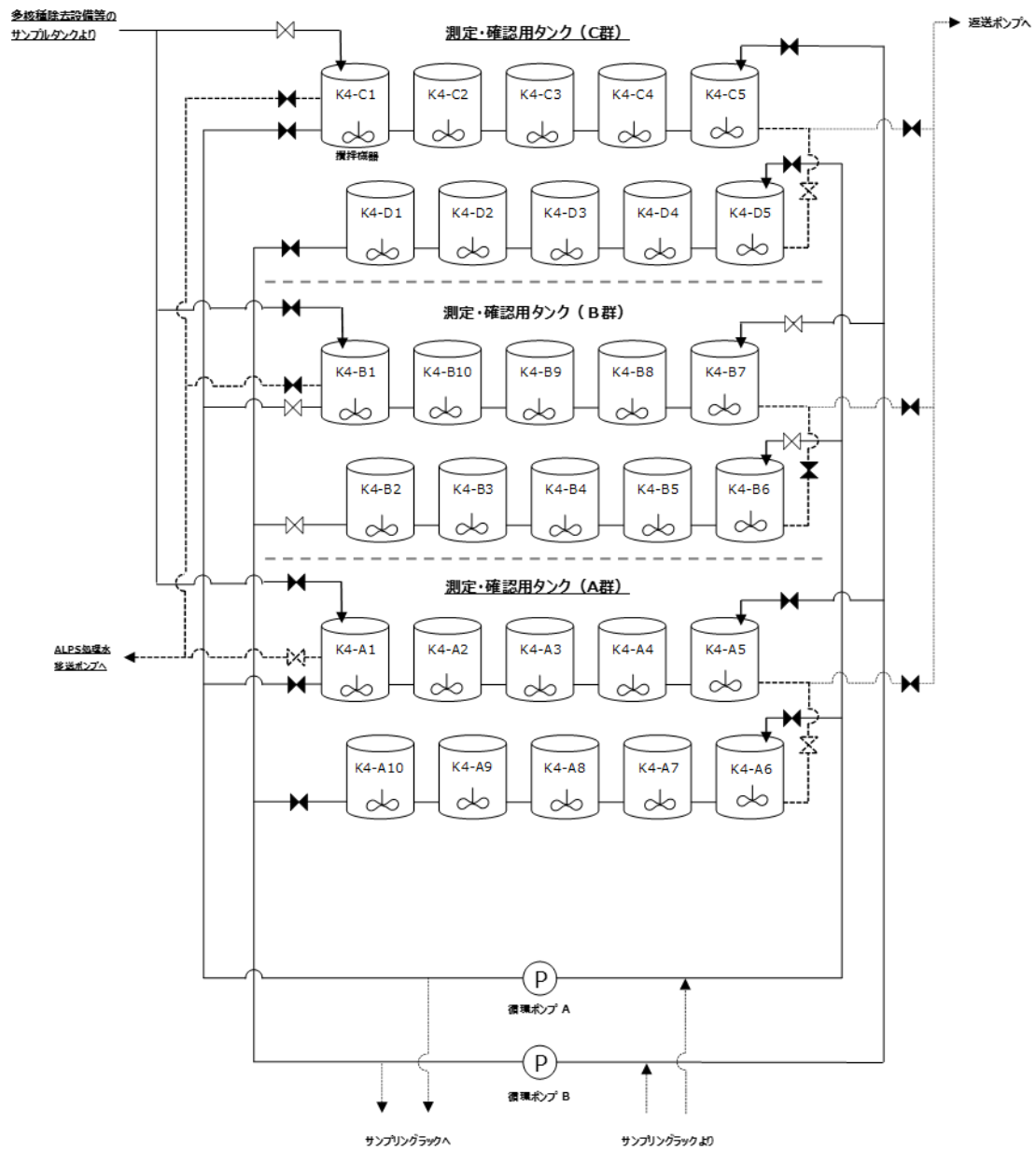


図 2.14.1-2 測定・確認用設備 系統概略図

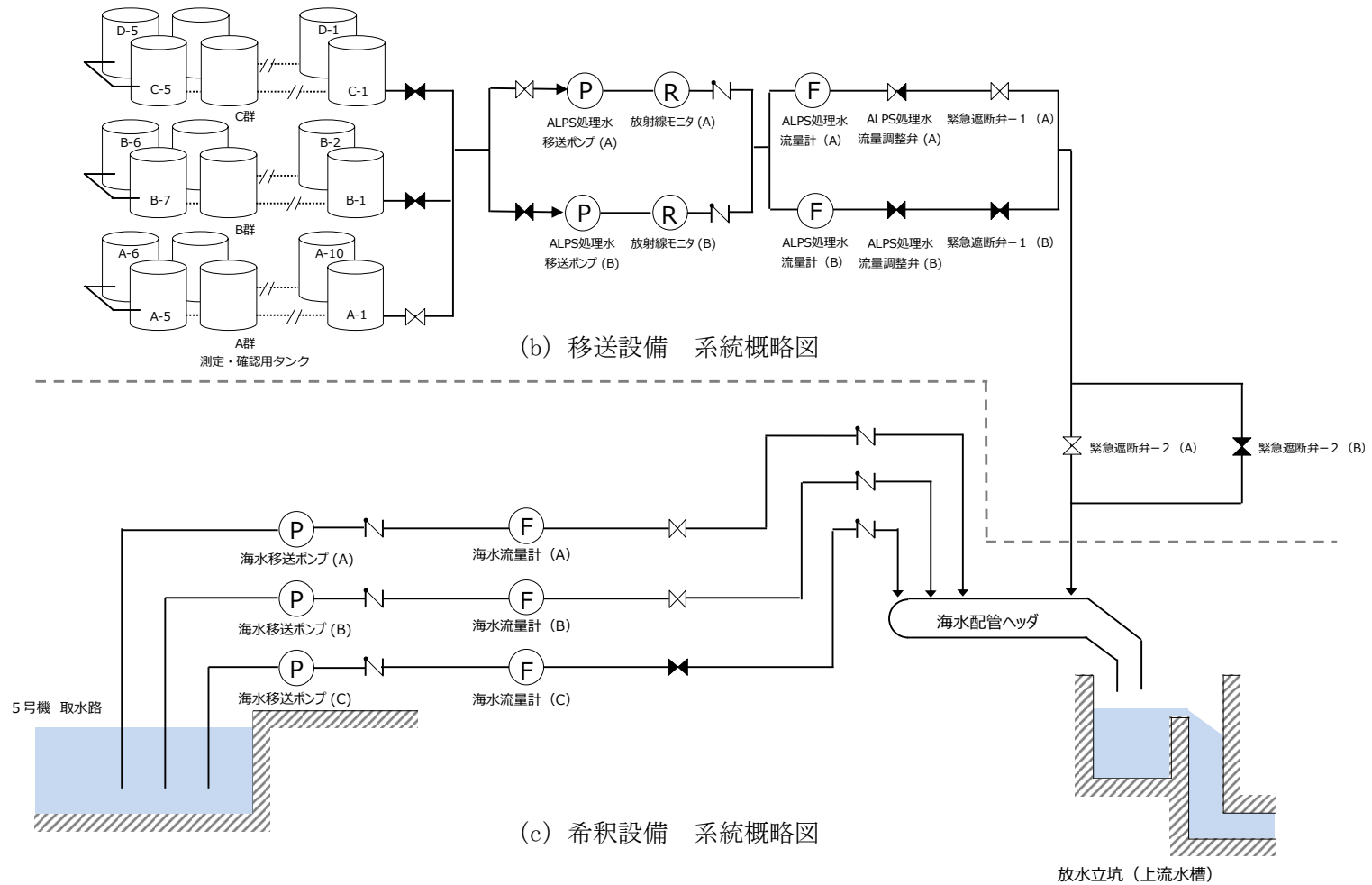


図 2.14.1-3 移送設備, 希積設備 系統概略図

2. 主要機器概略

受入管台(受入配管)



タンク天板



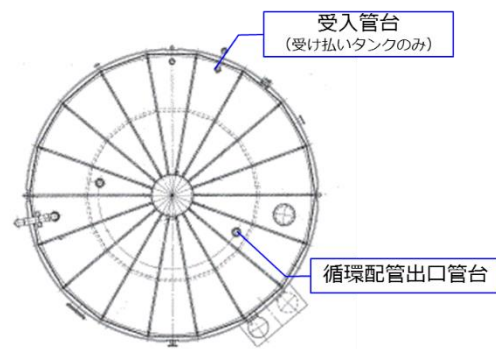
連結管台(循環ポンプへ)



出口管台
(ALPS 処理水移送ポンプへ)



測定・確認用タンクの構造図



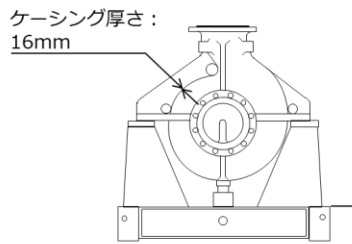
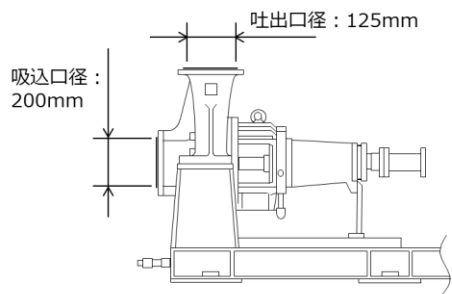
タンク天板平面図

タンク容量		m ³	1,000
主要寸法	内 径	mm	10,000
	胴板厚さ	mm	15
	底板厚さ	mm	25
	高 さ	mm	14,565
管台厚さ	100A	mm	8.6
	200A	mm	12.7
	600A	mm	16.0
材料	胴板・底板	-	SS400
	管台	-	STPT410,SS400

図 2.14.1-4 測定・確認用タンクの基本仕様と主要構造

(参考)

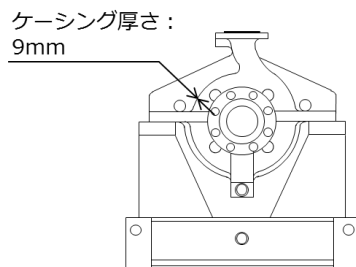
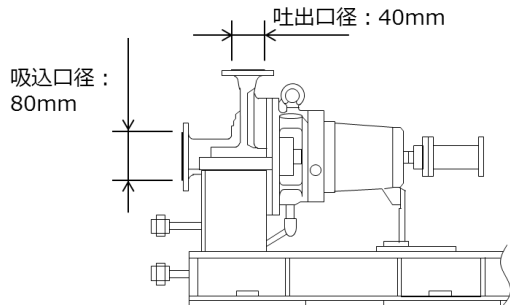
福島第一原子力発電所構内の溶接タンクは、タンクの外観目視点検を実施している他、タンクの板厚測定を実施し、タンクの余寿命を把握した上で使用を継続する計画である。測定・確認用タンクも同様の管理を実施することで、本設備の供用期間中の使用が可能と考えている。なお、通常の原子力発電所設備に設置されている溶接型タンク類についても、タンク内外面の点検・補修を継続することにより供用期間中の耐用が可能である。



循環ポンプの構造図

ポンプ	種類	横軸うず巻形		
	定格容量 (m ³ /h/個)	160		
	定格揚程 (m)	41.5		
	主要材料	胴	SCS10	
		羽根車	SCS10	
軸		SUS329J4L		
個数	2			
原動機	種類	誘導電動機		
	出力 (kW/個)	37		
	個数	2		

図 2.14.1-5 循環ポンプの基本仕様と主要構造



ポンプ	種類	横軸うず巻形		
	定格容量 (m ³ /h/個)	30		
	定格揚程 (m)	40		
	主要材料	胴	SCS10	
		羽根車	SCS10	
軸		SUS329J4L		
個数	2			
原動機	種類	誘導電動機		
	出力 (kW/個)	11		
	個数	2		

図 2.14.1-6 ALPS 処理水移送ポンプの基本仕様と主要構造

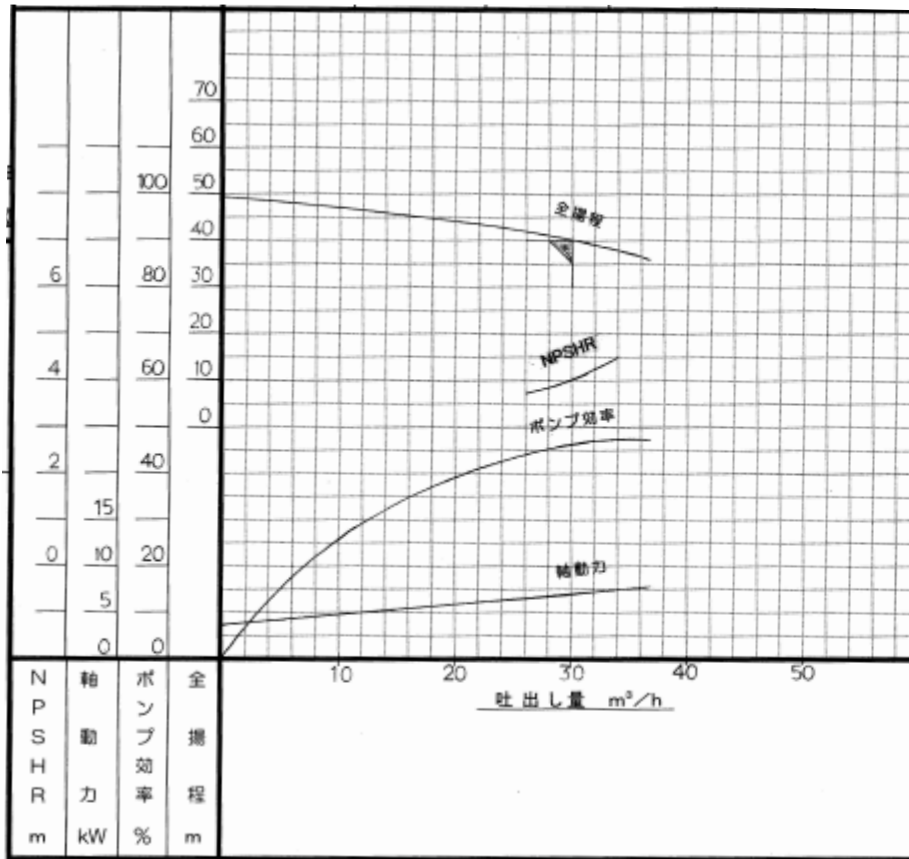


図 2.14.1-7 ALPS 処理水移送ポンプの Q-H カーブ

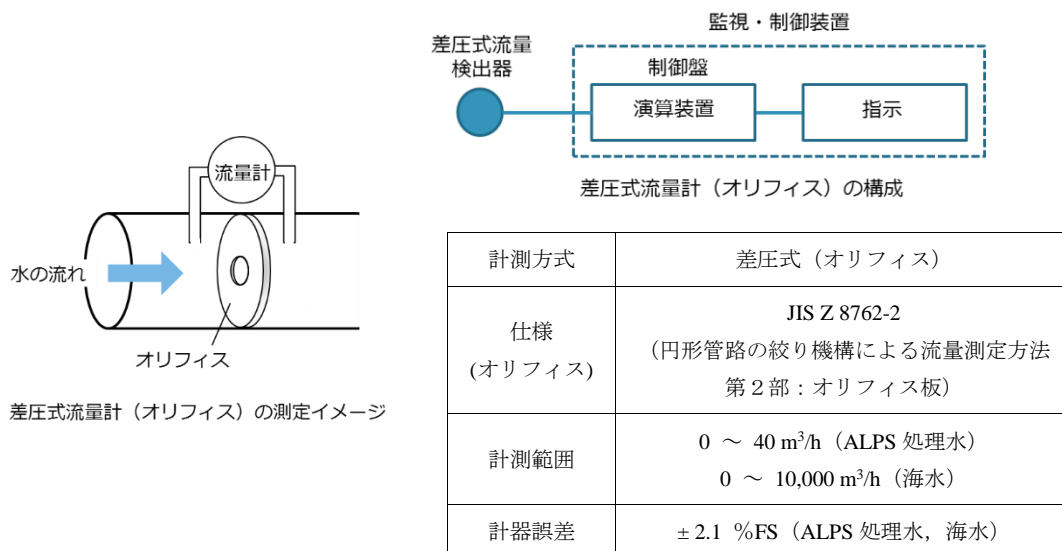
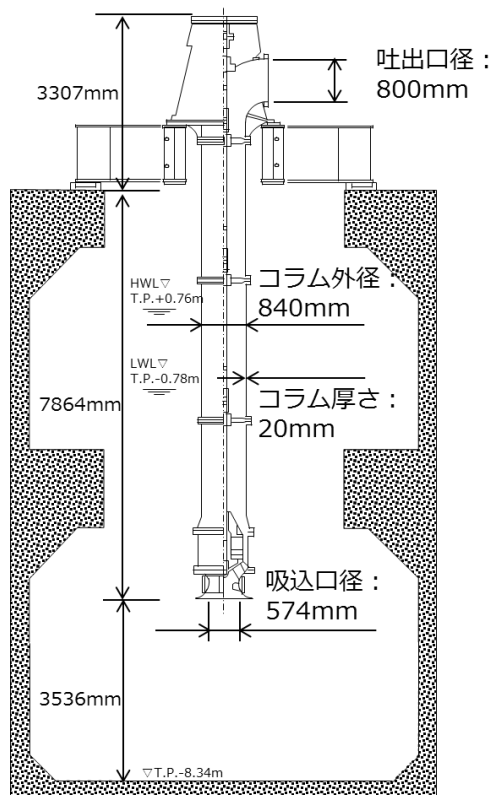


図 2.14.1-8 ALPS 処理水流量計, 海水流量計の基本仕様



ポンプ	種類	立軸単段斜流形	
	定格容量 (m ³ /h/個)	7,086	
	定格揚程 (m)	27.1	
	主要材料	胴	2%NiFC
		羽根車	SCS14
		軸	SUS316
	個数	3	
原動機	種類	誘導電動機	
	出力 (kW/個)	760	
	個数	3	

図 2.14.1-9 海水移送ポンプの基本仕様と主要構造

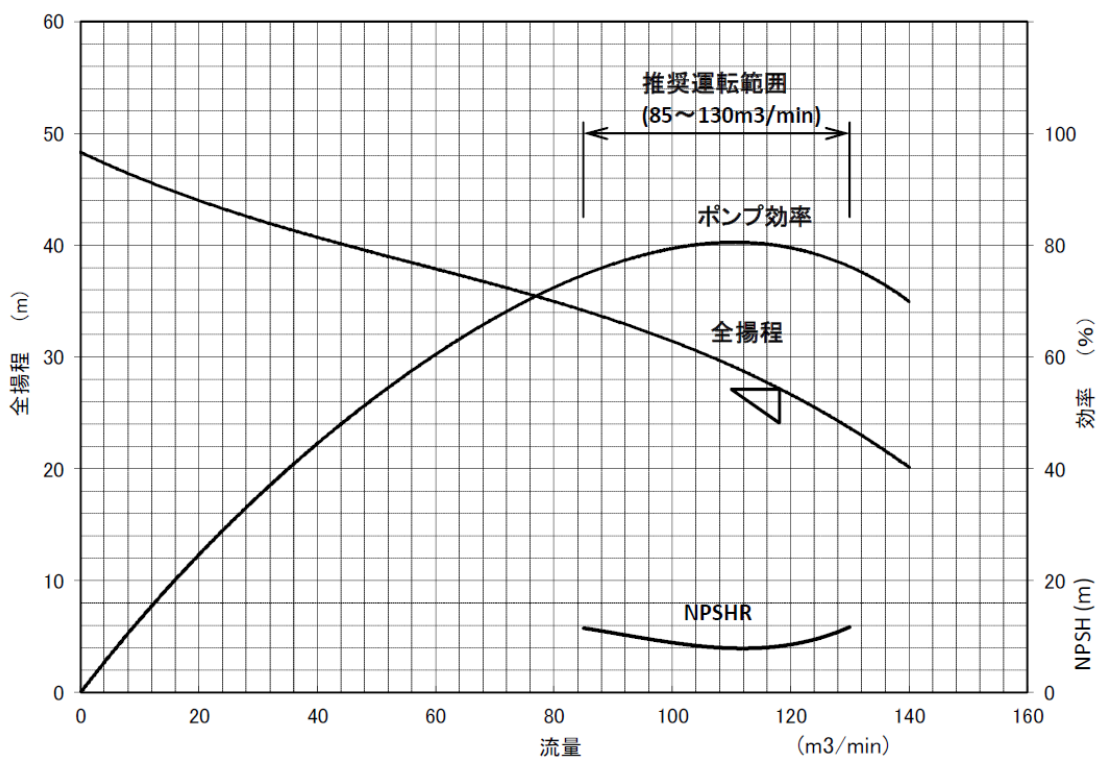
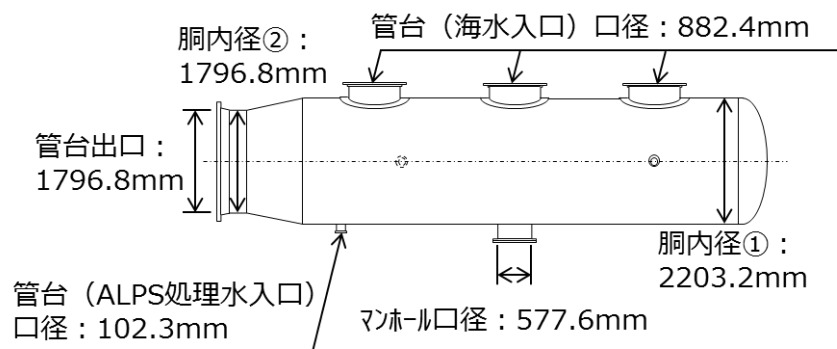
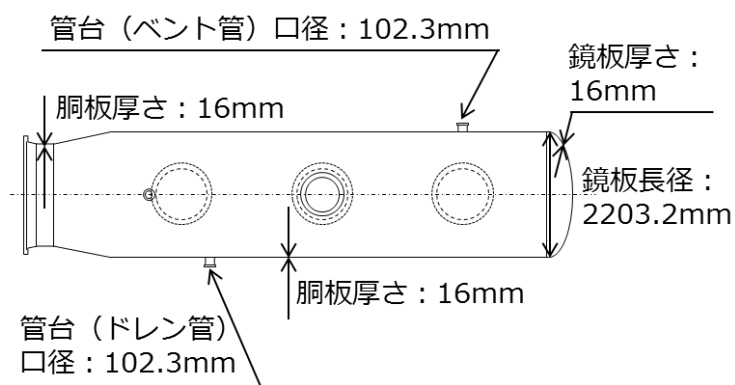


図 2.14.1-10 海水移送ポンプの Q-H カーブ



平面図



正面図

図 2.14.1-11 海水配管ヘッドの基本仕様と主要構造



図 2.14.1-12 攪拌機器の実機と寸法

ALPS 処理水希釈放出設備の構造強度評価について

ALPS 処理水希釈放出設備の鋼管のうち、ALPS 処理水を内包する配管について、クラス 3 機器に準拠して評価を行う。

1. 主配管（海水配管ヘッダを除く鋼管）

構造評価箇所を図 2.14.1.2-1～図 2.14.1.2-5 に示す。

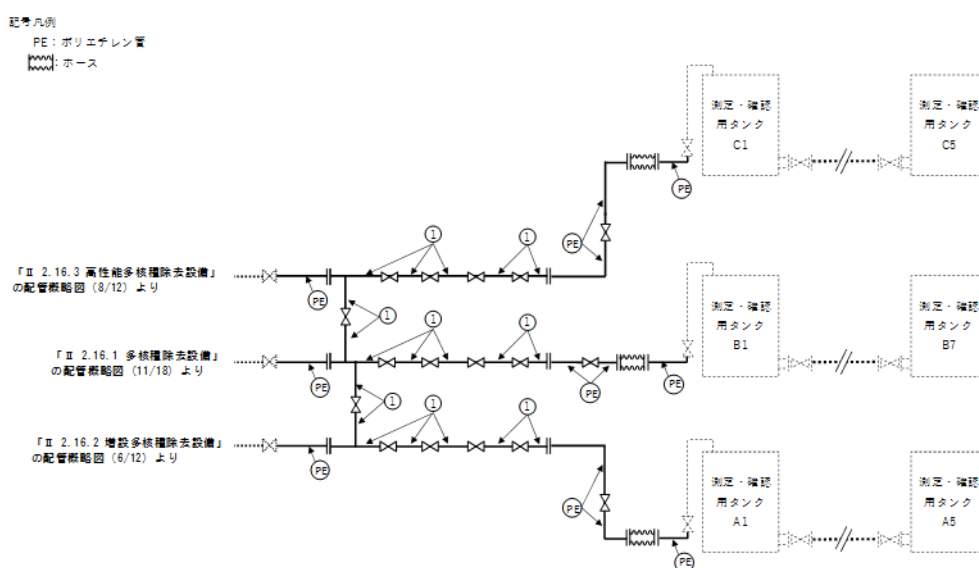


図 2.14.1.2-1 配管概略図 (1 / 5)
(測定・確認用設備)

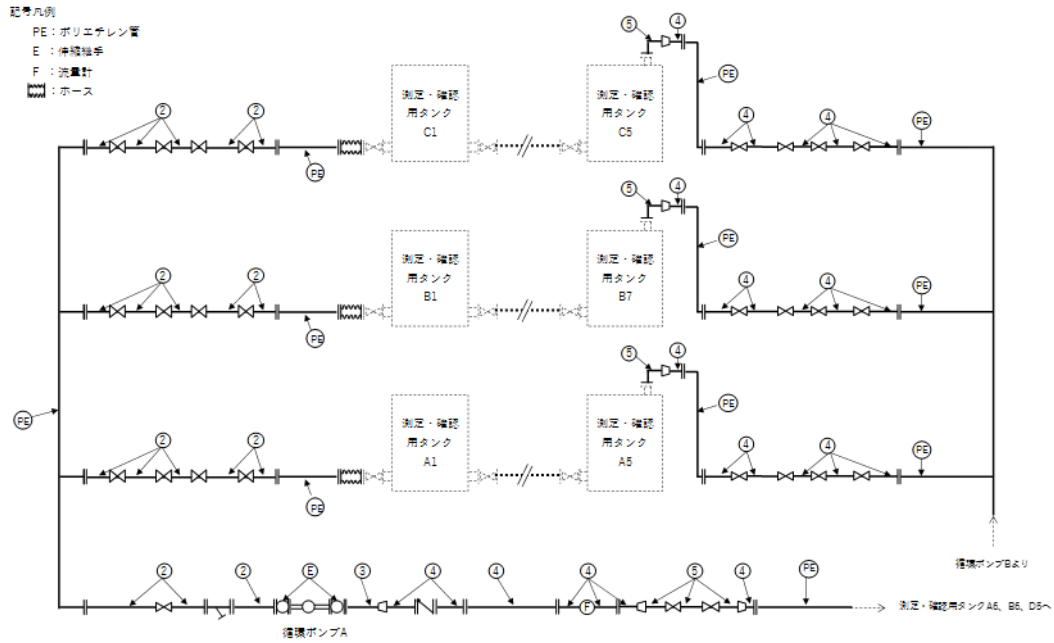


図 2.14.1.2-2 配管概略図 (2 / 5)
 (測定・確認用設備)

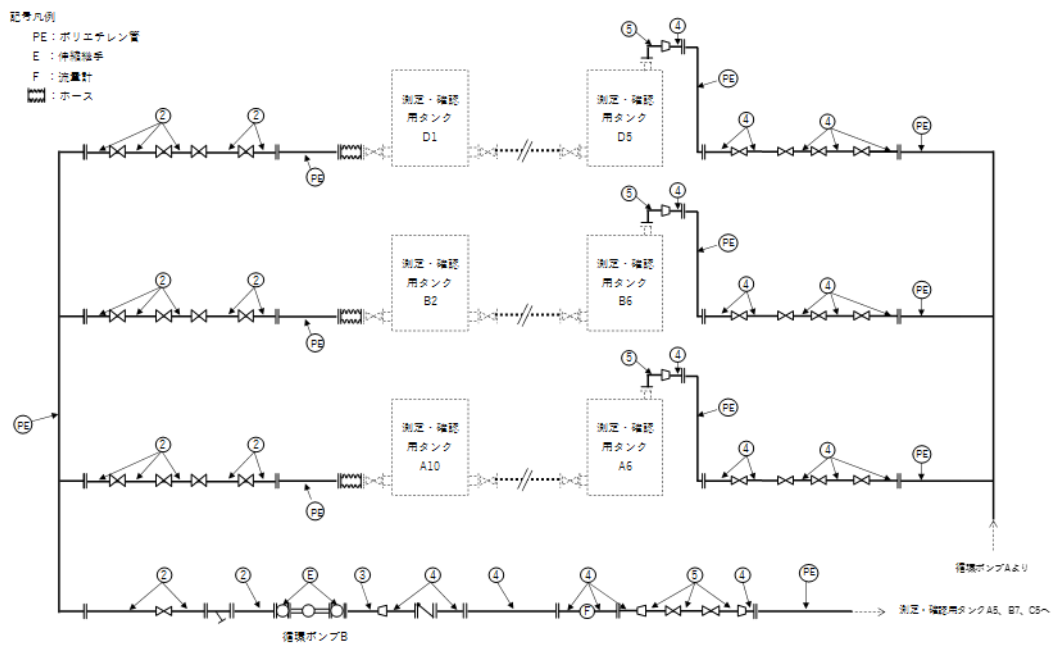


図 2.14.1.2-3 配管概略図 (3 / 5)
 (測定・確認用設備)

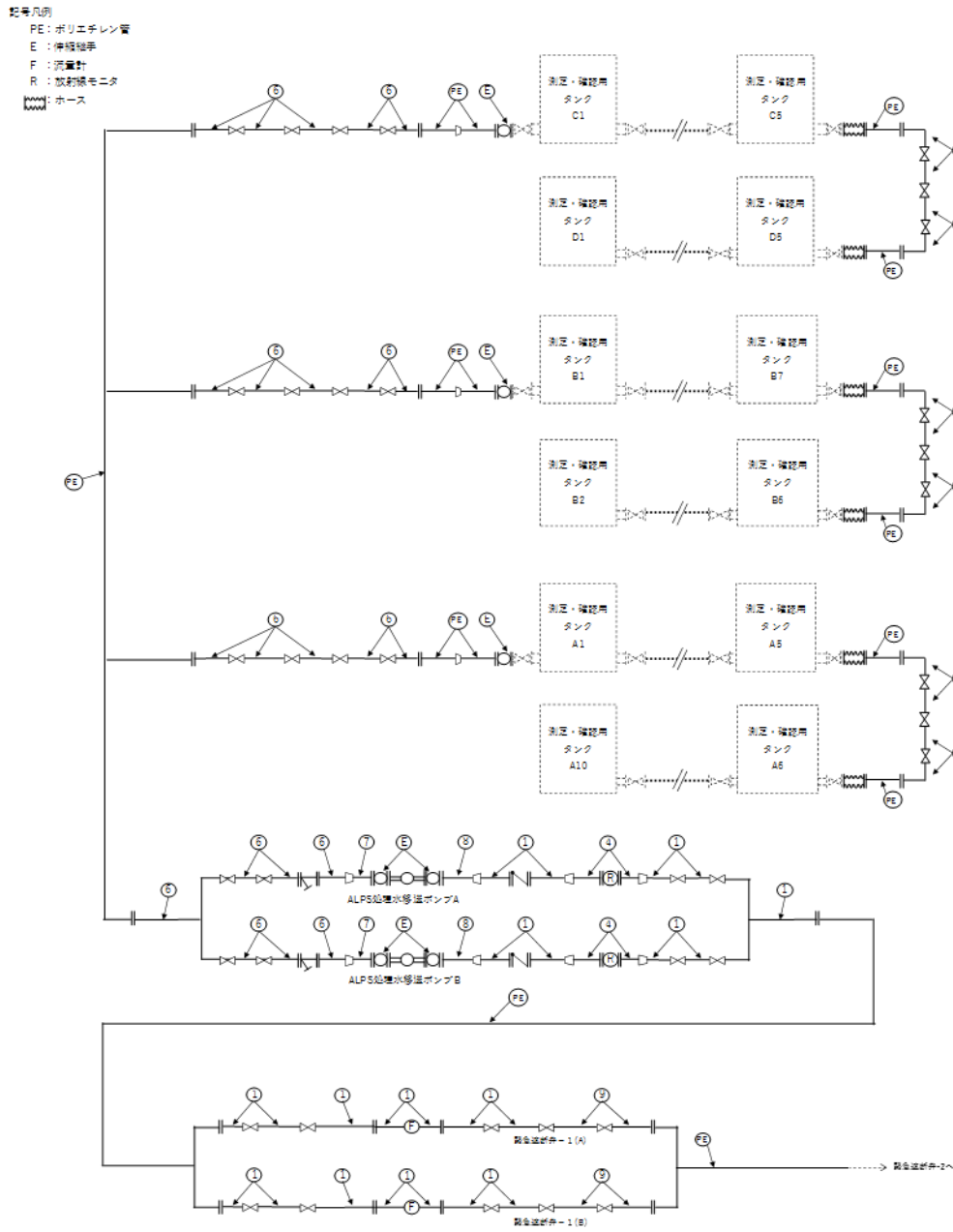


図 2.14.1.2-4 配管概略図 (4 / 5)
 (移送設備)

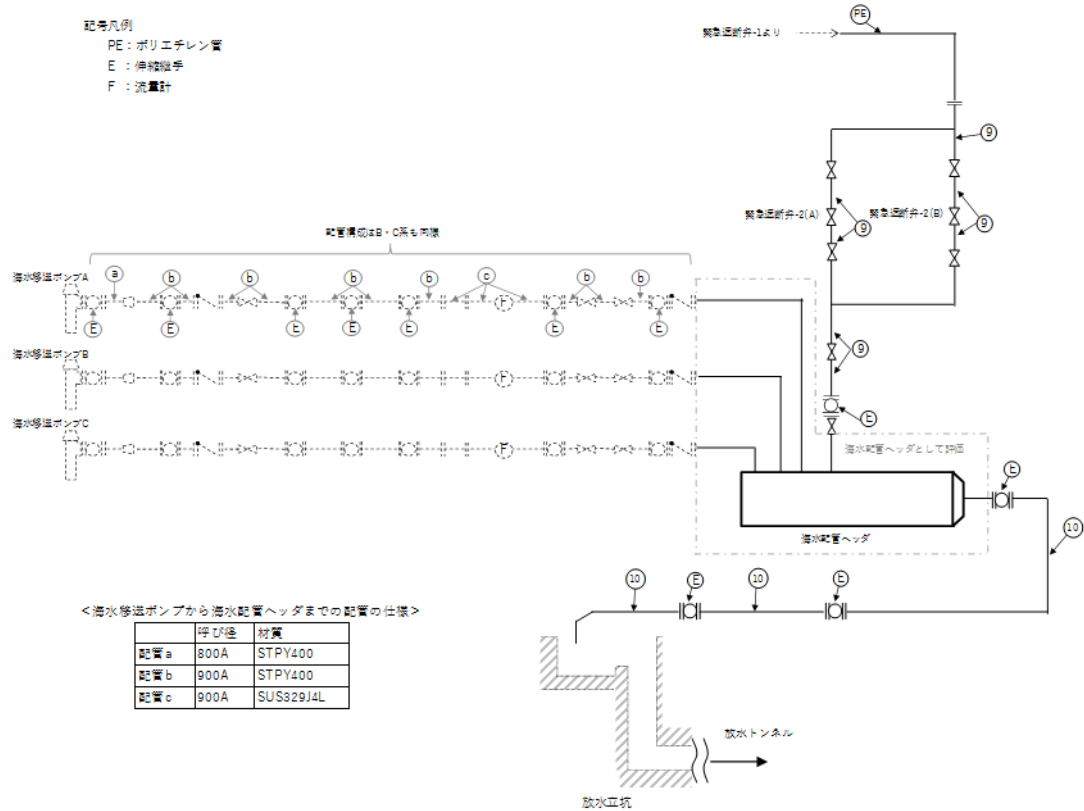


図 2.14.1.2-5 配管概略図 (5 / 5)
 (移送設備, 希釈設備)

1.1 構造強度評価方法

鋼管の最小厚さが設計・建設規格 PPD-3411 式(PPD-1.3)または設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1 によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

管の必要厚さは次に掲げる値のいずれか大きい方の値とする。

a. 内面に圧力を受ける管

$$\text{管の計算上必要な厚さ} : t = \frac{PD_0}{2S\eta + 0.8P}$$

P : 最高使用圧力 (MPa)

D_0 : 管の外径 (mm)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力 (MPa)

η : 長手継手の効率

b. 炭素鋼鋼管の設計・建設規格上必要な最小必要厚さ : t_r

設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1 より求めた値

1.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-1 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-1 主配管（海水配管ヘッダ除く鋼管）の構造強度評価結果

評価 機器	D ₀ (mm)	材質	P (MPa)	S (MPa)	η	最高使用 温度(°C)	公差	公称厚さ (mm)	必要厚さ (mm)	最小厚さ※ (mm)
配管①	114.3	SUS316LTP	0.98	■	■	40	■	4.0	0.48	3.50
配管②	216.3	SUS316LTP	0.49	■	■	40	■	6.5	0.46	5.68
配管③	139.8	SUS316LTP	0.98	■	■	40	■	5.0	0.59	4.37
配管④	165.2	SUS316LTP	0.98	■	■	40	■	5.0	0.69	4.37
配管⑤	216.3	SUS316LTP	0.98	■	■	40	■	6.5	0.91	5.68
配管⑥	165.2	SUS316LTP	0.49	■	■	40	■	5.0	0.35	4.37
配管⑦	89.1	SUS316LTP	0.49	■	■	40	■	4.0	0.19	3.50
配管⑧	48.6	SUS316LTP	0.98	■	■	40	■	3.0	0.21	2.50
配管⑨	114.3	SUS316LTP	0.60	■	■	40	■	4.0	0.30	3.50
配管⑩	1828.8	SM400B	0.60	■	■	40	■	16.0	9.11	14.20

※：呼び厚さに負の公差や製造上の公差等を考慮した厚さをいう。

2. 主配管（海水配管ヘッダ）

強度評価箇所を図 2.14.1.2-6 に示す。

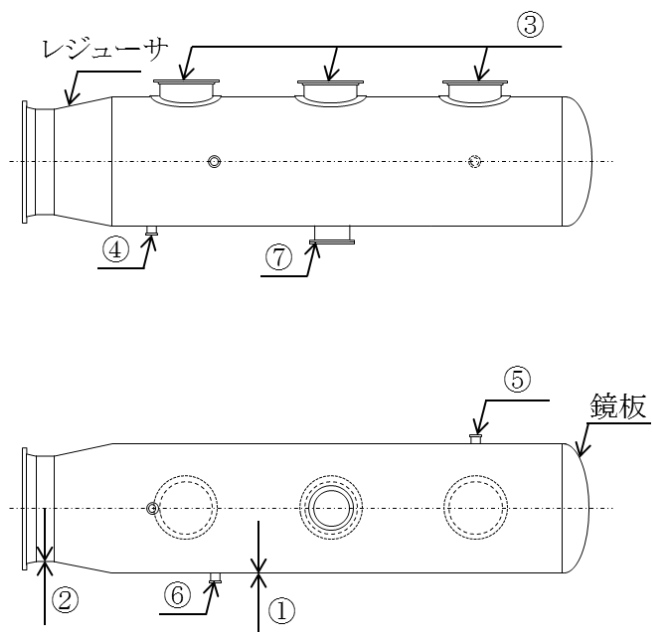


図 2.14.1.2-6 海水配管ヘッダの構造評価箇所

2.1 直管部

2.1.1 構造強度評価方法

鋼管の最小厚さが設計・建設規格 PPD-3411 式(PPD-1.3)または設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1 によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

管の必要厚さは次に掲げる値のいずれか大きい方の値とする。

a. 内面に圧力を受ける管

$$\text{管の計算上必要な厚さ} : t = \frac{PD_0}{2S\eta + 0.8P}$$

P : 最高使用圧力 (MPa)

D_0 : 管の外径 (mm)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力 (MPa)

η : 長手継手の効率

b. 炭素鋼鋼管の設計・建設規格上必要な最小必要厚さ : t_r

設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1 より求めた値

2.1.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-2 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-2 海水配管ヘッダの直管部の構造強度評価結果

評価部位	D ₀ (mm)	材質	P (MPa)	S (MPa)	η	最高使用 温度(°C)	公差	公称厚さ (mm)	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
①主管	2235.2	SM400B	■■■■	■■■■	0.6	40	■■■■	16.0	11.14	14.20
②出口管	1828.8	SM400B	■■■■	■■■■	0.6	40	■■■■	16.0	9.11	14.20
③海水 ノズル管	914.4	SM400B	■■■■	■■■■	0.6	40	■■■■	16.0	4.56	14.20
④ALPS 処理水 注入管	114.3	STPG370	■■■■	■■■■	1.0	40	■■■■	6.0	3.40	5.25
⑤ベント管	114.3	STPG370	■■■■	■■■■	1.0	40	■■■■	6.0	3.40	5.25
⑥ドレン管	114.3	STPG370	■■■■	■■■■	1.0	40	■■■■	6.0	3.40	5.25
⑦点検用マ ンホール	609.6	SM400B	■■■■	■■■■	0.6	40	■■■■	16.0	3.80	14.20

2.2 レジューサ

2.2.1 構造評価方法

レジューサの最小厚さが設計・建設規格 PPD-3415.1 式(PPD-1.8 および PPD-1.9)によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

レジューサの必要厚さは次に掲げる値のいずれか大きい方の値とする。

a. 円すいの部分

$$\text{計算上必要な厚さ: } t = \frac{PD_i}{2\cos\theta(S\eta - 0.6P)}$$

P : 最高使用圧力(MPa)

D_i : 円すいの部分がすその丸みの部分に接続する部分の
軸に垂直な断面の内径(mm)

θ : 円すいの頂角の 2 分の 1 (度)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力(MPa)

η : 長手継手の効率

b. すその丸みの部分

$$\text{計算上必要な厚さ: } t = \frac{PD_iW}{4\cos\theta(S\eta - 0.1P)}$$

$$\text{ただし, } W = \frac{1}{4} \left(3 + \sqrt{\frac{D_i}{2r\cos\theta}} \right)$$

D_i : 円すいの部分がすその丸みの部分に接続する部分の
軸に垂直な断面の内径(mm)

θ : 円すいの頂角の 2 分の 1 (度)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力(MPa)

η : 長手継手の効率

r : 円すいのすその丸みの部分の内半径 (mm)

2.2.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-3 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-3 レジューサの構造強度評価結果

評価 機器	評価 部位	材質	P (MPa)	S (MPa)	D _i (mm)	θ (度)	η	最高使用 温度(℃)	公差	公称厚さ (mm)	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
海水配管 ヘッド	レジューサ	SM400B	0.60	■	2203.2	11.5	■	40	■	16.0	11.31	14.20

2.3 鏡板

海水配管ヘッダの鏡板の形状は設計・建設規格 PPD-3415.2(1)の条件より，さら形鏡板である。

2.3.1 構造強度評価

海水配管ヘッダの鏡板の最小厚さが設計・建設規格 PPD-3415.2 式(PPD-1.12)によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

鏡板の必要厚さは次に掲げる値とする。

$$\text{計算上必要な厚さ: } t = \frac{PRW}{2S\eta - 0.2P}$$

$$\text{ただし, } W = \frac{1}{4} \left(3 + \sqrt{\frac{R}{r}} \right)$$

P : 最高使用圧力(MPa)

R : 鏡板の中央部の内半径 (mm)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力(MPa)

η : 長手継手の効率

r : さら形鏡板のすみの丸みの内半径 (mm)

2.3.2 構造強度評価結果

さら形鏡板の評価を表 2.14.1.2-4 に、構造強度評価結果を表 2.14.1.2-5 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-4 さら形鏡板の評価

評価機器	評価部位	材質	外径：D _{oc} (mm)	中央部における内面の半径：R (mm)	すみ丸みの内半径：r (mm)	厚さの3倍：3t _{co} (mm)	0.06D _{oc} (mm)
海水配管ヘッド	鏡板	SM400B	■	■	■	48.0	134.1

