

二次覆工一体型RCセグメント(外径 3400mm)の設計

常時計算例(仕上がり内径 3000)

1. 設計概要

1-1 荷重算定についての地盤の分類

セグメント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にし、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。

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 : 土被りがセグメント外径 D_0 の2倍以下 ($2D_0 \geq H_0$) … 全土被り重量
土被りがセグメント外径 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、これがセグメント外径の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。

1-1、1-2 共に公益社団法人日本下水道協会『シールド工用標準セグメント』第1章総説より抜粋。

1-3 設計条件



1-4 側方土圧係数 及び地盤反力kの選定

側方土圧係数 及び地盤反力係数kについては、表 - 1に示す『シールド工事中標準セグメント』(日本下水道協会)ならびに表 - 2に示す『トンネル標準示方書(シールド編)』(土木学会)に準じて揚げられた、kの組合せ表より選択する。

表 - 1 側方土圧係数()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(MN/m ³)	10	20	40	80	k(MN/m ³)	0	2.5	5.0	10
0.4					0.6				
0.5					0.7				
0.6					0.8				
0.7					0.9				

表 - 2 側方土圧係数()及び地盤反力係数(k)

地盤の分類	土の工学的分類		k(MN/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 N
	締まった砂質土	0.45 ~ 0.55	10 ~ 30	15 N < 30
	ゆるい砂質土	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
土水一体地盤	中位の粘性土	0.55 ~ 0.65	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

原則的に下水道協会の『シールド工事中標準セグメント』では表 - 1の 印の組合せ数値で考えられている。(表 - 2については土水の取扱いが明確でないため、参考値として示している。)

これより = 0.40
 k = 40 (MN/m³) とする。

2. 設計条件

2-1 セグメント形状

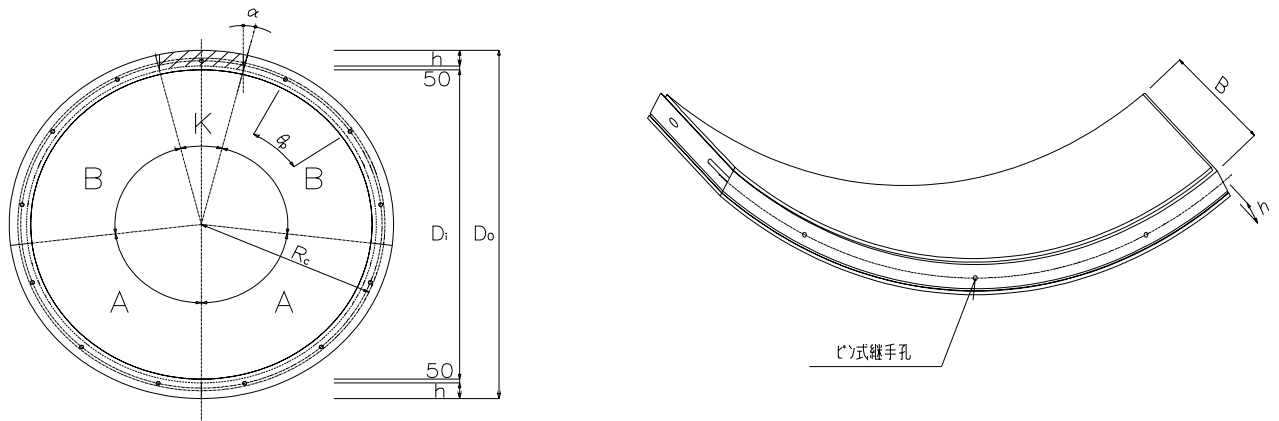


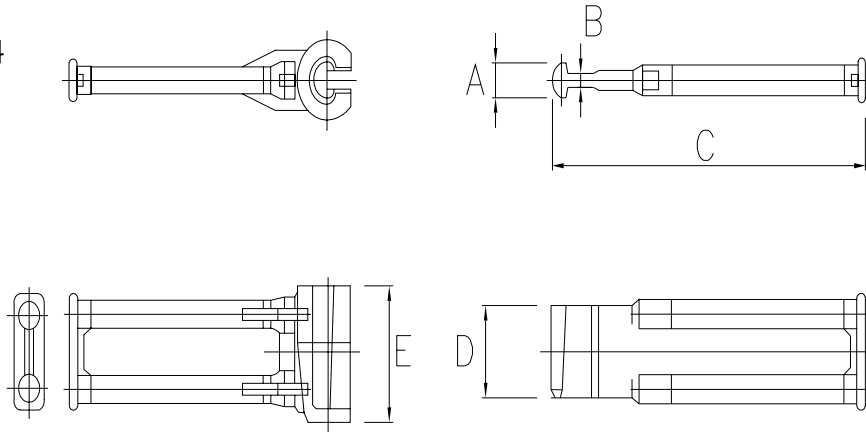
図-2.1.1 セグメント形状

項目		単位	諸元値
外径	D_0	mm	3400
内径(防食層外)	D_i	mm	3100
内径(防食層内)	D_i'	mm	3000
セグメント幅	B	mm	1200
セグメント厚	h	mm	150
セグメント厚(防食層含む)	h'	mm	200
図心半径(防食層内)	$R_{c'}$	mm	1600.0
ボルトサークル径	D_P	mm	3200
継手角度		°	0
分割数	n_{sg}	分割	5
セグメント自重	W_g	kN/m	51.080

(2)継手仕様
1) セグメント継手

セグメント継手については各種継手が開発されているが、本計算では嵌合継手方式の条件を用いる。

参考図 東京都参考資料



継手部応力度照査に用いる条件は次のとおり

アンカー筋諸元

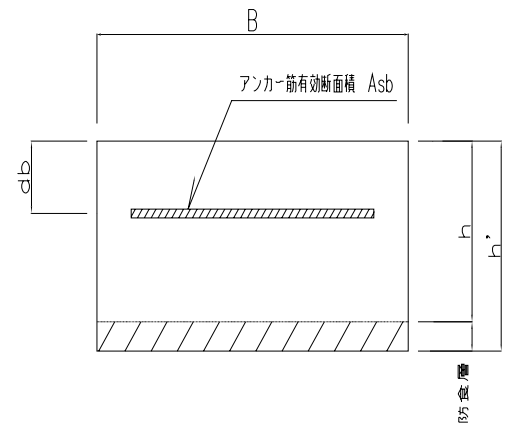
項目	単位	諸元値
アンカー筋サイズ		D22
本数	本	4
有効高さ	mm	85
断面積	mm ²	1548.4

鉄筋断面積は継手金具アンカー筋(2箇所分)を示す。

コーンコネクター諸元 [M金物 D22 型]

項目	単位	諸元値
A	mm	23
B	mm	11
C	mm	164
D	mm	100
ウェブ断面積	mm ²	925
アンカー