評価：D_{oc} ≥ R, r ≥ 3t_{co}, r ≥ 0.06D_{oc}, r ≥ 50mm であることから、本鏡板はさら形鏡板である。

表 2.14.1.2-5 鏡板の構造強度評価結果

評価機器	評価部位	材質	P (MPa)	S (MPa)	R (mm)	r (mm)	η	最高使用温度(°C)	公差	公称厚さ (mm)	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
海水配管ヘッド	鏡板	SM400B	0.60	■	■	■	■	40	■	16.0	10.19	13.40

2.4 穴の補強

2.4.1 構造評価方法

海水配管ヘッドに設ける穴の補強の要否を設計・建設規格 PPD-3422 により評価し、穴の補強が必要な場合は、設計・建設規格 PPD-3424(1)によって求められる必要面積を満足することを確認する。

海水配管ヘッドに設ける穴は、設計・建設規格 PPD-3422 によって求められるいずれの穴径を超えるため、穴の補強計算を実施する。

- (1) 穴の径が 64mm 以下で、かつ、管の内径の 1/4 以下の穴径
- (2) (1)に掲げるものを除き、穴の径が 200mm 以下で、かつ、図 PPD-3422-1 および図 PPD-3422-2 により求めた d の値以下の穴径

補強が必要となった穴に関して補強に必要な面積に対して、補強に有効な総面積が満足していることを確認する。

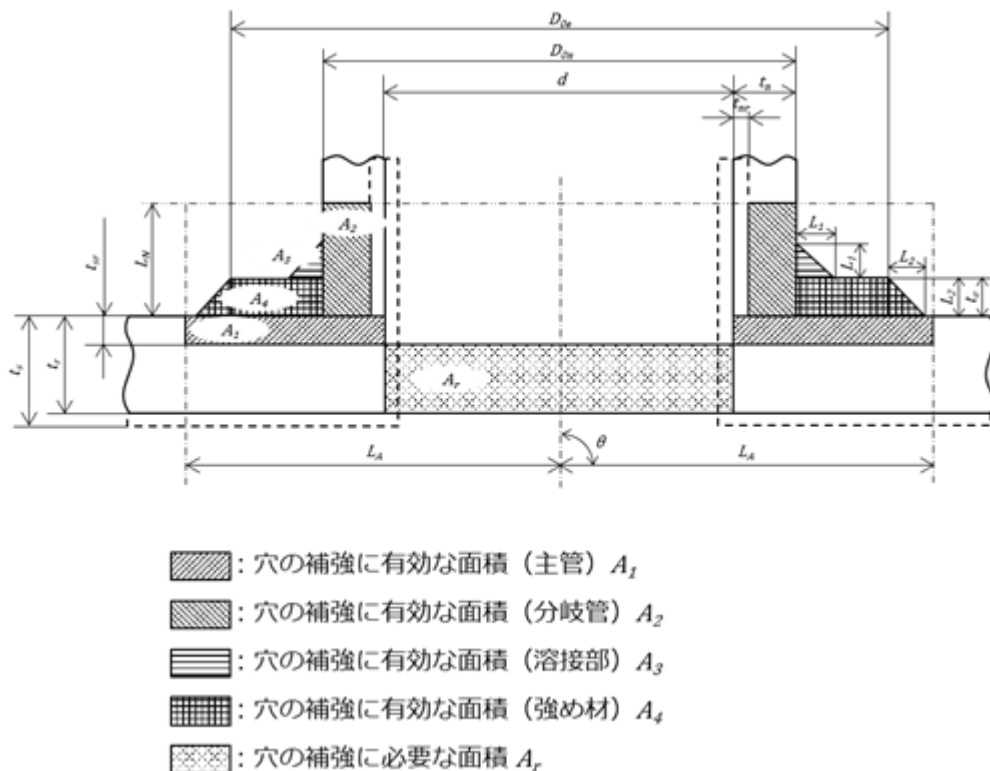


図 2.14.1.2-7 管台の取り付け形式

穴の補強に必要な面積： $A_r = 1.07 \cdot d \cdot t_{r3} \cdot (2 - \sin\theta)$

d : 穴の径 (mm)

t_{r3} : PPD-3411 の規定により必要とされる厚さ (mm)

θ : 分岐管の中心線と主管の中心線との交角 (度)

穴の補強に有効な総面積： $A_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4$

穴の補強に有効な主管部の面積： $A_1 = (\eta \cdot t_s - F \cdot t_{sr}) \cdot (2 \cdot L_A - d)$

穴の補強に有効な管台部の面積： $A_2 = 2 \cdot (t_n - t_{nr}) \cdot \operatorname{cosec}\theta \cdot L_N \cdot \frac{S_n}{S_s}$

穴の補強に有効なすみ肉部の面積： $A_3 = (L_1)^2 \cdot \sin\theta \cdot \frac{S_e}{S_s}$

穴の補強に有効な強め材の面積： $A_4 = (D_{0e} - D_{0n} \cdot \operatorname{cosec}\theta) \cdot t_e \cdot \frac{S_e}{S_s} + (L_2)^2 \cdot \frac{S_e}{S_s}$

η : 継手の効率

t_s : 主管の厚さ (mm)

t_{sr} : 主管の計算上必要な厚さ (mm)

t_n : 管台の厚さ (mm)

t_{nr} : 管台の計算上必要な厚さ (mm)

t_e : 強め材の最小厚さ (mm)

L_A : 穴の中心線に平行な直線で区切られる補強に有効な範囲 (mm)

L_N : 主管の面に平行な線に区切られる補強に有効な範囲 (mm)

S_n : 管台の材料の最高使用温度における許容引張応力 (MPa)

S_s : 主管の材料の最高使用温度における許容引張応力 (MPa)

S_e : 強め材の材料の最高使用温度における許容引張応力 (MPa)

L_1 : 管台のすみ肉部の脚長又は管台補強部の短辺長さ (mm)

L_2 : 強め材のすみ肉部の脚長 (mm)

D_{0n} : 管台の外径 (mm)

D_{0e} : 強め材の外径 (mm)

d : 断面に現れる穴の径 (mm)

θ : 分岐管の中心線と主管の中心線との交角 (度)

F : 図 PPD-3424-1 により求めた値

2.4.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-6 示す。補強に有効な総面積が必要な面積を満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.2-6 穴の補強の構造強度評価結果

評価機器	評価部位	評価部位	η	t_s (mm)	t_{sr} (mm)	L_A (mm)	d (mm)	A_1 (mm^2)
海水配管ヘッダ	③海水ノズル管	管台	1.0	14.2	■	■	■	■
	④ALPS 処理水注入管	管台	1.0	14.2	■	■	■	■
	⑤ベント管	管台	1.0	14.2	■	■	■	■
	⑥ドレン管	管台	1.0	14.2	■	■	■	■
	⑦点検用マンホール	管台	1.0	14.2	■	■	■	■

表 2.14.1.2-7 穴の補強の構造強度評価結果

評価機器	評価部位	評価部位	S_n (MPa)	S_s (MPa)	t_{nr} (mm)	t_n (mm)	L_N (mm)	θ (度)	A_2 (mm^2)
海水配管ヘッダ	③海水ノズル管	管台	■	■	■	■	■	90	■
	④ALPS 処理水注入管	管台	■	■	■	■	■	90	■
	⑤ベント管	管台	■	■	■	■	■	90	■
	⑥ドレン管	管台	■	■	■	■	■	90	■
	⑦点検用マンホール	管台	■	■	■	■	■	90	■

表 2.14.1.2-8 穴の補強の構造強度評価結果

評価機器	評価部位	評価部位	S _s (MPa)	S _e (MPa)	L ₁ (mm)	θ (度)	A ₃ (mm ²)
海水配管ヘッダ	③海水ノズル管	管台	■	■	■	90	■
	④ALPS 処理水注入管	管台	■	■	■	90	■
	⑤ベント管	管台	■	■	■	90	■
	⑥ドレン管	管台	■	■	■	90	■
	⑦点検用マンホール	管台	■	■	■	90	■

表 2.14.1.2-9 穴の補強の構造強度評価結果

評価機器	評価部位	評価部位	S_s (MPa)	S_e (MPa)	D_{0e} (mm)	D_{0n} (mm)	t_e (mm)	L_2 (mm)	θ (度)	A_4 (mm ²)
海水配管ヘッダ	③海水ノズル管	管台	■	■	1300	914.4	■	■	90	■
	④ALPS 処理水注入管	管台	■	■	200	114.3	■	■	90	■
	⑤ベント管	管台	■	■	200	114.3	■	■	90	■
	⑥ドレン管	管台	■	■	200	114.3	■	■	90	■
	⑦点検用マンホール	管台	■	■	800	609.6	■	■	90	■

表 2.14.1.2-10 穴の補強の構造強度評価結果

評価機器	評価部位	評価部位	d (mm)	θ (度)	t_{r3} (mm)	A_r (mm ²)	A_0 (mm ²)
海水配管ヘッダ	③海水ノズル管	管台	■	90	■	6.35×10^3	1.33×10^4
	④ALPS 処理水注入管	管台	■	90	■	7.44×10^2	2.47×10^3
	⑤ベント管	管台	■	90	■	7.44×10^2	2.47×10^3
	⑥ドレン管	管台	■	90	■	7.44×10^2	2.47×10^3
	⑦点検用マンホール	管台	■	90	■	4.17×10^3	8.35×10^3

2.5 強め材の取り付け強さ

2.5.1 構造評価方法

設計・建設規格 PPD-3424(8)によって求めた溶接部の負うべき荷重を評価し、溶接部の強度が十分であることを確認する。

$$\text{溶接部の負うべき荷重} : W = d \cdot t_{sr} \cdot S_s - (\eta \cdot t_s - F \cdot t_{sr}) \cdot (2 \cdot L_A - d) \cdot S_s$$

d : 断面に現れる穴の径 (mm)

t_s : 主管の厚さ (mm)

t_{sr} : 主管の計算上必要な厚さ (mm)

S_s : 主管の材料の最高使用温度における許容引張応力 (MPa)

η : PVD-3110 に規定される効率

F : 図 PPD-3424-1 により求めた値

L_A : 穴の中心線に平行な直線で区切られる補強に有効な範囲 (mm)

2.6.2 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.2-11 に示す。溶接部の負うべき荷重が 0 以下であることから、溶接部の強度は十分であると評価している。

表 2.14.1.2-11 強め材の取り付け強さの構造強度評価結果

評価 機器	評価 部位	評価部位	d (mm)	t _{sr} (mm)	S _s (MPa)	t _s (mm)	η	L _A (mm)	F	W (N)
海水配管 ヘッダ	③海水ノズル管	管台	■	■	100	14.2	1.0	■	0.5	-7.26×10 ⁴
	④ALPS 処理水注入管	管台	■	■	100	14.2	1.0	■	0.5	-8.51×10 ³
	⑤ベント管	管台	■	■	100	14.2	1.0	■	0.5	-8.51×10 ³
	⑥ドレン管	管台	■	■	100	14.2	1.0	■	0.5	-8.51×10 ³
	⑦点検用マンホール	管台	■	■	100	14.2	1.0	■	0.5	-4.76×10 ⁴

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震重要度と機器クラスについて

ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震重要度と機器クラスは表 2.14.1.3-1 の通り。耐震重要度については、原子力規制委員会にて、2021 年 9 月 8 日に「耐震設計の考え方」が示されたことを受け、核燃料施設等の耐震クラス分類の考え方を参考に、「設備等の機能喪失による公衆への放射線影響の程度」に基づき分類した（「2.14.2 自然現象に対する設計上の考慮への適合性」参照）。また、機器クラスについては、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」に準じて設定した。

表 2.14.1.3-1 ALPS 処理水希釈放出設備及び関連施設の耐震重要度と機器クラス

設備		機器		耐震重要度分類	機器クラス
ALPS 処理水 希釈放 出設備	測定・ 確認用 設備	測定・確認用タンク※1		C	クラス 3
		循環ポンプ		C	—※2
		循環配管		C	クラス 3
	移送 設備	ALPS 処理水移送ポンプ		C	—※2
		移送配管		C	クラス 3
		流量調整弁, 緊急遮断弁		C	—※3
	希釈 設備	海水移送ポンプ	海水を 内包	C	—※4
		海水配管		C	—※5
		放水立坑 (上流水槽)	放出水を 内包	C	クラス 3
放水立坑 (下流水槽)		C		—※6	
放水設備	放水トンネル 放水口		C	—※6	
その他	電動弁, 手動弁		C	—※3	

※1: 測定・確認用タンクは「実施計画Ⅱ 2.5 汚染水処理設備等」の多核種処理水貯槽のうち、K4 エリアタンク（機器クラス：クラス 3）の一部を兼用する。

※2: 「発電用原子炉施設の工事計画に係る手続きガイド」に準じて、クラス 3 機器に接続するポンプについては「設計・建設規格」又は JIS を基にした強度に関する計算等を実施する。

※3: 製造メーカー指定の方法で耐圧試験を実施する。

※4: 火力で十分実績のある国内ポンプメーカーで設計、製造し、材料、外観、耐圧検査等を実施する。

※5: クラス 3 に準じた構造強度評価および検査を実施する。

※6: 放水立坑 (上流水槽) 及び放水設備は、一般土木構造物としての準拠規格及び基準に準拠し、安全性・耐久性・耐震性等を有する土木構造物として設計する。

以上

「設計・建設規格」に記載のない金属材料及び非金属材料の信頼性確保について

1. 「設計・建設規格」に記載のない金属材料について

ALPS 処理水希釈放出設備では、海水流量を計測するオリフィス部の配管に、流量計測のための高い信頼性（配管の表面粗さ）と高い耐食性を両立した、二相ステンレス（SUS329J4L）を採用する。

本材料は JIS には記載されていることから、材料規格に示された材料と同等以上の機械的性質を有することを確認した上で、クラス 3 機器に準じて構造強度を評価して問題ないことを確認する。また、クラス 3 配管と同様の検査を実施する。

(1) 二相ステンレスの機械的特性

SUS329J4L は、「発電用火力設備の技術基準の解釈」において、引張強さ及び許容引張応力が記載されている他、JIS において耐力が記載されており、本設備で主に使用する SUS316L と比較して、同等以上の機械的性質を有していることを確認。（表 2.14.1.3-2 参照）

表 2.14.1.3-2 SUS329J4L の機械的性質

材料	発電用火力設備の技術基準の解釈 (JIS G 4303/JIS G 4304/JIS G 4305)		JIS G 3468 配管用溶接大径ステンレス鋼鋼管※
	引張強さ [N/mm ²]	許容引張応力 [N/mm ²] (~ 40°C)	耐力 [N/mm ²]
SUS316L	480	114	175
SUS329J4L	620	155	450

※：SUS316LTP，SUS329J4LTP の値を記載

(2) 海水移送配管の構造強度評価

ALPS 処理水希釈放出設備の海水移送配管について、クラス 3 機器に準じた評価を行う。

a. 評価対象部位

構造評価箇所を図 2.14.1.3-1 に示す。

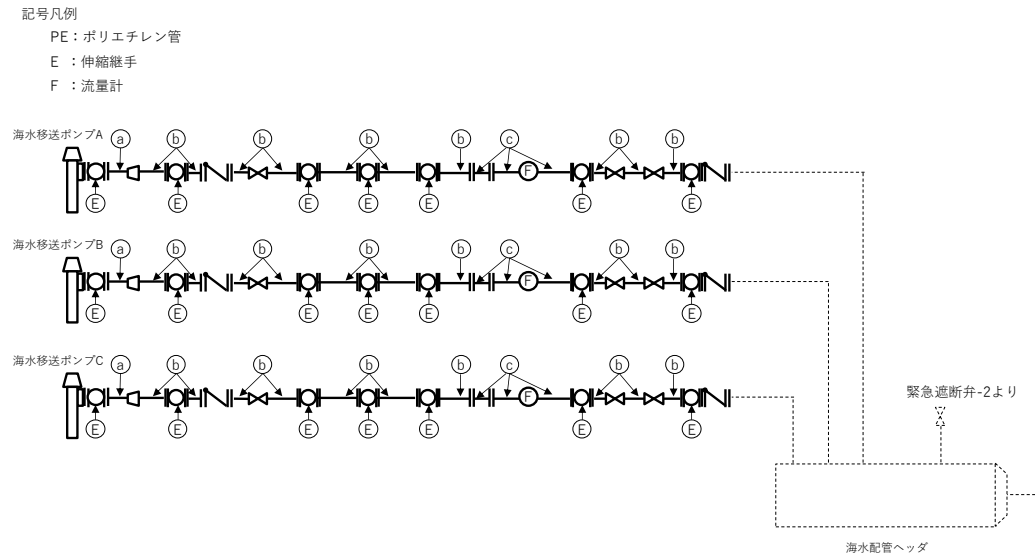


図 2.14.1.3-1 海水移送配管の配管概略図

b. 構造強度評価方法

鋼管の最小厚さが設計・建設規格 PPD-3411 式(PPD-1.3)または設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1 によって求められる必要厚さを満足することを確認する。

管の必要厚さは次に掲げる値のいずれか大きい方の値とする。

a. 内面に圧力を受ける管

$$\text{管の計算上必要な厚さ} : t = \frac{PD_0}{2S\eta + 0.8P}$$

P : 最高使用圧力 (MPa)

D_0 : 管の外径 (mm)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力 (MPa)

η : 長手継手の効率

b. 炭素鋼鋼管の設計・建設規格上必要な最小必要厚さ : t_r

設計・建設規格 PPD-3411(3)の表 PPD-3411-1 より求めた値

c. 構造強度評価結果

評価結果を表 2.14.1.3-3 に示す。必要厚さを満足しており、十分な構造強度を有していると評価している。

表 2.14.1.3-3 海水移送配管の構造強度評価結果

評価 機器	D ₀ (mm)	材質	P (MPa)	S (MPa)	η	最高使用 温度(°C)	公差	公称厚さ (mm)	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
配管 a	812.8	STPY400	■	■	0.6	40	■	12.7	4.05	11.43
配管 b	914.4	STPY400	■	■	0.6	40	■	12.7	4.56	11.43
配管 c	914.4	SUS329J4L	■	■	0.6	40	■	13.0	2.95	11.70

2. 「設計・建設規格」に記載のない非金属材料について

ALPS 処理水希釈放出設備では、ポリエチレン管や耐圧ホース、非金属の伸縮継手を使用している。これらについては、規格の適用範囲もしくは、製造者使用範囲内の圧力温度で使用することで、構造強度を有すると評価しているが、それぞれの非金属配管の適用範囲は、表 2.14.1.3-4 の通り。

表 2.14.1.3-4 非金属配管の環境条件と適用範囲

管の種類	使用箇所	環境条件		適用範囲	
		最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	使用可能圧力 [MPa]	使用可能温度 [°C]
ポリエチレン管	受入配管	0.98	40	~1.00	~40
	循環配管	0.49/0.98	40		
	移送配管	0.49/0.60/0.98	40		
耐圧ホース	受入配管	0.98	40	~1.00	~60
	循環配管	0.49	40	~0.75	~60
	移送配管	0.49	40		
伸縮継手	循環配管	0.49/0.98	40	~1.00	~80
	移送配管	0.49/0.60/0.98	40		
	海水配管	0.60	40	~0.60	~40

2.14.1.3-6

以上

放水立坑（上流水槽）の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明

1. 設計概要

放水立坑（上流水槽）の設計は、図2.14.1.4-1に示すように、プレキャスト部材であるL型形状の側壁ブロック、逆T型形状の隔壁ブロックを所定の間隔で設置し、そのブロック間に頂版スラブを設置して各々のブロックを連結する。底版については、現場打ちのコンクリートにより構成している。

「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、曲げおよびせん断力に対する検討を行う。また、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

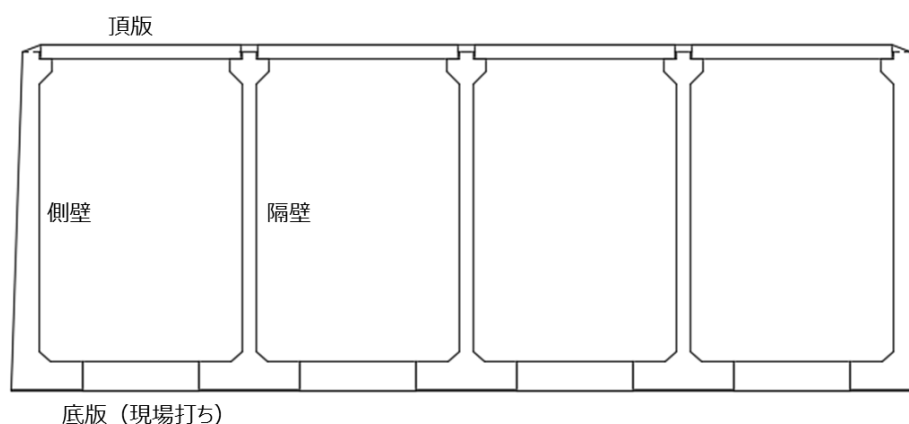


図2.14.1.4-1 放水立坑（上流水槽）概要図

2. 設計検討ケース

設計検討ケースとしては、長期的に作用する常時荷重を考慮するケース、および短期的に作用する地震荷重を考慮するケースの2ケースとする。

2.1 長期

長期において検討するケースは、施工時および供用時とする。

施工時については、各部材の自重および静止土圧、外水圧を考慮し、水槽内に水を貯留していない状態における設計とする。また、供用時については、施工時の荷重に加え、内水圧を考慮した設計とする。

2.2 短期

短期においては、供用時に発生する短期的な荷重（地震時荷重）を考慮したケースとする。地震時荷重としては、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮する。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水立坑（上流水槽）に用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度は 40N/mm^2 、鉄筋は SD345 とする。

各使用材料の許容応力度を表 2.14.1.4-1, 2 に示す。

表 2.14.1.4-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
40	14	0.55	21	0.825

表 2.14.1.4-2 鉄筋の許容応力度

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)
SD345	200	300

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数を表 2.14.1.4-3 に示す。

表 2.14.1.4-3 土質定数

層数	土質	層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m^3)	水中単位体積重量 (kN/m^3)	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^{\circ}$)	変形係数 (kN/m^2)
1	盛土	5.08	18.0	9.0	0	30.0	17,700
2	砂岩	2.00	18.4	9.4	0	38.6	94,400

3.3 単位体積重量

設計に用いた材料の単位体積重量を表 2.14.1.4-4 に示す。

表 2.14.1.4-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m^3)
鉄筋コンクリート	24.5
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水位および内水位を表 2.14.1.4-5 に示す。施工時の地下水位については、既往の施工実績に基づき T.P.+1.00m とする。また、供用時の内水位については、ポンプ 3 台使用時の水理計算結果に基づき、T.P.+3.11m とする。

表 2.14.1.4-5 地下水位および内水位

		水位
地下水位	施工時	T.P.+1.00m
	供用時	T.P.+2.50m
内水位	施工時	内水なし
	供用時	T.P.+3.11m

4. 荷重条件

4.1 自重（単位体積重量）

- ・鉄筋コンクリート: $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- ・盛土: $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- ・地下水: $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ (海水)

4.2 載荷荷重

載荷荷重については、「プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル（改訂版；2020年）（公財）日本下水道新技術機構」に基づき下記の通り設定する。

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

4.3 土圧

$$p = K_o (q + \Sigma \gamma \cdot H)$$

ここに、 p : 側圧

K_o : 静止土圧係数 (=0.50)

q : 地表面載荷重

γ : 土の単位体積重量

H : 地表面から土圧を求める位置までの層厚

4.4 設計水平震度

地震時慣性力は構造物の重量に設計震度 0.2 を乗じて算定する。

4.5 地震時土圧係数

地震時土圧係数は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 2012年（公社）日本道路協会」に準じる。

$$\begin{aligned} K_{ea} &= 0.24 + 1.08 \cdot K_h \quad (K_h = 0.20) \\ &= 0.456 \end{aligned}$$

4.6 地震の影響

地震の影響としては躯体に作用する慣性力と水槽内の動水圧を考慮し、水平震度は $K_h = 0.2$ とする。

動水圧は、「下水道施設耐震計算例－処理場・ポンプ場編－」に基づき、ウエスタガードの式を水深 h と水路幅 B の比により補正した式で求める。

また、 $h > 0.75B$ となる箇所においては、水槽下部が固定水となる条件で算定する。

$$P(z) = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{hz}$$

ここに、 $P(z)$: 壁面に作用する単位面積あたりの動水圧 (kN/m^2)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

β : 水槽の水深 h と水路幅 B による補正係数(表 2.14.1.4-6 による)

γ_w : 水の単位重量 = $10.3 \text{ (kN/m}^3)$

K_h : 水平震度 (=0.20)

h : 水深 (m)

表 2.14.1.4-6 水槽の水深と幅による補正係数

B/h	β
0.0	0.000
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0	0.983
4.0	0.996

$h > 0.75B$ の場合、 $p_{w1} = p_{w2}$ となる水深 h_c 以深の動水圧は p_{w2} で一定とする。

$$p_{w1} = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{hz}$$

$$p_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2$$

4.7 荷重の組合せ

断面力照査を実施する際の長期（施工時）、長期（供用時）、短期（供用時）における荷重の組合せを表 2.14.1.4-7 に示す。

表 2.14.1.4-7 各検討ケースにおける荷重の組合せ

検討荷重	長期		短期
	施工時	供用時	供用時
自重	○	○	○
載荷荷重	○	○	-
土圧	○	○	○
外水圧	○	○	○
内水圧	-	○*	○
慣性力	-	-	○
動水圧	-	-	○
許容値割増係数	1.0	1.0	1.5

※：長期供用時における内水圧は、外水圧を打ち消す方向に作用するため、クリティカルケースとならない。

5. 解析モデル

解析モデルはボックスカルバートを表したフレームモデルで、隅角部となる部材には本体ブロックを、本体ブロック間の線部材には頂版スラブならびに底版現場打ちを配置する。本体ブロックとの接合方法は、底版現場打ちを剛接点、頂版スラブをピン接合とする。また、解析モデルの骨組み図 2.14.1.4-2 に示す。解析モデルは 33 の部材を設定し、各着目点における断面力を算出し、応力度照査を実施する。

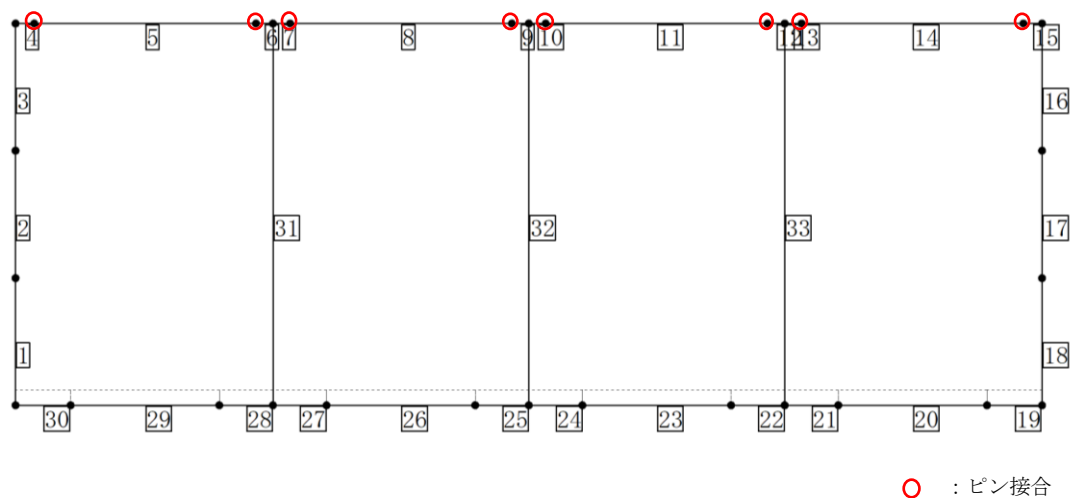


図 2.14.1.4-2 解析モデル（骨組み）

6. 荷重の算定

6.1 長期荷重

6.1.1 自重

$$W_i = \gamma_c \cdot t_i$$

ここに、 W_i : 対象部材の自重 [kN/m²]

γ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 [=24.5 kN/m³]

t_i : 対象部材の部材厚 [m]

表-2.14.1.4-8 各部材の自重

部材	部材厚 t_i	自重 W_i	部材長	部材数	合計
	[m]	[kN/m ²]	[m]	[カ所]	[kN/m]
側壁 (壁部) 上端	0.350	8.575	6.415	2	141.451
側壁 (壁部) 下端	0.550	13.475			
側壁 (スラブ掛部)	0.530 ^{※1}	12.985	0.310	2	8.051
隔壁 (スラブ掛部)	0.530 ^{※1}	12.985	0.285	6	22.204
隔壁 (壁部)	0.300	4.400 ^{※2}	6.415	3	84.678
側壁 (底版部)	0.550	13.475	0.925	2	24.929
隔壁 (底版部)	0.550	13.475	0.900	6	72.765
頂版スラブ	0.280	6.860	3.730	4	102.351
底版 (現場打ち部)	0.550	13.475	2.500	4	134.750
合計					591.179

※1 : スラブ掛部の部材厚は「スラブ掛部厚+頂版スラブ厚」とする

※2 : 隔壁 (壁部) の自重は通水孔を考慮して算定する($W_i \times 0.895m/1.495m$)

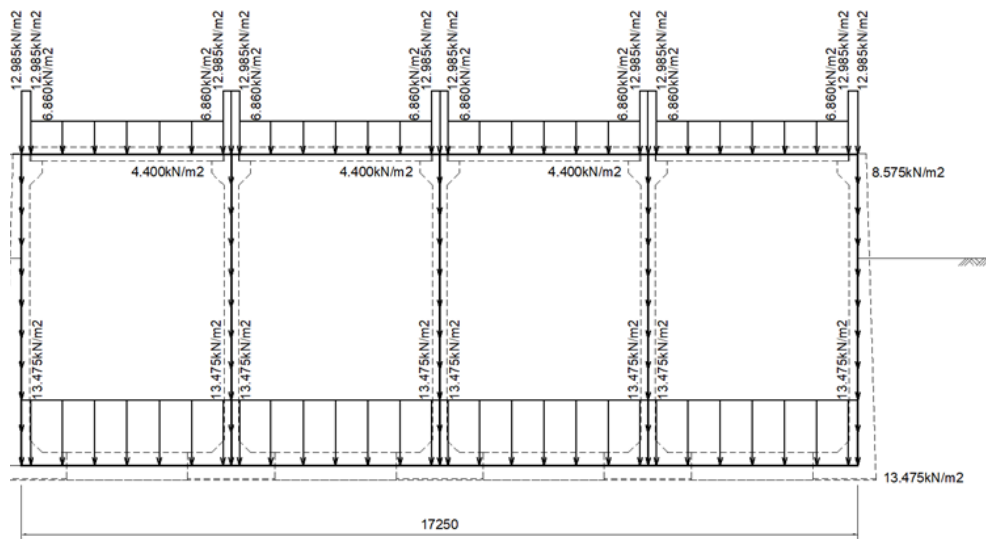


図 2.14.1.4-3 荷重図 (自重)

6.1.2 載荷荷重

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

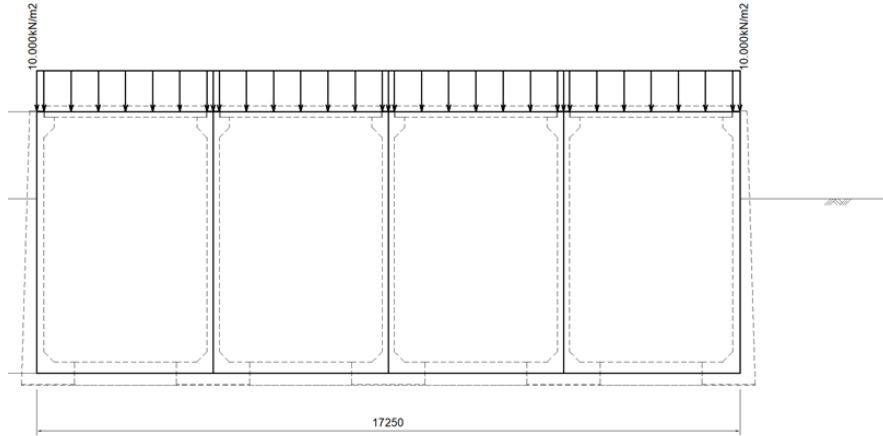


図 2.14.1.4-4 荷重図 (載荷荷重)

6.1.3 側圧

①土圧

各位置における静止土圧を下記の通り設定する。

- ・ 地表面

$$Pa1 = 0.50 \times (9.0 \times 0.0 + 10.0) = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版軸心

$$Pa2 = 5.00 + 0.50 \times 9.0 \times 4.275 = 24.238 \text{ kN/m}^2$$

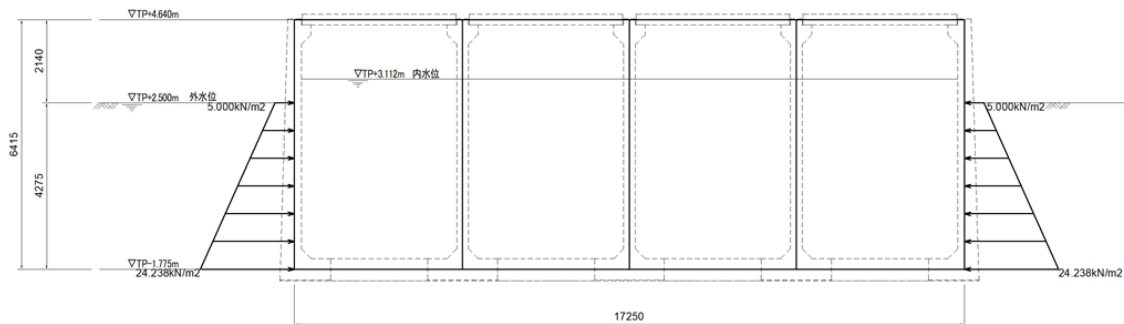


図 2.14.1.4-5 荷重図 (土圧)

②外水圧

底版軸心における外水圧を下記の通り設定する。

- ・ 底版軸心

$$Pw = 10.3 \times 4.275 = 44.033 \text{ kN/m}^2$$

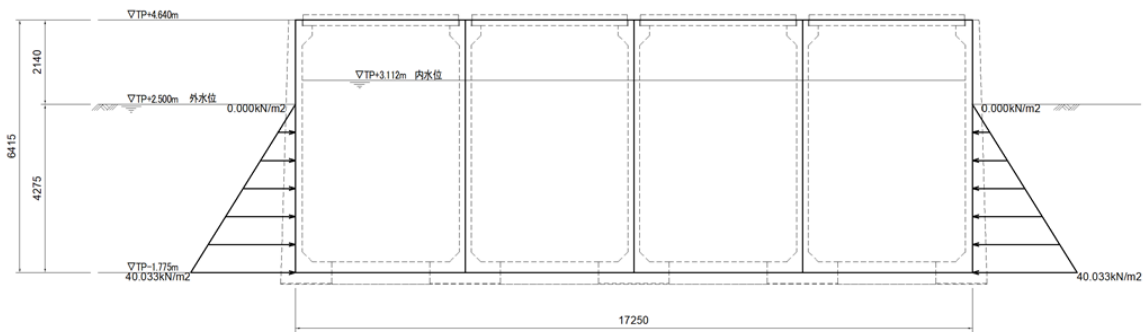


図 2.14.1.4-6 荷重図 (外水圧)

6.1.4 内水圧

底版位置における内水圧を下記の通り設定する。

- ・底版

$$P_w = 10.3 \times 4.612 = 47.504 \text{ kN/m}^2$$

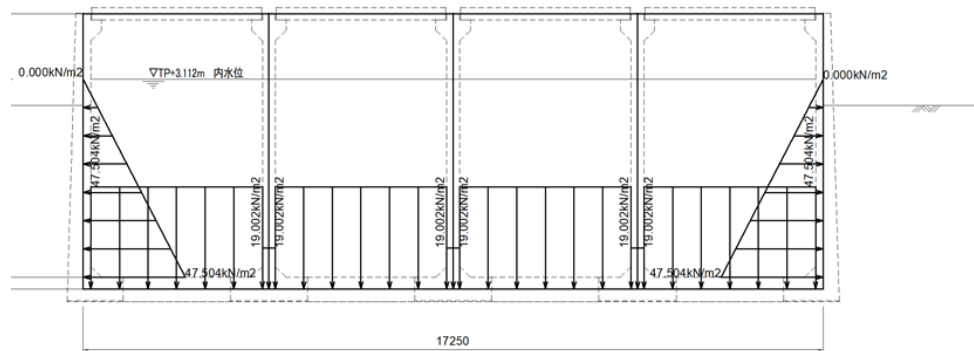


図 2.14.1.4-7 荷重図 (内水圧)

6.2 短期荷重

6.2.1 地震時水平土圧

各位置における地震時水平土圧を下記の通り設定する。

- ・底版軸心

$$P_{ea1} = 0.456 \times 9.0 \times 4.275 = 17.545 \text{ kN/m}^2$$

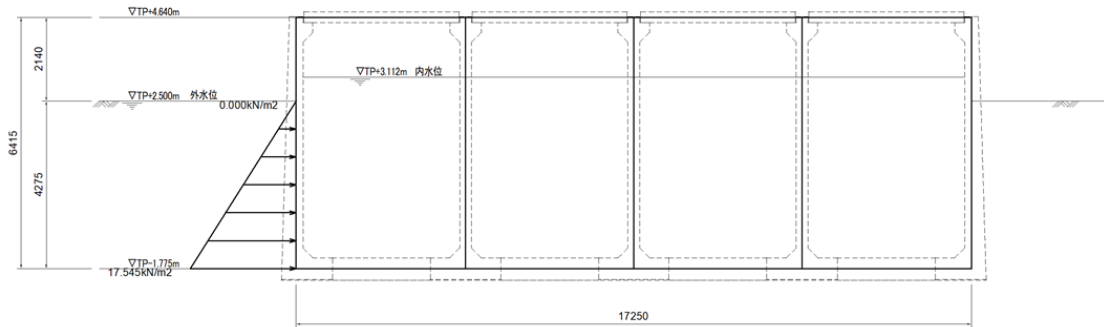


図 2.14.1.4-8 荷重図 (地震時水平土圧)

6.2.2 慣性力

各部材に生じる慣性力はを下記の通り設定する。

- ・側壁上部

$$P1=24.5 \times 0.35 \times 0.2 = 1.715 \text{ kN/m}^2$$

- ・側壁下部

$$P2=24.5 \times 0.55 \times 0.2 = 2.695 \text{ kN/m}^2$$

- ・隔壁

$$P3=24.5 \times 0.18^{**} \times 0.2 = 0.880 \text{ kN/m}^2$$

※通水孔を考慮した比率から算出

- ・頂版スラブ

$$P4=24.5 \times 0.28 \times 0.2 = 1.372 \text{ kN/m}^2$$

- ・底版

$$P5=24.5 \times 0.55 \times 0.2 = 2.695 \text{ kN/m}^2$$

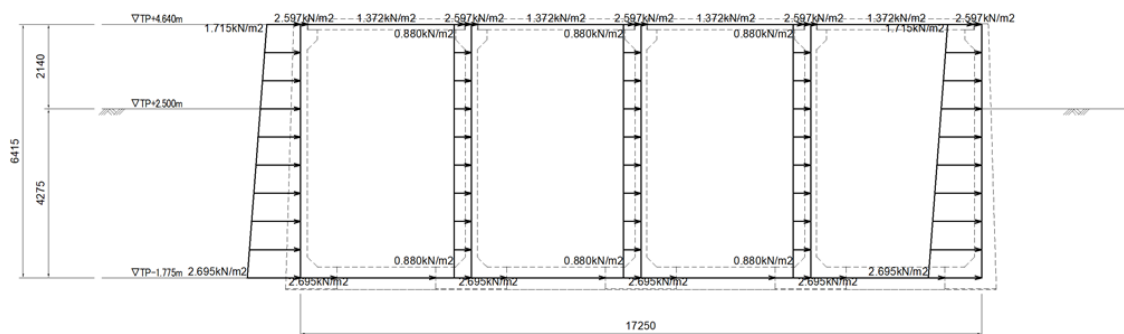


図 2.14.1.4-9 荷重図 (慣性力)

6.2.3 動水圧

① 固定水の有無判定

$H' = B/2 \cdot 1.5 < H_w$ より, 自由水と固定水が併存する。

ここに、
 B : 水路幅 (=4.000m)
 H_w : 全水深 (=4.162m)

② 動水圧の算出

$$P_{w1} = \beta \cdot 7/8 \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{h_w \cdot h_i}$$

$$P_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2 \quad (= \text{固定水の動水圧})$$

ここに、
 P_w : 動水圧荷重 (kN/m²)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 K_h : 設計水平震度 (=0.200)
 h_w : 自由水深 (=2.840m)
 h_i : 水面からの深さ (m)
 β : 水路幅による補正係数

$$B/h_w = 4.000/2.840 = 1.408 \text{ より } \beta = 0.805$$

動水圧の分布は以下ようになる。

表 2.14.1.4-9 動水圧

水深 h_i (m)	水圧 P_w (kN/m ²)
0.000	0.000
0.710	2.060
1.420	2.913
2.130	3.568
2.840	4.120
4.612	4.120

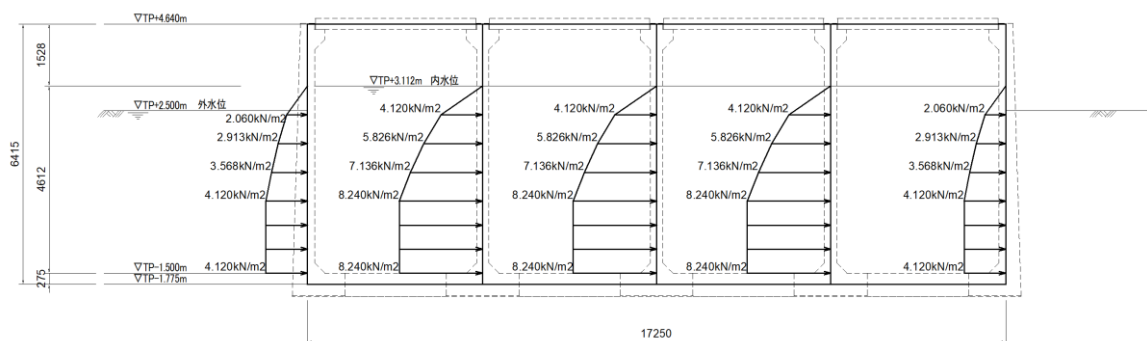


図 2.14.1.4-10 荷重図 (動水圧)

7. 評価結果

7.1 部材の照査

作用応力を許容応力と比較し、作用応力/許容応力の比が最大となる部位および荷重ケースの照査結果を表 2.14.1.4-10 に示す。長期、短期に対して、許容応力度以内であること（作用応力/許容応力<1）を確認した。

表 2.14.1.4-10 応力度照査の結果

検討部位	荷重ケース	対象材料	応力	作用応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	作用応力/ 許容応力
底版	短期	鉄筋	曲げモーメント	108	300	0.36
側壁	短期	鉄筋	曲げモーメント	117	300	0.39
隔壁	短期	鉄筋	曲げモーメント	177	300	0.59
頂版	長期	コンクリート	せん断力	0.14	0.55	0.26

7.2 断面力および応力度の照査結果

7.2.1 底版

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-11 に示す。

表 2.14.1.4-11 底版の断面力および応力度の照査結果（短期）

照査位置	部材		側壁（底版部）		
	着目点		端部	ハッチ	h/2
断面	幅	B mm	1000	1000	1000
	高さ	H mm	633	550	550
地山鉄筋	位置	d mm	82.5	82.5	82.5
	径	φ mm	25	25	25
	本数	— 本	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s mm ²	3374.6	3374.6	3374.6
内空鉄筋	位置	d mm	470.5	470.5	470.5
	径	φ mm	19	19	19
	本数	— 本	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A' _s mm ²	1908.1	1908.1	1908.1
検討断面位置※	X	m	0.000	0.250	0.675
断面力	M	kN-m	-183.4	-163.0	-130.8
	N	kN	69.1	67.1	63.6
	S	kN	—	—	73.6
発生応力度	σ _c	N/mm ²	3.9	4.2	3.4
	σ _s	N/mm ²	103.1	108.4	85.6
	τ	N/mm ²	—	—	0.157
許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²	21.0	21.0	21.0
	σ _{sa}	N/mm ²	300.0	300.0	300.0
	τ _a	N/mm ²	0.825	0.825	0.825
照査値	σ _c /σ _{ca}	—	0.19	0.20	0.16
	σ _s /σ _{sa}	—	0.34	0.36	0.29
	τ/τ _a	—	—	—	0.19
判定			O.K	O.K	O.K

※：検討断面位置は、解析モデルの左端部からの距離を示す。

7.2.2 側壁

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-12 に示す。

表 2.14.1.4-12 側壁の断面力および応力度の照査結果 (短期)

照査位置		部材		側壁 (壁部)				
		着目点		下端	下ハッチ	下h/2	M _{max}	上端
断面	幅	B	mm	1000	1000	1000	1000	1000
	高さ	H	mm	616	526	521	446	350
地山鉄筋	位置	d	mm	82.5	82.5	82.5	82.5	82.5
	径	φ	mm	25	25	25	25	25
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s	mm ²	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6
内空鉄筋	位置	d	mm	450.2	443.5	438.5	363.5	267.5
	径	φ	mm	25	25	25	25	25
	本数	—	本	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66
	鉄筋量	A _s '	mm ²	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6	3374.6
検討断面位置*		Y	m	0.000	0.250	0.675	3.205	6.415
断面力	M	kN-m		-183.4	-168.1	-147.3	54.3	-4.6
	N	kN		87.5	84.2	78.6	46.9	16.8
	S	kN		—	—	45.5	—	19.1
発生応力度	σ _c	N/mm ²		4.1	4.5	4.0	2.1	0.3
	σ _s	N/mm ²		105.0	117.0	103.2	45.0	3.7
	τ	N/mm ²		—	—	0.104	—	0.071
許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²		21.0	21.0	21.0	21.0	21.0
	σ _{sa}	N/mm ²		300.0	300.0	300.0	300.0	300.0
	τ _a	N/mm ²		0.825	0.825	0.825	0.825	0.825
照査値	σ _c /σ _{ca}	—		0.20	0.21	0.19	0.10	0.01
	σ _s /σ _{sa}	—		0.35	0.39	0.34	0.15	0.01
	τ/τ _a	—		—	—	0.13	—	0.09
判定				O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※：検討断面位置は、解析モデル下端からの距離を示す。

7.2.3 隔壁

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-13 に示す。

表 2.14.1.4-13 隔壁の断面力および応力度の照査結果 (短期)

照査位置		部材		隔壁 (壁部)			
		着目点		下端	下ハッチ	下h/2	上端
断面	幅	B	mm	598	598	598	598
	高さ	H	mm	466	300	300	300
負鉄筋	位置	d	mm	164.3	81.0	81.0	81.0
	径	φ	mm	22	22	22	22
	本数	—	本	4.00	4.00	4.00	4.00
	鉄筋量	A _s	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4	1548.4
正鉄筋	位置	c	mm	301.7	219.0	219.0	219.0
	径	d	mm	22	22	22	22
	本数	—	本	4.00	4.00	4.00	4.00
	鉄筋量	A _s '	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4	1548.4
検討断面位置*		Y	m	0.000	0.250	0.675	6.415
断面力	M	kN-m		-64.0	-55.9	-42.9	0.0
	N	kN		61.2	60.1	58.2	33.0
	S	kN		—	—	28.6	4.4
発生応力度	σ _c	N/mm ²		6.9	9.8	7.5	0.1
	σ _s	N/mm ²		123.2	176.8	131.7	-2.2
	τ	N/mm ²		—	—	0.218	0.033
許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²		21.0	21.0	21.0	21.0
	σ _{sa}	N/mm ²		300.0	300.0	300.0	300.0
	τ _a	N/mm ²		0.825	0.825	0.825	0.825
照査値	σ _c /σ _{ca}	—		0.33	0.47	0.36	0.00
	σ _s /σ _{sa}	—		0.41	0.59	0.44	0.01
	τ/τ _a	—		—	—	0.26	0.04
判定				O.K	O.K	O.K	O.K

※：検討断面位置は、解析モデル下端からの距離を示す。

7.2.4 頂版

表 2.14.1.4-10 に示す荷重ケースの断面力および応力度について表 2.14.1.4-14 に示す。

表 2.14.1.4-14 頂版の断面力および応力度の照査結果（長期）

照査位置		部材		頂版スラブ		
		着目点		左h/2	M _{max}	右h/2
断面	幅	B	mm	1000	1000	1000
	高さ	H	mm	280	280	280
上側鉄筋	位置	d	mm	78.0	78.0	78.0
	径	φ	mm	16	16	16
	本数	—	本	8.69	8.69	8.69
	鉄筋量	A _s	mm ²	1725.8	1725.8	1725.8
下側鉄筋	位置	d	mm	229.0	229.0	229.0
	径	φ	mm	22	22	22
	本数	—	本	8.69	8.69	8.69
	鉄筋量	A _s '	mm ²	3363.9	3363.9	3363.9
検討断面位置 ^{※1}		X	m	0.140	1.865	3.590
断面力 ^{※2}		M	kN-m	-8.6	16.5	-8.6
		N	kN	653.0	653.0	653.0
		S	kN	29.1	—	29.1
発生応力度		σ _c	N/mm ²	2.0	3.2	2.0
		σ _s	N/mm ²	-29.2	-37.4	-29.2
		τ	N/mm ²	0.144	—	0.144
許容応力度		σ _{ca}	N/mm ²	14.0	14.0	14.0
		σ _{sa}	N/mm ²	200.0	200.0	200.0
		τ _a	N/mm ²	0.550	0.550	0.550
照査値		σ _c /σ _{ca}	—	0.14	0.23	0.14
		σ _s /σ _{sa}	—	0.15	0.19	0.15
		τ/τ _a	—	0.26	—	0.26
判定				O.K	O.K	O.K

※1：検討断面位置は、解析モデル左端部からの距離を示す。

※2：断面力は、解析の値にPC緊張力を考慮した値である

PC緊張力による軸力N：240kN/本×4本/1.495m=642.140kN/mを加える。

PC緊張力による曲げM：642.140kN×(-0.02m)=-12.843kN・m/mを加える。

8. 耐久性の評価

8.1 曲げひび割れ幅

8.1.1 照査式

曲げひび割れ幅に対する照査は、各部位での発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、放水立坑（上流水槽）の鉄筋には耐久性向上の観点から、エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用しているため、照査式および許容ひび割れ幅は「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針（改訂版；2013年）（公社）土木学会」および「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数。エポキシ樹脂塗装鉄筋を採用しているため 1.1。

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

8.1.2 照査結果

放水立坑（上流水槽）の発生曲げひび割れ幅を許容曲げひび割れ幅と比較し，発生曲げひび割れ幅/許容曲げひび割れ幅の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.4-15 に示す。

表 2.14.1.4-15 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
底版	0.19	0.27	0.70
側壁	0.20	0.27	0.74
隔壁	0.06	0.27	0.22
頂版	0.04	0.15	0.27

また，表 2.14.1.4-15 に示す各検討部位の曲げひび割れ幅の計算結果について，表 2.14.1.4-16 に示す。

表 2.14.1.4-16 曲げひび割れ幅の計算結果

項目	単位	底版	側壁	隔壁	頂版
ϕ	mm	25	25	22	22
c_s	mm	150	150	150	115
n	段	1			
f'_c	N/mm ²	40			
k_1	-	1.1			
k_2	-	0.95			
k_3	-	1.0			
c	mm	70	70	70	40
σ_{se}	N/mm ²	61	65	0	0
E_s	N/mm ²	200,000			
ε'_{csd}	-	0.00015			
w	mm	0.19	0.20	0.06	0.04
wa	mm	0.27	0.27	0.27	0.15
w/wa		0.70	0.74	0.22	0.27

8.2 塩害

8.2.1 照査式

「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002年制定）（公社）土木学会」に基づき照査を行い、照査の基本的な考え方を以下に示す。

- ・ 与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 C_d と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・ 設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

①照査式

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、それが鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを次式により照査する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

C_d : 鉄筋位置における塩害の設計用値 (kg/m^3)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)

②鉄筋位置における塩害の設計用値 C_d

次式により算定する。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(0.1/2\sqrt{t} \left(c/\sqrt{D_d} + c_{ep}/\sqrt{D_{epd}} \right) \right) \right\}$$

γ_{cl} : 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数

C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

t : 塩化物イオンの侵入に対する耐用年数

c : かぶり (mm)

D_d : 設計拡散係数

c_{ep} : エポキシ樹脂塗膜厚さの期待値 (mm)

D_{epd} : エポキシ樹脂塗膜内への塩化物イオンに対する見かけの拡散係数の設計用値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

③設計拡散係数 D_d

次式により算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \left[\frac{w}{l} \right] \cdot \left[\frac{w}{w_a} \right]^2 \cdot D_0$$

- γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)
 D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数特性値 (cm²/年)
 D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す係数 (cm²/年) (=400cm²/年)
 w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

④コンクリート表面における塩害 C_0
飛沫滞に設置することから, $C_0=13.0 \text{ kg/m}^3$ とする。

⑤鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim}
「コンクリート標準示方書 (構造性能照査編 ; 2002 年制定) (公社) 土木学会」より, $C_{lim}=1.2\text{kg/m}^3$ とする。

⑥コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 D_k
水セメント比およびセメントの種類に応じて見かけの拡散係数との予測式より求める。
ポルトランドセメントを適用し, D_k は下式により求める。

$$\log_{10} D_k = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5$$

⑦構造物の環境条件
構造物の環境条件は, 特に厳しい腐食性環境とし, 曲げひび割れ幅の限界値については $0.0035c$ (c は純かぶり) とする。ただし, エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針(改訂版;2013年)(公社)土木学会に基づき, 安全率 1.1 を乗じて, $0.0035c*1.1$ とする。

⑧耐用年数
30 年とする。

8.2.2 照査結果

放水立坑 (上流水槽) における塩化物イオン濃度を鉄筋腐食発生限界濃度と比較し, 鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.4-17 に示す。

表 2.14.1.4-17 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における 塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m ³)	鉄筋位置における 塩化物イオン濃度/ 鉄筋腐食発生限界濃度
底版	0.06	1.20	0.05
側壁	0.06	1.20	0.05
隔壁	0.04	1.20	0.03
頂版	0.16	1.20	0.13

また、表 2.14.1.4-17 に示す各検討部位に対する塩害の計算結果について、表 2.14.1.4-18 に示す。

表 2.14.1.4-18 塩害に対する計算結果

	条件	記号	単位	底版	側壁	隔壁	頂版	
C_{lim}	検討地域			飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	
	水セメント比	W/C	%	0.420	0.420	0.420	0.420	
	セメント種類			N	N	N	N	
	鋼材腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	1.20	1.20	1.20	1.20	
D_d	塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.96	0.98	0.78	0.78	
	部位			その他	その他	その他	その他	
	コンクリートの材料係数	γ_c	-	1.0	1.0	1.0	1.0	
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.69	0.69	0.69	0.69	
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l		0.00137	0.00143	0.00045	0.00045	
	鉄筋応力度の増加量	σ_{se}	N/mm ²	61.4	65.2	0.0	0.0	
	PC鋼材応力度の増加量	σ_{pe}	N/mm ²	-	-	-	-	
	鉄筋のヤング係数	E_s	N/mm ²	200000	200000	200000	200000	
	PC鋼材のヤング係数	E_p	N/mm ²	-	-	-	-	
	ひび割れ幅の発生値と限界値の比	w/w_g		1.00	1.00	1.00	1.00	
	コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値	ϵ'_{csd}		0.00015	0.00015	0.00015	0.00015	
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	200	200	200	200	
	D_{epd}	エポキシ樹脂塗膜厚さの期待値	e_{ep}	mm	0.22	0.22	0.22	0.22
		エポキシ樹脂塗膜内への塩化物イオンに対する見かけの拡散係数の設計用値	D_{epd}	cm ² /年	0.000002	0.000002	0.000002	0.000002
	C_d	鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値	C_d	kg/m ³	0.06	0.06	0.04	0.16
コンクリート表面における塩化物イオン濃度		C_0	kg/m ³	13.00	13.00	13.00	13.00	
飛沫帯 or 汀線からの距離				飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯	
汀線からの距離			km	0	0	0	0	
鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数		γ_{cl}		1.3	1.3	1.3	1.3	
耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値		c_d		70.0	70.0	70.0	40.0	
かぶり		c		70.0	70.0	70.0	40.0	
施工誤差		Δc_e		0	0	0	0	
塩化物イオンの侵入に対する耐用年数		t	年	30	30	30	30	
	構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00	1.00	
	評価値			0.05	0.05	0.03	0.13	
	評価結果			OK	OK	OK	OK	

9. 安定性の評価

9.1 検討概要

供用時における放水立坑（上流水槽）の浮上がりについて、以下の式にて検討を行う。

$$F_s = W/U$$

$$U = V_w \cdot \gamma_w$$

U : 浮力 (kN)

W : 鉛直荷重 (kN)

V_w : 地下水位以下の容積 (m³)

γ_w : 水(海水)の単位体積重量 (kN/m³)

9.2 検討条件

放水立坑（上流水槽）の浮上がりに対する検討条件を下記に示す。

浮力に対する必要安全率	Fa=1.20
外水位	T.P.+2.50m
内水位	T.P.+2.50m
底版全幅	B=18.000m

9.3 評価結果

水槽および内水の荷重を表 2.14.1.4-19, 20 に示す。

表 2.14.1.4-19 水槽荷重

部材	部材厚 t _i	自重 W _i	部材長	部材数	合計
	[m]	[kN/m ²]	[m]	[カ所]	[kN/m]
側壁（壁部）上端	0.350	8.575	6.415	2	141.451
側壁（壁部）下端	0.550	13.475			
側壁（スラブ掛部）	0.530	12.985	0.310	2	8.051
隔壁（スラブ掛部）	0.530	12.985	0.285	6	22.204
隔壁（壁部）	0.300	4.400	6.415	3	84.678
側壁（底版部）	0.550	13.475	0.925	2	24.929
隔壁（底版部）	0.550	13.475	0.900	6	72.765
頂版スラブ	0.280	6.860	3.730	4	102.351
底版（現場打ち部）	0.550	13.475	2.500	4	134.750
合計					591.179

表 2.14.1.4-20 内水位の荷重

水深 (m)	水路幅 (m)	静水圧荷重 (kN/m ³)	列数 (列)	合計 (kN/m)
4.00	4.00	41.20	4	659.200

以上より，放水立坑（上流水槽）の供用時の鉛直荷重は下記の通りである。

$$W = W_1 + W_2 = 591.179 + 659.200 = 1250.379 \text{ kN/m}$$

また，地下水による放水立坑（上流水槽）に生じる浮力は下表の通りである。

表 2.14.1.4-21 放水立坑（上流水槽）に生じる浮力

名称	底板全幅 (m)	地下水位 (m)	単位体積重量 (kN/m ³)	合計 (kN/m)
浮力	18.00	4.570	10.300	847.278

以上より，浮上りの安全率は下記の通り算出され，安全であることを確認した。

$$F_1 = W/U = 1250.379 / 847.278 = 1.48 \geq 1.20$$

10. プレキャスト部材接続部の接続方法および止水方法

10.1 プレキャスト部材同士の接続部

10.1.1 接続方法

放水立坑（上流水槽）を構築するプレキャスト部材のうち，図 2.14.1.4-11 に示すプレキャスト同士（側壁および隔壁同士）の接続方法は，PC 鋼棒によるトルク連結方法を採用する。これは一般的なプレキャスト部材の接続方法として採用されている。

トルク連結の際には，図 2.14.1.4-12 に示すように，プレキャスト部材に事前に設けている切り欠き部より，トルクレンチを用いてトルク管理を行う。また，トルク締付け後は，図 2.14.1.4-13 に示すように，シーす内にグラウトを充填し，鋼材に錆が生じないように保護する。さらに，図 2.14.1.4-14 に示すように，連結のための切り欠き部は，部材の締付け完了後，無収縮モルタルを充填して防護を行う。

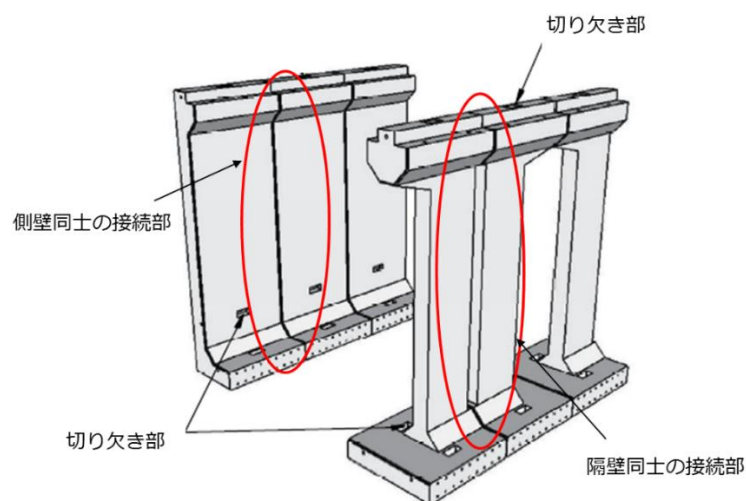


図 2.14.1.4-11 プレキャスト部材同士の接続部

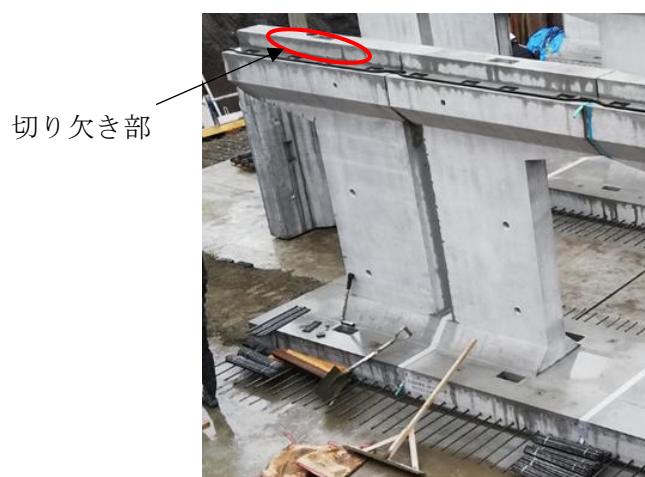


図 2.14.1.4-12 プレキャスト製品（隔壁）組立状況

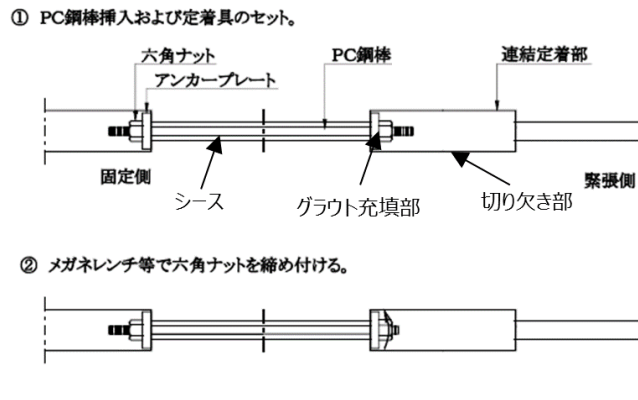


図 2.14.1.4-13 トルク連結方法

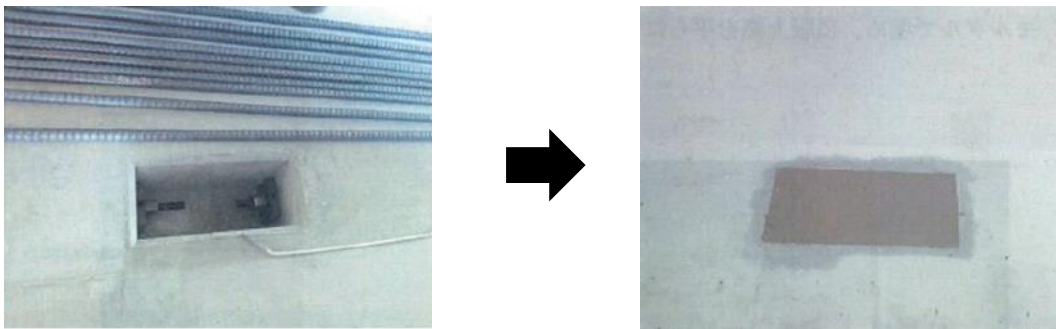


図 2.14.1.4-14 切り欠き部のモルタル充填状況

10.1.2 止水方法

接続部の止水対策として、プレキャスト部材間には水膨張性の目地材を設置し、図 2.14.1.4-15, 16 に示すように目地シーリング材およびライニング材による目地処理を行う。止水対策としては、目地シーリング材の上部にのみライニング材を塗布するのが一般的であるが、放水立坑（上流水槽）では、水槽内部全面（側壁、底版）にライニング材を塗布することで、水槽内の止水性のさらなる向上を図る。なお、ライニング材としては、福島第一原子力発電所内の汚染水タンク基礎にて採用実績のあるポリウレア塗装を採用する。

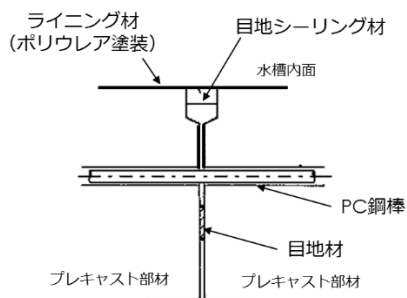


図 2.14.1.4-15 目地処理イメージ断面図

図 2.14.1.4-16 目地シーリング施工状況

10.2 プレキャスト部材と現場打ちコンクリート部の接続部

10.2.1 接続方法

放水立坑（上流水槽）のうち、図 2.14.1.4-17 に示すプレキャスト部材（側壁，隔壁）と底板（現場打ちコンクリート部）の接続方法としては、図 2.14.1.4-18 に示すように一般的に採用されている機械式継手を採用し、プレキャスト部材および現場打ちコンクリートの一体化を図る。さらに、プレキャスト部材の接続面については、事前に工場にて目荒らしを行うことで、現場打ちコンクリートとの一体化のさらなる向上を図る。

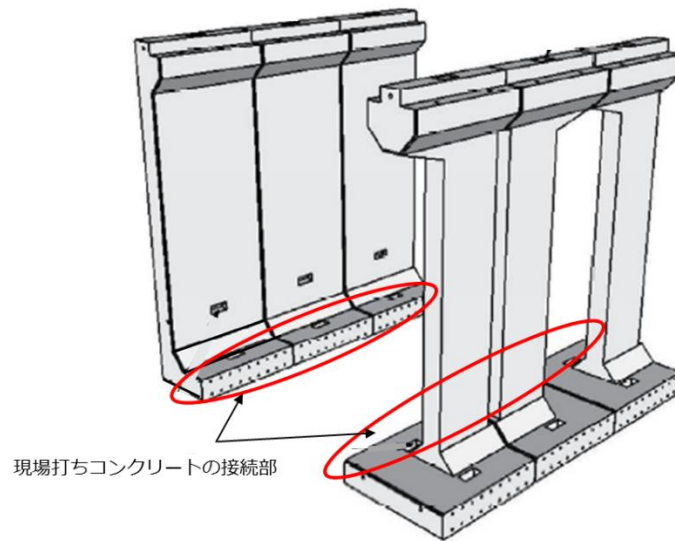


図 2.14.1.4-17 プレキャスト部材と現場打ちコンクリートの接続部

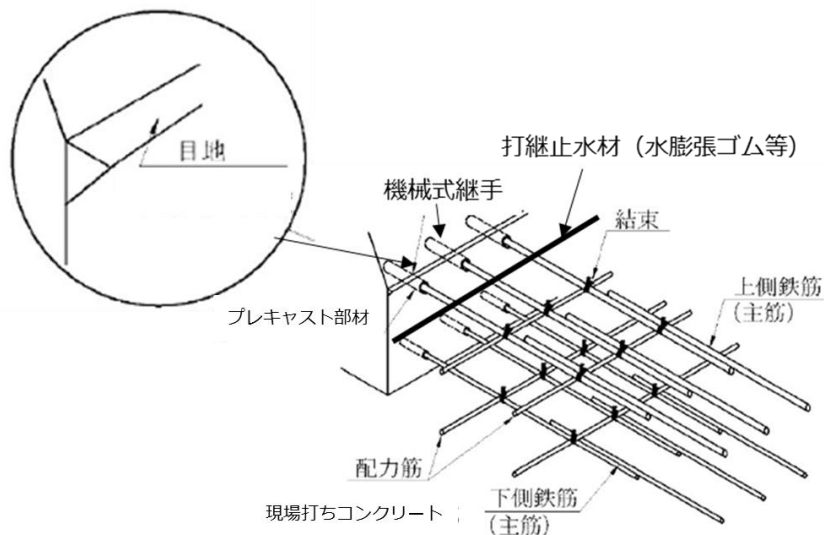


図 2.14.1.4-18 プレキャスト部材と現場打ちコンクリートの接続方法

10.2.2 止水方法

接続部の止水対策としては、図 2.14.1.4-18 に示すように、上側鉄筋および下側鉄筋の間に、水膨張性の打継止水材を設置し、さらに、プレキャスト部材同士の止水方法と同様に、目地シーリング材およびライニング材による目地処理を行う。

以上

放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水立坑（下流水槽））

1. 設計概要

放水立坑（下流水槽）の設計は、「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、曲げおよびせん断力に対する検討を行う。また、「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

2. 設計検討ケース

設計検討ケースとしては、長期的に作用する常時荷重を考慮するケース、および短期的に作用する地震荷重を考慮するケースの2ケースとする。

2.1 長期

長期において検討するケースは、施工時および供用時とする。

施工時については、各部材の自重および静止土圧、外水圧を考慮し、水槽内に水を貯留していない状態における設計とする。また、供用時については、施工時の荷重に加え、内水圧を考慮した設計とする。

2.2 短期

短期においては、供用時に発生する短期的な荷重（地震時荷重）を考慮したケースとする。地震時荷重としては、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮する。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水立坑（下流水槽）に用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度は 24N/mm^2 、鉄筋はSD345とする。

各使用材料の許容応力度を表 2.14.1.5-1, 2 に示す。

表 2.14.1.5-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
24	9.0	0.45	13.5	0.675

表 2.14.1.5-2 鉄筋の許容応力度

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SD345	200	300

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数を表 2.14.1.5-3 に示す。

表 2.14.1.5-3 土質定数

層数	土質	層厚 (m)	単位体積 重量 (kN/m ³)	水中単位 体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩 擦角 (°)	変形係 数 (kN/m ²)
1	盛土	5.08	18.0	9.0	0	30.0	17,700
2	砂岩	2.00	18.4	9.4	0	38.6	94,400
3	泥岩	-	17.1	8.1	1,500	0	506,000

3.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.1.5-4 に示す。

表 2.14.1.5-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.5
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水位および内水位を表 2.14.1.5-5 に示す。

供用中 (ポンプ 2 台運転時) の下流水槽と海面との水頭差は水理計算の結果より, 約 0.73m であることから, 平均潮位 (MWL=T.P.+0.12m) 時の下流水槽内の水位を求めると,

$$T.P.+0.12m+0.73m=T.P.+0.85m$$

以上より，供用時の下流水槽内水位を T.P.+0.90m とする。

表 2.14.1.5-5 地下水位および内水位

		水位
地下水位 (外水位)	施工時	T.P.+1.00m
	供用時	T.P.+2.50m
内水位	施工時	内水なし
	供用時	T.P.+0.90m

4. 設計荷重

4.1 自重（単位体積重量）

- ・鉄筋コンクリート: $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- ・盛土: $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- ・地下水: $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ （海水）

4.2 地表面荷重

地表面荷重については，「火力・原子力発電所土木構造指針」に準じる。

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

4.3 土圧および水圧（側圧）

$$p = K_o (q + \Sigma \gamma \cdot H) + p_w$$

ここに， p: 側圧

K_o: 静止土圧係数 (=0.50)

q: 地表面載荷重

γ : 土の単位体積重量

なお，地下水位以上は湿潤重量，地下水位以下は水中重量とする。

H: 地表面から土圧を求める位置までの層厚

p_w: 計算点における間隙水圧

4.4 揚圧力

揚圧力は構造底面における間隙水圧とする。

4.5 設計水平震度

地震時慣性力は構造物の重量に設計震度 0.2 を乗じて算定する。

4.6 地震時土圧係数

地震時土圧は、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編 2012年（公社）日本道路協会」に準じる。

$$\begin{aligned} K_{ea} &= 0.24 + 1.08 \cdot K_h \quad (K_h = 0.20) \\ &= 0.456 \end{aligned}$$

4.7 地震の影響

地震の影響としては躯体に作用する慣性力と水槽内の動水圧を考慮し、水平震度は $K_h = 0.2$ とする。

動水圧は、「下水道施設耐震計算例－処理場・ポンプ場編－」に基づき、ウエスタガードの式を水深 h と奥行き B の比により補正した式で求める。

また、 $h > 0.75B$ となる箇所においては、水槽下部が固定水となる条件で算定する。

$$P(z) = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{(hz)}$$

ここに、 $P(z)$: 壁面に作用する単位体積あたりの動水圧 (kN/m^2)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

β : 水槽の水深 h と奥行き B による補正係数 (下表による)

γ_w : 水の単位重量 = $10.3 \text{ (kN/m}^3)$

K_h : 水平震度 (=0.20)

h : 水深 (m)

表 2.14.1.5-6 水槽の水深と奥行きによる補正係数

B/h	β
0.0	0.000
0.5	0.397
1.0	0.670
1.5	0.835
2.0	0.921
3.0	0.983
4.0	0.996

$h > 0.75B$ の場合、 $pw1 = pw2$ となる水深 h_c 以深の動水圧は $pw2$ で一定とする。

$$pw1 = 7/8 \cdot \beta \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{(hz)}$$

$$pw2 = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2$$

4.8 荷重の組合せ

断面力照査を実施する際の長期（施工時）、長期（供用時）、短期（供用時）における荷重の組合せを表 2.14.1.5-7 に示す。

表 2.14.1.5-7 各検討ケースにおける荷重の組合せ

検討荷重	長期		短期
	施工時	供用時	供用時
自重	○	○	○
地表面載荷	○	○	-
側圧 (土圧+外水圧)	○	○	○
揚圧力	○	○	○
内水圧	-	○	○
慣性力	-	-	○
動水圧	-	-	○
許容値割増係数	1.0	1.0	1.5

5 解析モデル

5.1 底版

底版は壁を固定端とする4辺固定版，壁は各辺を個別の版としてモデル化し，外側から土水圧が作用しない気中部（H=2000m）をモデル範囲から除外し自由辺として扱う。

検討条件 : 4辺固定板

検討モデル寸法 : 11,200×5,800

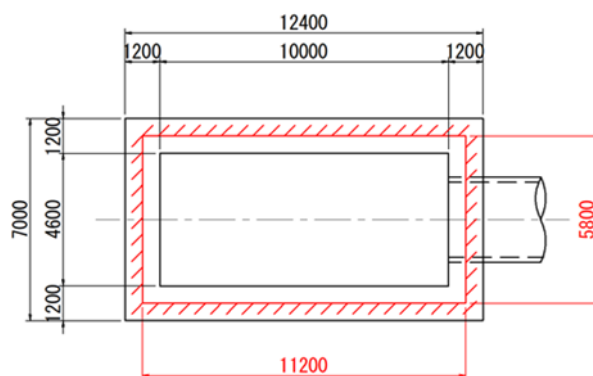


図 2.14.1.5-1 解析モデル（底版）

5.2 側壁

検討条件 : 3辺固定，1辺自由端

検討モデル寸法 : 11,200×15,800

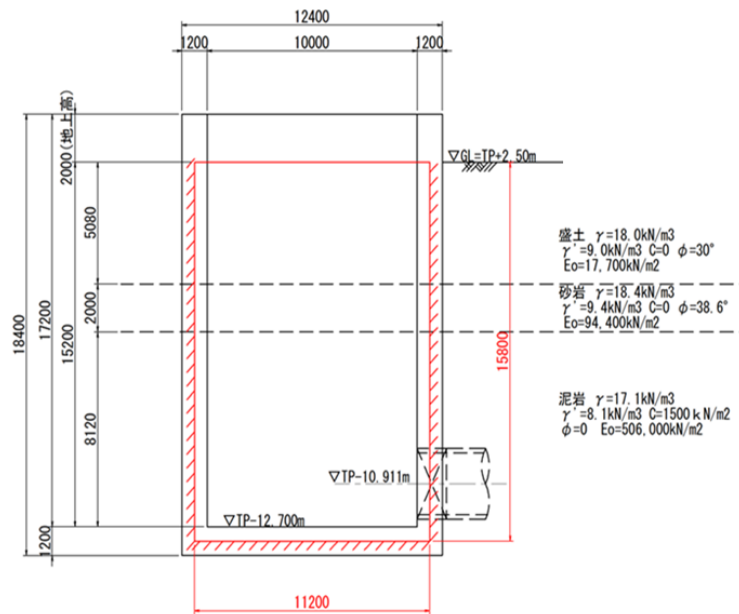


図 2.14.1.5-2 解析モデル (側壁)

5.3 側壁 (棲壁)

検討条件 : 3 辺固定, 1 辺自由端

検討寸法モデル : 5,800×15,800

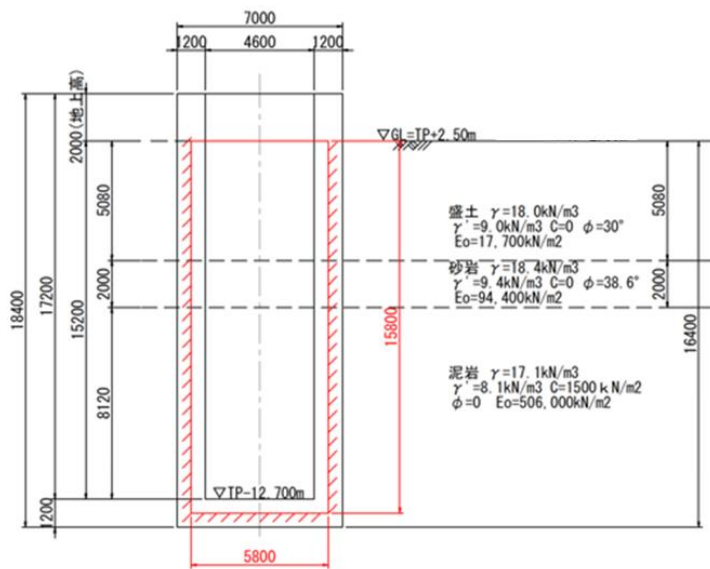


図 2.14.1.5-3 解析モデル (棲壁)

6 荷重の算定

6.1 長期荷重

6.1.1 自重

棲・側壁 $W1=1.200 \times 24.5 = 29.40 \text{ kN/m}^2$

底版 $W2=1.200 \times 24.5 = 29.40 \text{ kN/m}^2$

6.1.2 地表面載荷

$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

6.1.3 側圧（土圧+外水圧）

各位置における側圧（土圧+外水圧）を下記の通り設定する。

静止土圧係数： $K_0=0.5$

- ・地表面

$Pa1 = 0.500 \times (18.0 \times 0.000 + 10.0) = 5.00 \text{ kN/m}^2$

- ・層境界（盛土/砂岩）

$Pa2 = 5.00 + 0.500 \times 9.0 \times 5.080 + 10.3 \times 5.080 = 80.18 \text{ kN/m}^2$

- ・層境界（砂岩/泥岩）

$Pa3 = 80.18 + 0.500 \times 9.4 \times 2.000 + 10.3 \times 2.000 = 110.18 \text{ kN/m}^2$

- ・底版上面

$Pa4 = 110.18 + 0.500 \times 8.1 \times 8.120 + 10.3 \times 8.120 = 226.70 \text{ kN/m}^2$

- ・底版軸心

$Pa5 = 226.70 + 0.500 \times 8.1 \times 0.60 + 10.3 \times 0.60 = 235.31 \text{ kN/m}^2$

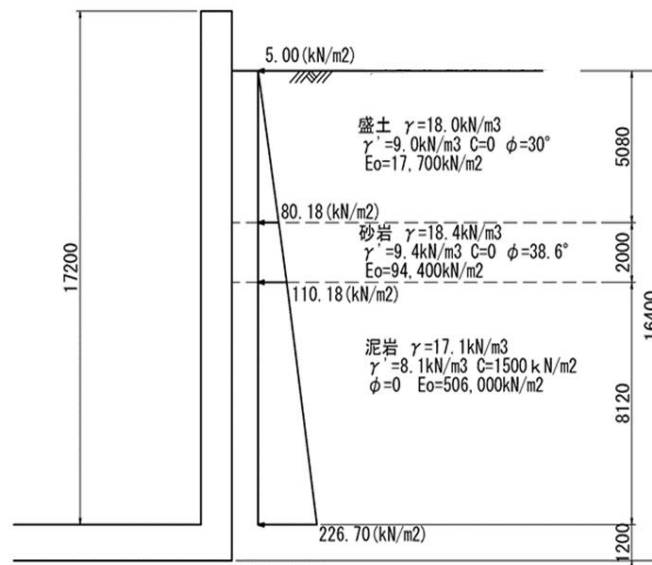


図 2.14.1.5-4 荷重図（土圧+水圧）

6.1.4 揚圧力

底版に作用する揚圧力を下記の通り設定する。

$$U = 16.400 \times 10.3 = 168.92 \text{ kN/m}^2$$

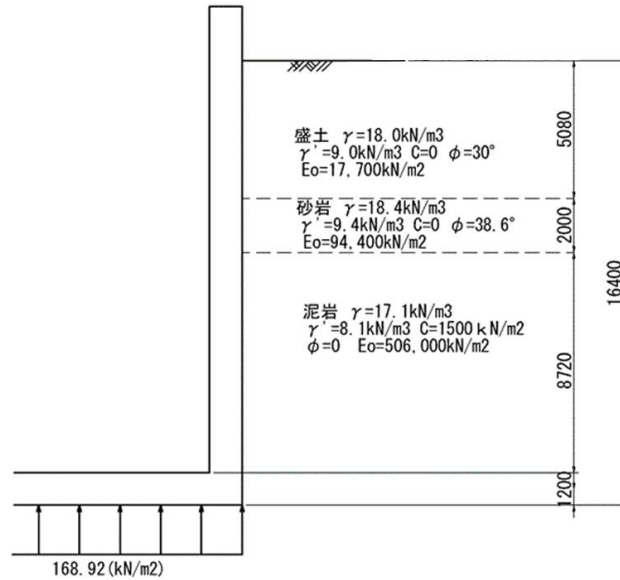


図 2.14.1.5-5 荷重図 (揚圧力)

6.1.5 内水圧

供用時の水槽内水位を T.P.+0.90m として、内水圧を下記の通り設定する。

- ・ 層境界 (盛土/砂岩)

$$P1 = (5.08 - 1.60) \times 10.3 = 35.84 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 層境界 (砂岩/泥岩)

$$P2 = (5.08 + 2.00 - 1.60) \times 10.3 = 56.44 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版上面

$$P3 = 13.60 \times 10.3 = 140.08 \text{ kN/m}^2$$

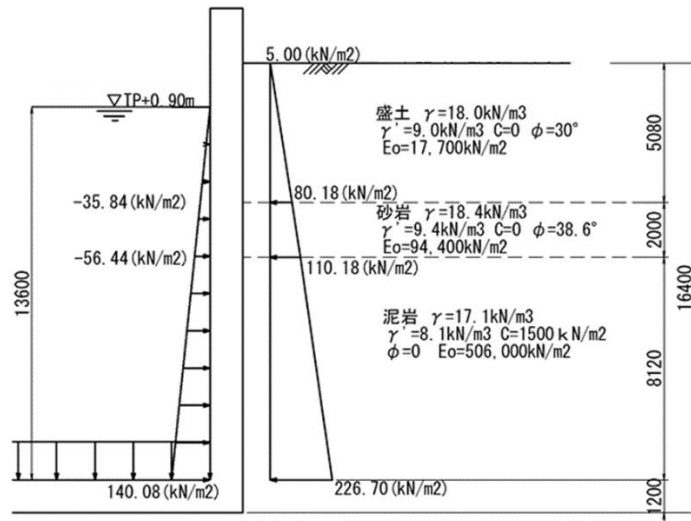


図 2.14.1.5-6 荷重図 (内水圧)

6.2 短期荷重

6.2.1 地震時側圧 (土圧+外水圧)

各位置における地震時の側圧荷重は下記の通り設定する。(Kea=0.456)

- ・ 地表面

$$Pa1 = 0.456 \times (18.0 \times 0.000 + 0.0) = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 層境界 (盛土/砂岩)

$$Pa2 = 0.00 + 0.456 \times 9.0 \times 5.080 + 10.3 \times 5.080 = 73.17 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 層境界 (砂岩/泥岩)

$$Pa3 = 73.17 + 0.456 \times 9.4 \times 2.000 + 10.3 \times 2.000 = 102.34 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版上面

$$Pa4 = 102.34 + 0.456 \times 8.1 \times 8.120 + 10.3 \times 8.120 = 215.97 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 底版軸心

$$Pa5 = 215.97 + 0.456 \times 8.1 \times 0.60 + 10.3 \times 0.60 = 224.37 \text{ kN/m}^2$$

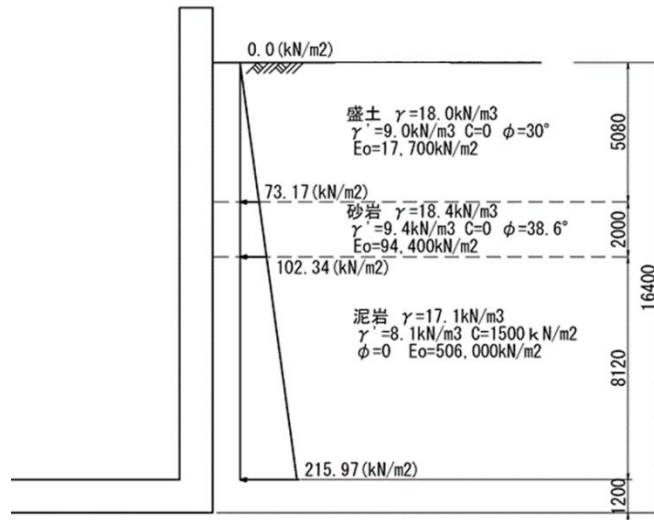


図 2.14.1.5-7 荷重図 (側圧)

6.2.2 慣性力

設計水平震度: $Kh=0.20$

それぞれの部位に作用する荷重は下記の通り設定する。

棲・側壁 $H1-1 = 1.2 \times 24.5 \times 0.20 = 5.88 \text{ kN/m}^2$

底版 $H1-2 = 1.2 \times 24.5 \times 0.20 = 5.88 \text{ kN/m}^2$

6.2.3 動水圧

(1) 固定水の有無判定

$H^2 = B/2 \cdot 1.5 < H_w$ より, 自由水と固定水が併存する。

ここに, B : 水槽幅 (=4.600m)
 H_w : 全水深 (=17.20m)

(2) 動水圧の算出

$$P_{w1} = \beta \cdot 7/8 \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot \sqrt{h_w \cdot h_i}$$

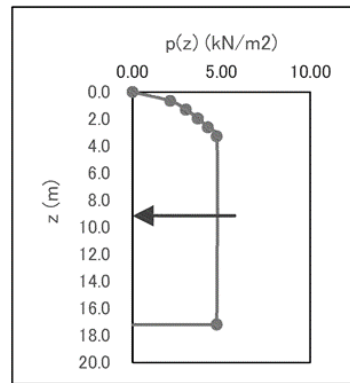
$$P_{w2} = \gamma_w \cdot K_h \cdot B/2 \quad (= \text{固定水の動水圧})$$

ここに、
 P_w : 動水圧荷重 (kN/m²)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 K_h : 設計水平震度 (=0.200)
 h_w : 自由水深 (=3.266m)
 h_i : 水面からの深さ (m)
 β : 水路幅による補正係数

$$B/h_w = 4.600/3.266 = 1.408 \text{ より } \beta = 0.805$$

動水圧の分布は以下のようなになる。

z (m)	p(z) (kN/m ²)	合力 作用高 下端回りM		
		Pi (kN/m)	yi (m)	Mi (kN-m/m)
0.000	0.00			
0.653	2.12	0.69	16.764	11.60
1.307	3.00	1.67	16.201	27.07
1.960	3.67	2.18	15.556	33.87
2.613	4.24	2.58	14.906	38.50
3.266	4.74	2.93	14.254	41.79
17.200	4.74	66.02	6.967	459.93
		76.07	8.055	612.77
		$z_{\text{mean}} =$	9.145	

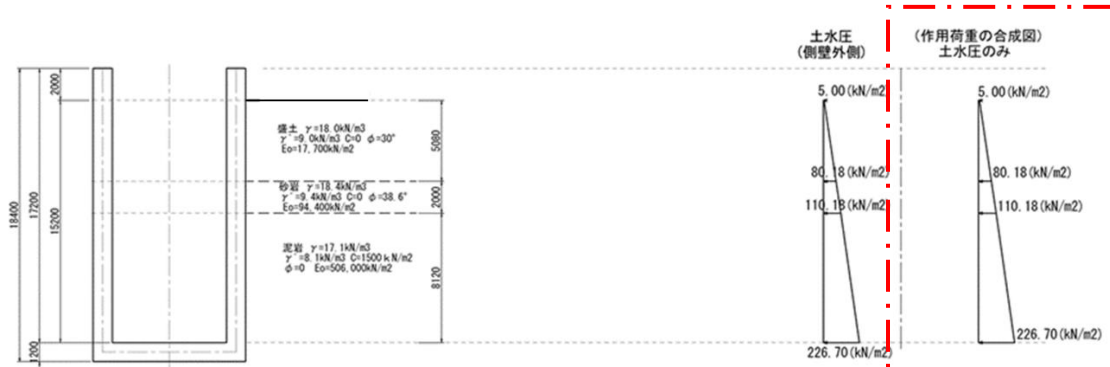


水深 $h_c = 3.266\text{m}$ 以深は固定水の動水圧 $p = 4.74\text{ kN/m}^2$ が作用するものとする。

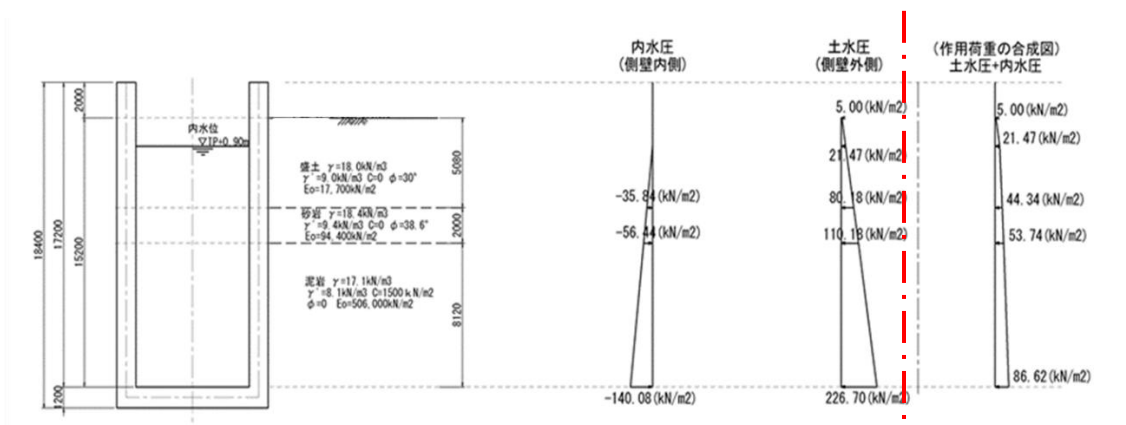
6.3 荷重の合成

各検討ケースにおける作用荷重とその合成図を図 2.14.1.5-8 に示す。供用時における内水圧は外水圧を打ち消す方向に作用するため、合成荷重が最大となる長期（施工時）の荷重を用いて応力度照査を実施する。

- ・長期（施工時）



- ・長期（供用時）



- ・短期（供用時）

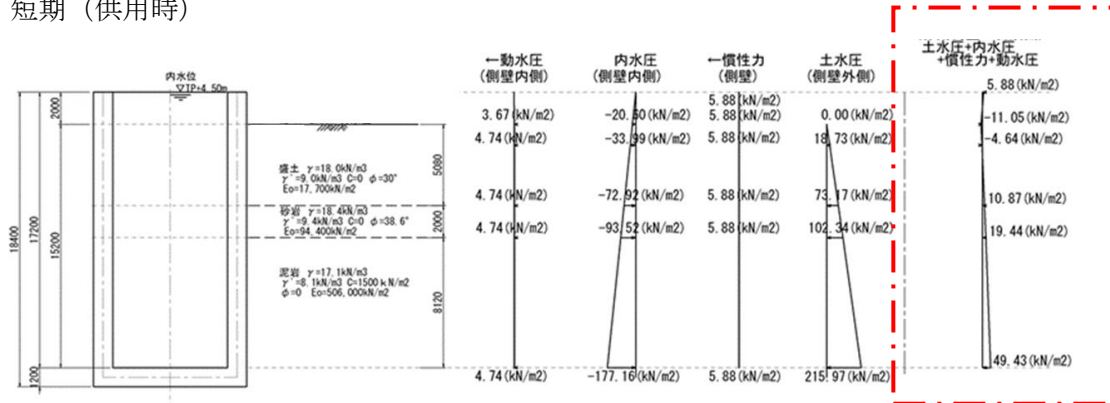


図 2.14.1.5-8 各検討ケースにおける作用荷重および荷重合成図

7 評価結果

7.1 部材の照査

長期（施工時）における各検討部位の作用応力を許容応力と比較し、作用応力/許容応力の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-8 に示す。各検討部位において、コンクリートおよび鉄筋に作用する曲げモーメントが許容応力以下であることを確認した。

一方で、コンクリートに作用するせん断力は底版、側壁においては許容応力を超過する結果となったが、超過分に対してはせん断補強筋を配筋することでせん断耐力を確保する。

せん断補強筋の評価方法としては、せん断補強筋が負担するせん断力を鉄筋の必要断面積に換算し、配置するせん断補強筋の総断面積が必要断面積を確保していることを確認する。なお、せん断補強筋の耐力評価については、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編；2002 年制定）（公社）土木学会」に基づき実施している。照査式は下式の通りである。

$$S_c = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot z$$

$$S_v = S - S_c$$

$$A_v = \frac{S_v \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d}$$

ここに、 S_c ：コンクリートが受け持つせん断力（kN）

τ_{a1} ：コンクリート許容せん断力（kN/mm²）

b ：部材断面幅（mm）

z ：全圧縮力の作用点から引張鉄筋断面のまでの図心距離（mm）

S_v ：せん断補強筋が受け持つせん断力（kN）

S ：全せん断力（kN）

A_v ：せん断補強筋の必要断面積（kN）

s ：せん断補強筋お部材方向の間隔（mm）

σ_{sa} ：せん断補強筋の許容応力度（kN/mm²）

表 2.14.1.5-8 長期（施工時）における各検討部位の応力度照査結果

検討部位	対象材料	応力	作用応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	作用応力/ 許容応力
底版	鉄筋	曲げモーメント	98	200	0.49
	コンクリート	せん断力	0.52	0.45	0.68*
側壁	鉄筋	曲げモーメント	148	200	0.74
	コンクリート	せん断力	0.72	0.45	0.57*
側壁（棲壁）	コンクリート	せん断力	0.31	0.45	0.69

※コンクリートに作用するせん断力が許容応力を超過するため、配置するせん断補強筋の総断面積と必要せん断補強筋断面積の比を記載

7.2 断面力および応力度の照査結果

7.2.1 底版

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-9,10 に示す。

表 2.14.1.5-9 曲げモーメントに対する応力度照査結果 (底版)

		底版				
		1	2	3	4	
		短辺端部	短辺中間	長辺端部	長辺中間	
		下引張	上引張	下引張	上引張	
部材の幅 : b (mm)		1000	1000	1000	1000	
部材高さ : h (mm)		1200	1200	1200	1200	
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置 : d (mm)	220	220	193	183.5
		断面積(径一本数)	D29 - 6.7	D41 - 6.7	D25 - 6.7	D32 - 6.7
		As (mm ²)	4282.88	8933.78	3378.17	5294.93
		位置 : d (mm)				
	引張側鉄筋	断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置 : d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
位置 : d (mm)	980	980	1016.5	1007		
断面積(径一本数)	D41 - 6.7	D29 - 6.7	D32 - 6.7	D25 - 6.7		
As (mm ²)	8933.78	4282.88	5294.93	3378.17		
ヤング係数比 : n		15	15	15	15	
曲げモーメント : M (kN-m)		718.7	364.0	401.6	129.7	
軸力 : N (kN)		0.00	0.00	0.00	0.00	
作用位置 : xp (mm)		600	600	600	600	
中立軸位置 : x (mm)		376.4	275.2	314.8	254.8	
応力度	圧縮 : σ_c (N/mm ²)	3.97	2.55	2.52	0.96	
	引張 : σ_s (N/mm ²)	95.5	98.0	84.1	42.3	
許容値	圧縮 : σ_{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9	
	引張 : σ_{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200	
判定		- OK -	- OK -	- OK -	- OK -	
検討ケース		空水時	空水時	空水時	空水時	
引張鉄筋量 (mm ²)		8933.78	4282.8808	5294.9314	3378.1689	
引張鉄筋比 (%)		0.912	0.437	0.521	0.335	

表 2.14.1.5-10 せん断力に対する応力度照査結果 (底版)

				底版		
				長辺h/2点	短辺h/2点	
				下引張	下引張	
せん断補強の必要性	部材断面幅	b	(mm)	1000	1000	
	有効高	d	(mm)	1016.5	980	
	せん断力	S	(kN)	298.08	448.36	
	平均せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.34	0.52	
	許容応力度	τ_{a1}	(N/mm ²)	0.45	0.45	
	判 定				- OK -	要検討
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c=1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$			(kN)	—	192.94
	スターラップで受け持つせん断力 $S_v=S-S_c$			(kN)	—	255.42
	スターラップの必要断面積					
	許容応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	—	200	
	部材方向の間隔	s	(mm)	—	300	
	断面積	A_v	(mm ²)	—	446.8	
鉄筋量	鉄筋径			—	D16	
	本数			—	3.333	
	総断面積	A_v	(mm ²)	—	661.9338	
	判 定				—	- OK -

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

長辺方向

y=2.90m

x (m)	Q _x (kN/m)
1.12	311.32
2.24	125.92
1.20	298.08

壁面よりh/2の位置

短辺方向

x=5.60m

y (m)	Q _y (kN/m)
1.16	459.16
1.74	302.51
1.20	448.36

壁面よりh/2の位置

7.3.2 側壁

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-11,12 に示す。

表 2.14.1.5-11 曲げモーメントに対する応力度照査結果（側壁）

		側壁								
		1	2	3	4					
		鉛直下端	鉛直中間	水平両端	水平中間					
		外引張	内引張	外引張	内引張					
部材の幅 : b (mm)		1000	1000	1000	1000					
部材高さ : h (mm)		1200	1200	1200	1200					
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置 : d (mm)	220	220	179	182				
		断面積 (径-本数)	D35 - 3.3	D41 - 6.7	D41 - 3.3	D41 - 6.7				
		As (mm ²)	3188.35	8933.78	4466.22	8933.78				
	引張側鉄筋					位置 : d (mm)	980	980	1021	1018
						断面積 (径-本数)	D41 - 6.7	D35 - 3.3	D41 - 6.7	D41 - 3.3
						As (mm ²)	8933.78	3188.35	8933.78	4466.22
						位置 : d (mm)	980	980	1021	1018
	ヤング係数比 : n					15	15	15	15	
	曲げモーメント : M (kN-m)					1074.3	362.3	1173.6	563.5	
	軸力 : N (kN)					0.00	0.00	0.00	0.00	
	作用位置 : xp (mm)					600	600	600	600	
	中立軸位置 : x (mm)					381.0	249.2	380.4	274.0	
	応力度	圧縮 : σ_c (N/mm ²)	6.04	2.93	5.87	3.42				
引張 : σ_s (N/mm ²)		142.5	128.9	148.3	139.5					
許容値	圧縮 : σ_{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9					
	引張 : σ_{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200					
判定		- OK -	- OK -	- OK -	- OK -					
検討ケース		空水時	空水時	空水時	空水時					
引張鉄筋量 (mm ²)		8933.78	3188.3478	8933.78	4466.22					
引張鉄筋比 (%)		0.912	0.325	0.875	0.439					

表 2.14.1.5-12 セン断力に対する応力度照査結果 (側壁)

				側壁		
				壁面h/2点 外引張	底面h/2点 外引張	
せん断補強の 必要性	部材断面幅	b	(mm)	1000	1000	
	有効高	d	(mm)	1018	980	
	せん断力	S	(kN)	548.21	615.31	
	平均せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.62	0.72	
	許容応力度	τ_{a1}	(N/mm ²)	0.45	0.45	
	判 定				要検討	要検討
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c=1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$			(kN)	200.42	192.94
	スターラップで受け持つせん断力 $S_v=S-S_c$			(kN)	347.79	422.37
	スターラップの必要断面積					
	許容応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	200	200	
	部材方向の間隔	s	(mm)	300	300	
	断面積	A_v	(mm ²)	585.7	738.8	
鉄筋量	鉄筋径			D22	D22	
	本数			3.333	3.333	
	総断面積	A_v	(mm ²)	1290.2043	1290.2043	
	判 定				- OK -	- OK -

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

水平方向

y=11.06m	x (m)	Qx (kN/m)	
	1.12	561.51	
	2.24	375.26	
	1.20	548.21	壁面よりh/2の位置

鉛直方向

x=5.60m	y (m)	Qy (kN/m)	
	15.80	955.54	
	14.22	507.57	
	14.60	615.31	底面よりh/2の位置

7.3.3 側壁（棲壁）

表 2.14.1.5-8 に示す荷重ケースの応力度の照査結果について、表 2.14.1.5-13,14 に示す。

表 2.14.1.5-13 曲げモーメントに対する応力度照査結果（側壁（棲壁））

		棲壁				
		1	2	3	4	
		鉛直下端	鉛直中間	水平両端	水平中間	
		外引張	内引張	外引張	内引張	
部材の幅：b (mm)		1000	1000	1000	1000	
部材高さ：h (mm)		1200	1200	1200	1200	
断面配筋	圧縮側鉄筋	位置：d (mm)	220	220	186.5	183.5
		断面積(径一本数)	D32 - 3.3	D32 - 6.7	D35 - 3.3	D41 - 6.7
		As (mm ²)	2647.07	5294.93	3188.35	8933.78
		位置：d (mm)				
	引張側鉄筋	断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置：d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
		位置：d (mm)				
		断面積(径一本数)				
		As (mm ²)				
	位置：d (mm)	980	980	1016.5	1013.5	
	断面積(径一本数)	D32 - 6.7	D32 - 3.3	D41 - 6.7	D35 - 3.3	
As (mm ²)	5294.9314	2647.07	8933.78	3188.35		
ヤング係数比：n		15	15	15	15	
曲げモーメント：M(kN-m)		239.0	98.1	442.2	223.2	
軸力：N (kN)		0.00	0.00	0.00	0.00	
作用位置：x _p (mm)		600	600	600	600	
中立軸位置：x (mm)		313.7	237.2	386.8	241.5	
応力度	圧縮：σ _c (N/mm ²)	1.63	0.88	2.30	1.60	
	引張：σ _s (N/mm ²)	52.0	41.4	56.2	76.8	
許容値	圧縮：σ _{ca} (N/mm ²)	9	9	9	9	
	引張：σ _{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200	
判定		- OK -	- OK -	- OK -	- OK -	
検討ケース		空水時	空水時	空水時	空水時	
引張鉄筋量(mm ²)		5294.9314	2647.0686	8933.78	3188.3478	
引張鉄筋比(%)		0.540	0.270	0.879	0.315	

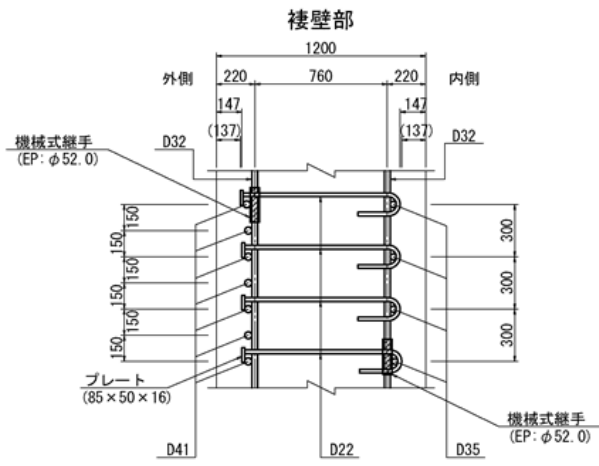


表 2.14.1.5-14 せん断力に対する応力度照査結果 (棲壁)

				棲壁		
				壁面h/2点 外引張	底面h/2点 外引張	
せん断補強の 必要性	部材断面幅	b	(mm)	1000	1000	
	有効高	d	(mm)	1016.5	980	
	せん断力	S	(kN)	274.82	217.88	
	平均せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.31	0.25	
	許容応力度	τ_{a1}	(N/mm ²)	0.45	0.45	
	判 定				- OK -	- OK -
必要断面積	コンクリートで受け持つせん断力 $S_c = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$			(kN)	-	-
	スターラップ ^o で受け持つせん断力 $S_v = S - S_c$			(kN)	-	-
	スターラップ ^o の必要断面積					
	許容応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	-	-	
	部材方向の間隔	s	(mm)	300	300	
	断面積	A_v	(mm ²)	-	-	
鉄筋量	鉄筋径			D22	D22	
	本数			3.333	3.333	
	総断面積	A_v	(mm ²)	-	-	
	判 定				-	-

せん断力の照査位置における値 (断面力算定結果より)

水平方向

y=12.64m

x (m)	Qx (kN/m)
-------	-----------

1.16	281.82
------	--------

1.74	180.28
------	--------

1.20	274.82	壁面よりh/2の位置
------	--------	------------

鉛直方向

x=2.90m

y (m)	Qy (kN/m)
-------	-----------

15.80	408.2
-------	-------

14.22	157.61
-------	--------

14.60	217.88	底面よりh/2の位置
-------	--------	------------

8 耐久性の評価

8.1 曲げひび割れ幅

8.1.1 照査式

曲げひび割れ幅に対する照査は、各検討部位の発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、照査式および許容ひび割れ幅は「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) ・ ・ ・ ・ 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

8.1.2 照査結果

放水立坑（下流水槽）の発生曲げひび割れ幅を許容曲げひび割れ幅と比較し，発生曲げひび割れ幅/許容曲げひび割れ幅の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-15 に示す。

表 2.14.1.5-15 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
底版	0.34	0.50	0.68
側壁	0.39	0.50	0.78
棲壁	0.24	0.50	0.48

表 2.14.1.5-15 に示す各検討部位の曲げひび割れ幅の照査結果について，表 2.14.1.5-16 に示す。

表 2.14.1.5-16 曲げひび割れ幅の照査条件

項目	単位	底版	側壁	棲壁
φ	mm	29	35	35
cs	mm	150	300	300
n	段	1		
f _c	N/mm ²	24		
k ₁	-	1.00		
k ₂	-	1.04		
k ₃	-	1.00		
c	mm	205.5	202.5	161.5
σ_{se}	N/mm ²	44.6	48.3	29.5
E _s	N/mm ²	200,000		
ε'_{csd}	-	0.0001		

8.2 塩害

8.2.1 照査式

「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき照査を行い、照査の基本的な考え方を以下に示す。

- ・ 与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 C_d と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・ 設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

①照査式

鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、それが鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを次式により照査する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0 とする)

C_d : 鉄筋位置における塩害の設計用値 (kg/m^3)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)

②鉄筋位置における塩害の設計用値 C_d

次式により算定する。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \cdot \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot C_d}{2 \cdot \sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} + C_i$$

γ_{cl} : C_d のばらつきを考慮した安全係数

C_0 : コンクリート表面における塩害 (kg/m^3)

D_d : 設計拡散係数

③設計拡散係数 D_d

次式により算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l} \right) \cdot D_0$$

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数特性値 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$) (=400 $\text{cm}^2/\text{年}$)

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼすひび割れの影響を表す係数

④コンクリート表面における塩害 C_0

飛沫滞に設置することから、 $C_0=13.0 \text{ kg/m}^3$ とする。

⑤鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim}

普通ポルトランドセメントを適用し、 C_{lim} は下式により求める。

$$C_{lim} = -3.0(W/C) + 3.4$$

⑥コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 D_k

水セメント比およびセメントの種類に応じて見かけの拡散係数との予測式より求める。
ポルトランドセメントを適用し、 D_k は下式により求める。

$$\log_{10} D_k = 3.0(W/C) - 1.8$$

⑦構造物の環境条件

ひび割れ幅の限界値は $0.005c$ (c は純かぶり) とする。

⑧耐用年数

30 年とする。

8.2.2 照査結果

放水立坑（下流水槽）における塩化物イオン濃度を鉄筋腐食発生限界濃度と比較し、鉄筋位置における塩化物イオン濃度/鉄筋腐食発生限界濃度の比が最大となる部位の照査結果を表 2.14.1.5-17 に示す。

表 2.14.1.5-17 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における 塩化物イオン濃度 (kg/m^3)	鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m^3)	鉄筋位置における塩 化物イオン濃度/鉄筋 腐食発生限界濃度
底版	0.94	1.84	0.51
側壁	1.66	1.84	0.90
棲壁	0.89	1.84	0.48

表 2.14.1.5-17 に示す塩害照査結果について、表 2.14.1.5-18 に示す。

表 2.14.1.5-18 塩害に対する照査結果

	条件	記号	単位	底版	側壁	棲壁	
C_{lm}	検討地域			飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	飛来塩分が多い地域	
	水セメント比	W/C	%	0.520	0.520	0.520	
	セメント種類			N	N	N	
	鋼材腐食発生限界濃度	C_{lim}	kg/m ³	1.84	1.84	1.84	
D_d	塩化物イオンに対する設計拡散係数	D_d	cm ² /年	0.79	0.83	0.75	
	部位			その他	その他	その他	
	コンクリートの材料係数	γ_c	-	1.0	1.0	1.0	
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値	D_k	cm ² /年	0.58	0.58	0.58	
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比	w/l		0.00037	0.00043	0.00030	
	鉄筋応力度の増加量	σ_{se}	N/mm ²	42.9	55.8	29.5	
	PC鋼材応力度の増加量	σ_{pe}	N/mm ²	-	-	-	
	鉄筋のヤング係数	E_s	N/mm ²	200000	200000	200000	
	PC鋼材のヤング係数	E_p	N/mm ²	-	-	-	
	ひび割れ幅の発生値と限界値の比	w/w_a		1.00	1.00	1.00	
	コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値	ϵ'_{csd}		0.00015	0.00015	0.00015	
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数	D_0	cm ² /年	400	400	400	
	C_d	鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値	C_d	kg/m ³	0.936	1.662	0.887
		コンクリート表面における塩化物イオン濃度	C_0	kg/m ³	13.00	13.00	13.00
		飛沫帯 or 汀線からの距離			飛沫帯	飛沫帯	飛沫帯
汀線からの距離			km	0	0	0	
鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数		γ_{cd}		1.3	1.3	1.3	
耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値		c_d		143.5	123.5	142.0	
かぶり		c		143.5	123.5	142.0	
塩化物イオンの侵入に対する耐用年数		t	年	30	30	30	
	構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00	
	評価値			0.51	0.90	0.48	
	評価結果			OK	OK	OK	

9 安定性の評価

9.1 検討概要

供用時における放水立坑（下流水槽）の浮上がりについて、以下の式にて検討を行う。

$$F_s = W / U$$

$$U = V_w \cdot \gamma_w$$

U : 浮力 (kN)

W : 鉛直荷重 (kN)

V_w : 地下水位以下の容積 (m³)

γ_w : 水(海水) の単位体積重量 (kN/m³)

9.2 検討条件

放水立坑（下流水槽）の浮上がりに対する検討条件を下記に示す。

浮力に対する必要安全率	Fa=1.20
外水位	T.P.+2.50m (GL±0.0m)
内水位	T.P.-0.78m (LWL)

9.3 評価結果

放水立坑（下流水槽）に作用する浮力 U を表 2.14.1.5-19 に示す。

表 2.14.1.5-19 放水立坑（下流水槽）に作用する浮力

躯体外寸(地下水面下)				体積	単重	浮力
				ΣV _w	γ _w	ΣU
浮力算出	L	B	hw	①	②	①×②
	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)
	12.400	7.000	16.400	1,423.52	10.3	14,662

また、放水立坑（下流水槽）の躯体コンクリートおよび内水の体積を表 2.14.1.5-20 に示す。

表 2.14.1.5-20 放水立坑（下流水槽）の体積および内水容量

	L	B	H	外寸 V
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
I.外寸 V	12.400	7.000	18.400	1,597.1
II.控除	a	b	h	ΔV
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
水 槽	10.000	4.600	17.200	791.2
上流水槽との 接続部	8.300	1.200	2.000	19.9
棲壁開口部	1.475	1.475	3.141	8.2
控除計				819.3
躯体コンクリート	I-II+III		ΣVc=(外寸 V-ΔV)	777.8

	a	b	h	ΔV
	(m)	(m)	(m)	(m ³)
内 水	10.000	4.600	11.92	548.3

以上より、放水立坑（下流水槽）について、供用時の浮上がり照査結果を表 2.14.1.5-21 に示す。照査結果より安全率を満たすことを確認した。

表 2.14.1.5-21 浮上がり照査結果

躯体重量	ΣV	γ	ΣWc	Fs	
	(m ³)	(kN/m ³)	(kN)	(ΣWc/ΣU)	
	777.8	24.5	19,056	1.68	
水重量	548.3	10.3	5,647		
				Fsa=	1.20

以上より、浮上がりの安全率は下記の通り算出され、安全であることを確認した。

$$F_1 = W/U = 24,703 / 14,662 = 1.68 \geq 1.20$$

以上

放水設備の準拠規格及び基準への適合性に関する補足説明（放水トンネル）

1. 設計概要

放水トンネルは、「2.14.1 準拠規格及び基準への適合性」に基づき、許容応力度法により、曲げおよびせん断力に対する検討を行う。また、「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）」に準拠し、使用性に対する照査（曲げひび割れ幅）および性能の経時変化に対する照査（塩化物イオン濃度）、安定性の照査を実施する。

2. 設計検討ケース

2.1 長期

長期において検討するケースは、施工時と供用時の2ケースである。施工時は、放水トンネル内に水が存在しない状態を想定し、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、外水圧(波浪含む)を考慮する。

また、供用時は、放水トンネル内に水が存在する状態を想定し、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、内水圧(波浪含む)、外水圧(波浪含む)を考慮する。

2.2 短期

短期において検討するケースは、施工時と供用時の2ケースである。施工時は、放水トンネル内に水が存在しない状態を想定し、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、外水圧(波浪含む)、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮する。

また、供用時は、放水トンネル内に水が存在する状態を想定し、各部材の自重、載荷荷重、静止土圧、内水圧(波浪含む)、外水圧(波浪含む)、地震時水平土圧、慣性力、動水圧を考慮する。

3. 設計条件

3.1 材料仕様

放水トンネルに用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリート(普通ポルトランドセメント、高炉セメント B 種)とし、設計基準強度は 42N/mm^2 とする。鉄筋は SD345 とする。各使用材料の許容応力度を表 2.14.1.6-1、表 2.14.1.6-2 に示す。

表 2.14.1.6-1 コンクリートの許容応力度*

設計基準強度 (N/mm ²)	長期		短期	
	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
42	16	0.73	24	1.095

※：トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [シールド工法編]・同解説，2016年制定，(公社)土木学会
(以下，「トン示」という) より

表 2.14.1.6-2 鉄筋の許容応力度*

使用材料	長期	短期
	引張 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)
SD345	200	300

※：「トン示」より

3.2 土質定数

設計に用いた土質定数および単位体積重量を表 2.14.1.6-3 に示す。

表 2.14.1.6-3 土質定数

層数	土質	単位体積重量 (kN/m ³)	水中単位 体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kN/m ²)
1	砂質土	18.0	8.0	0	30.0	17,700
2	砂岩	18.4	8.4	0	38.6	94,400
3	泥岩	17.1	7.1	1,500	0	506,000

3.3 単位体積重量

設計に用いた単位体積重量を表 2.14.1.6-4 に示す。

表 2.14.1.6-4 単位体積重量

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.5
水 (海水)	10.3

3.4 水位

設計に用いた地下水水位および内水位を下に示す。

外水位	発進部	T.P. ±0.000m
	最深部	T.P.+0.757m(H.W.L ^{※1}) T.P. -0.778m(L.W.L ^{※2})
内水位	発進部	T.P.+6.400m ^{※3}
		T.P.+9.300m ^{※4}
	最深部	T.P.+6.400m ^{※3}
		T.P.+9.300m ^{※4}

※1：朔望平均干潮面

※2：朔望平均満潮面

※3：50年確率の設計有義波高から求めた内水位

※4：50年確率の設計最大波高から求めた内水位

3.5 荷重条件

3.5.1 荷重の組み合わせ

断面力照査を実施する際の荷重条件を表 2.14.1.6-5 に示す。

表 2.14.1.6-5 荷重条件

検討荷重	長期		短期	
	施工時	供用時	施工時	供用時
自重	○	○	○	○
載荷荷重	○	○	○	○
土圧	○	○	○	○
内水圧 (波浪含む)		○		○
外水圧 (波浪含む)	○	○	○	○
地震時慣性力			○	○

3.5.2 自重

自重は、覆工の図心線に沿って分布する鉛直荷重とする。

$$g = \frac{w}{\pi \cdot Dc \cdot b}$$

ここで、

g: リングの単位面積当たりの自重(kN/m²)

w: リング 1 リング分の重量(kN)

Dc: リングの図心直径(m)

b: 覆工板幅(m)

3.5.3 載荷荷重

発進立坑部では、載荷荷重 10kN/m² を考慮する。

放水トンネル最深部では、載荷荷重を考慮しない。

3.5.4 土圧

3.5.4.1 鉛直方向土圧

土圧は、最大土圧、最小土圧の 2 ケースについて行う。土圧の算定は、「トン示」によると、土と水を分離して取り扱う考え方（土水分離）、と水を土の一部として包含する考え方（土水一体）とがあり、一般的に、土水分離は砂質土において、土水一体は粘性土において採用される傾向にあるが、自律性が高い硬質粘土や固結シルトでは土水分離として取り扱うことがある、とされている。

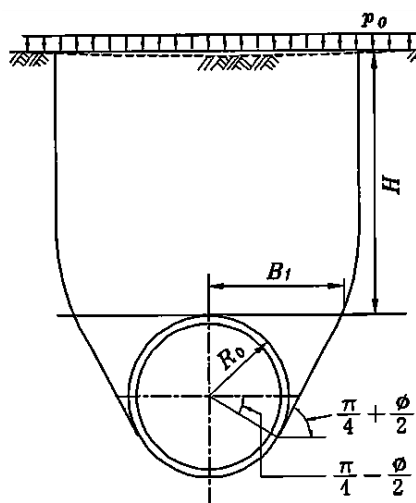
放水トンネルがシルト系の岩盤に設置されることから土水分離地盤とみなし、テルツァーギ(*Terzaghi*)の緩み土圧算定式により、緩み土圧を算出する。この緩み土圧から換算緩み高さ h を求め、次のとおりに最大土圧を決める最大換算ゆるみ高さ、および最小土圧を決める最小換算ゆるみ高さを決定する。図 2.14.1.6-1 に換算緩み高さと緩み土圧の関係を示す。

$0 \leq h \leq 2D$ のとき、最大換算緩み高さ: $2D^{*1}$ 、最小換算緩み高さ: $0.175D^{*1}$

$2D < h$ のとき、最大換算緩み高さ: h 、最小換算緩み高さ: $0.175D$

※1 : 「シールド工事中標準覆工板, 2001 年改訂, (社)日本下水道協会」
(以下, 「標準覆工板」という)

※2 : 内水圧が作用するトンネル覆工構造設計の手引き, 1999 年, (財)先端建設技術センター 編
(以下, 「内水圧の手引き」という)



$$\sigma_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \varphi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1}) + p_0 \cdot e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

σ_v : Terzaghi の緩み土圧

K_0 : 水平土圧と鉛直土圧の比(通常 $K_0=1$ としてよい)

φ : 土の内部摩擦角

p_0 : 上載荷重

γ : 土の単位体積重量

c : 土の粘着力

ただし、 p_0/γ が H に比べ小さい場合には下記の式によってよい。

$$\sigma'_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \varphi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \varphi \cdot H/B_1})$$

図 2.14.1.6-1 換算緩み高さ と 緩み土圧

放水トンネルの発進部および最深部の緩み土圧は、表 2.14.1.6-3 の土質定数に示される泥岩の粘着力の影響により、 $\sigma_v = 0$ となる。

したがって、換算緩み高さは下式に基づき、表 2.14.1.6-6 のとおりとなる。

$$h_0 = \frac{\sigma_v}{\gamma_i}$$

表 2.14.1.6-6 緩み土圧と換算緩み高さの計算結果

	緩み土圧 σ_v (kN/m ²)	換算緩み高さ h(m)
発進部	0.00	0.00
最深部	0.00	0.00

発進部、最深部どちらも緩み土圧は、0.00kN/m² となるため、最大土圧は 2D、最小土圧は 0.175D となる。

3.5.4.2 水平方向(側方)土圧

側方土圧係数(λ)および地盤反力係数(k)

側方土圧係数 λ および地盤反力係数 k は、「トン示」より決定する。

表 2.14.1.6-7 側方土圧係数(λ)および地盤反力係数(k)※

土水の扱い	土の種類	λ	k (MN/m ³)	N値による目安
土水分離	非常によく締まった砂質土	0.35~0.45	30~50	30 ≤ N
	締まった砂質土	0.45~0.55	10~30	15 ≤ N < 30
	緩い砂質土	0.50~0.60	0~10	N < 15
	固結した粘性土	0.35~0.45	30~50	25 ≤ N
	硬い粘性土	0.45~0.55	10~30	8 ≤ N < 25
	中位の粘性土	0.45~0.55	5~10	4 ≤ N < 8
土水一体	中位の粘性土	0.65~0.75	5~10	4 ≤ N < 8
	軟らかい粘性土	0.65~0.75	0~5	2 ≤ N < 4
	非常に軟らかい粘性土	0.75~0.85	0	N < 2

※「トン示」より

シールド通過土層は、泥岩層(N=202)となり、上表の固結した粘性土となることから土水分離地盤となり、側方土圧係数 λ および地盤反力係数 k は、それぞれ以下の値となる。

$$\lambda=0.35$$

$$k=50(\text{MN/m}^3)$$

3.5.5 内水圧

内水圧は下記の式に従い算出する。

$$P_{wo} = \gamma_w \cdot h_{wi}$$

ここに、 P_{wo} : 内水圧 [kN/m²]

γ_w : 水の単位体積重量 [kN/m³]

h_{wi} : 水深 [m]

水深 h_{wi} を求めるために、50年確率の設計有義波高および50年確率の設計最大波高から内水位を決定し、それぞれの放水トンネル躯体までの水深を表2.14.1.6-8、2.14.1.6-9に示す。なお、放水トンネル躯体までの水深とは、「海水面から放水トンネル躯体までの鉛直方向の距離」を指す。

表 2.14.1.6-8 50年確率の設計有義波高から求めた内水位と水深

	放水トンネル躯体 の水深(m)	50年確率の設計有 義波高から求めた 内水位(m)	水深 h_{wi} (m)
発進部	T.P.-9.436	T.P.+6.400	15.836
最深部	T.P.-24.270m		30.670

表 2.14.1.6-9 50年確率の設計最大波高から求めた内水位と水深

	放水トンネル躯体 の水深(m)	50年確率の設計最 大波高から求めた 内水位(m)	水深 h_{wi} (m)
発進部	T.P.-9.436	T.P.+9.300	18.736
最深部	T.P.-24.270m		33.570

3.5.6 外水圧

外水圧は、福島第一原子力発電所 7/8 号機環境影響評価書(H12.12)に基づき以下の潮位により設定した。

発進立坑部：G.L.±0.00m

海底トンネル部 L.W.L：T.P. -0.778 m

海底トンネル部 H.W.L：T.P. + 0.757 m

3.5.7 短期荷重

地震動については、「下水道施設の耐震対策指針と解説-2014年版」,「共同溝設計指針」および「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」を用いて、耐震 C クラス(設計水平震度 $K_h=0.2$)の条件での応力度照査結果を比較したところ、「共同溝設計指針」がより厳しい評価であった。したがって、安全側の検討として「共同溝設計指針」に準拠した地震時の検討を以下で示す。

共同溝設計指針に基づく地震力の算定方法の概要を下記に示す。地震力 q_k および q_j は、法線方向と接線方向に対し各々の地盤ばね定数を乗ずることで求める。

a)法線方向地震力 $q_k = \Delta U \cdot \sin\theta \cdot ds \cdot K_h$ (kN/m)

b)接線方向地震力 $q_j = \Delta U \cdot \cos\theta \cdot ds \cdot K_s$ (kN/m)

地盤の応答変位は、次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解し求める。

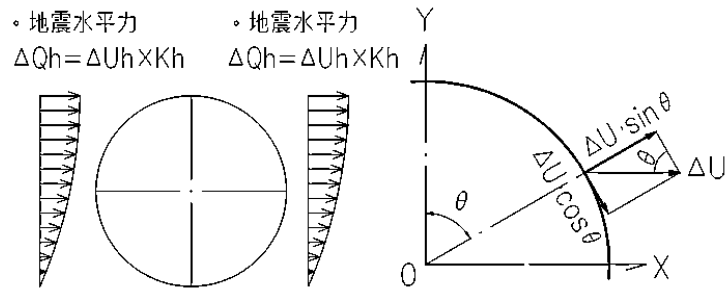


図 2.14.1.6-2 地震時水平荷重と分力イメージ

- a) 地震時水平変位 $U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)$
- b) 法線方向成分 = $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)
- c) 接線方向成分 = $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)

ここで、

S_V : 設計応答速度	(m/s)
T_S : 地盤の固有周期	(s)
Z : トンネル中心までの深さ	(m)
H : 表層地盤までの層厚	(m)
d_s : フレームモデルにおける 1 要素の長さ	(m)
k_h : 法線方向地盤ばね定数	(kN/m)
k_s : 接線方向地盤ばね定数	(kN/m)

以下では、上記のパラメータのうち、 S_V 、 T_S 、 K_h 、 K_s の算定方法を示す。

3.5.7.1 S_v の算定方法

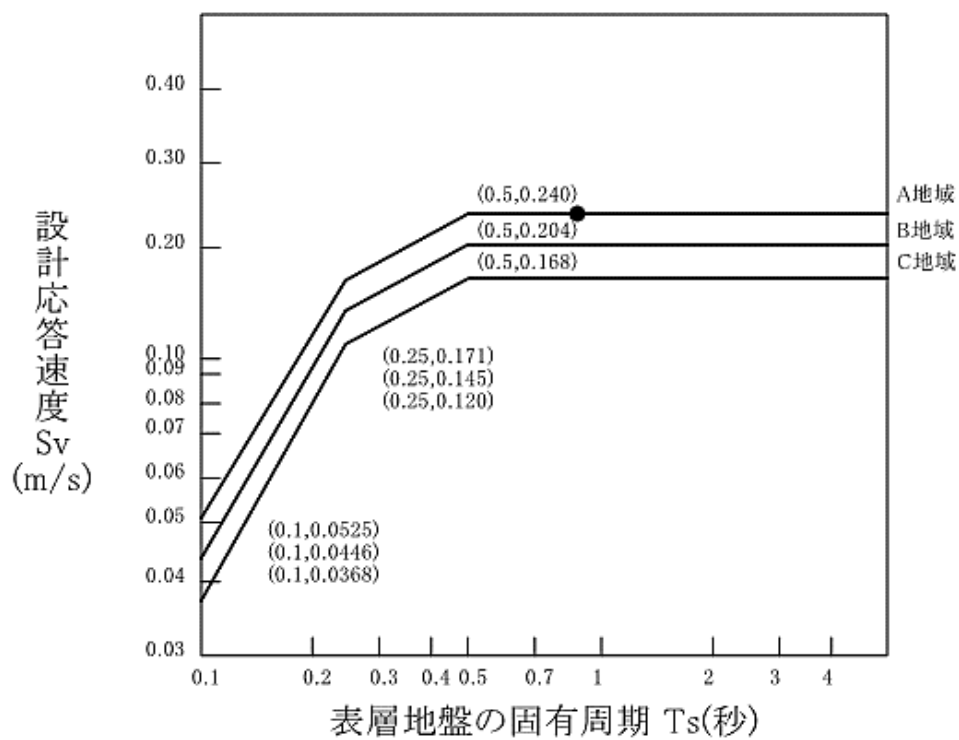


図 2.14.1.6-3 設計応答速度と表層地盤の固有周期

図 2.14.1.6-3 によって S_v を求める。このうち、地域区分は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に準拠し、図 2.14.1.6-4 より、福島県の地域区分を A2 とした。

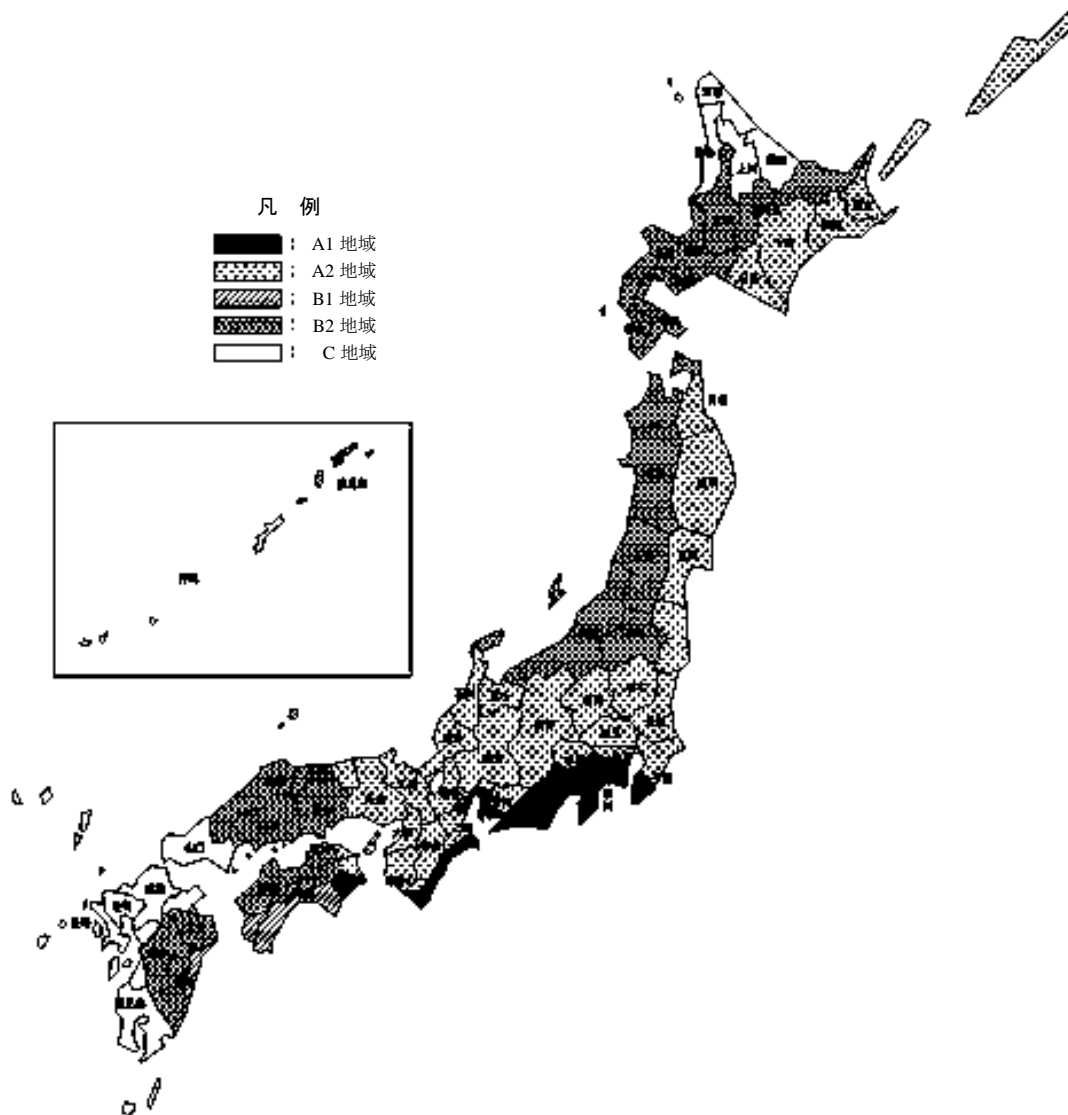


図 2.14.1.6-4 地域区分

3.5.7.2 T_s の算定方法

T_s は地盤の特性値 T_G により下式で表わされる。

$$T_s = 1.25 \cdot T_G$$

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに

T_G : 地盤の特性値(s)

H_i : i 番目地層の厚さ(m)

V_{si} : i 番目地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

平均せん断弾性波速度 V_{si} (m/s) は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」平成 24 年 3 月にに基づき下式より求めた。

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{si} = 50$$

ここに

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面*まで n 層に区分される時の、地表面から i 番目の地層の番号

※ : 基盤面と工学的基盤面

基盤面位置 : 耐震設計における工学基盤面は、耐震設計上振動するとみなす地盤下部に存在する十分堅固でかつ対象地点に共通する広がりや安定した層厚を持つ地盤上面を指し、当該地盤調査及び土質試験結果に基づき設定するものであるが、一般には以下の条件により規定される。

工学基盤面 : 粘性土の場合は N 値が 25 以上、砂質土の場合は N 値が 50 以上の地層の上面もしくは、せん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。(※ 基盤面のせん断弾性波速度 300m/s とは、上式の粘土の場合の $N=25$ の時及び、砂質土の $N=50$ を当てはめた場合の数値) なお、「トンネルライブラリー 第 9 号開削トンネルの耐震設計」-土木学会では、さらに『開削トンネルがこのような硬い地盤の中に構築されることもあるが(上記に示す基盤条件を満足する地層を示す)その場合の基盤面はトンネルの下スラブから少なくとも 5m 以上下方を基盤面とする必要がある』と示している。

3.5.7.3 K_h , K_s の算定方法

図 2.14.1.6-5 に示すフレームモデルのとおり、 K_h および K_s を設定する。地盤ばねおよび地震力については、法線-接線方向モデルとして扱い、周面せん断力についても考慮する。

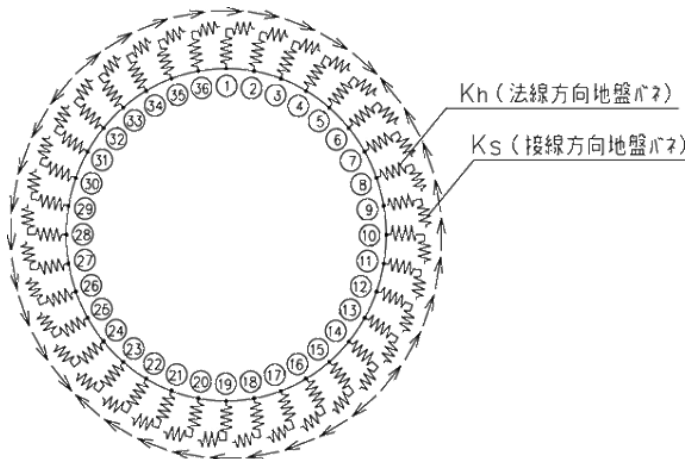


図 2.14.1.6-5 短期断面力算定フレームモデル

各節点の地盤ばね定数 K_h , K_s はそれぞれ次式で求められる。

$$K_h = 3E_D / ((1 + \nu_D) \cdot (5 - 6\nu_D) \cdot R_C)$$

$$K_s = K_h / 3$$

ここで、

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

R_C : 管軸の図心半径 (m)

E_D : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)

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

G_s : 次頁より, 85,407.000 (KN/m²)

表層地盤の動的ポアソン比は、次式により求める。

$$\nu_D = (H_w \cdot \nu_{D1} + (H_g - H_w) \cdot \nu_{D2}) / H_g$$

ν_{D1} : 地下水以浅の動的ポアソン比

ν_{D2} : 地下水以深の動的ポアソン比

H_w : 地表面からの地下水位 0 (m)

H_g : 表層地盤の厚さ 49.066 (m)

なお ν_{D1} , ν_{D2} は一般に表 2.14.1.6-10 の値をとる。

表 2.14.1.6-10 動的ポアソン比の一般値

地層	vD	備考
沖積層・洪積層	0.45	地下水位以浅
沖積層・洪積層	0.50	地下水位以深
軟岩石	0.40	
硬岩石	0.30	

動的せん断変形係数 G_s の算定 γ_{teq}

$$G_s = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2$$

$$\therefore V_{DS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 49.066}{0.891} = 220.3 \text{ (m/s)}$$

$$\therefore G_s = \frac{17.246}{9.8} \cdot 220.3^2 = 85,407 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで,

- G_s : 動的せん断変形係数 (kN/m²)
- g : 重力加速度 9.8 (m/s²)
- V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)
- H : 表層地盤の厚さ 49.066 (m)
- T_s : 表層地盤の固有周期 0.891 (s)
- γ_{teq} : 表層地盤の換算単位体積重量 (kN/m³)

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot H_i}{H} = \frac{846.201}{49.066} = 17.246 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

表 2.14.1.6-11 表層地盤の換算単位面積重量

層	土質	各層厚 H _i (m)	土の単位 体積重量 γ _{ti} (kN/m ³)	γ _{ti} ・H _i
1	砂質土	5.080	18.000	91.440
2	砂岩	2.000	18.400	36.800
3	泥岩	41.986	17.100	717.961
	合計			846.201

3.6 主断面の設計

3.6.1 主断面の応力状態の判定

コンクリート覆工板の主断面決定の設計計算は、断面に生じる応力状態によって異なり、偏心管軸方向圧縮力が心外の場合は全断面圧縮状態、偏心管軸方向圧縮力が心内の場合は、曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる状態となる。

応力状態判定式

$K_i \geq f$ 全断面圧縮状態

$K_i < f$ 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生ずる状態

ただし、

$$K_i = \frac{I_i}{A_i \cdot (h - u)}$$

$$A_i = B \cdot h + n \cdot (A_s + A_s')$$

$$u = (0.5 \cdot B \cdot h^2 + n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot d')) / A_i$$

$$I_i = B \cdot (u^3 + (h - u)^3) / 3 + n \cdot (A_s \cdot (d - u)^2 + A_s' \cdot (u - d')^2)$$

$$e = M / N$$

$$f = u - \left(\frac{h}{2} - e \right)$$

ここで、

A_i	： 換算等値断面積	(mm^2)
B	： 覆工板幅	(mm)
u	： 軸力側の縁側から換算等値断面の図心までの距離	(mm)
h	： 覆工板厚	(mm)
I_i	： 換算等値面積の断面二次モーメント	(mm^4/Ring)
e	： 重心より軸力作用位置までの距離	(mm)
n	： ヤング係数比	
A_s	： 引張側鉄筋量	(cm^2)
A_s'	： 圧縮側鉄筋量	(cm^2)
d	： 引張側有効高	(mm)
d'	： 圧縮側有効高	(mm)
M	： 正の曲げモーメント	($\text{kN} \cdot \text{m}$)
N	： 正の曲げモーメント位置軸力	(kN)

3.6.2 主断面の応力算定式

(1) 全断面圧縮状態 ($K_i \geq f$ の場合)

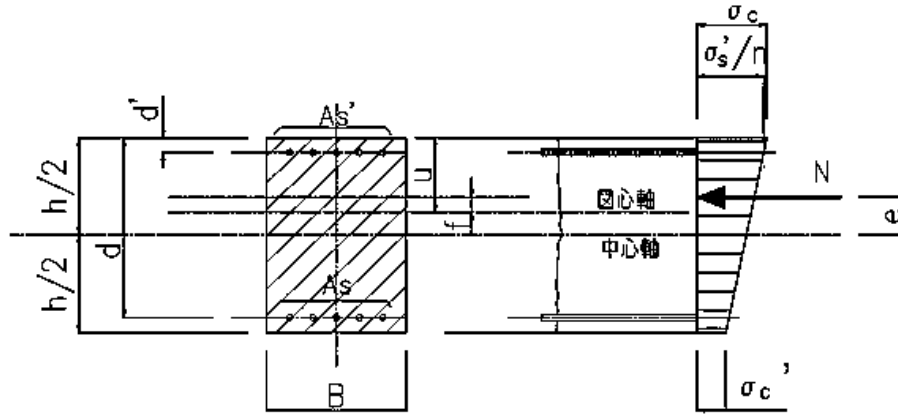


図 2.14.1.6-6.1 全断面圧縮状態の応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{I_i} \cdot u \leq \sigma_{ca}$$

ただし,

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)

σ_c : コンクリート最大圧縮応力度 (N/mm^2)

(2) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる状態 ($K_i < f$ の場合, $N \neq 0$ の場合)

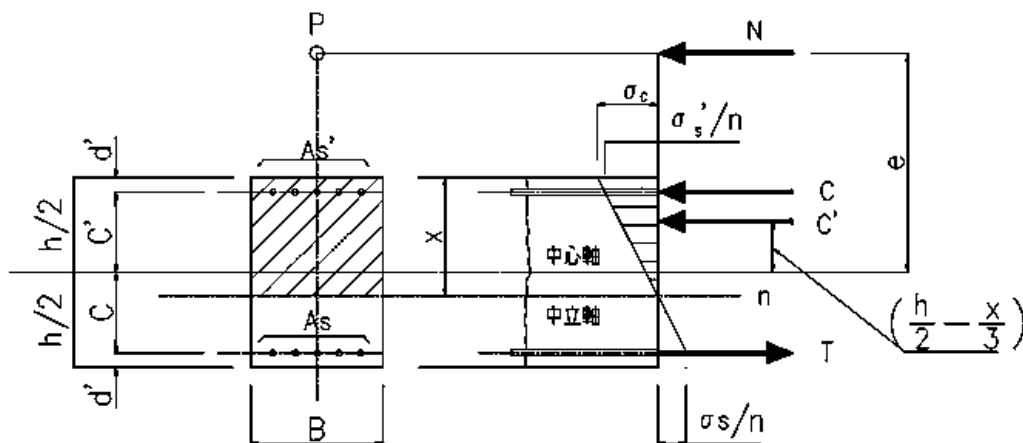


図 2.14.1.6-6.2 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\begin{aligned} & \chi^3 - 3 \cdot (h/2 - e) \cdot \chi^2 + (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) + As' \cdot (e - C')) \\ & \cdot \chi - (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) \cdot (C + h/2) + As' \cdot (e - C') \cdot (h/2 - C')) = 0 \\ \\ \sigma_c &= \frac{M}{B \cdot \chi / 2 \cdot (h/2 - \chi/3) + (n \cdot As' / \chi) \cdot C' \cdot (C' - h/2 + \chi) + (n \cdot As / \chi) \cdot C \cdot (C + h/2 - \chi)} \leq \sigma_{ca} \\ \\ \sigma_s &= \frac{n \cdot \sigma_c}{\chi} \cdot (C + \frac{h}{2} - \chi) \leq \sigma_{sa} \\ \\ \sigma_{s'} &= \frac{n \cdot \sigma_c}{\chi} \cdot (C' - \frac{h}{2} + \chi) \leq \sigma_{sa} \end{aligned}$$

(3) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる状態 ($K_i < f$ の場合, $N = 0$ の場合)

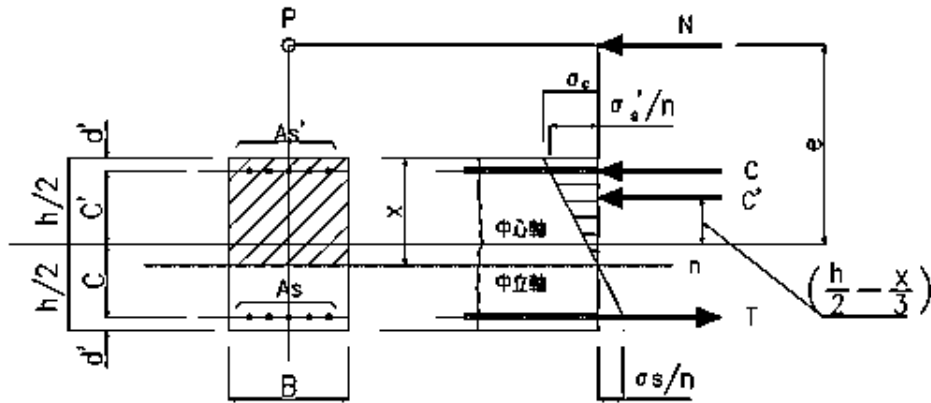


図 2.14.1.6-6.3 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\begin{aligned} \chi &= -n \cdot \frac{(As + As')}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (As + As')}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (d \cdot As + d' \cdot As')} \\ \\ \sigma_c &= \frac{M}{B \cdot \chi / 2 \cdot (d - \chi / 3) + n \cdot As' \cdot (\chi - d' / \chi) \cdot (d - d')} \leq \sigma_{ca} \\ \\ \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - \chi}{\chi} \leq \sigma_{sa} \\ \\ \sigma_{s'} &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{\chi - d'}{\chi} \leq \sigma_{sa} \end{aligned}$$

ここで,

χ : 圧縮側縁から中立軸までの距離 (mm)

- C : 覆工板厚中心から引張鉄筋までの距離 (mm)
 C' : 覆工板厚中心から圧縮鉄筋までの距離 (mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)
 σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
 σ_s' : 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm²)

(4) せん断力に対する設計

a. せん断応力度 τ_c

$$\tau_c = \frac{1.15 \cdot Q_{max}}{B \cdot d} \leq \tau_u$$

ここで、 Q_{max} : 最大せん断力(kN)

3.7 解析モデル

構造設計は、図 2.14.1.6-7.1 に示すような覆工板（放水トンネルを構成する 2 次製品の鉄筋コンクリート製の部材）を組み立てたリング状の断面を骨組構造にモデル化する。

解析モデルの骨組み図を図 2.14.1.6-7.2 に示す。解析モデルにおいて 1 リングを 36 の要素に分割し、断面力を算出する。

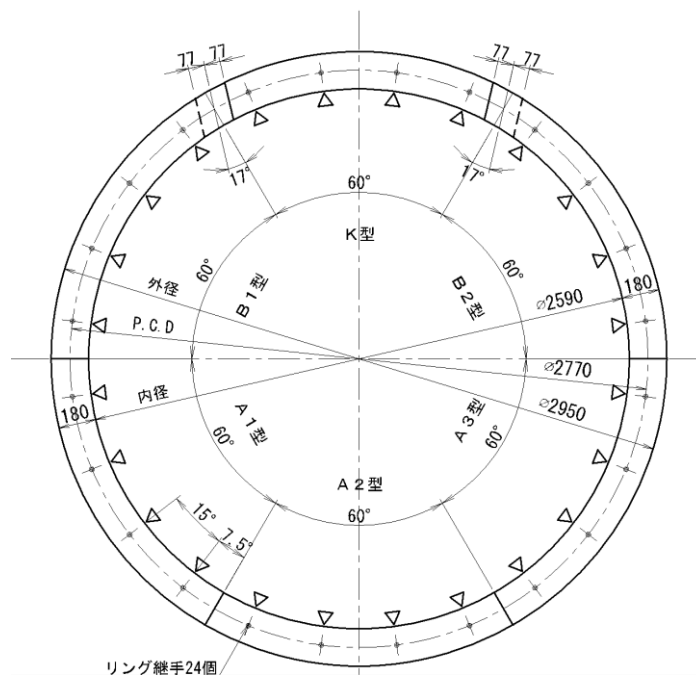


図 2.14.1.6-7.1 覆工板およびリング概要図

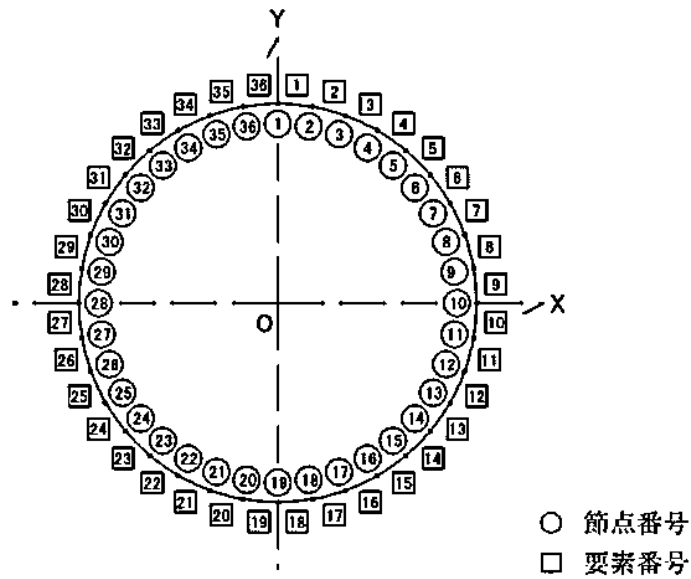


図 2.14.1.6-7.2 解析モデル (骨組み)

放水トンネルは、覆工板をシールドマシン内部においてリング状に組み立て、リング同士を放水トンネルの延長方向に連結させることで構築される。覆工板同士およびリング同士は、予め覆工板に内挿されている機械式継手（覆工板同士を繋ぐ継手を覆工板継手、リング同士を繋ぐ継手をリング継手と呼ぶ）により連結する構造であり、継手の影響を下記の通り考慮している。

リング同士を接続するリング継手による剛性の低下を考慮し、曲げ剛性の有効率 η を与えた剛性様なリングとした。また、覆工板同士は千鳥に組むことにより、リング継手の存在による剛性の低下を補うことができるが、覆工板に発生する曲げモーメントは、すべてがリング継手を通じて伝達されるのではなく、一部はリング継手のせん断剛性により千鳥に組まれた隣り合う覆工板に伝達する。この曲げモーメントの一部の負担分を、曲げモーメントの割増率 ζ として与えた。また、内水圧によって生じる覆工板への影響を適切に評価するため地盤ばねを配置したモデルとした。

曲げ剛性の有効率 η および曲げモーメントの割増率 ζ を表2.14.1.6-12に示す。

表 2.14.1.6-12 曲げ剛性の有効率 η および曲げモーメントの割増率 ζ

曲げ剛性の有効率 η	曲げモーメントの割増率 ζ
0.80	0.25

4. 検討ケース

検討ケースを表 2.14.1.6-13 に示す。なお、短期については、施工時（空水時）がクリティカルケースとなるため、表 2.14.1.6-13 に記載以外のケースは検討を省略した。これは、内水圧が作用する供用時は、内水圧が短期慣性力を低減させる方向に働くため、内水圧が作用する場合は見かけ上の水平力が大きくなり、クリティカルケースとならないためである。

表 2.14.1.6-13 検討ケース

検討部位	荷重パターン	トンネルの状態	土圧	外水位
覆工板 (発進部)	長期	空水時	2D	G.L.±0.00
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
	短期	空水時	0.175D	
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
覆工板 (最深部)	長期	空水時	2D	H.W.L(T.P.+0.757m)
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		L.W.L(T.P.-0.778m)
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
	短期	空水時	0.175D	H.W.L(T.P.+0.757m)
		内水圧作用時(T.P.+6.400m)		L.W.L(T.P.-0.778m)
		内水圧作用時(T.P.+9.300m)		
短期	空水時	2D	H.W.L(T.P.+0.757m)	
		0.175D	L.W.L(T.P.-0.778m)	

5. 評価結果

発進部および最深部のクリティカルケースを表 2.14.1.6-14 に示す。また、表-2.14.1.6-13 に示す長期の各検討ケースにおいて、発進部および最深部の照査結果（最大作用応力，作用応力/許容応力の比）を表 2.14.1.6-15.1，表 2.14.1.6-15.2，表 2.14.1.6-16，表 2.14.1.6-17.1，表 2.14.1.6-17.2，表 2.14.1.6-18 に示す。

それぞれのケースに対して，作用応力が許容応力度以内であることを確認した。

表 2.14.1.6-14 覆工板のクリティカルケース

検討部位	荷重 ケース	対象材料	応力	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度/ 許容応力度
覆工板 (発進部)	長期*	鉄筋	曲げ モーメント	78	200	0.39
覆工板 (最深部)	長期*	鉄筋	曲げ モーメント	91	200	0.46

※：トンネルの状態：内水圧作用時(T.P.+9.300m)，土圧：2D

表 2.14.1.6-15.1 発進部・土被り 2D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断
長期	2D	空水時	G.L. ± 0.00m	M+	2.9	-	-	0.18	-	-
				M-	2.3	-	-	0.14	-	-
				Smax	1.6	-	0.09	0.10	-	0.12
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)		M+	4.2	64.1	-	0.26	0.32	-
				M-	4.2	65.6	-	0.26	0.33	-
				Smax	0.4	5.6	0.13	0.03	0.03	0.18
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)		M+	4.2	73.9	-	0.26	0.37	-
				M-	4.3	78.4	-	0.27	0.39	-
				Smax	0.3	15.9	0.13	0.02	0.08	0.18

表 2.14.1.6-15.2 発進部・土被り 0.175D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断
長期	0.175D	空水時	G.L. ± 0.00m	M+	1.2	-	-	0.08	-	-
				M-	1.1	-	-	0.07	-	-
				Smax	1.0	-	0.03	0.06	-	0.04
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)		M+	1.2	27.5	-	0.08	0.14	-
				M-	1.2	29.8	-	0.08	0.15	-
				Smax	0.2	14.2	0.04	0.01	0.07	0.05
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)		M+	1.1	37.7	-	0.07	0.19	-
				M-	1.2	43.1	-	0.08	0.22	-
				Smax	0.0	23.2	0.04	0.00	0.12	0.05

表 2.14.1.6-16 発進部における
覆工板の応力度照査結果【短期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの 状態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コンク リート	鉄筋	せん断
短期	2D	空水時	G.L. ±0.00m	M+	6.2	45.9	0.014	0.26	0.15	0.01
				M-	6.4	41.7	0.054	0.27	0.14	0.05
				Smax	1.2	15.0	0.235	0.05	0.05	0.21
	0.175D			M+	5.7	46.5	0.022	0.24	0.16	0.02
				M-	5.6	37.3	0.070	0.23	0.12	0.06
				Smax	1.6	16.5	0.206	0.07	0.06	0.19

表 2.14.1.6-17.1 最深部・土被り 2D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん断
長期	2D	空水時	H.W.L	M+	3.4	-	-	0.21	-	-
				M-	3.0	-	-	0.19	-	-
				Smax	2.4	-	0.09	0.15	-	0.12
			L.W.L	M+	3.3	-	-	0.21	-	-
				M-	2.9	-	-	0.18	-	-
				Smax	2.3	-	0.09	0.14	-	0.12
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)	M+	4.1	73.4	-	0.26	0.37	-	
			M-	4.1	78.2	-	0.26	0.39	-	
			Smax	0.2	17.3	0.12	0.01	0.09	0.16	
		内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)	M+	4.0	83.2	-	0.25	0.42	-	
			M-	4.2	91.0	-	0.26	0.46	-	
			Smax	0.0	26.6	0.12	0.00	0.13	0.16	

表 2.14.1.6-17.2 最深部・土被り 0.175D における
覆工板の応力度照査結果【長期】

荷重 ケース	土被り	トンネルの状 態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力			
					コンク リート	鉄筋	せん断	コン クリ ート	鉄筋	せん 断	
長期	0.175D	空水時	H.W.L	M+	2.1	-	-	0.13	-	-	
				M-	2.0	-	-	0.13	-	-	
				Smax	1.8	-	0.03	0.11	-	0.04	
			L.W.L	M+	2.0	-	-	0.13	-	-	
				M-	1.9	-	-	0.12	-	-	
				Smax	1.7	-	0.03	0.11	-	0.04	
		内水圧 作用時 (T.P.+6.400m)	L.W.L	M+	0.7	34.2	-	0.04	0.17	-	
				M-	1.0	41.2	-	0.06	0.21	-	
				Smax	0.0	24.9	0.03	0.00	0.12	0.04	
			内水圧 作用時 (T.P.+9.300m)	L.W.L	M+	0.4	44.3	-	0.03	0.22	-
					M-	1.0	54.6	-	0.06	0.27	-
					Smax	0.0	36.7	0.03	0.00	0.18	0.04

表 2.14.1.6-18 最深部における
覆工板の応力度照査結果【短期】

荷重 ケース	土被り	トンネル の状態	外水位		作用応力 (N/mm ²)			作用応力 /許容応力		
					コンク リート	鉄筋	せん断	コンク リート	鉄筋	せん断
短期	2D	空水時	H.W.L (T.P.+0.757m)	M+	7.0	40.3	0.092	0.29	0.13	0.08
				M-	6.8	44.9	0.071	0.28	0.15	0.06
				Smax	1.8	25.0	0.270	0.08	0.08	0.25
	0.175D		L.W.L (T.P.-0.778m)	M+	6.7	37.1	0.029	0.28	0.12	0.03
				M-	6.2	42.7	0.041	0.26	0.14	0.04
				Smax	1.7	23.5	0.246	0.07	0.08	0.22

表 2.14.1.6-14 に示したケースについて検討内容の詳細を以下で示す。

6. 長期の詳細検討内容

6.1 発進部・土被り 2D の場合

6.1.1 荷重算定についての地盤の分類

覆工板の荷重算定における地盤の分類は、土質学上の土の分類とは異なり、原則的に次の区分によるものとする。

- ・土水一体地盤 : 土圧と水圧を一体として考える。
- ・土水分離地盤 : 土圧と水圧を分離して考える。

6.1.2 鉛直土圧の考え方

- ・土水一体地盤 : 全土被り重量
- ・土水分離地盤 : 土被りが覆工板外径 D_0 の 2 倍以下 ($2D_0 \geq H_0$) ……全土被り重量
土被りが覆工板外径 D_0 の 2 倍を超える ($2D_0 < H_0$) ……Terzaghi の緩み土圧

但し、緩み土圧を緩み高さに換算したとき、これが覆工板外径の 2 倍以下の場合には、緩み高さは 2 倍以下になることはないものとし、2 倍を下限とする。図 2.14.1.6-8 に発進部かつ土被り 2D の地盤条件を示す。

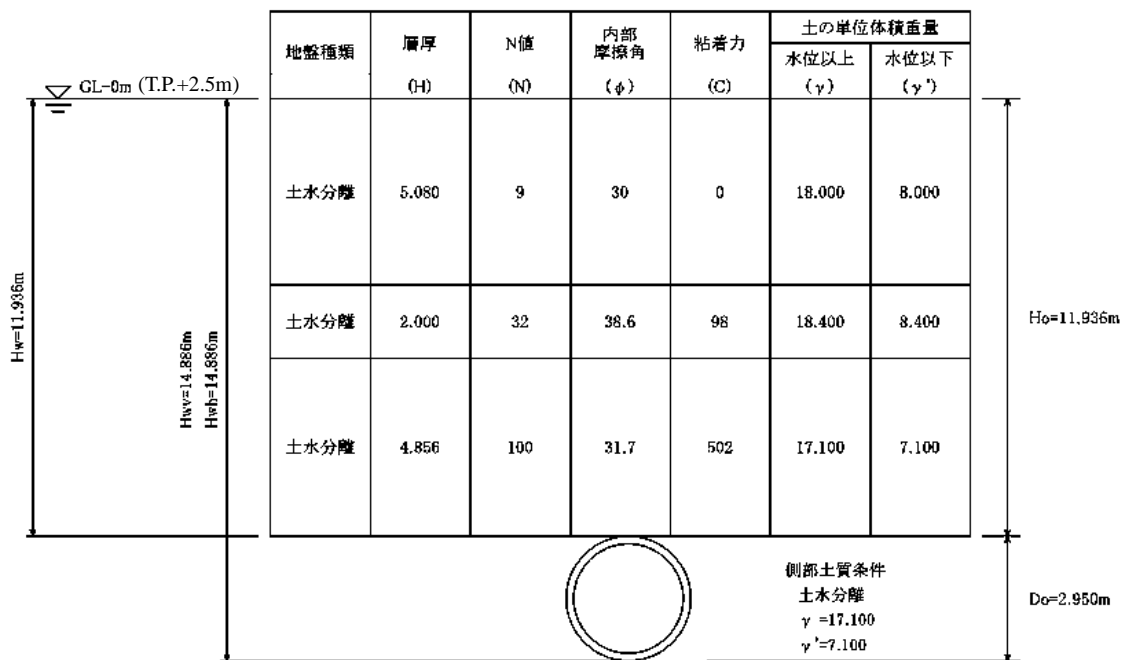


図 2.14.1.6-8 地盤条件

6.1.3 側方土圧係数 λ 及び地盤反力 k の選定

側方土圧係数 λ 及び地盤反力係数 k については、表 2.14.1.6-19 に示す「標準覆工板」ならびに表 2.14.1.6-20 に示す「トン示」に準じ、 λ 、 k の組合せ表より選択する。

表 2.14.1.6-19 側方土圧係数(λ)と地盤反力係数(k)との組合せ

土水分離地盤の場合					土水一体地盤の場合				
$k(\text{MN}/\text{m}^3)$ λ	10	20	40	80	$k(\text{MN}/\text{m}^3)$ λ	0	2.5	5.0	10
0.4			○	○	0.6			○	○
0.5	○	○	○	○	0.7	○	○	○	○
0.6	○	○	○	○	0.8	○	○	○	○
0.7	○	○			0.9	○	○		

表 2.14.1.6-20 側方土圧係数(λ)及び地盤反力係数(k)

地盤の分類	土の工学的分類	λ	$k(\text{MN}/\text{m}^3)$	N値による目安
土水分離地盤	非常によく締まった砂質土	0.35~0.45	30~50	$30 \leq N$
	締まった砂質土	0.45~0.55	10~30	$15 \leq N < 30$
	ゆるい砂質土	0.50~0.60	0~10	$N < 15$
土水分離地盤	固結した粘性土	0.35~0.45	30~50	$25 \leq N$
	硬い粘性土	0.45~0.55	10~30	$8 \leq N < 25$
	中位の粘性土	0.45~0.55	5~10	$4 \leq N < 8$
土水一体地盤	中位の粘性土	0.65~0.75	5~10	$4 \leq N < 8$
	軟らかい粘性土	0.65~0.75	0~5	$2 \leq N < 4$
	非常に軟らかい粘性土	0.75~0.85	0	$N < 2$

※原則的に下水道協会の『シールド工事用標準覆工板』では表 2.14.1.6-19 の○印の組合せ数値で考えられている。

これより $\lambda = 0.35$

$k = 50 (\text{MN}/\text{m}^3)$ とする。

6.1.2 設計条件

6.1.2.1 上載荷重

6.1.2.1.1 活荷重

管にかかる活荷重 $W_0 = 0.000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ とする。

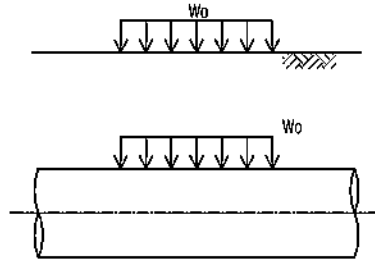


図 2.14.1.6-9 活荷重

6.1.2.1.2 死荷重

Terzaghi の緩み高さに考慮される死荷重 $P_0' = 10.000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ とする。

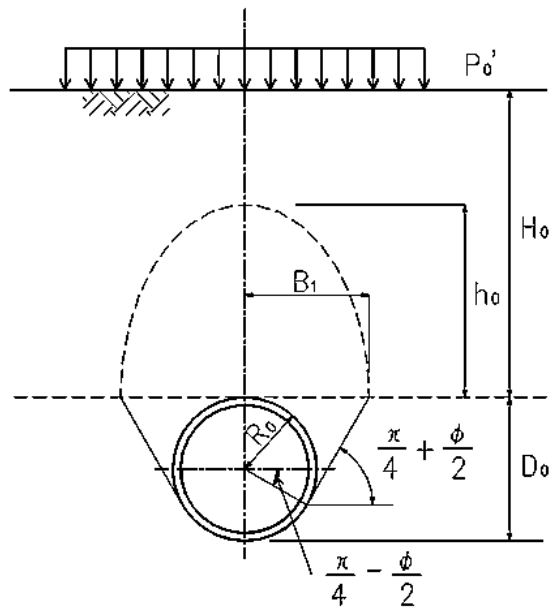


図 2.14.1.6-10 死荷重

6.1.3 土圧の算定

6.1.3.1 鉛直土圧

鉛直土圧については、土質が土水分離地盤であり、且つ $2 \times D_0 < H_0$ の条件を満たすため、Terzaghi の緩み土圧算定式により算出する。

6.1.3.2 多層地盤における緩み土圧 σ_v の算定

多層地盤における緩み土圧 σ_v は下式および図 2.14.1.6-11 によって算出する。結果を表 2.14.1.6-21 に示す。

$$\sigma_{v1} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_1 - C_1 / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_1} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1 / B_1}) + (P_0 + W_0) \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1 / B_1}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_2 - C_2 / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_2} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2 / B_1}) + \sigma_{v1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2 / B_1}$$

$$\sigma_{vi} = \frac{B_1 \cdot (\gamma_i - C_i / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_i} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i / B_1}) + \sigma_{vi-1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i / B_1}$$

$$\sigma_v = \frac{B_1 \cdot (\gamma_n - C_n / B_1)}{K_0 \cdot \tan \phi_n} \cdot (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_n \cdot H_n / B_1}) + \sigma_{vn-1} \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \phi_n \cdot H_n / B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot \left(\frac{\pi / 4 + \phi_v / 2}{2} \right)$$

$$= 1.475 \times \cot \left(\frac{\pi / 4 + 31.7^\circ / 2}{2} \right) = 2.512 \text{ (m)}$$

なお、内部摩擦角 $\phi=0$ の場合は

$\sigma_{vi} = (\gamma_i - C_i / B_1) \cdot H_i + \sigma_{vi-1}$ とする

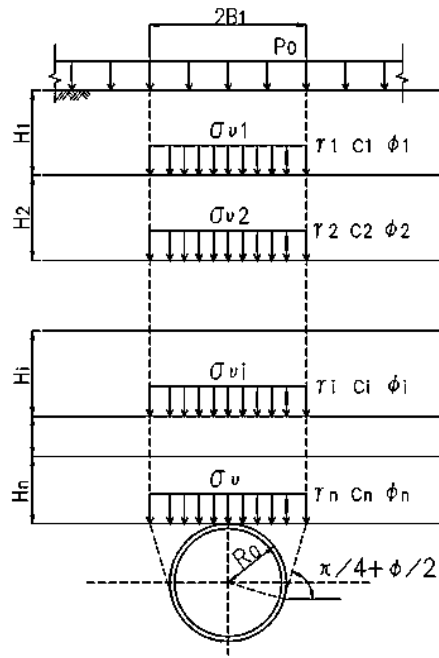


図 2.14.1.6-11 緩み土圧

表 2.14.1.6-21 緩み土圧の計算結果

層数 (i)	各層厚 (m)	水中単位 体積重量 γ_i (kN/m ³)	粘着力 C_i (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_i (°)	上載荷重 σ_{vi} (kN/m ²)	緩み土圧 σ_{vi} (kN/m ²)
1	5.080	8.0	0	30.0	10.000	27.089
2	2.000	8.4	98	38.6	27.089	0.000
3	4.856	7.1	502	31.7	0.000	0.000

6.1.2 鉛直土圧の考え方に示す通り、緩み土圧 σ_{v3} を緩み高さ h_0 に換算したとき、これが覆工板外径 $D_0(=2.950\text{m})$ の 2 倍以下の場合には、緩み高さ h_0 は 2 倍以下になることはないものとし、2 倍を下限としている。

表 2.14.1.6-21 より、覆工板上部の地盤の緩み土圧は、 $\sigma_{v3}=0.000$ (kN/m²) である。この時、6.1.3.3 緩み土圧 σ_v から緩み高さ h_0 の算定に示す式より、緩み高さ $h_0=0.000$ (m) となる。

$2D_0=2 \times 2.950(\text{m})=5.900(\text{m}) > 0.000(\text{m})=h_3$ より、覆工板に加わる鉛直土圧は $2D_0$ 分の鉛直土圧とする。

$2D_0$ 分の土圧は表 2.14.1.6-21 より、

$$7.1(\text{kN/m}^3) \times 4.856(\text{m}) + 8.4(\text{kN/m}^3) \times (5.900 - 4.856)(\text{m}) = 43.247 (\text{kN/m}^2)$$

であり、鉛直土圧 $P_{SV}=43.247$ (kN/m²) とする。

6.1.3.3 緩み土圧 σ_v から緩み高さ h_0 の算定

$$h_0 = \frac{\sigma_v}{\gamma_i}$$

σ_v より算定される緩み高さ : $h_0 = 0.000$ (m)

○地下水位以下の土水分離地盤層厚 = 11.936 (m)

○地下水位以下の土水一体地盤層厚 = 0.000 (m)

○管頂から地下水位までの距離 $H_w = 11.936$ (m)

6.1.4 設計荷重の算定

6.1.4.1 鉛直荷重 : P_{V1}

○上載荷重 (活荷重) : $W_0 = 0.000$ (kN/m²)

○上載荷重 (死荷重) : $P_0 = 0.000$ (kN/m²)

○土圧 : $P_{SV} = 43.247$ (kN/m²)

○水圧 : $P_{WV} = \gamma W \cdot (H_{WV} - D_0)$
 $= 10.000 \times (14.886 - 2.950)$
 $= 119.360$ (kN/m²)

∴ $P_{V1} = W_0 + P_0 + P_{SV} + P_{WV}$
 $= 0.000 + 0.000 + 43.247 + 119.360$
 $= 162.607$ (kN/m²)

6.1.4.2 頂部水平荷重 : P_{H1}

○上載荷重 (活荷重) : $W_H = \lambda \cdot W_0 = 0.35 \times 0.000 = 0.000$ (kN/m²)

○上載荷重 (死荷重) : $P_H = \lambda \cdot P_0 = 0.35 \times 0.000 = 0.000$ (kN/m²)

○土圧 : $P_{Sh1} = \lambda \cdot (P_{SV} + \gamma' \cdot (D_0 / 2 - R_C))$
 $= 0.35 \times (43.247 + 7.100 \times (2.950 / 2 - 1.385))$
 $= 15.360$ (kN/m²)

○水圧 : $P_{W1} = \gamma W \cdot (H_{Wh} - D_0 / 2 - R_C)$
 $= 10.000 \times (14.886 - 2.950 / 2 - 1.385) = 120.260$ (kN/m²)

∴ $P_{H1} = W_H + P_H + P_{Sh1} + P_{W1}$
 $= 0.000 + 0.000 + 15.360 + 120.260 = 135.620$ (kN/m²)

6.1.4.3 底部水平荷重 : P_{H2}

$$\begin{aligned} \text{○土圧 : } P_{Sh2} &= \lambda \cdot (P_{SV} + \gamma' \cdot (D_0 / 2 + R_C)) \\ &= 0.35 \times (43.247 + 7.100 \times (2.950 / 2 + 1.3850)) \\ &= 22.244 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{○水圧 : } P_{W2} &= \gamma W \cdot (H_{Wh} - (D_0 / 2 - R_C)) \\ &= 10.000 \times (14.886 - (2.950 / 2 - 1.3850)) \\ &= 147.960 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore P_{H2} &= W_H + P_H + P_{Sh2} + P_{W2} \\ &= 0.000 + 0.000 + 22.244 + 147.960 = 170.204 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.4 自重による底部反力荷重 : P_g

覆工板の自重 (1m 当り) $w_g = 40.73 \text{ kN/m}$

したがって, 覆工板円周単位当り重量 : W_g は,

$$W_g = \frac{w_g}{2 \cdot \pi \cdot R_c} = \frac{40.73}{2 \times \pi \times 1.3850} = 4.680 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\therefore P_g = \pi \cdot W_g = \pi \times 4.680 = 14.703 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

6.1.4.5 頂部内水圧(T.P.+6.4m) : P1

$$\begin{aligned} P1 &= \gamma W \cdot HW_i \\ &= 10.000 \times 15.836 \\ &= 158.360 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.6 水平上部内水圧(T.P.+6.4m) : P2

$$\begin{aligned} P2 &= \gamma W \cdot (HW_i + D_0 / 2 - R_C) \\ &= 10.000 \times (15.836 + 2.950 / 2 - 1.3850) \\ &= 159.260 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.7 水平下部内水压(T.P.+6.4m) : P3

$$\begin{aligned} P3 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 + RC) \\ &= 10.000 \times (15.836 + 2.950 / 2 + 1.3850) \\ &= 186.960 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.8 底部内水压(T.P.+6.4m) : P4

$$\begin{aligned} P4 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0) \\ &= 10.000 \times (15.836 + 2.950) \\ &= 187.860 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.9 頂部内水压(T.P.+9.3m) : P1

$$\begin{aligned} P1 &= \gamma W \cdot HW_i \\ &= 10.000 \times 18.736 \\ &= 187.360 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.10 水平上部内水压(T.P.+9.3m) : P2

$$\begin{aligned} P2 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 - RC) \\ &= 10.000 \times (18.736 + 2.950 / 2 - 1.3850) \\ &= 188.260 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.11 水平下部内水压(T.P.+9.3m) : P3

$$\begin{aligned} P3 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0 / 2 + RC) \\ &= 10.000 \times (18.736 + 2.950 / 2 + 1.3850) \\ &= 215.960 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.4.12 底部内水压(T.P.+9.3m) : P4

$$\begin{aligned} P4 &= \gamma W \cdot (HW_i + D0) \\ &= 10.000 \times (18.736 + 2.950) \\ &= 216.860 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6.1.5 曲げ剛性

曲げ剛性は表 2.14.1.6-22 の通り算出した。

表 2.14.1.6-22 曲げ剛性

項目		単位	諸元値	備考
セグメント外径	D_o	mm	2950	
図心半径	R_c	mm	1385	
断面積	A	m^2	0.180000	
断面二次モーメント	I_s	m^4/m	0.000486	
ヤング係数	E_s	kN/m^2	33000000	
曲げ剛性の有効率	η	%	80	
曲げモーメントの割増率	ζ	%	25	
曲げ剛性	EI	$kN \cdot m^2/m$	12830.4	※1

※1： 曲げ剛性： $EI = \eta \cdot E_s \cdot I_s$
 $= 0.80 \times 33,000,000 \times 0.000486$
 $= 12,830.4 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2/\text{m)}$

6.1.6 作用荷重と検討ケース

各設計ケースに用いる荷重イメージを図 2.14.1.6-12，検討ケースを表 2.14.1.6-23 に示す。クリティカルケースとなるケース 3 について，以降検討結果を示めす。

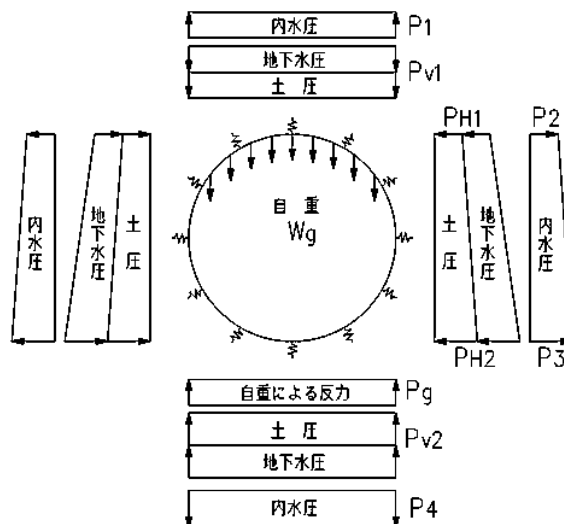


図 2.14.1.6-12 作用荷重分布図

表 2.14.1.6-23 長期・発進部・土被り 2D の検討ケース

ケース番号	単位	ケース 1	ケース 2	ケース 3
管内の状態	—	空水の状態	平常時内水位	平常時内水位
外荷重の算定	—	土圧大	土圧大	土圧大
土と水の考え方	—	土水分離	土水分離	土水分離
鉛直土圧	—	緩み土圧	緩み土圧	緩み土圧
側方土圧係数 λ	—	0.35	0.35	0.35
土の単位体積重量 γ	kN/m ³	17.100	17.100	17.100
土の水中重量 γ'	kN/m ³	7.100	7.100	7.100
粘着力 C	kN/m ²	502.00	502.00	502.00
摩擦係数 ϕ	°	32	32	32
地盤反力係数 k	MN/m ³	50.00	50.00	50.00
地下水	—	有	有	有
GL-	m	0.000	0.000	0.000
H _w	m	14.886	14.886	14.886
H _w	m	14.886	14.886	14.886
内水圧	—	無	有	有
H _{wi}	m	—	15.836	18.736
水の単位体積重量 γ_w	kN/m ³	10.000	10.000	10.000
基本荷重				
鉛直荷重 P _{v1}	kN/m ²	162.607	162.607	162.607
水平荷重(頂部) P _{h1}	kN/m ²	135.620	135.620	135.620
水平荷重(底部) P _{h2}	kN/m ²	170.204	170.204	170.204
底部反力 P _{v2}	kN/m ²	162.607	162.607	162.607
自重 W _g	kN/m ²	4.680	4.680	4.680
自重反力 P _g	kN/m ²	14.703	14.703	14.703
側方地盤反力 q	kN/m ²	0.000	0.000	0.000
内水圧				
P ₁	kN/m ²	—	-158.360	-187.360
P ₂	kN/m ²	—	-159.260	-188.260
P ₃	kN/m ²	—	-186.960	-215.960
P ₄	kN/m ²	—	-187.860	-216.860
許容応力度				
割増係数	—	1.00	1.00	1.00

6.1.7 フレームモデルと節点座標

覆工板断面力の算定には、覆工板周長を下図のとおりに 36 分割したフレームモデルを用い、その節点を X, Y 座標で整理する。

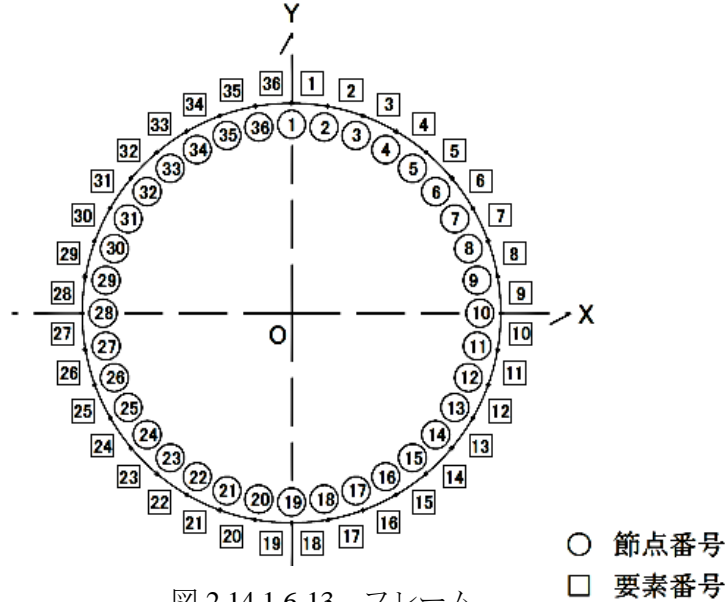


図 2.14.1.6-13 フレーム

表 2.14.1.6-24 座標と節点

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	1.385	19	0.000	-1.385
2	0.241	1.364	20	-0.241	-1.364
3	0.474	1.301	21	-0.474	-1.301
4	0.693	1.199	22	-0.693	-1.199
5	0.890	1.061	23	-0.890	-1.061
6	1.061	0.890	24	-1.061	-0.890
7	1.199	0.693	25	-1.199	-0.693
8	1.301	0.474	26	-1.301	-0.474
9	1.364	0.241	27	-1.364	-0.241
10	1.385	0.000	28	-1.385	0.000
11	1.364	-0.241	29	-1.364	0.241
12	1.301	-0.474	30	-1.301	0.474
13	1.199	-0.693	31	-1.199	0.693
14	1.061	-0.890	32	-1.061	0.890
15	0.890	-1.061	33	-0.890	1.061
16	0.693	-1.199	34	-0.693	1.199
17	0.474	-1.301	35	-0.474	1.301
18	0.241	-1.364	36	-0.241	1.364

6.1.8 断面力の算定

6.1.8.1 基本荷重 [自重]

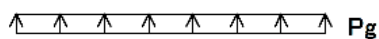
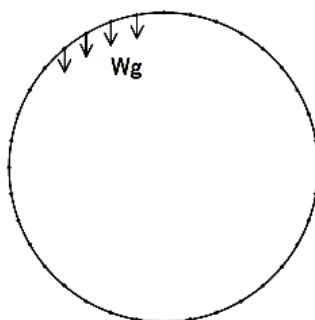


図 2.14.1.6-14 自重と反力

表 2.14.1.6-25 自重と反力

項 目		単 位	荷 重 値
鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	0.000
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	0.000
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	0.000
底部地盤反力	P_{V2}	kN/m^2	0.000
セグメントの円周単位当り重量	Wg	kN/m^2	4.680
自重による下部反力荷重	Pg	kN/m^2	14.703
側部地盤反力	q	kN/m^2	0.000

6.1.8.2 各節点に作用する荷重 [自重]

要素長	$ds=0.242m$
鉛直荷重	$P_{V1}=162.607 \text{ kN/m}^2$
頂部水平荷重	$P_{H1}=135.620 \text{ kN/m}^2$
底部水平荷重	$P_{H2} =170.204 \text{ kN/m}^2$
底部地盤反力	$P_{V2}=162.607 \text{ kN/m}^2$
円周単位 m 当り自重	$Wg=4.680 \text{ kN/m}^2$
自重による下部反力	$Pg=14.703 \text{ kN/m}^2$
側方地盤反力	$q=0.000 \text{ kN/m}^2$

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると表 2.14.1.6-26 のとおりとなる。なお、覆工板内側方向を正としていた荷重座標について、X 方向は右側を正、Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-26 自重により各節点に作用する荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	0.000	-0.566	19	19	0.000	1.202
1	2	0.000	-0.566	19	20	0.000	1.202
2	2	0.000	-0.566	20	20	0.000	1.149
2	3	0.000	-0.566	20	21	0.000	1.149
3	3	0.000	-0.566	21	21	0.000	1.043
3	4	0.000	-0.566	21	22	0.000	1.043
4	4	0.000	-0.566	22	22	0.000	0.888
4	5	0.000	-0.566	22	23	0.000	0.888
5	5	0.000	-0.566	23	23	0.000	0.689
5	6	0.000	-0.566	23	24	0.000	0.689
6	6	0.000	-0.566	24	24	0.000	0.452
6	7	0.000	-0.566	24	25	0.000	0.452
7	7	0.000	-0.566	25	25	0.000	0.184
7	8	0.000	-0.566	25	26	0.000	0.184
8	8	0.000	-0.566	26	26	0.000	-0.106
8	9	0.000	-0.566	26	27	0.000	-0.106
9	9	0.000	-0.566	27	27	0.000	-0.411
9	10	0.000	-0.566	27	28	0.000	-0.411
10	10	0.000	-0.411	28	28	0.000	-0.566
10	11	0.000	-0.411	28	29	0.000	-0.566
11	11	0.000	-0.106	29	29	0.000	-0.566
11	12	0.000	-0.106	29	30	0.000	-0.566
12	12	0.000	0.184	30	30	0.000	-0.566
12	13	0.000	0.184	30	31	0.000	-0.566
13	13	0.000	0.452	31	31	0.000	-0.566
13	14	0.000	0.452	31	32	0.000	-0.566
14	14	0.000	0.689	32	32	0.000	-0.566
14	15	0.000	0.689	32	33	0.000	-0.566
15	15	0.000	0.888	33	33	0.000	-0.566
15	16	0.000	0.888	33	34	0.000	-0.566
16	16	0.000	1.043	34	34	0.000	-0.566
16	17	0.000	1.043	34	35	0.000	-0.566
17	17	0.000	1.149	35	35	0.000	-0.566
17	18	0.000	1.149	35	36	0.000	-0.566
18	18	0.000	1.202	36	36	0.000	-0.566
18	19	0.000	1.202	36	1	0.000	-0.566

6.1.8.3 節点変位 [自重]

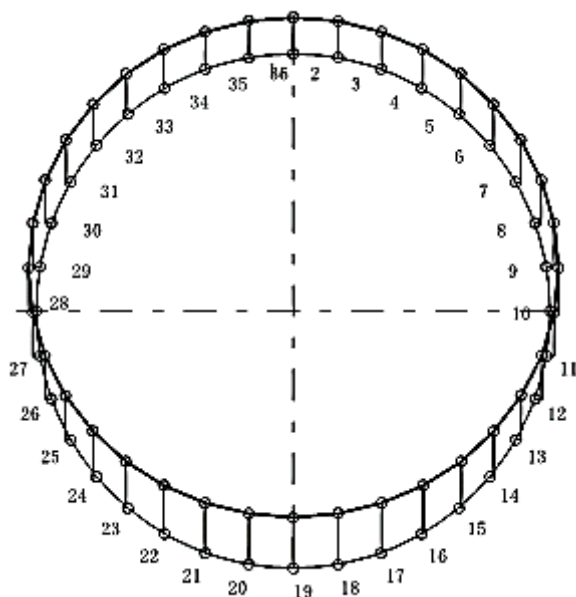


図 2.14.1.6-15 自重による節点

表 2.14.1.6-27 自重による節点変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	0.000823	0.000000	1					
2	0.000001	0.000830	0.000057	1	36	-0.000001	0.000830	-0.000057	1
3	0.000006	0.000849	0.000108	1	35	-0.000006	0.000849	-0.000108	1
4	0.000019	0.000877	0.000147	1	34	-0.000019	0.000877	-0.000147	1
5	0.000041	0.000909	0.000171	1	33	-0.000041	0.000909	-0.000171	1
6	0.000071	0.000939	0.000177	1	32	-0.000071	0.000939	-0.000177	1
7	0.000105	0.000963	0.000162	1	31	-0.000105	0.000963	-0.000162	1
8	0.000137	0.000978	0.000128	1	30	-0.000137	0.000978	-0.000128	1
9	0.000161	0.000985	0.000078	1	29	-0.000161	0.000985	-0.000078	1
10	0.000172	0.000987	0.000016	1	28	-0.000172	0.000987	-0.000016	1
11	0.000168	0.000987	-0.000051	0	27	-0.000168	0.000987	0.000051	0
12	0.000149	0.000993	-0.000113	0	26	-0.000149	0.000993	0.000113	0
13	0.000119	0.001008	-0.000164	0	25	-0.000119	0.001008	0.000164	0
14	0.000083	0.001033	-0.000194	0	24	-0.000083	0.001033	0.000194	0
15	0.000049	0.001067	-0.000199	0	23	-0.000049	0.001067	0.000199	0
16	0.000023	0.001105	-0.000179	0	22	-0.000023	0.001105	0.000179	0
17	0.000007	0.001140	-0.000134	0	21	-0.000007	0.001140	0.000134	0
18	0.000001	0.001164	-0.000072	0	20	-0.000001	0.001164	0.000072	0
19	0.000000	0.001173	0.000000	0					

6.1.8.4 断面力 [自重]

表 2.14.1.6-28 自重による断面力

要素番号	節点番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素番号	節点番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	3.092	-0.656	-1.008	36	1	3.092	0.656	-1.008
1	2	2.933	-0.656	-1.008	36	36	2.933	0.656	-1.008
2	2	2.933	-1.914	-0.586	35	36	2.933	1.914	-0.586
2	3	2.471	-1.914	-0.586	35	35	2.471	1.914	-0.586
3	3	2.471	-3.012	0.233	34	35	2.471	3.012	0.233
3	4	1.744	-3.012	0.233	34	34	1.744	3.012	0.233
4	4	1.744	-3.852	1.402	33	34	1.744	3.852	1.402
4	5	0.814	-3.852	1.402	33	33	0.814	3.852	1.402
5	5	0.814	-4.350	2.849	32	33	0.814	4.350	2.849
5	6	-0.236	-4.350	2.849	32	32	-0.236	4.350	2.849
6	6	-0.236	-4.438	4.488	31	32	-0.236	4.438	4.488
6	7	-1.308	-4.438	4.488	31	31	-1.308	4.438	4.488
7	7	-1.308	-4.070	6.216	30	31	-1.308	4.070	6.216
7	8	-2.290	-4.070	6.216	30	30	-2.290	4.070	6.216
8	8	-2.290	-3.221	7.921	29	30	-2.290	3.221	7.921
8	9	-3.068	-3.221	7.921	29	29	-3.068	3.221	7.921
9	9	-3.068	-1.895	9.487	28	29	-3.068	1.895	9.487
9	10	-3.525	-1.895	9.487	28	28	-3.525	1.895	9.487
10	10	-3.525	-0.134	10.645	27	28	-3.525	0.134	10.645
10	11	-3.558	-0.134	10.645	27	27	-3.558	0.134	10.645
11	11	-3.558	1.850	11.006	26	27	-3.558	-1.850	11.006
11	12	-3.111	1.850	11.006	26	26	-3.111	-1.850	11.006
12	12	-3.111	3.700	10.447	25	26	-3.111	-3.700	10.447
12	13	-2.218	3.700	10.447	25	25	-2.218	-3.700	10.447
13	13	-2.218	5.093	9.124	24	25	-2.218	-5.093	9.124
13	14	-0.988	5.093	9.124	24	24	-0.988	-5.093	9.124
14	14	-0.988	5.793	7.294	23	24	-0.988	-5.793	7.294
14	15	0.410	5.793	7.294	23	23	0.410	-5.793	7.294
15	15	0.410	5.679	5.272	22	23	0.410	-5.679	5.272
15	16	1.781	5.679	5.272	22	22	1.781	-5.679	5.272
16	16	1.781	4.758	3.390	21	22	1.781	-4.758	3.390
16	17	2.930	4.758	3.390	21	21	2.930	-4.758	3.390
17	17	2.930	3.158	1.945	20	21	2.930	-3.158	1.945
17	18	3.692	3.158	1.945	20	20	3.692	-3.158	1.945
18	18	3.692	1.105	1.162	19	20	3.692	-1.105	1.162
18	19	3.959	1.105	1.162	19	19	3.959	-1.105	1.162

6.1.8.5 地盤ばね [外荷重]

地盤ばねは、覆工が地盤内に変位する節点にのみ考慮する。

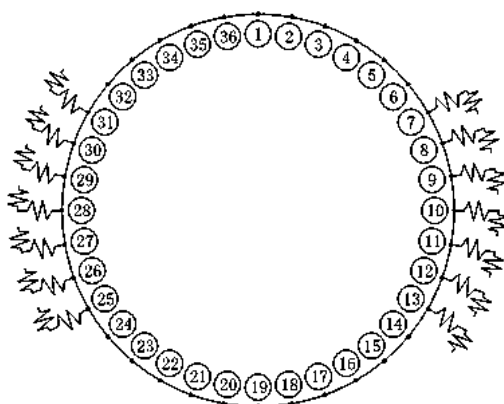


図 2.14.1.6-16 地盤ばね

表 2.14.1.6-29 各節点の地盤ばね

節点 番号	節点 角度 $\theta(^{\circ})$	法線方向バネ kh(kN/m ³)	接線方向バネ ks(kN/m ³)	要素長 ds(m)	1要素長当り 法線方向バネ ds・kh(kN/m ²)	1要素長当り 接線方向バネ ds・ks(kN/m ²)
1	0.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
2	10.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
3	20.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
4	30.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
5	40.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
6	50.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
7	60.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
8	70.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
9	80.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
10	90.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
11	100.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
12	110.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
13	120.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
14	130.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
15	140.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
16	150.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
17	160.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
18	170.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
19	180.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
20	190.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
21	200.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
22	210.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
23	220.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
24	230.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
25	240.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
26	250.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
27	260.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
28	270.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
29	280.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
30	290.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
31	300.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
32	310.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
33	320.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
34	330.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
35	340.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
36	350.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000

6.1.8.6 基本荷重 [外荷重]

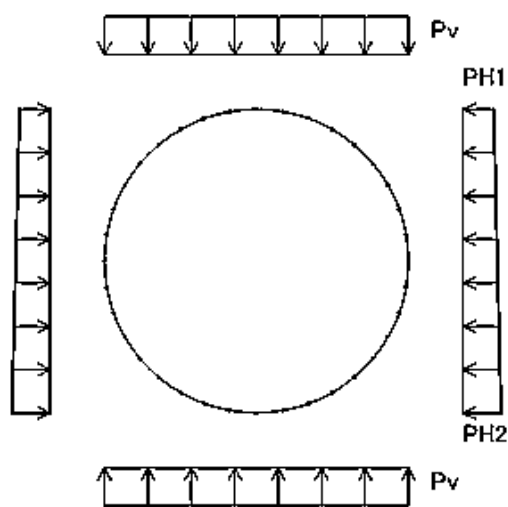


図 2.14.1.6-17 外荷重

表 2.14.1.6-30 外荷重

項 目		単 位	荷 重 値
鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	162.607
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	135.620
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	170.204
底部地盤反力	P_{V2}	kN/m^2	162.607
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	0.000
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	0.000
側部地盤反力	q	kN/m^2	0.000

6.1.8.7 各節点に作用する荷重 [外荷重]

要素長	$ds=0.242\text{m}$
鉛直荷重	$P_{V1}=162.607\text{ kN/m}^2$
頂部水平荷重	$P_{H1}=135.620\text{ kN/m}^2$
底部水平荷重	$P_{H2}=170.204\text{ kN/m}^2$
底部地盤反力	$P_{V2}=162.607\text{ kN/m}^2$
円周単位 m 当り自重	$Wg=4.680\text{ kN/m}^2$
自重による下部反力	$Pg=14.703\text{ kN/m}^2$
側方地盤反力	$q=0.000\text{ kN/m}^2$

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると表 2.14.1.6-31 のとおりとなる。

なお、覆工板内側方向を正としていた荷重座標について、X 方向は右側を正、Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-31 外荷重により各節点に作用する荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	-1.427	-19.554	19	19	1.790	19.554
1	2	-1.429	-19.554	19	20	1.789	19.554
2	2	-4.251	-18.960	20	20	5.303	18.960
2	3	-4.264	-18.960	20	21	5.291	18.960
3	3	-6.988	-17.789	21	21	8.613	17.789
3	4	-7.021	-17.789	21	22	8.581	17.789
4	4	-9.580	-16.079	22	22	11.594	16.079
4	5	-9.640	-16.079	22	23	11.534	16.079
5	5	-11.967	-13.879	23	23	14.137	13.879
5	6	-12.058	-13.879	23	24	14.046	13.879
6	6	-14.082	-11.258	24	24	16.158	11.258
6	7	-14.204	-11.258	24	25	16.036	11.258
7	7	-15.858	-8.295	25	25	17.600	8.295
7	8	-16.007	-8.295	25	26	17.450	8.295
8	8	-17.224	-5.080	26	26	18.434	5.080
8	9	-17.394	-5.080	26	27	18.264	5.080
9	9	-18.117	-1.711	27	27	18.659	1.711
9	10	-18.298	-1.711	27	28	18.478	1.711
10	10	-18.478	1.711	28	28	18.298	-1.711
10	11	-18.659	1.711	28	29	18.117	-1.711
11	11	-18.264	5.080	29	29	17.394	-5.080
11	12	-18.434	5.080	29	30	17.224	-5.080
12	12	-17.450	8.295	30	30	16.007	-8.295
12	13	-17.600	8.295	30	31	15.858	-8.295
13	13	-16.036	11.258	31	31	14.204	-11.258
13	14	-16.158	11.258	31	32	14.082	-11.258
14	14	-14.046	13.879	32	32	12.058	-13.879
14	15	-14.137	13.879	32	33	11.967	-13.879
15	15	-11.534	16.079	33	33	9.640	-16.079
15	16	-11.594	16.079	33	34	9.580	-16.079
16	16	-8.581	17.789	34	34	7.021	-17.789
16	17	-8.613	17.789	34	35	6.988	-17.789
17	17	-5.291	18.960	35	35	4.264	-18.960
17	18	-5.303	18.960	35	36	4.251	-18.960
18	18	-1.789	19.554	36	36	1.429	-19.554
18	19	-1.790	19.554	36	1	1.427	-19.554

6.1.8.8 節点変位 [外荷重]

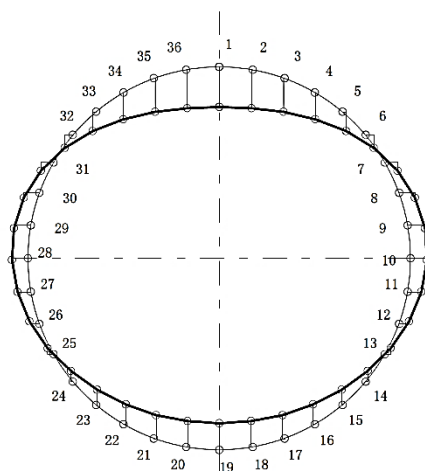


図 2.14.1.6-18 外荷重による節点変

表 2.14.1.6-32 外荷重による節点変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	-0.000247	0.000000	0					
2	-0.000007	-0.000236	0.000083	0	36	0.000007	-0.000236	-0.000083	0
3	-0.000008	-0.000206	0.000151	0	35	0.000008	-0.000206	-0.000151	0
4	0.000002	-0.000165	0.000193	0	34	-0.000002	-0.000165	-0.000193	0
5	0.000023	-0.000120	0.000204	0	33	-0.000023	-0.000120	-0.000204	0
6	0.000050	-0.000080	0.000184	0	32	-0.000050	-0.000080	-0.000184	0
7	0.000077	-0.000050	0.000138	1	31	-0.000077	-0.000050	-0.000138	1
8	0.000097	-0.000031	0.000077	1	30	-0.000097	-0.000031	-0.000077	1
9	0.000105	-0.000019	0.000013	1	29	-0.000105	-0.000019	-0.000013	1
10	0.000100	-0.000010	-0.000046	1	28	-0.000100	-0.000010	0.000046	1
11	0.000084	0.000000	-0.000093	1	27	-0.000084	0.000000	0.000093	1
12	0.000060	0.000016	-0.000125	1	26	-0.000060	0.000016	0.000125	1
13	0.000035	0.000038	-0.000141	1	25	-0.000035	0.000038	0.000141	1
14	0.000012	0.000065	-0.000140	0	24	-0.000012	0.000065	0.000140	0
15	-0.000005	0.000094	-0.000126	0	23	0.000005	0.000094	0.000126	0
16	-0.000013	0.000122	-0.000102	0	22	0.000013	0.000122	0.000102	0
17	-0.000014	0.000145	-0.000071	0	21	0.000014	0.000145	0.000071	0
18	-0.000009	0.000160	-0.000036	0	20	0.000009	0.000160	0.000036	0
19	0.000000	0.000165	0.000000	0					

6.1.8.9 断面力 [外荷重]

表 2.14.1.6-33 外荷重による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	4.585	-1.654	205.444	36	1	4.585	1.654	205.444
1	2	4.186	-1.654	205.444	36	36	4.186	1.654	205.444
2	2	4.186	-4.626	207.091	35	36	4.186	4.626	207.091
2	3	3.069	-4.626	207.091	35	35	3.069	4.626	207.091
3	3	3.069	-6.655	210.081	34	35	3.069	6.655	210.081
3	4	1.463	-6.655	210.081	34	34	1.463	6.655	210.081
4	4	1.463	-7.339	213.873	33	34	1.463	7.339	213.873
4	5	-0.309	-7.339	213.873	33	33	-0.309	7.339	213.873
5	5	-0.309	-6.550	217.803	32	33	-0.309	6.550	217.803
5	6	-1.891	-6.550	217.803	32	32	-1.891	6.550	217.803
6	6	-1.891	-4.461	221.230	31	32	-1.891	4.461	221.230
6	7	-2.967	-4.461	221.230	31	31	-2.967	4.461	221.230
7	7	-2.967	-2.015	223.376	30	31	-2.967	2.015	223.376
7	8	-3.454	-2.015	223.376	30	30	-3.454	2.015	223.376
8	8	-3.454	0.253	224.487	29	30	-3.454	-0.253	224.487
8	9	-3.393	0.253	224.487	29	29	-3.393	-0.253	224.487
9	9	-3.393	2.045	224.660	28	29	-3.393	-2.045	224.660
9	10	-2.899	2.045	224.660	28	28	-2.899	-2.045	224.660
10	10	-2.899	3.182	224.160	27	28	-2.899	-3.182	224.160
10	11	-2.131	3.182	224.160	27	27	-2.131	-3.182	224.160
11	11	-2.131	3.649	223.345	26	27	-2.131	-3.649	223.345
11	12	-1.250	3.649	223.345	26	26	-1.250	-3.649	223.345
12	12	-1.250	3.598	222.558	25	26	-1.250	-3.598	222.558
12	13	-0.381	3.598	222.558	25	25	-0.381	-3.598	222.558
13	13	-0.381	3.305	222.040	24	25	-0.381	-3.305	222.040
13	14	0.416	3.305	222.040	24	24	0.416	-3.305	222.040
14	14	0.416	2.679	221.675	23	24	0.416	-2.679	221.675
14	15	1.063	2.679	221.675	23	23	1.063	-2.679	221.675
15	15	1.063	1.867	221.688	22	23	1.063	-1.867	221.688
15	16	1.514	1.867	221.688	22	22	1.514	-1.867	221.688
16	16	1.514	1.113	221.967	21	22	1.514	-1.113	221.967
16	17	1.782	1.113	221.967	21	21	1.782	-1.113	221.967
17	17	1.782	0.545	222.321	20	21	1.782	-0.545	222.321
17	18	1.914	0.545	222.321	20	20	1.914	-0.545	222.321
18	18	1.914	0.157	222.557	19	20	1.914	-0.157	222.557
18	19	1.952	0.157	222.557	19	19	1.952	-0.157	222.557

6.1.8.10 地盤ばね [内水圧]

地盤ばねは、覆工が地盤内に変位する節点にのみ考慮する。

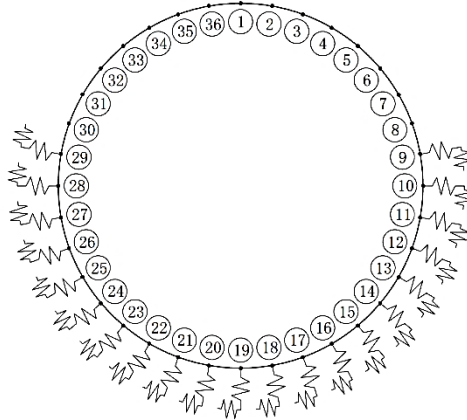


図 2.14.1.6-19 内水圧作用時の地盤

表 2.14.1.6-34 内水圧作用時の各節点の地盤ばね

節点番号	節点角度 $\theta (^{\circ})$	法線方向バネ $kh(kN/m^2)$	接線方向バネ $ks(kN/m^2)$	要素長 $ds(m)$	1要素長当り法線方向バネ $ds \cdot kh(kN/m^2)$	1要素長当り接線方向バネ $ds \cdot ks(kN/m^2)$
1	0.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
2	10.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
3	20.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
4	30.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
5	40.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
6	50.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
7	60.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
8	70.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
9	80.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
10	90.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
11	100.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
12	110.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
13	120.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
14	130.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
15	140.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
16	150.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
17	160.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
18	170.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
19	180.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
20	190.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
21	200.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
22	210.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
23	220.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
24	230.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
25	240.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
26	250.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
27	260.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
28	270.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
29	280.0	50000.000	16666.667	0.242	12086.405	4028.802
30	290.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
31	300.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
32	310.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
33	320.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
34	330.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
35	340.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000
36	350.0	0.000	0.000	0.242	0.000	0.000

6.1.8.11 内水圧 [内水圧]

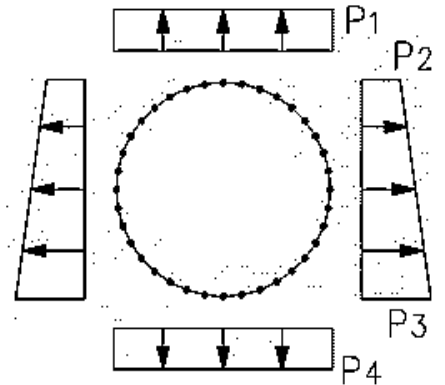


図 2.14.1.6-20 内水圧による荷重

表 2.14.1.6-35 内水圧による荷重

項目		単位	荷重値
頂部内水圧	P ₁	kN/m ²	-187.360
水平上部内水圧	P ₂	kN/m ²	-188.260
水平下部内水圧	P ₃	kN/m ²	-215.960
底部内水圧	P ₄	kN/m ²	-216.860

6.1.8.12 各節点に作用する荷重 [内水圧]

要素長	ds=0.242m
鉛直荷重	P _{V1} =162.607 kN/m ²
頂部水平荷重	P _{H1} =135.620 kN/m ²
底部水平荷重	P _{H2} =170.204 kN/m ²
底部地盤反力	P _{V2} =162.607 kN/m ²
円周単位 m 当り自重	W _g =4.680 kN/m ²
自重による下部反力	P _g =14.703 kN/m ²
側方地盤反力	q=0.000 kN/m ²
内水圧	P ₁ = -187.360 kN/m ²
	P ₂ = -188.260 kN/m ²
	P ₃ = -215.960 kN/m ²
	P ₄ = -216.860 kN/m ²

上記荷重を各節点に作用する荷重成分に分解すると表 2.14.1.6-36 のとおりとなる。
 なお、覆工板内側方向を正としていた荷重座標について、X 方向は右側を正、Y 方向は上側を正に座標変換する。

表 2.14.1.6-36 内水圧による各節点の荷重

要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)	要素番号	節点番号	X方向荷重 (kN/m)	Y方向荷重 (kN/m)
1	1	1.982	22.530	19	19	-2.273	-26.078
1	2	1.983	22.530	19	20	-2.271	-26.078
2	2	5.903	21.846	20	20	-6.745	-25.285
2	3	5.913	21.846	20	21	-6.736	-25.285
3	3	9.686	20.497	21	21	-10.988	-23.725
3	4	9.712	20.497	21	22	-10.961	-23.725
4	4	13.235	18.526	22	22	-14.848	-21.443
4	5	13.283	18.526	22	23	-14.800	-21.443
5	5	16.455	15.992	23	23	-18.193	-18.510
5	6	16.528	15.992	23	24	-18.120	-18.510
6	6	19.251	12.972	24	24	-20.914	-15.015
6	7	19.349	12.972	24	25	-20.816	-15.015
7	7	21.533	9.558	25	25	-22.928	-11.063
7	8	21.653	9.558	25	26	-22.809	-11.063
8	8	23.217	5.854	26	26	-24.186	-6.775
8	9	23.353	5.854	26	27	-24.050	-6.775
9	9	24.232	1.971	27	27	-24.666	-2.282
9	10	24.376	1.971	27	28	-24.521	-2.282
10	10	24.521	-2.282	28	28	-24.376	1.971
10	11	24.666	-2.282	28	29	-24.232	1.971
11	11	24.050	-6.775	29	29	-23.353	5.854
11	12	24.186	-6.775	29	30	-23.217	5.854
12	12	22.809	-11.063	30	30	-21.653	9.558
12	13	22.928	-11.063	30	31	-21.533	9.558
13	13	20.816	-15.015	31	31	-19.349	12.972
13	14	20.914	-15.015	31	32	-19.251	12.972
14	14	18.120	-18.510	32	32	-16.528	15.992
14	15	18.193	-18.510	32	33	-16.455	15.992
15	15	14.800	-21.443	33	33	-13.283	18.526
15	16	14.848	-21.443	33	34	-13.235	18.526
16	16	10.961	-23.725	34	34	-9.712	20.497
16	17	10.988	-23.725	34	35	-9.686	20.497
17	17	6.736	-25.285	35	35	-5.913	21.846
17	18	6.745	-25.285	35	36	-5.903	21.846
18	18	2.271	-26.078	36	36	-1.983	22.530
18	19	2.273	-26.078	36	1	-1.982	22.530

6.1.8.13 節点変位 [内水圧]

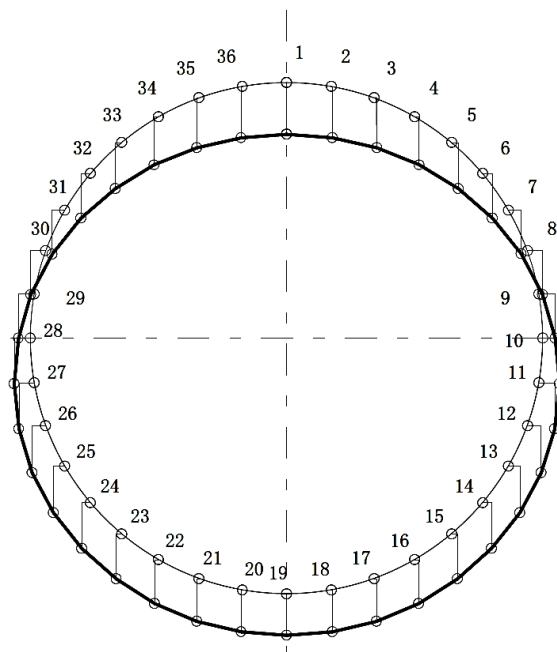


図 2.14.1.6-21 内水圧による変位

表 2.14.1.6-37 内水圧による変位

変位方向=0:セグメント内側に変位
変位方向=1:セグメント外側に変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	変位方向
1	0.000000	-0.000585	0.000000	0					
2	0.000011	-0.000580	0.000052	0	36	-0.000011	-0.000580	-0.000052	0
3	0.000026	-0.000565	0.000097	0	35	-0.000026	-0.000565	-0.000097	0
4	0.000048	-0.000544	0.000130	0	34	-0.000048	-0.000544	-0.000130	0
5	0.000076	-0.000523	0.000147	0	33	-0.000076	-0.000523	-0.000147	0
6	0.000109	-0.000505	0.000143	0	32	-0.000109	-0.000505	-0.000143	0
7	0.000141	-0.000496	0.000119	0	31	-0.000141	-0.000496	-0.000119	0
8	0.000167	-0.000495	0.000078	0	30	-0.000167	-0.000495	-0.000078	0
9	0.000183	-0.000502	0.000029	1	29	-0.000183	-0.000502	-0.000029	1
10	0.000184	-0.000512	-0.000021	1	28	-0.000184	-0.000512	0.000021	1
11	0.000173	-0.000522	-0.000063	1	27	-0.000173	-0.000522	0.000063	1
12	0.000152	-0.000527	-0.000094	1	26	-0.000152	-0.000527	0.000094	1
13	0.000125	-0.000527	-0.000113	1	25	-0.000125	-0.000527	0.000113	1
14	0.000095	-0.000519	-0.000119	1	24	-0.000095	-0.000519	0.000119	1
15	0.000068	-0.000507	-0.000113	1	23	-0.000068	-0.000507	0.000113	1
16	0.000044	-0.000492	-0.000097	1	22	-0.000044	-0.000492	0.000097	1
17	0.000025	-0.000479	-0.000070	1	21	-0.000025	-0.000479	0.000070	1
18	0.000011	-0.000469	-0.000037	1	20	-0.000011	-0.000469	0.000037	1
19	0.000000	-0.000465	0.000000	1					

6.1.8.14 断面力 [内水圧]

表 2.14.1.6-38 内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	2.824	-0.694	-266.439	36	1	2.824	0.694	-266.439
1	2	2.657	-0.694	-266.439	36	36	2.657	0.694	-266.439
2	2	2.657	-2.045	-266.139	35	36	2.657	2.045	-266.139
2	3	2.163	-2.045	-266.139	35	35	2.163	2.045	-266.139
3	3	2.163	-3.261	-265.498	34	35	2.163	3.261	-265.498
3	4	1.376	-3.261	-265.498	34	34	1.376	3.261	-265.498
4	4	1.376	-4.186	-264.485	33	34	1.376	4.186	-264.485
4	5	0.365	-4.186	-264.485	33	33	0.365	4.186	-264.485
5	5	0.365	-4.614	-263.120	32	33	0.365	4.614	-263.120
5	6	-0.749	-4.614	-263.120	32	32	-0.749	4.614	-263.120
6	6	-0.749	-4.313	-261.526	31	32	-0.749	4.313	-261.526
6	7	-1.790	-4.313	-261.526	31	31	-1.790	4.313	-261.526
7	7	-1.790	-3.088	-259.946	30	31	-1.790	3.088	-259.946
7	8	-2.535	-3.088	-259.946	30	30	-2.535	3.088	-259.946
8	8	-2.535	-0.850	-258.734	29	30	-2.535	0.850	-258.734
8	9	-2.741	-0.850	-258.734	29	29	-2.741	0.850	-258.734
9	9	-2.741	1.018	-260.316	28	29	-2.741	-1.018	-260.316
9	10	-2.495	1.018	-260.316	28	28	-2.495	-1.018	-260.316
10	10	-2.495	2.136	-262.353	27	28	-2.495	-2.136	-262.353
10	11	-1.979	2.136	-262.353	27	27	-1.979	-2.136	-262.353
11	11	-1.979	2.629	-264.265	26	27	-1.979	-2.629	-264.265
11	12	-1.344	2.629	-264.265	26	26	-1.344	-2.629	-264.265
12	12	-1.344	2.781	-265.841	25	26	-1.344	-2.781	-265.841
12	13	-0.673	2.781	-265.841	25	25	-0.673	-2.781	-265.841
13	13	-0.673	2.758	-267.203	24	25	-0.673	-2.758	-267.203
13	14	-0.007	2.758	-267.203	24	24	-0.007	-2.758	-267.203
14	14	-0.007	2.607	-268.441	23	24	-0.007	-2.607	-268.441
14	15	0.622	2.607	-268.441	23	23	0.622	-2.607	-268.441
15	15	0.622	2.310	-269.571	22	23	0.622	-2.310	-269.571
15	16	1.180	2.310	-269.571	22	22	1.180	-2.310	-269.571
16	16	1.180	1.837	-270.542	21	22	1.180	-1.837	-270.542
16	17	1.623	1.837	-270.542	21	21	1.623	-1.837	-270.542
17	17	1.623	1.189	-271.263	20	21	1.623	-1.189	-271.263
17	18	1.910	1.189	-271.263	20	20	1.910	-1.189	-271.263
18	18	1.910	0.412	-271.648	19	20	1.910	-0.412	-271.648
18	19	2.010	0.412	-271.648	19	19	2.010	-0.412	-271.648

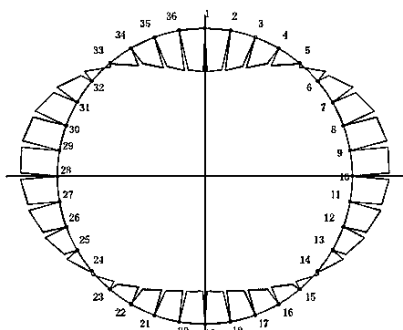
6.1.8.15 断面力 [自重 + 外荷重 + 内水圧]

表 2.14.1.6-39 自重+外荷重+内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	10.501	-3.004	-62.003	36	1	10.501	3.004	-62.003
1	2	9.776	-3.004	-62.003	36	36	9.776	3.004	-62.003
2	2	9.776	-8.585	-59.634	35	36	9.776	8.585	-59.634
2	3	7.703	-8.585	-59.634	35	35	7.703	8.585	-59.634
3	3	7.703	-12.928	-55.184	34	35	7.703	12.928	-55.184
3	4	4.583	-12.928	-55.184	34	34	4.583	12.928	-55.184
4	4	4.583	-15.377	-49.210	33	34	4.583	15.377	-49.210
4	5	0.870	-15.377	-49.210	33	33	0.870	15.377	-49.210
5	5	0.870	-15.514	-42.468	32	33	0.870	15.514	-42.468
5	6	-2.876	-15.514	-42.468	32	32	-2.876	15.514	-42.468
6	6	-2.876	-13.212	-35.808	31	32	-2.876	13.212	-35.808
6	7	-6.065	-13.212	-35.808	31	31	-6.065	13.212	-35.808
7	7	-6.065	-9.173	-30.354	30	31	-6.065	9.173	-30.354
7	8	-8.279	-9.173	-30.354	30	30	-8.279	9.173	-30.354
8	8	-8.279	-3.818	-26.326	29	30	-8.279	3.818	-26.326
8	9	-9.202	-3.818	-26.326	29	29	-9.202	3.818	-26.326
9	9	-9.202	1.168	-26.169	28	29	-9.202	-1.168	-26.169
9	10	-8.919	1.168	-26.169	28	28	-8.919	-1.168	-26.169
10	10	-8.919	5.184	-27.548	27	28	-8.919	-5.184	-27.548
10	11	-7.668	5.184	-27.548	27	27	-7.668	-5.184	-27.548
11	11	-7.668	8.128	-29.914	26	27	-7.668	-8.128	-29.914
11	12	-5.705	8.128	-29.914	26	26	-5.705	-8.128	-29.914
12	12	-5.705	10.079	-32.836	25	26	-5.705	-10.079	-32.836
12	13	-3.272	10.079	-32.836	25	25	-3.272	-10.079	-32.836
13	13	-3.272	11.156	-36.039	24	25	-3.272	-11.156	-36.039
13	14	-0.579	11.156	-36.039	24	24	-0.579	-11.156	-36.039
14	14	-0.579	11.079	-39.472	23	24	-0.579	-11.079	-39.472
14	15	2.095	11.079	-39.472	23	23	2.095	-11.079	-39.472
15	15	2.095	9.856	-42.611	22	23	2.095	-9.856	-42.611
15	16	4.475	9.856	-42.611	22	22	4.475	-9.856	-42.611
16	16	4.475	7.708	-45.185	21	22	4.475	-7.708	-45.185
16	17	6.335	7.708	-45.185	21	21	6.335	-7.708	-45.185
17	17	6.335	4.892	-46.997	20	21	6.335	-4.892	-46.997
17	18	7.516	4.892	-46.997	20	20	7.516	-4.892	-46.997
18	18	7.516	1.674	-47.929	19	20	7.516	-1.674	-47.929
18	19	7.921	1.674	-47.929	19	19	7.921	-1.674	-47.929

6.1.9 断面力算定結果

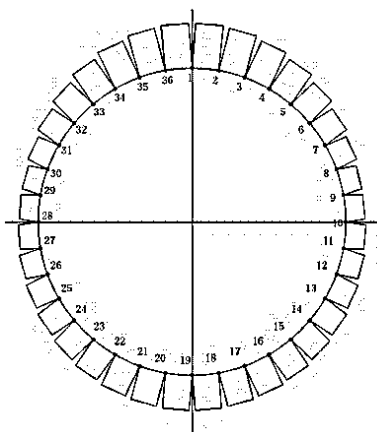
6.1.9.1 断面力図



正最大曲げモーメント = 10.501 (kN・m)

負最大曲げモーメント = -9.202 (kN・m)

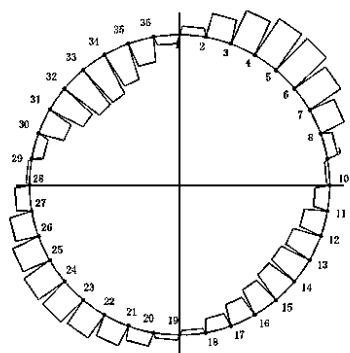
図 2.14.1.6-22 曲げモーメント図



正最大曲げモーメント位置軸力 = -62.003 (kN)

負最大曲げモーメント位置軸力 = -26.326 (kN)

図 2.14.1.6-23 軸力図



最大せん断力 = -15.514 (kN)

図 2.14.1.6-24 せん断力図

6.1.9.2 発進部クリティカルケース 断面力一覧(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-39 より，正曲げモーメント，負曲げモーメント，せん断力の最大値位置で応力度照査を行った結果を表 2.14.1.6-40 に示す。

表 2.14.1.6-40 断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部 クリティカル ケース	曲げモーメント M	10.501	-9.202	0.870
	軸力 N	-62.003	-26.326	-42.468
	せん断力 Q	-3.004	-3.818	-15.514

6.1.9.3 発進部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

覆工板幅 B および曲げモーメントの割増率 ζ を考慮した場合の結果を表 2.14.1.6-41 に示す。

覆工板幅 $B = 1.000 \text{ m}$

曲げモーメント割増率 $\zeta = 25 \%$ (リング当り)

表 2.14.1.6-41 割増率 ζ を考慮した断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部 クリティカル ケース	$M \cdot B \cdot (1+\zeta)$	13.126	-11.503	1.088
	$M \cdot B \cdot (1-\zeta)$	7.876	-6.902	0.653
	$N \cdot B$	-62.003	-26.326	-42.468
	$Q \cdot B$	-3.004	-3.818	-15.514

6.2 最深部・土被り 2D の場合

最深部・土被り 2D の詳細検討内容は、6.1 発進部・土被り 2D の場合の詳細検討内容と同様であるため省略する。

最深部・土被り 2D の地盤条件を図 2.14.1.6-25 に示す。

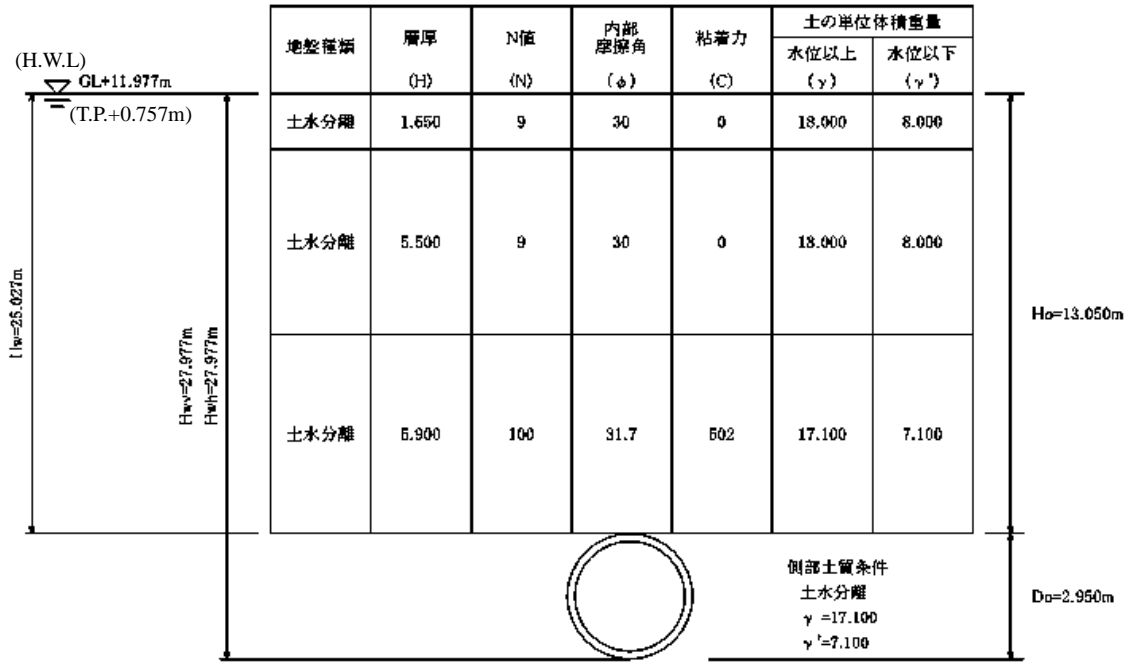


図 2.14.1.6-25 地盤条件

6.2.1 断面力[自重 + 外荷重 + 内水圧]

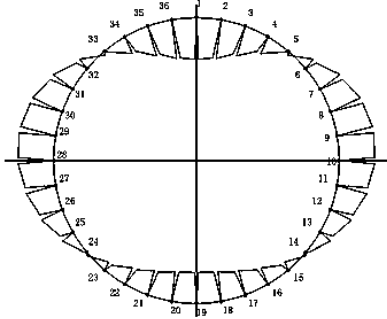
最深部・土被り 2D の断面力の算定結果を表 2.14.1.6-42 に示す。

表 2.14.1.6-42 自重+外荷重+内水圧による断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	10.130	-2.910	-68.015	36	1	10.130	2.910	-68.015
1	2	9.427	-2.910	-68.015	36	36	9.427	2.910	-68.015
2	2	9.427	-8.314	-65.712	35	36	9.427	8.314	-65.712
2	3	7.420	-8.314	-65.712	35	35	7.420	8.314	-65.712
3	3	7.420	-12.517	-61.391	34	35	7.420	12.517	-61.391
3	4	4.398	-12.517	-61.391	34	34	4.398	12.517	-61.391
4	4	4.398	-14.880	-55.589	33	34	4.398	14.880	-55.589
4	5	0.806	-14.880	-55.589	33	33	0.806	14.880	-55.589
5	5	0.806	-14.999	-49.041	32	33	0.806	14.999	-49.041
5	6	-2.815	-14.999	-49.041	32	32	-2.815	14.999	-49.041
6	6	-2.815	-12.747	-42.570	31	32	-2.815	12.747	-42.570
6	7	-5.894	-12.747	-42.570	31	31	-5.894	12.747	-42.570
7	7	-5.894	-8.490	-37.282	30	31	-5.894	8.490	-37.282
7	8	-7.943	-8.490	-37.282	30	30	-7.943	8.490	-37.282
8	8	-7.943	-3.479	-35.220	29	30	-7.943	3.479	-35.220
8	9	-8.783	-3.479	-35.220	29	29	-8.783	3.479	-35.220
9	9	-8.783	1.039	-34.812	28	29	-8.783	-1.039	-34.812
9	10	-8.531	1.039	-34.812	28	28	-8.531	-1.039	-34.812
10	10	-8.531	4.795	-35.844	27	28	-8.531	-4.795	-35.844
10	11	-7.374	4.795	-35.844	27	27	-7.374	-4.795	-35.844
11	11	-7.374	7.687	-37.820	26	27	-7.374	-7.687	-37.820
11	12	-5.518	7.687	-37.820	26	26	-5.518	-7.687	-37.820
12	12	-5.518	9.782	-40.349	25	26	-5.518	-9.782	-40.349
12	13	-3.156	9.782	-40.349	25	25	-3.156	-9.782	-40.349
13	13	-3.156	10.825	-43.430	24	25	-3.156	-10.825	-43.430
13	14	-0.542	10.825	-43.430	24	24	-0.542	-10.825	-43.430
14	14	-0.542	10.662	-46.545	23	24	-0.542	-10.662	-46.545
14	15	2.031	10.662	-46.545	23	23	2.031	-10.662	-46.545
15	15	2.031	9.439	-49.390	22	23	2.031	-9.439	-49.390
15	16	4.310	9.439	-49.390	22	22	4.310	-9.439	-49.390
16	16	4.310	7.359	-51.719	21	22	4.310	-7.359	-51.719
16	17	6.086	7.359	-51.719	21	21	6.086	-7.359	-51.719
17	17	6.086	4.661	-53.355	20	21	6.086	-4.661	-53.355
17	18	7.211	4.661	-53.355	20	20	7.211	-4.661	-53.355
18	18	7.211	1.593	-54.195	19	20	7.211	-1.593	-54.195
18	19	7.596	1.593	-54.195	19	19	7.596	-1.593	-54.195

6.2.2 断面力算定結果

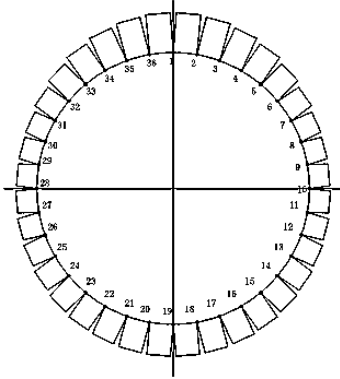
6.2.2.1 断面力図



正最大曲げモーメント = 10.130 (kN・m)

負最大曲げモーメント = -8.783 (kN・m)

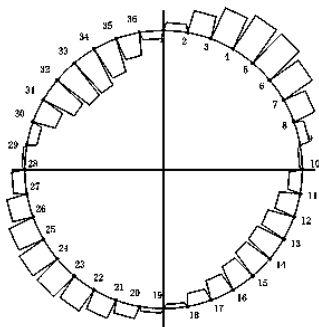
図 2.14.1.6-26 曲げモーメント図



正最大曲げモーメント位置軸力 = -68.015 (kN)

負最大曲げモーメント位置軸力 = -35.220 (kN)

図 2.14.1.6-27 軸力図



最大せん断力 = -14.999 (kN)

図 2.14.1.6-28 せん断力図

6.2.2.2 最深部クリティカルケース 断面力一覧表(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-42 より，正曲げモーメント，負曲げモーメント，せん断力の最大値位置で応力度照査を行った結果を表 2.14.1.6-43 に示す。

表 2.14.1.6-43 断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部 クリティカルケース	曲げモーメント M	10.130	-8.783	0.806
	軸力 N	-68.015	-35.220	-49.041
	せん断力 Q	-2.910	-3.479	-14.999

6.2.2.3 最深部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

覆工板幅 B および曲げモーメントの割増率 ζ を考慮した場合の結果を表 2.14.1.6-44 に示す。

覆工板幅 $B = 1.000 \text{ m}$

曲げモーメント割増率 $\zeta = 25 \%$ (リング当り)

表 2.14.1.6-44 割増率 ζ を考慮した断面力一覧表

ケース		正最大曲げモーメント(kN・m)	負最大曲げモーメント(kN)	最大せん断力(kN)
発進部 クリティカルケース	$M \cdot B \cdot (1+\zeta)$	12.663	-10.979	1.008
	$M \cdot B \cdot (1-\zeta)$	7.598	-6.587	0.605
	$N \cdot B$	-68.015	-35.220	-49.041
	$Q \cdot B$	-2.910	-3.479	-14.999

7. 短期の詳細検討内容

放水トンネルの設計において短期はクリティカルケースではなく、長期がクリティカルケースとなるが、補足として短期におけるクリティカルケースの検討内容を以下に示す。

7.1 発進部・土被り 2D の場合

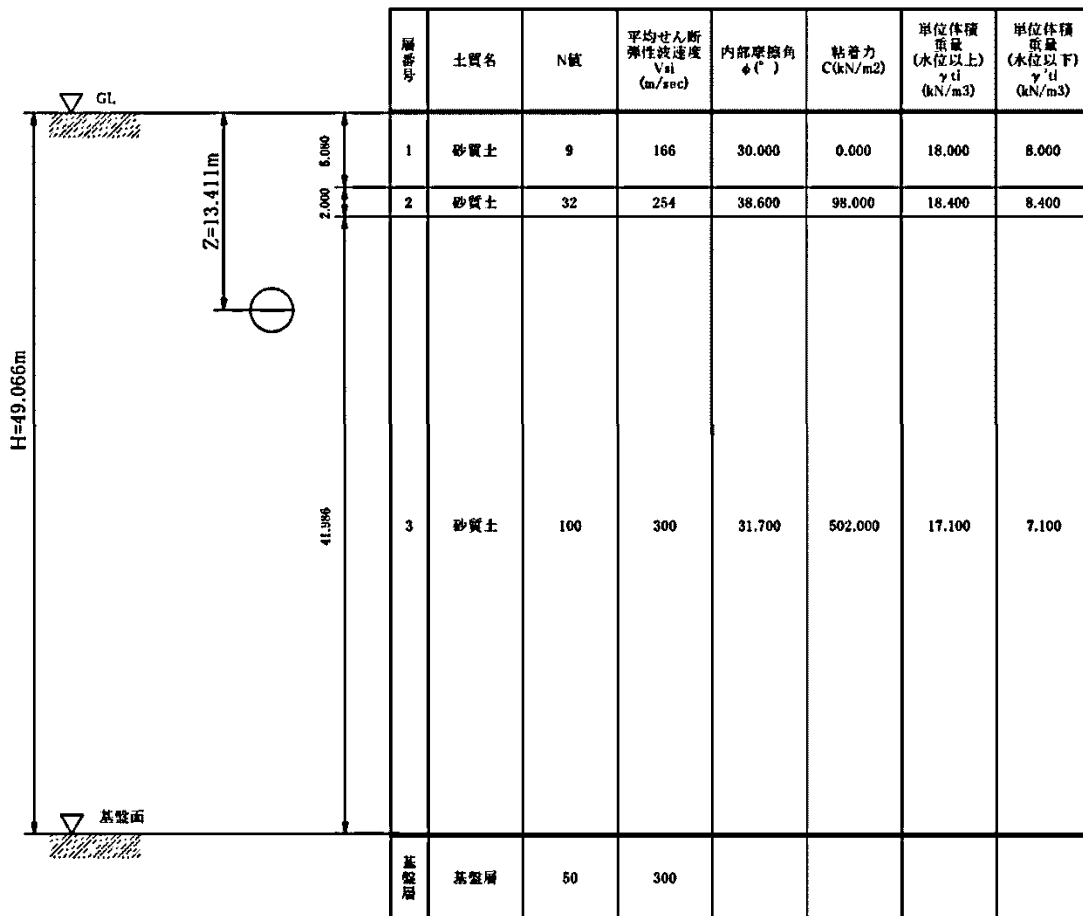


図 2.14.1.6-29 地盤条件

但し、平均せん断弾性波速度 V_{si} (m/s) について、実測値がない為、下式より求めた。
 道路橋示方書・同解説V 耐震設計編」平成 24 年 3 月

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{si} = 50$$

ここに

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分される時の、地表面から i 番目の地層の番号

工学的基盤面の条件より、当該地盤における基盤面位置は G.L.-49.066m の基盤層上面とする

7.1.1 地盤モデル

7.1.1.1 地盤の特性値の算定

地盤の特性値は前項に示した地盤条件を基に以下の式より求めるものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに

T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

上式に各表層地盤条件を入れると次表のとおりとなる。

表 2.14.1.6-45 地盤の特性値

層	土質	各層厚 H_i (m)	N値	各層のせん断 弾性波速度 V_{si} (m/s)	地盤の特性値 $4 \cdot H_i/V_{si}$ (s)
1	砂質土	5.080	9	166	0.122
2	砂岩	2.000	32	254	0.031
3	泥岩	41.986	100	300	0.560
	合計	49.066			0.713

よって、表層地盤の特性値 $T_G = 0.713$ (s)となる。

7.1.1.2 固有周期の算定

表層地盤の固有周期は、地盤の特性値を基準として地震時に生じるせん断ひずみを考慮して以下の式より求める。(日本道路協会『共同溝設計指針』参照)

$$T_s = 1.25 \cdot T_G = 1.25 \times 0.713 = 0.891 \text{ (s)}$$

ここに、

T_s : 表層地盤の固有周期

T_G : 地盤の特性値=0.713(s)

7.1.1.3 設計応答速度の設定

レベル 1 地震動による設計応答速度は、表層地盤の固有周期及び地震活動度の地域区分に応じて求める。地域区分は、建設省告示第 1621 号(昭和 53 年 10 月 20 日)に従っており、地域区分 A, B, C に対する補正係数は 1.0, 0.85, 0.7 としている。

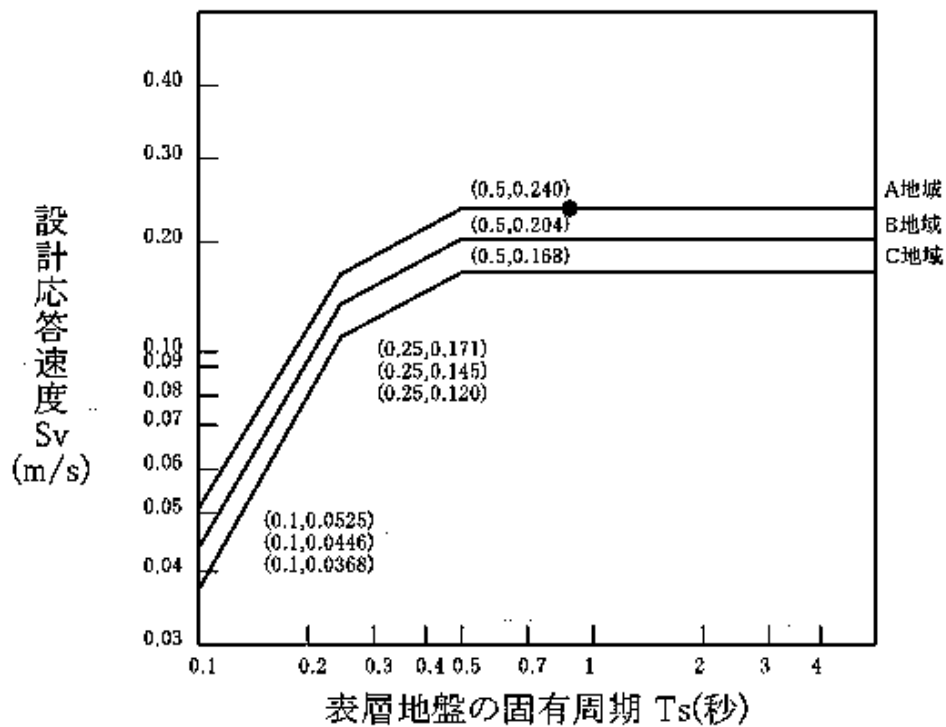


図 2.14.1.6-30 設計応答速度と表層地盤の固有周期

固有周期 $T_s = 0.891 \text{ (s)}$ のときの設計応答速度 S_v は 0.240 (m/s) となる。

7.1.1.4 動的せん断変形係数 G_s の算定 γ_{teq}

$$G_s = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{DS}^2$$

$$\therefore V_{DS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 49.066}{0.891} = 220.3 \text{ (m/s)}$$

$$\therefore G_s = \frac{17.246}{9.8} \cdot 220.3^2 = 85,407 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで,

G_s	:	動的せん断変形係数	(kN/m ²)
g	:	重力加速度	9.8 (m/s ²)
V_{DS}	:	表層地盤のせん断弾性波速度	(m/s)
H	:	表層地盤の厚さ	49.066 (m)
T_s	:	表層地盤の固有周期	0.891 (s)
γ_{teq}	:	表層地盤の換算単位体積重量	(kN/m ³)

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot H_i}{H} = \frac{846.201}{49.066} = 17.246 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

表 2.14.1.6-46 表層地盤の換算単位面積重量

層	土質	各層厚 H _i (m)	土の単位 体積重量 γ _{ti} (kN/m ³)	γ _{ti} ・H _i
1	砂質土	5.080	18.000	91.440
2	砂岩	2.000	18.400	36.800
3	泥岩	41.986	17.100	717.961
	合計			846.201

7.1.2 フレームモデルによるシールド鉛直断面の計算

7.1.2.1 節点座標

覆工板断面力の算定には長期と同様、覆工板周長を下図のとおり36分割したフレームモデルを用い、その節点をX、Y座標で整理する。また、短期断面力は長期断面力と地震時のみの増分荷重による断面力の重ね合わせにより求めるが、この地震時のみの増分荷重による断面力は地盤水平力による地震荷重と周面せん断力により構成される。

$$\text{短期断面力} = (\text{長期断面力}) + (\text{地震時のみの増分荷重による断面力})$$

$$\therefore (\text{地震時のみの増分荷重による断面力}) = (\text{地盤水平力による地震力}) + (\text{周面せん断力})$$

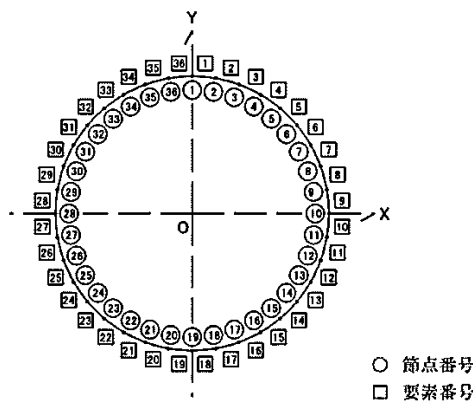


図 2.14.1.6-31 解析モデル(骨組み)

表 2.14.1.6-47 座標と節点

節点番号	X座標(m)	Y座標(m)	節点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	0.0000	1.3850	19	0.0000	-1.3850
2	0.2405	1.3640	20	-0.2405	-1.3640
3	0.4737	1.3015	21	-0.4737	-1.3015
4	0.6925	1.1994	22	-0.6925	-1.1994
5	0.8903	1.0610	23	-0.8903	-1.0610
6	1.0610	0.8903	24	-1.0610	-0.8903
7	1.1994	0.6925	25	-1.1994	-0.6925
8	1.3015	0.4737	26	-1.3015	-0.4737
9	1.3640	0.2405	27	-1.3640	-0.2405
10	1.3850	0.0000	28	-1.3850	0.0000
11	1.3640	-0.2405	29	-1.3640	0.2405
12	1.3015	-0.4737	30	-1.3015	0.4737
13	1.1994	-0.6925	31	-1.1994	0.6925
14	1.0610	-0.8903	32	-1.0610	0.8903
15	0.8903	-1.0610	33	-0.8903	1.0610
16	0.6925	-1.1994	34	-0.6925	1.1994
17	0.4737	-1.3015	35	-0.4737	1.3015
18	0.2405	-1.3640	36	-0.2405	1.3640

7.1.2.2 曲げ剛性

曲げ剛性は下記の通り算出した。

- ・ 弾性係数

$$E_c = 33,000,000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・ 断面積

$$A = b \cdot h = 1.00 \times 0.180 = 0.180 \text{ (m}^2\text{)}$$

- ・ 部材の断面二次モーメント

$$I_{SE} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1.00 \times 0.180^3}{12} = 0.000486 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここで、

b: 部材幅 1.00 (m)

h: 覆工板厚 0.180 (m)

- ・ 覆工の曲げ剛性

$$\begin{aligned} EI &= \eta \cdot E_c \cdot I_{SE} \\ &= 0.80 \times 33,000,000 \times 0.000486 \\ &= 12,830 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

ここで、

E_c : コンクリートの弾性係数 33,000,000 (kN/m²)

η : 曲げ剛性の有効率 80 (%)

7.1.2.3 長期断面力算定

短期断面力の算定に用いる長期の断面力結果を表 2.14.1.6-48 に示す。

表 2.14.1.6-48 長期の断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	0.049	-0.482	182.355	36	1	0.049	0.482	182.355
1	2	-0.068	-0.482	182.355	36	36	-0.068	0.482	182.355
2	2	-0.068	-1.254	182.886	35	36	-0.068	1.254	182.886
2	3	-0.371	-1.254	182.886	35	35	-0.371	1.254	182.886
3	3	-0.371	-1.493	183.798	34	35	-0.371	1.493	183.798
3	4	-0.731	-1.493	183.798	34	34	-0.731	1.493	183.798
4	4	-0.731	-0.973	184.841	33	34	-0.731	0.973	184.841
4	5	-0.966	-0.973	184.841	33	33	-0.966	0.973	184.841
5	5	-0.966	0.366	185.726	32	33	-0.966	-0.366	185.726
5	6	-0.877	0.366	185.726	32	32	-0.877	-0.366	185.726
6	6	-0.877	1.733	185.818	31	32	-0.877	-1.733	185.818
6	7	-0.460	1.733	185.818	31	31	-0.460	-1.733	185.818
7	7	-0.460	2.613	185.642	30	31	-0.460	-2.613	185.642
7	8	0.172	2.613	185.642	30	30	0.172	-2.613	185.642
8	8	0.172	2.823	185.445	29	30	0.172	-2.823	185.445
8	9	0.853	2.823	185.445	29	29	0.853	-2.823	185.445
9	9	0.853	2.329	185.574	28	29	0.853	-2.329	185.574
9	10	1.415	2.329	185.574	28	28	1.415	-2.329	185.574
10	10	1.415	1.286	186.238	27	28	1.415	-1.286	186.238
10	11	1.725	1.286	186.238	27	27	1.725	-1.286	186.238
11	11	1.725	-0.085	187.429	26	27	1.725	0.085	187.429
11	12	1.705	-0.085	187.429	26	26	1.705	0.085	187.429
12	12	1.705	-1.531	189.196	25	26	1.705	1.531	189.196
12	13	1.335	-1.531	189.196	25	25	1.335	1.531	189.196
13	13	1.335	-2.694	191.586	24	25	1.335	2.694	191.586
13	14	0.685	-2.694	191.586	24	24	0.685	2.694	191.586
14	14	0.685	-3.192	194.440	23	24	0.685	3.192	194.440
14	15	-0.086	-3.192	194.440	23	23	-0.086	3.192	194.440
15	15	-0.086	-2.735	197.409	22	23	-0.086	2.735	197.409
15	16	-0.746	-2.735	197.409	22	22	-0.746	2.735	197.409
16	16	-0.746	-2.039	199.670	21	22	-0.746	2.039	199.670
16	17	-1.238	-2.039	199.670	21	21	-1.238	2.039	199.670
17	17	-1.238	-1.279	201.390	20	21	-1.238	1.279	201.390
17	18	-1.547	-1.279	201.390	20	20	-1.547	1.279	201.390
18	18	-1.547	-0.439	202.322	19	20	-1.547	0.439	202.322
18	19	-1.653	-0.439	202.322	19	19	-1.653	0.439	202.322

7.1.3 短期断面力算定

7.1.3.1 フレームモデル

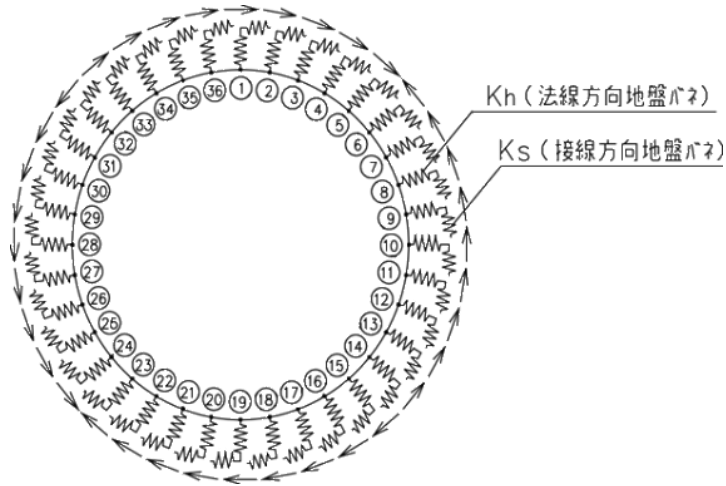


図 2.14.1.6-32 短期断面力算定フレームモデル

各節点の地盤ばね定数 K_h , K_s はそれぞれ次式で求められる。

$$K_h = 3E_D / ((1 + \nu_D) \cdot (5 - 6\nu_D) \cdot R_c)$$

$$K_s = K_h / 3$$

ここで、

ν_D : 表層地盤の動的ポアソン比

R_c : 管軸の図心半径 (m)

E_D : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m^2)

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

G_s : 次頁より, 85407.000 (KN/m^2)

表層地盤の動的ポアソン比は、次式により加重平均をして求める。

$$\nu_D = (H_w \cdot \nu_{D1} + (H_g - H_w) \cdot \nu_{D2}) / H_g$$

ν_{D1} : 地下水以浅の動的ポアソン比

ν_{D2} : 地下水以深の動的ポアソン比

H_w : 地表面からの地下水位 0 (m)

H_g : 表層地盤の厚さ 49.066 (m)

なお ν_{D1} , ν_{D2} は一般に表 2.14.1.6-49 の値をとる。

表 2.14.1.6-49 動的ポアソン比の一般値

地層	vD	備考
沖積層・洪積層	0.45	地下水位以浅
沖積層・洪積層	0.50	地下水位以深
軟岩石	0.40	
硬岩石	0.30	

7.1.3.2 各層の地盤条件

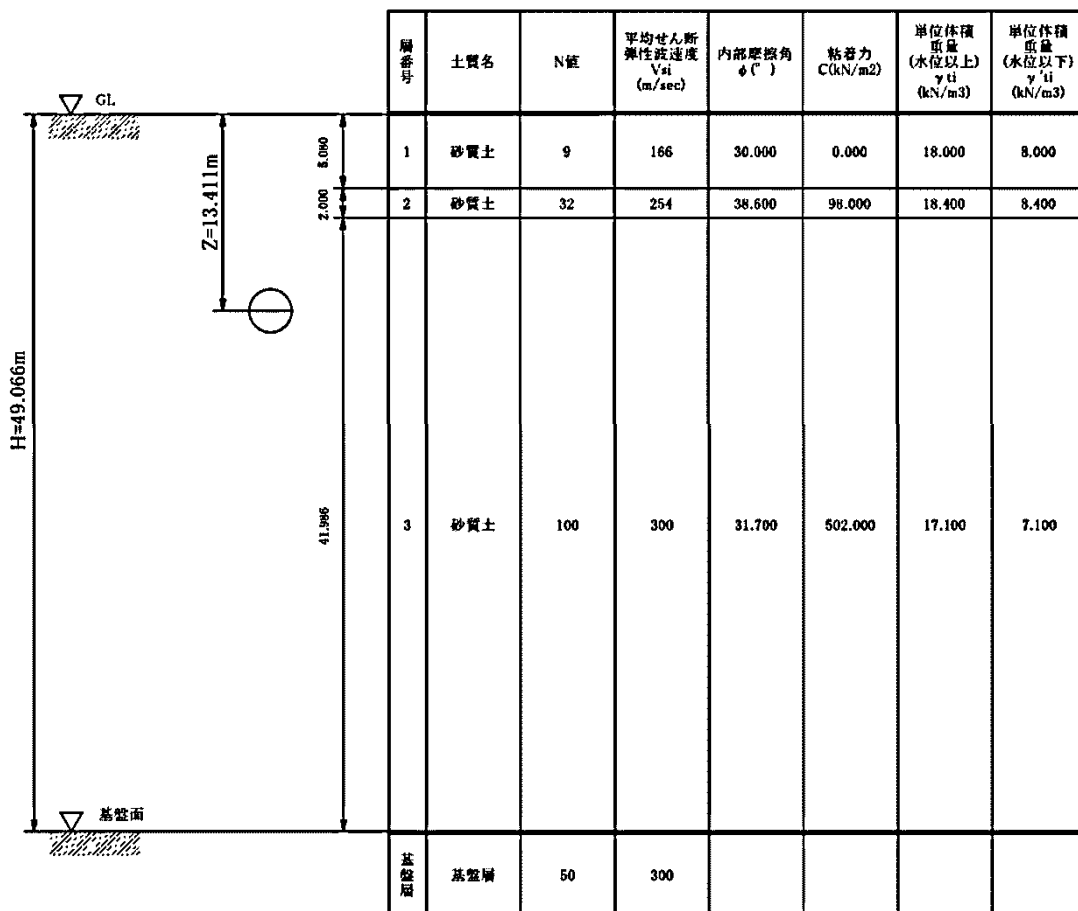


図 2.14.1.6-33 地盤条件

表 2.14.1.6-50 地盤条件

土層	土質名称	層厚	N値	γ	γ'	C	ϕ
1	砂質土	5.080	9	18.000	8.000	0.000	30.000
2	砂岩	2.000	32	18.400	8.400	98.000	38.600
3	泥岩	41.986	100	17.100	7.100	502.000	31.700

表層地盤の動的ポアソン比の算定

$$v_D = (H_w \cdot 0.45 + (H_g - H_w) \cdot 0.50) / H_g \text{ より}$$

$$v_D = (0 \cdot 0.45 + (49.066 - 0) \cdot 0.50) / 49.066$$

$$= 0.500$$

7.1.3.3 各節点の地盤ばね定数

表 2.14.1.6-51 各節点における地盤ばね

節点 番号	土層 番号	動的ポアソン 比 v_D	動的変形係 数 E_D (kN/m^2)	1要素長 差 d_s (m)	K_h (kN/m^3)	K_s (kN/m^3)
1		3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
2	36	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
3	35	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
4	34	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
5	33	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
6	32	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
7	31	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
8	30	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
9	29	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
10	28	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
11	27	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
12	26	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
13	25	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
14	24	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
15	23	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
16	22	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
17	21	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
18	20	3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704
19		3	256221.000	0.2417	184997.112	61665.704

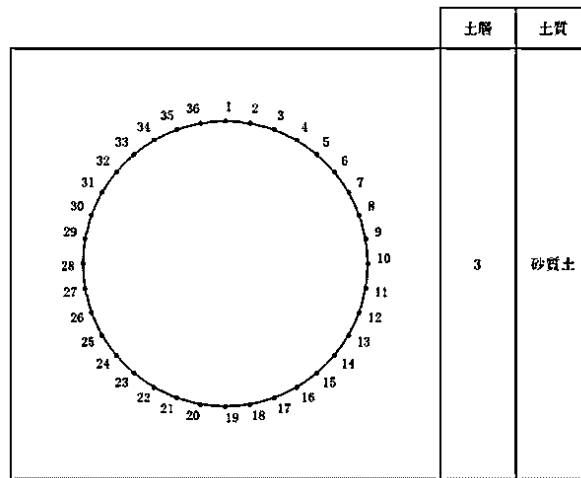


図 2.14.1.6-34 各節点が属する土層

7.1.3.4 地震時における覆工板の法線および接線方向地震力

地盤の応答変位を次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解し求める。

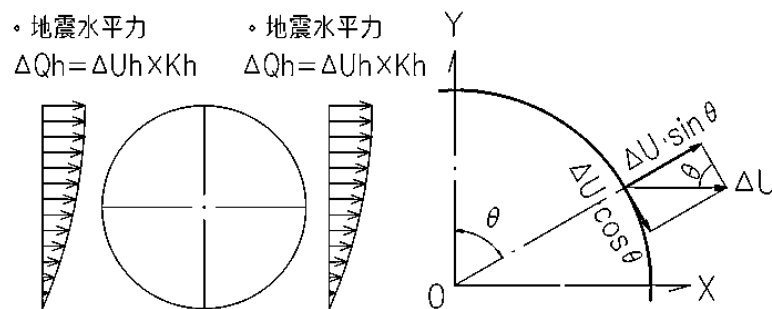


図 2.14.1.6-35 地震時水平力と分力イメージ

a) 地震時水平変位 $U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)$

b) 法線方向成分 = $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)

c) 接線方向成分 = $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)

地震力 q_k および q_j は、法線方向と接線方向に対し各々の地盤ばね定数を乗ずること
で求める。表-52 に各節点における地震力を示す。

a) 法線方向地震力 $q_k = \Delta U \cdot \sin\theta \cdot ds \cdot K_h$ (kN/m)

b) 接線方向地震力 $q_j = \Delta U \cdot \cos\theta \cdot ds \cdot K_s$ (kN/m)

表 2.14.1.6-52 各節点における地震力

節点番号	深度Z (m)	水平変位 Uh(Z) (m)	相対変位 ΔU (m)	法線方向地震変位成分 $\Delta U \cdot \sin\theta$ (m)	接線方向地震変位成分 $\Delta U \cdot \cos\theta$ (m)	1要素長当り 地盤ばね定数 $ds \cdot Kh$ (kN/m ²)	1要素長当り せん断ばね定数 $ds \cdot Ks$ (kN/m ²)	法線方向 地震力 qk (kN/m)	接線方向 地震力 qj (kN/m)
1	12.0260	0.0402	0.0016	0.000000	0.001600	44713.802	14904.601	0.0000	23.8474
2	12.0470	0.0402	0.0016	0.000278	0.001576	44713.802	14904.601	12.4232	23.4851
3	12.1095	0.0401	0.0015	0.000513	0.001410	44713.802	14904.601	22.9395	21.0086
4	12.2116	0.0401	0.0015	0.000750	0.001299	44713.802	14904.601	33.5354	19.3616
5	12.3500	0.0400	0.0014	0.000900	0.001072	44713.802	14904.601	40.2381	15.9846
6	12.5207	0.0399	0.0013	0.000996	0.000836	44713.802	14904.601	44.5286	12.4546
7	12.7185	0.0398	0.0012	0.001039	0.000600	44713.802	14904.601	46.4679	8.9428
8	12.9373	0.0397	0.0011	0.001034	0.000376	44713.802	14904.601	46.2190	5.6074
9	13.1705	0.0395	0.0009	0.000886	0.000156	44713.802	14904.601	39.6310	2.3293
10	13.4110	0.0394	0.0008	0.000800	0.000000	44713.802	14904.601	35.7710	0.0000
11	13.6515	0.0393	0.0007	0.000689	-0.000122	44713.802	14904.601	30.8241	-1.8117
12	13.8847	0.0391	0.0005	0.000470	-0.000171	44713.802	14904.601	21.0086	-2.5488
13	14.1035	0.0390	0.0004	0.000346	-0.000200	44713.802	14904.601	15.4893	-2.9809
14	14.3013	0.0389	0.0003	0.000230	-0.000193	44713.802	14904.601	10.2758	-2.8741
15	14.4720	0.0388	0.0002	0.000129	-0.000153	44713.802	14904.601	5.7483	-2.2835
16	14.6104	0.0387	0.0001	0.000050	-0.000087	44713.802	14904.601	2.2357	-1.2908
17	14.7125	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
18	14.7750	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
19	14.7960	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
20	14.7750	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
21	14.7125	0.0386	0.0000	0.000000	0.000000	44713.802	14904.601	0.0000	0.0000
22	14.6104	0.0387	0.0001	-0.000050	-0.000087	44713.802	14904.601	-2.2357	-1.2908
23	14.4720	0.0388	0.0002	-0.000129	-0.000153	44713.802	14904.601	-5.7483	-2.2835
24	14.3013	0.0389	0.0003	-0.000230	-0.000193	44713.802	14904.601	-10.2758	-2.8741
25	14.1035	0.0390	0.0004	-0.000346	-0.000200	44713.802	14904.601	-15.4893	-2.9809
26	13.8847	0.0391	0.0005	-0.000470	-0.000171	44713.802	14904.601	-21.0086	-2.5488
27	13.6515	0.0393	0.0007	-0.000689	-0.000122	44713.802	14904.601	-30.8241	-1.8117
28	13.4110	0.0394	0.0008	-0.000800	0.000000	44713.802	14904.601	-35.7710	0.0000
29	13.1705	0.0395	0.0009	-0.000886	0.000156	44713.802	14904.601	-39.6310	2.3293
30	12.9373	0.0397	0.0011	-0.001034	0.000376	44713.802	14904.601	-46.2190	5.6074
31	12.7185	0.0398	0.0012	-0.001039	0.000600	44713.802	14904.601	-46.4679	8.9428
32	12.5207	0.0399	0.0013	-0.000996	0.000836	44713.802	14904.601	-44.5286	12.4546
33	12.3500	0.0400	0.0014	-0.000900	0.001072	44713.802	14904.601	-40.2381	15.9846
34	12.2116	0.0401	0.0015	-0.000750	0.001299	44713.802	14904.601	-33.5354	19.3616
35	12.1095	0.0401	0.0015	-0.000513	0.001410	44713.802	14904.601	-22.9395	21.0086
36	12.0470	0.0402	0.0016	-0.000278	0.001576	44713.802	14904.601	-12.4232	23.4851

7.1.3.5 周面せん断力 τ , σ の算定

周面せん断力 τ (τ_x , τ_y) は, 図 2.14.1.6-36 に示す通りシールド外周面に作用するがその大きさは以下の通りとなる。

$$\tau_x = \tau_y = G_s / (\pi \cdot H) \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin(\pi Z / 2H)$$

ここに

G_s : 動的せん断変形係数

H : 表層厚

T_s : 表層地盤の固有周期

Z : 表層面からの深さ

となる。

したがって, 図 2.14.1.6-36 に示される地震時周面せん断力が働いたときに作用する τ , および σ は以下のとおりとなる。

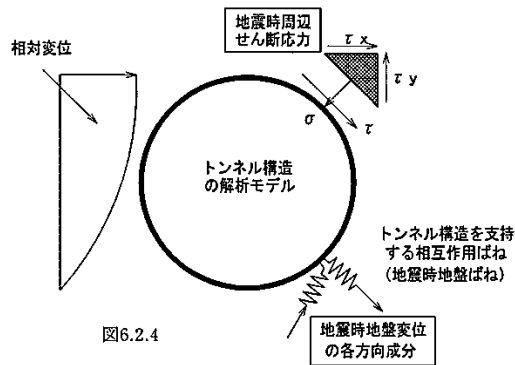


図 2.14.1.6-36 地震時周面せん断力による τ , および σ

$\tau_x = \tau_y$ の時,

$$\tau = (\tau_x - \tau_y) / 2 + (\tau_x + \tau_y) / 2 \cdot \cos 2\theta$$

$$\sigma = -(\tau_x + \tau_y) / 2 \cdot \sin 2\theta$$

但し, 地震時周面せん断力の最大値は

$$\tau_{\max} = C + \sigma_n \cdot \tan \varphi$$

ここに

C : 地盤の粘着力

σ_n : 有効上載圧

φ : 内部摩擦角

となるため, 本値との比較のうえ決定する。

表 2.14.1.6-53 地震時周面せん断力 τ , σ の算定

節点 番号	深度z (m)	土層 番号	層厚 h (m)	γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	σ_n (kN/m ²)	τ_{max} (kN/m ²)	τ_x, τ_y (kN/m ²)	採用 τ_x, τ_y (kN/m ²)	決定 τ 値 (kN/m ²)	決定 σ 値 (kN/m ²)
1	12.0260	3	0.0000	17.1	502	31.7	212.8166	633.4382	44.4969	44.4969	44.4969	0.0000
2	12.0470	3	0.0210	17.1	502	31.7	213.1764	633.6604	44.5709	44.5709	41.8829	-15.2441
3	12.1095	3	0.0625	17.1	502	31.7	214.2449	634.3203	44.7904	44.7904	34.3114	-28.7907
4	12.2116	3	0.1020	17.1	502	31.7	215.9896	635.3979	45.1484	45.1484	22.5742	-39.0997
5	12.3500	3	0.1385	17.1	502	31.7	218.3575	636.8603	45.6336	45.6336	7.9242	-44.9403
6	12.5207	3	0.1707	17.1	502	31.7	221.2766	638.6632	46.2305	46.2305	-8.0278	-45.5282
7	12.7185	3	0.1978	17.1	502	31.7	224.6584	640.7518	46.9202	46.9202	-23.4601	-40.6341
8	12.9373	3	0.2188	17.1	502	31.7	228.3999	643.0626	47.6811	47.6811	-36.5258	-30.6488
9	13.1705	3	0.2332	17.1	502	31.7	232.3875	645.5254	48.4895	48.4895	-45.5652	-16.5844
10	13.4110	3	0.2405	17.1	502	31.7	236.5001	648.0654	49.3204	49.3204	-49.3204	0.0000
11	13.6515	3	0.2405	17.1	502	31.7	240.6127	650.6054	50.1484	50.1484	-47.1241	17.1518
12	13.8847	3	0.2332	17.1	502	31.7	244.6003	653.0682	50.9484	50.9484	-39.0287	32.7490
13	14.1035	3	0.2188	17.1	502	31.7	248.3419	655.3791	51.6964	51.6964	-25.8482	44.7704
14	14.3013	3	0.1978	17.1	502	31.7	251.7236	657.4676	52.3703	52.3703	-9.0940	51.5747
15	14.4720	3	0.1707	17.1	502	31.7	254.6427	659.2705	52.9504	52.9504	9.1947	52.1460
16	14.6104	3	0.1385	17.1	502	31.7	257.0106	660.7330	53.4197	53.4197	26.7098	46.2628
17	14.7125	3	0.1020	17.1	502	31.7	258.7553	661.8105	53.7649	53.7649	41.1863	34.5594
18	14.7750	3	0.0625	17.1	502	31.7	259.8238	662.4704	53.9760	53.9760	50.7208	18.4609
19	14.7960	3	0.0210	17.1	502	31.7	260.1836	662.6927	54.0470	54.0470	54.0470	0.0000
20	14.7750	3	0.0210	17.1	502	31.7	259.8238	662.4704	53.9760	53.9760	50.7208	-18.4609
21	14.7125	3	0.0625	17.1	502	31.7	258.7553	661.8105	53.7649	53.7649	41.1863	-34.5594
22	14.6104	3	0.1020	17.1	502	31.7	257.0106	660.7330	53.4197	53.4197	26.7099	-46.2628
23	14.4720	3	0.1385	17.1	502	31.7	254.6427	659.2705	52.9504	52.9504	9.1947	-52.1460
24	14.3013	3	0.1707	17.1	502	31.7	251.7236	657.4676	52.3703	52.3703	-9.0940	-51.5747
25	14.1035	3	0.1978	17.1	502	31.7	248.3419	655.3791	51.6964	51.6964	-25.8482	-44.7704
26	13.8847	3	0.2188	17.1	502	31.7	244.6003	653.0682	50.9484	50.9484	-39.0287	-32.7490
27	13.6515	3	0.2332	17.1	502	31.7	240.6127	650.6054	50.1484	50.1484	-47.1241	-17.1518
28	13.4110	3	0.2405	17.1	502	31.7	236.5001	648.0654	49.3204	49.3204	-49.3204	0.0000
29	13.1705	3	0.2405	17.1	502	31.7	232.3875	645.5254	48.4895	48.4895	-45.5652	16.5844
30	12.9373	3	0.2332	17.1	502	31.7	228.3999	643.0626	47.6811	47.6811	-36.5258	30.6488
31	12.7185	3	0.2188	17.1	502	31.7	224.6584	640.7518	46.9202	46.9202	-23.4601	40.6341
32	12.5207	3	0.1978	17.1	502	31.7	221.2766	638.6632	46.2305	46.2305	-8.0278	45.5282
33	12.3500	3	0.1707	17.1	502	31.7	218.3575	636.8603	45.6336	45.6336	7.9242	44.9403
34	12.2116	3	0.1385	17.1	502	31.7	215.9896	635.3979	45.1484	45.1484	22.5742	39.0997
35	12.1095	3	0.1020	17.1	502	31.7	214.2449	634.3203	44.7904	44.7904	34.3114	28.7907
36	12.0470	3	0.0625	17.1	502	31.7	213.1764	633.6604	44.5709	44.5709	41.8829	15.2441

ただし、

$$\text{決定 } \tau \text{ 値} = \text{採用 } \tau_x \cdot \cos 2\theta$$

$$\text{決定 } \sigma \text{ 値} = -\text{採用 } \tau_x \cdot \sin 2\theta$$

7.1.4 地盤水平力による地震力と周面せん断力の合成

7.1.4.1 法線方向

法線方向の地震力については法線方向周面せん断力 $\sigma \cdot ds$ が地盤水平力による法線方向地震力に加わる事から $qk + \sigma \cdot ds(kN/m)$ となる。

表 2.14.1.6-54 法線方向の地震力と周面せん断力の合成

節点番号	法線方向 地震力 qk (kN/m)	周面 せん断力 σ (kN/m ²)	1要素 長さ ds (m)	1要素当り 周面せん断力 $\sigma \cdot ds(kN/m)$	法線方向 地震力 $qk+$ 周面せん断力 $\sigma \cdot ds$
1	0.0000	-0.0000	0.2417	0.0000	0.0000
2	12.4232	15.2441	0.2417	3.6845	16.1077
3	22.9395	28.7907	0.2417	6.9587	29.8982
4	33.5354	39.0997	0.2417	9.4504	42.9857
5	40.2381	44.9403	0.2417	10.8621	51.1001
6	44.5286	45.5282	0.2417	11.0042	55.5327
7	46.4679	40.6341	0.2417	9.8213	56.2892
8	46.2190	30.6488	0.2417	7.4078	53.6268
9	39.6310	16.5844	0.2417	4.0084	43.6395
10	35.7710	-0.0000	0.2417	0.0000	35.7710
11	30.8241	-17.1518	0.2417	-4.1456	26.6786
12	21.0086	-32.7490	0.2417	-7.9154	13.0932
13	15.4893	-44.7704	0.2417	-10.8210	4.6683
14	10.2758	-51.5747	0.2417	-12.4656	-2.1898
15	5.7483	-52.1460	0.2417	-12.6037	-6.8554
16	2.2357	-46.2628	0.2417	-11.1817	-8.9460
17	0.0000	-34.5594	0.2417	-8.3530	-8.3530
18	0.0000	-18.4609	0.2417	-4.4620	-4.4620
19	0.0000	-0.0000	0.2417	0.0000	0.0000
20	0.0000	18.4609	0.2417	4.4620	4.4620
21	0.0000	34.5594	0.2417	8.3530	8.3530
22	-2.2357	46.2628	0.2417	11.1817	8.9460
23	-5.7483	52.1460	0.2417	12.6037	6.8554
24	-10.2758	51.5747	0.2417	12.4656	2.1898
25	-15.4893	44.7704	0.2417	10.8210	-4.6683
26	-21.0086	32.7490	0.2417	7.9154	-13.0932
27	-30.8241	17.1518	0.2417	4.1456	-26.6786
28	-35.7710	-0.0000	0.2417	0.0000	-35.7710
29	-39.6310	-16.5844	0.2417	-4.0084	-43.6395
30	-46.2190	-30.6488	0.2417	-7.4078	-53.6268
31	-46.4679	-40.6341	0.2417	-9.8213	-56.2892
32	-44.5286	-45.5282	0.2417	-11.0042	-55.5327
33	-40.2381	-44.9403	0.2417	-10.8621	-51.1001
34	-33.5354	-39.0997	0.2417	-9.4504	-42.9857
35	-22.9395	-28.7907	0.2417	-6.9587	-29.8982
36	-12.4232	-15.2441	0.2417	-3.6845	-16.1077

7.1.4.2 接線方向

接線方向の地震力については接線方向周面せん断力 $\tau \cdot ds$ が地盤水平力による接線方向地震力に加わる事から $qj + \tau \cdot ds$ (kN/m)となる。

表 2.14.1.6-55 接線方向の地震力と周面せん断力の合成

節点番号	接線方向 地震力qj (kN/m)	周面 せん断力 τ (kN/m ²)	1要素長差ds (m)	1要素当り周面 せん断力 $\tau \cdot ds$ (kN/m)	接線方向地震力 qj+ 周面せん断力 $\tau \cdot ds$
1	23.8474	44.4969	0.2417	10.7549	34.6023
2	23.4851	41.8829	0.2417	10.1231	33.6082
3	21.0086	34.3114	0.2417	8.2931	29.3017
4	19.3616	22.5742	0.2417	5.4562	24.8178
5	15.9846	7.9242	0.2417	1.9153	17.8999
6	12.4546	-8.0278	0.2417	-1.9403	10.5143
7	8.9428	-23.4601	0.2417	-5.6703	3.2725
8	5.6074	-36.5258	0.2417	-8.8283	-3.2209
9	2.3293	-45.5652	0.2417	-11.0131	-8.6838
10	0.0000	-49.3204	0.2417	-11.9207	-11.9207
11	-1.8117	-47.1241	0.2417	-11.3899	-13.2016
12	-2.5488	-39.0287	0.2417	-9.4332	-11.9821
13	-2.9809	-25.8482	0.2417	-6.2475	-9.2284
14	-2.8741	-9.0940	0.2417	-2.1980	-5.0722
15	-2.2835	9.1947	0.2417	2.2224	-0.0611
16	-1.2908	26.7098	0.2417	6.4558	5.1650
17	0.0000	41.1863	0.2417	9.9547	9.9547
18	0.0000	50.7208	0.2417	12.2592	12.2592
19	0.0000	54.0470	0.2417	13.0632	13.0632
20	0.0000	50.7208	0.2417	12.2592	12.2592
21	0.0000	41.1863	0.2417	9.9547	9.9547
22	-1.2908	26.7099	0.2417	6.4558	5.1650
23	-2.2835	9.1947	0.2417	2.2224	-0.0611
24	-2.8741	-9.0940	0.2417	-2.1980	-5.0722
25	-2.9809	-25.8482	0.2417	-6.2475	-9.2284
26	-2.5488	-39.0287	0.2417	-9.4332	-11.9821
27	-1.8117	-47.1241	0.2417	-11.3899	-13.2016
28	0.0000	-49.3204	0.2417	-11.9207	-11.9207
29	2.3293	-45.5652	0.2417	-11.0131	-8.6838
30	5.6074	-36.5258	0.2417	-8.8283	-3.2209
31	8.9428	-23.4601	0.2417	-5.6703	3.2725
32	12.4546	-8.0278	0.2417	-1.9403	10.5143
33	15.9846	7.9242	0.2417	1.9153	17.8999
34	19.3616	22.5742	0.2417	5.4562	24.8178
35	21.0086	34.3114	0.2417	8.2931	29.3017
36	23.4851	41.8829	0.2417	10.1231	33.6082

7.1.5 地震時のみの節点変位

地震時のみの増分荷重による節点変位を表 2.14.1.6-56 に示す。なお、地震時のみの増分荷重による変位は、法線方向せん断力および法線方向地震力ならびに、接線方向せん断力および接線方向地震力を放水トンネルのフレームモデルに与えて解いている。

表 2.14.1.6-56 地震時のみの節点変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)
1	0.001520	0.000000	0.000437				
2	0.001529	0.000102	0.000395	36	0.001529	-0.000102	0.000395
3	0.001549	0.000181	0.000272	35	0.001549	-0.000181	0.000272
4	0.001567	0.000222	0.000084	34	0.001567	-0.000222	0.000084
5	0.001561	0.000217	-0.000150	33	0.001561	-0.000217	-0.000150
6	0.001513	0.000171	-0.000402	32	0.001513	-0.000171	-0.000402
7	0.001408	0.000100	-0.000643	31	0.001408	-0.000100	-0.000643
8	0.001244	0.000025	-0.000844	30	0.001244	-0.000025	-0.000844
9	0.001030	-0.000032	-0.000978	29	0.001030	0.000032	-0.000978
10	0.000786	-0.000053	-0.001030	28	0.000786	0.000053	-0.001030
11	0.000541	-0.000032	-0.000995	27	0.000541	0.000032	-0.000995
12	0.000321	0.000026	-0.000874	26	0.000321	-0.000026	-0.000874
13	0.000150	0.000104	-0.000678	25	0.000150	-0.000104	-0.000678
14	0.000038	0.000180	-0.000434	24	0.000038	-0.000180	-0.000434
15	-0.000015	0.000230	-0.000171	23	-0.000015	-0.000230	-0.000171
16	-0.000022	0.000238	0.000081	22	-0.000022	-0.000238	0.000081
17	-0.000004	0.000196	0.000289	21	-0.000004	-0.000196	0.000289
18	0.000017	0.000110	0.000427	20	0.000017	-0.000110	0.000427
19	0.000027	0.000000	0.000474				

7.1.6 地震時のみの断面力

地震時のみの増分荷重による断面力を表2.14.1.6-57に示す。なお、地震時のみの増分荷重による断面力は、法線方向せん断力および法線方向地震力ならびに、接線方向せん断力および接線方向地震力を放水トンネルのフレームモデルに与えて解いている。

表 2.14.1.6-57 地震時のみの断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力Q (kN)	軸力N (kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力Q (kN)	軸力N (kN)
1	1	0.000	-18.718	7.631	36	1	0.000	-18.718	-7.631
1	2	-4.519	-18.718	7.631	36	36	4.519	-18.718	-7.631
2	2	-4.519	-16.356	22.171	35	36	4.519	-16.356	-22.171
2	3	-8.468	-16.356	22.171	35	35	8.468	-16.356	-22.171
3	3	-8.468	-12.917	33.289	34	35	8.468	-12.917	-33.289
3	4	-11.586	-12.917	33.289	34	34	11.586	-12.917	-33.289
4	4	-11.586	-7.024	41.304	33	34	11.586	-7.024	-41.304
4	5	-13.282	-7.024	41.304	33	33	13.282	-7.024	-41.304
5	5	-13.282	-0.744	44.142	32	33	13.282	-0.744	-44.142
5	6	-13.461	-0.744	44.142	32	32	13.461	-0.744	-44.142
6	6	-13.461	5.564	41.684	31	32	13.461	5.564	-41.684
6	7	-12.118	5.564	41.684	31	31	12.118	5.564	-41.684
7	7	-12.118	11.735	34.211	30	31	12.118	11.735	-34.211
7	8	-9.285	11.735	34.211	30	30	9.285	11.735	-34.211
8	8	-9.285	17.672	22.385	29	30	9.285	17.672	-22.385
8	9	-5.018	17.672	22.385	29	29	5.018	17.672	-22.385
9	9	-5.018	18.811	7.331	28	29	5.018	18.811	-7.331
9	10	-0.477	18.811	7.331	28	28	0.477	18.811	-7.331
10	10	-0.477	19.295	-8.760	27	28	0.477	19.295	8.760
10	11	4.181	19.295	-8.760	27	27	-4.181	19.295	8.760
11	11	4.181	19.008	-24.426	26	27	-4.181	19.008	24.426
11	12	8.770	19.008	-24.426	26	26	-8.770	19.008	24.426
12	12	8.770	13.604	-37.296	25	26	-8.770	13.604	37.296
12	13	12.054	13.604	-37.296	25	25	-12.054	13.604	37.296
13	13	12.054	7.529	-45.936	24	25	-12.054	7.529	45.936
13	14	13.872	7.529	-45.936	24	24	-13.872	7.529	45.936
14	14	13.872	0.880	-49.330	23	24	-13.872	0.880	49.330
14	15	14.084	0.880	-49.330	23	23	-14.084	0.880	49.330
15	15	14.084	-6.071	-46.891	22	23	-14.084	-6.071	46.891
15	16	12.619	-6.071	-46.891	22	22	-12.619	-6.071	46.891
16	16	12.619	-12.785	-38.566	21	22	-12.619	-12.785	38.566
16	17	9.532	-12.785	-38.566	21	21	-9.532	-12.785	38.566
17	17	9.532	-18.406	-24.905	20	21	-9.532	-18.406	24.905
17	18	5.089	-18.406	-24.905	20	20	-5.089	-18.406	24.905
18	18	5.089	-21.077	-8.601	19	20	-5.089	-21.077	8.601
18	19	0.000	-21.077	-8.601	19	19	0.000	-21.077	8.601

7.1.7 短期変位

長期荷重による変位と地震時のみの増分荷重による変位を足し合わせた変位 (=短期変位) を表 2.14.1.6-58 に示す。

表 2.14.1.6-58 短期変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)
1	0.001781	-0.000390	0.000437				
2	0.001783	-0.000271	0.000531	36	0.001796	-0.000475	0.000258
3	0.001807	-0.000144	0.000525	35	0.001812	-0.000506	0.000020
4	0.001847	-0.000035	0.000416	34	0.001807	-0.000478	-0.000249
5	0.001883	0.000035	0.000215	33	0.001760	-0.000398	-0.000516
6	0.001890	0.000057	-0.000052	32	0.001656	-0.000284	-0.000752
7	0.001844	0.000038	-0.000353	31	0.001493	-0.000161	-0.000932
8	0.001729	-0.000003	-0.000648	30	0.001279	-0.000052	-0.001039
9	0.001545	-0.000042	-0.000895	29	0.001035	0.000022	-0.001061
10	0.001307	-0.000053	-0.001064	28	0.000786	0.000053	-0.000996
11	0.001041	-0.000020	-0.001137	27	0.000562	0.000043	-0.000853
12	0.000780	0.000058	-0.001105	26	0.000383	0.000006	-0.000642
13	0.000555	0.000172	-0.000970	25	0.000266	-0.000036	-0.000385
14	0.000387	0.000299	-0.000753	24	0.000210	-0.000062	-0.000114
15	0.000287	0.000410	-0.000481	23	0.000205	-0.000051	0.000140
16	0.000246	0.000480	-0.000187	22	0.000230	0.000005	0.000348
17	0.000249	0.000493	0.000093	21	0.000263	0.000102	0.000485
18	0.000270	0.000445	0.000323	20	0.000286	0.000225	0.000530
19	0.000287	0.000348	0.000474				

7.1.8 短期断面力

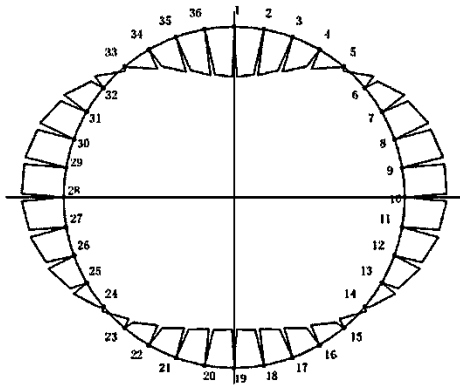
長期荷重による断面力と地震時のみの増分荷重による断面力を足し合わせた断面力(=短期断面力)を表 2.14.1.6-59 に示す。

表 2.14.1.6-59 短期断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモー メントM(kN· m)	せん断 力Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモー メントM (kN·m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	7.677	-21.028	212.067	36	1	7.677	-16.408	196.805
1	2	2.600	-21.028	212.067	36	36	11.638	-16.408	196.805
2	2	2.600	-22.896	228.676	35	36	11.638	-9.816	184.334
2	3	-2.928	-22.896	228.676	35	35	14.008	-9.816	184.334
3	3	-2.928	-22.584	243.603	34	35	14.008	-3.250	177.025
3	4	-8.379	-22.584	243.603	34	34	14.793	-3.250	177.025
4	4	-8.379	-18.215	256.579	33	34	14.793	4.167	173.971
4	5	-12.777	-18.215	256.579	33	33	13.787	4.167	173.971
5	5	-12.777	-11.644	264.794	32	33	13.787	10.156	176.510
5	6	-15.588	-11.644	264.794	32	32	11.334	10.156	176.510
6	6	-15.588	-3.335	267.402	31	32	11.334	14.463	184.034
6	7	-16.393	-3.335	267.402	31	31	7.843	14.463	184.034
7	7	-16.393	5.650	263.803	30	31	7.843	17.820	195.381
7	8	-15.029	5.650	263.803	30	30	3.541	17.820	195.381
8	8	-15.029	14.704	254.793	29	30	3.541	20.640	210.023
8	9	-11.479	14.704	254.793	29	29	-1.443	20.640	210.023
9	9	-11.479	18.961	241.478	28	29	-1.443	18.661	226.816
9	10	-6.901	18.961	241.478	28	28	-5.947	18.661	226.816
10	10	-6.901	22.343	226.045	27	28	-5.947	16.247	243.565
10	11	-1.508	22.343	226.045	27	27	-9.870	16.247	243.565
11	11	-1.508	24.507	209.925	26	27	-9.870	13.509	258.777
11	12	4.409	24.507	209.925	26	26	-13.131	13.509	258.777
12	12	4.409	20.902	195.709	25	26	-13.131	6.306	270.301
12	13	9.455	20.902	195.709	25	25	-14.653	6.306	270.301
13	13	9.455	15.927	185.228	24	25	-14.653	-0.869	277.100
13	14	13.300	15.927	185.228	24	24	-14.444	-0.869	277.100
14	14	13.300	9.352	179.639	23	24	-14.444	-7.592	278.299
14	15	15.557	9.352	179.639	23	23	-12.611	-7.592	278.299
15	15	15.557	1.475	180.069	22	23	-12.611	-13.617	273.851
15	16	15.914	1.475	180.069	22	22	-9.324	-13.617	273.851
16	16	15.914	-6.914	186.791	21	22	-9.324	-18.656	263.923
16	17	14.244	-6.914	186.791	21	21	-4.820	-18.656	263.923
17	17	14.244	-14.703	199.361	20	21	-4.820	-22.109	249.171
17	18	10.695	-14.703	199.361	20	20	0.517	-22.109	249.171
18	18	10.695	-19.815	215.118	19	20	0.517	-22.339	232.320
18	19	5.911	-19.815	215.118	19	19	5.911	-22.339	232.320

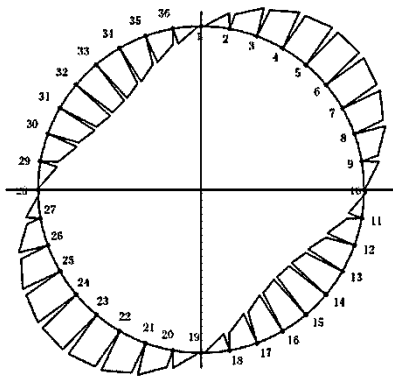
7.1.9 断面力図

7.1.9.1 曲げモーメント図



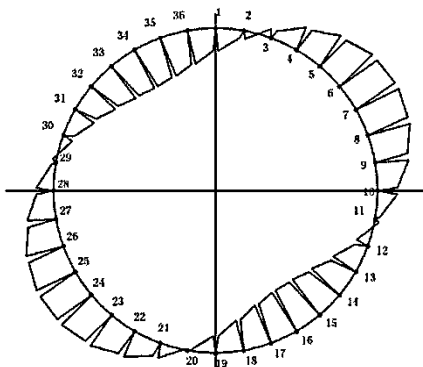
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント = 7.677 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント = -6.461 (kN·m)

図 2.14.1.6-37 長期曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 14.084 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント = -14.084 (kN·m)

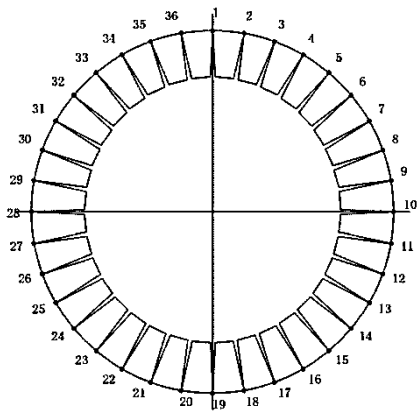
図 2.14.1.6-38 地震時のみの曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =15
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =16
 正の最大曲げモーメント = 15.914 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント = -16.393 (kN·m)

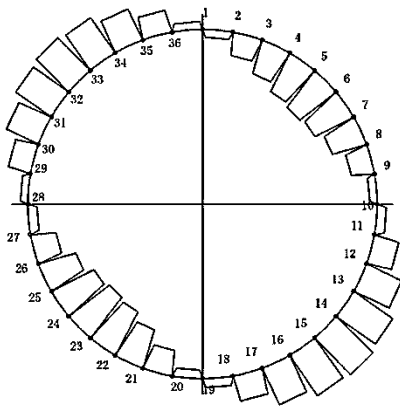
図 2.14.1.6-39 短期曲げモーメント

7.1.9.2 軸力図



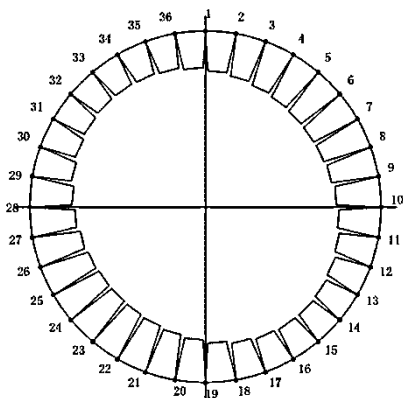
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 232.408 (kN・m)

図 2.14.1.6-40 長期軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = -49.330 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 46.891 (kN・m)

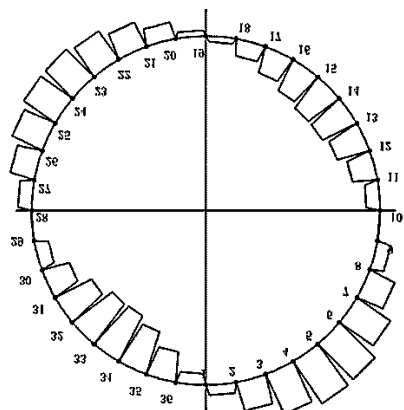
図 2.14.1.6-41 地震時のみの軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =15
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =16
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 180.069 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 263.803 (kN・m)

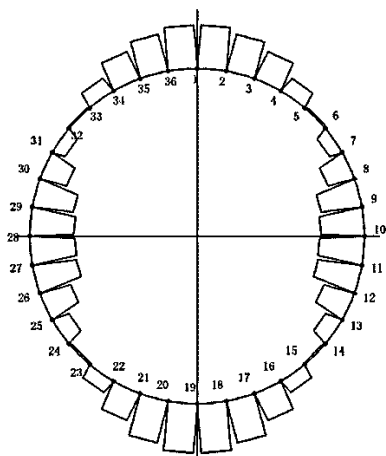
図 2.14.1.6-42 短期軸力

7.1.9.3 せん断力図



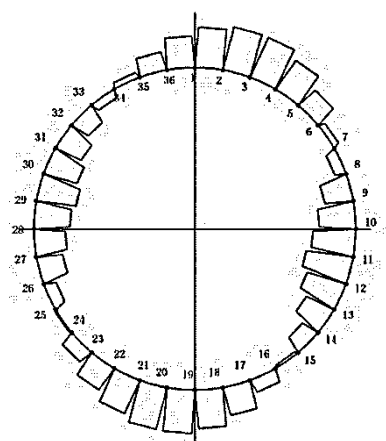
最大せん断力が発生する要素 =4
 最大せん断力が発生する節点 =4
 最大せん断力 = -11.191 (kN)

図 2.14.1.6-43 長期せん断力



最大せん断力が発生する要素 =18
 最大せん断力が発生する節点 =18
 最大せん断力 = -21.077 (kN)

図 2.14.1.6-44 地震時のみのせん断力



最大せん断力が発生する要素 =11
 最大せん断力が発生する節点 =11
 最大せん断力 = 24.507 (kN)

図 2.14.1.6-45 短期せん断力

7.1.9.4 発進部クリティカルケース 断面力一覧(単位 m 当り)

表 2.14.1.6-59 より, 正曲げモーメント, 負曲げモーメント, せん断力の最大値位置で応力度照査を行った結果を表 2.14.1.6-60 に示す。

表 2.14.1.6-60 断面力一覧表(単位 m 当り)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	15	16	15.914	180.069	1.475
-Mmax	7	7	-16.393	263.803	5.650
Qmax	11	11	-1.508	209.925	24.507

これを 1 リング当り断面力に換算する。

$$M=M \cdot B \cdot (1+\zeta)$$

$$N=N \cdot B$$

$$Q=Q \cdot B$$

ここで,

B: 覆工板幅 1.000 (m)

ζ: 曲げモーメント割増率 25(%)

表 2.14.1.6-61 割増率ζを考慮した断面力一覧表(1 リング当たり断面力)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	15	16	19.892	180.069	1.475
-Mmax	7	7	-20.491	263.803	5.650
Qmax	11	11	-1.885	209.925	24.507

7.1.9.5 応力度の算定一覧表

表 2.14.1.6-62 応力度照査

検討位置		正最大曲げ位置		負最大曲げ位置		最大せん断位置		
節点番号		16		7		11		
断面寸法	B	m	1.000		1.000		1.000	
	h	m	0.180		0.180		0.180	
断面力	M	kN・m	19.892		-20.491		-1.885	
	N	kN	180.069		263.803		209.925	
	Q	kN	1.475		5.650		24.507	
引張側有効高	d	mm	120		120		120	
引張側鉄筋量	As	cm ²	22.9200		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d'	mm	60		60		60	
圧縮側鉄筋量	As'	cm ²	15.8880		22.9200		22.9200	
ヤング係数比	n	-	15		15		15	
応力度	e	mm	110		78		9	
	Ai	mm ²	238212		238212		238212	
	u	mm	91		89		89	
	Ii	mm ⁴ /Ring	537,970,442		537,970,442		537,970,442	
	Ki	mm	25		25		25	
	f	mm	112		76		8	
	応力状態		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		全圧縮	
	χ	mm	80.3		83.7		—	
	σc	N/mm ²	6.2	OK	6.4	OK	1.2	OK
	σs	N/mm ²	45.9	OK	41.7	OK	—	—
	σs'	N/mm ²	23.5	OK	27.2	OK	15.0	OK
	τc	N/mm ²	0.014	OK	0.054	OK	0.235	OK
	許容応力度	σca	N/mm ²	24		24		24
σsa		N/mm ²	300		300		300	
τα		N/mm ²	1.1		1.1		1.1	

7.2 最深部・土被り 2D の場合

最深部・土被り 2D の検討内容の記載は、発進部・土被り 2D の検討内容と同様であるため省略し、地盤条件を図 2.14.1.6-46 に示す。

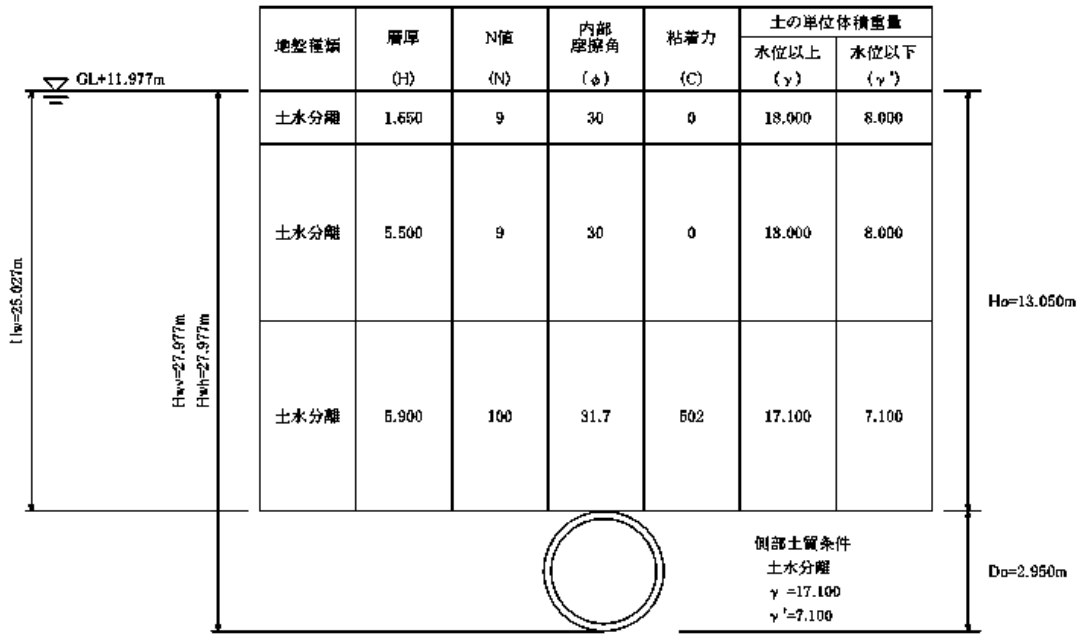


図 2.14.1.6-46 地盤条件

7.2.1 短期断面力

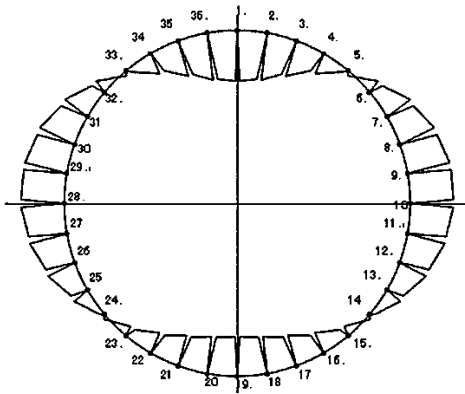
長期荷重による断面力と地震時のみの増分荷重による断面力を足し合わせた断面力(=短期変断面力)を表 2.14.1.6-63 に示す。

表 2.14.1.6-63 短期断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断Q (kN)	軸力N (kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断Q (kN)	軸力N (kN)
1	1	7.826	-24.663	391.718	36	1	7.826	-20.033	374.538
1	2	1.872	-24.663	391.718	36	36	12.662	-20.033	374.538
2	2	1.872	-26.306	410.120	35	36	12.662	-13.178	360.206
2	3	-4.479	-26.306	410.120	35	35	15.843	-13.178	360.206
3	3	-4.479	-25.411	426.632	34	35	15.843	-5.937	351.192
3	4	-10.614	-25.411	426.632	34	34	17.276	-5.937	351.192
4	4	-10.614	-20.115	440.708	33	34	17.276	2.579	346.892
4	5	-15.470	-20.115	440.708	33	33	16.654	2.579	346.892
5	5	-15.470	-12.012	449.463	32	33	16.654	10.366	348.761
5	6	-18.370	-12.012	449.463	32	32	14.152	10.366	348.761
6	6	-18.370	-1.420	451.868	31	32	14.152	17.312	356.410
6	7	-18.714	-1.420	451.868	31	31	9.972	17.312	356.410
7	7	-18.714	7.405	446.775	30	31	9.972	20.193	369.253
7	8	-16.925	7.405	446.775	30	30	5.097	20.193	369.253
8	8	-16.925	16.762	436.057	29	30	5.097	23.078	385.619
8	9	-12.879	16.762	436.057	29	29	-0.475	23.078	385.619
9	9	-12.879	22.243	420.769	28	29	-0.475	22.113	404.441
9	10	-7.508	22.243	420.769	28	28	-5.812	22.113	404.441
10	10	-7.508	27.531	402.990	27	28	-5.812	21.357	423.644
10	11	-0.863	27.531	402.990	27	27	-10.969	21.357	423.644
11	11	-0.863	28.183	384.699	26	27	-10.969	16.757	441.165
11	12	5.942	28.183	384.699	26	26	-15.014	16.757	441.165
12	12	5.942	24.163	368.702	25	26	-15.014	8.631	454.604
12	13	11.776	24.163	368.702	25	25	-17.098	8.631	454.604
13	13	11.776	19.075	356.498	24	25	-17.098	1.459	462.752
13	14	16.380	19.075	356.498	24	24	-17.450	1.459	462.752
14	14	16.380	9.593	350.817	23	24	-17.450	-7.829	464.139
14	15	18.696	9.593	350.817	23	23	-15.560	-7.829	464.139
15	15	18.696	-0.271	351.998	22	23	-15.560	-15.595	459.086
15	16	18.631	-0.271	351.998	22	22	-11.795	-15.595	459.086
16	16	18.631	-9.898	360.080	21	22	-11.795	-21.722	447.956
16	17	16.241	-9.898	360.080	21	21	-6.551	-21.722	447.956
17	17	16.241	-18.373	374.386	20	21	-6.551	-25.791	431.596
17	18	11.805	-18.373	374.386	20	20	-0.325	-25.791	431.596
18	18	11.805	-23.863	392.148	19	20	-0.325	-26.385	412.812
18	19	6.045	-23.863	392.148	19	19	6.045	-26.385	412.812

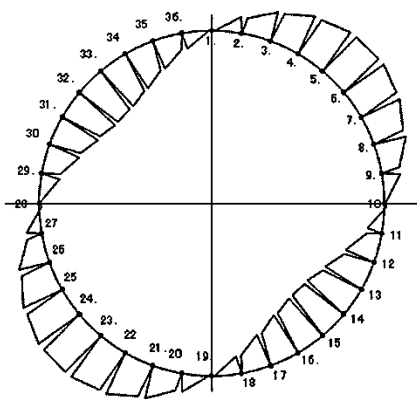
7.2.2 断面力図

7.2.2.1 曲げモーメント図



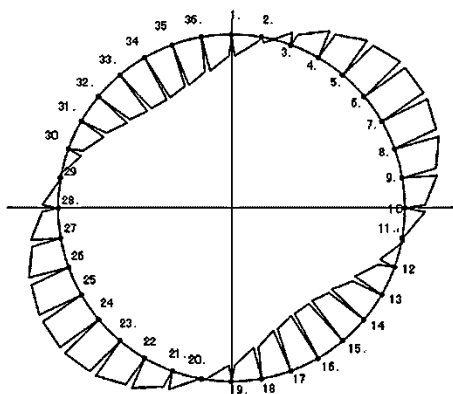
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント = 7.826 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント = -6.677 (kN・m)

図 2.14.1.6-47 長期曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 17.128 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント = -17.128 (kN・m)

図 2.14.1.6-48 地震時のみの曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント = 18.696 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント = -18.714 (kN・m)

図 2.14.1.6-49 短期曲げモーメント

7.2.2.2 軸力図

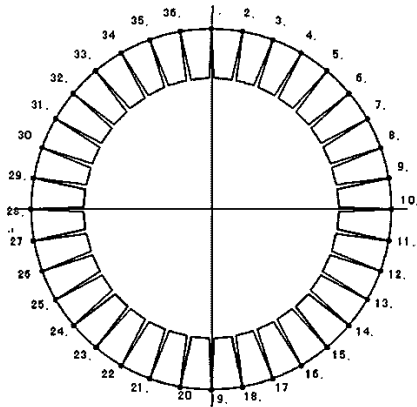


図 2.14.1.6-50 長期軸力

正の最大曲げモーメントが発生する要素 =1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =186.238 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =410.838 (kN・m)

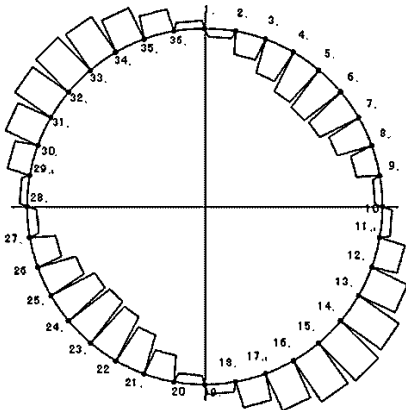


図 2.14.1.6-51 地震時のみの軸力

正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =-56.661 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =22
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =23
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =53.544 (kN・m)

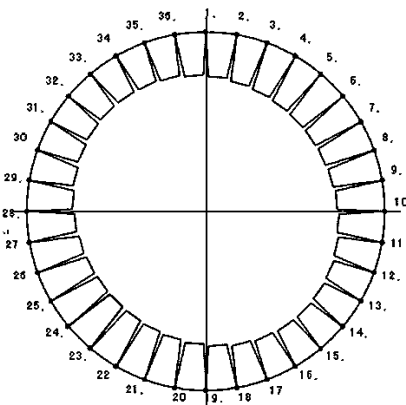
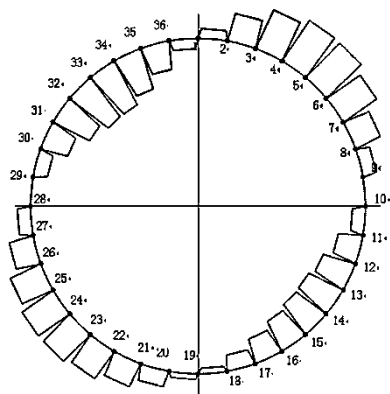


図 2.14.1.6-52 短期軸力

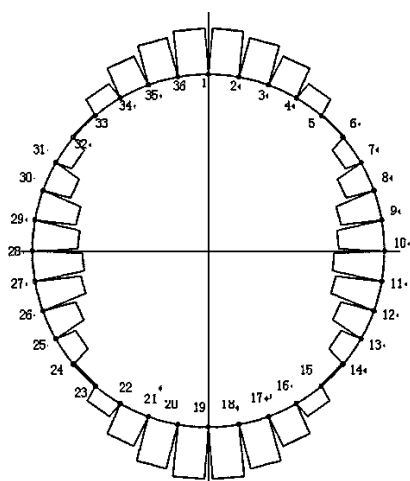
正の最大曲げモーメントが発生する要素 =14
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 =15
 正の最大曲げモーメント位置軸力 =350.817 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 =7
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 =7
 負の最大曲げモーメント位置軸力 =446.775 (kN・m)

7.2.2.3 せん断力図



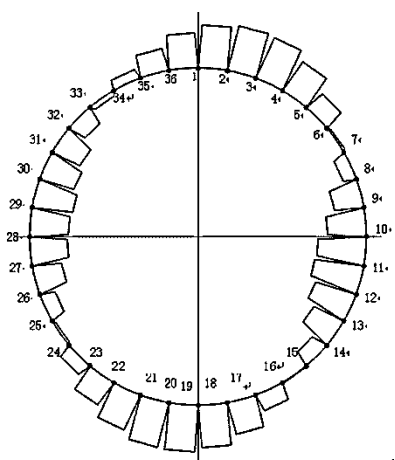
最大せん断力が発生する要素 =4
 最大せん断力が発生する節点 =4
 最大せん断力 = -11.347 (kN)

図 2.14.1.6-53 長期せん断力



最大せん断力が発生する要素 =18
 最大せん断力が発生する節点 =18
 最大せん断力 = -25.0124 (kN)

図 2.14.1.6-54 地震時のみのせん断力



最大せん断力が発生する要素 =11
 最大せん断力が発生する節点 =11
 最大せん断力 = 28.183 (kN)

図 2.14.1.6-55 短期せん断力

7.2.2.4 最深部クリティカルケース 断面力一覧表(単位 m 当たり)

表 2.14.1.6-63 より, 正曲げモーメント, 負曲げモーメント, せん断力の最大値位置で応力度照査を行った結果を表 2.14.1.6-64 に示す。

表 2.14.1.6-64 断面力一覧表(単位m当たり)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	18.696	350.817	9.593
-Mmax	7	7	-18.714	446.775	7.405
Qmax	11	11	-0.863	384.699	28.183

7.2.2.5 最深部クリティカルケース 断面力一覧表(曲げモーメントの割増率 ζ を考慮)

これを1リング当り断面力に換算する。

$$M=M \cdot B \cdot (1+\zeta)$$

$$N=N \cdot B$$

$$Q=Q \cdot B$$

ここで,

B: 覆工板幅 1.000 (m)

ζ : 曲げモーメント割増率 25(%)

表 2.14.1.6-65 割増率 ζ を考慮した断面力一覧表(1 リング当たり断面力)

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	23.370	350.817	9.593
-Mmax	7	7	-23.392	446.775	7.405
Qmax	11	11	-1.079	384.699	28.183

7.2.2.6 応力度の算定一覧表

表 2.14.1.6-66 応力度照査

検討位置			正最大曲げ位置		負最大曲げ位置		最大せん断位置	
節点番号			15		7		11	
断面寸法	B	m	1.000		1.000		1.000	
	h	m	0.180		0.180		0.180	
断面力	M	kN・m	23.370		-23.392		-1.079	
	N	kN	350.817		446.775		384.699	
	Q	kN	9.593		7.405		28.183	
引張側有効高	d	mm	120		120		120	
引張側鉄筋量	As	cm ²	22.9200		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d'	mm	60		60		60	
圧縮側鉄筋量	As'	cm ²	15.8880		22.9200		22.9200	
ヤング係数比	n	-	15		15		15	
応力度	e	mm	67		52		3	
	Ai	mm ²	238, 212		238, 212		238, 212	
	u	mm	91		89		89	
	Ii	mm ⁴	537970442		537970442		537970442	
	Ki	mm	25		25		25	
	f	mm	68		51		1	
	応力状態		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		全圧縮	
	χ	mm	97.3		107.2		-	
	σ _c	N/mm ²	7.0	OK	6.8	OK	1.8	OK
	σ _s	N/mm ²	24.5	OK	12.2	OK	-	-
	σ _{s'}	N/mm ²	40.3	OK	44.9	OK	25.0	OK
	τ _c	N/mm ²	0.092	OK	0.071	OK	0.270	OK
	許容応力度	σ _{ca}	N/mm ²	24		24		24
σ _{sa}		N/mm ²	300		300		300	
τ _a		N/mm ²	1.1		1.1		1.1	

8. 耐久性の照査

8.1 曲げひび割れ幅

ひび割れに対する照査は、各検討部位の発生曲げひび割れ幅 w が許容曲げひび割れ幅 w_a 以下であることを確認する。照査式を下記に示す。なお、照査式および許容ひび割れ幅はコンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会に基づき設定する。

$$w / w_a \leq 1.0$$

算定式を以下に示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \varphi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right]$$

w : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数。

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり (mm) ・ ・ ・ ・ 主鉄筋までのかぶりとする

c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)

φ : 引張鉄筋径で、最小鉄筋の公称径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

表 2.14.1.6-67 曲げひび割れ幅の照査条件

項目	単位	覆工板の内面(通水側)	覆工板の外側(地山側)
ϕ	mm	19	16
cs	mm	140	
n	段	1	
f _c	N/mm ²	42	
k ₁	-	1.00	
k ₂	-	0.94	
k ₃	-	1.00	
c	mm	50.5	52
σ_{se}	N/mm ²	64.1	65.6
E _s	N/mm ²	200000	
ϵ'_{csd}	-	0.00015	

表 2.14.1.6-68 曲げひび割れ幅の照査結果

検討部位	発生曲げひび割れ幅 (mm)	許容曲げひび割れ幅 (mm)	発生曲げひび割れ幅/ 許容曲げひび割れ幅
覆工板 (発進部)	0.14	0.18	0.76
覆工板 (最深部)	0.15	0.18	0.84

8.2 塩害

塩害に対する照査では、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計値 C_d を算定し、鋼材腐食発生限界濃度 C_{lim} に達していないことを確認する。照査式を下記に示す。ひび割れの照査と同様に、「コンクリート標準示方書（設計編；2017年制定）（公社）土木学会」に基づき設定する。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

γ_i ：構造物係数（=1.0 とする）

耐久性照査に用いる設計条件は表 2.14.1.6-69 の値を用いる。

表 2.14.1.6-69 耐久性照査に用いる設計条件

		放水トンネル
耐用年数	(年)	30
表面 塩化物イオン	C_0 (kg/m ³)	9.0
腐食発生限界濃度	C_{lim} (kg/m ³)	2.19
拡散係数	D_k (cm/年)	0.052

- ・与えられた環境条件のもと、塩害の照査を満足するために、かぶりの設計値 cd と塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d の組合せを適切に設定する。
- ・設定した設計拡散係数 D_d 満足させるために、曲げひび割れ幅 w とコンクリートの水セメント比 W/C の組合せを適切に設定する。

設計拡散係数 D_d は次式で算定する。

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \lambda \cdot \left(\frac{w}{l}\right) \cdot D_0$$

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値

λ : ひび割れの存在が拡散係数に及ぼす影響を表す係数

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数

w : ひび割れ幅 (mm)

表 2.14.1.6-70 塩害に対する照査結果

検討部位	鉄筋位置における 塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	鉄筋腐食発生限界濃度 (kg/m ³)	鉄筋位置における塩 化物イオン濃度/鉄筋 腐食発生限界濃度
覆工板 (発進部)	1.81	2.19	0.83
覆工板 (最深部)	2.02	2.19	0.92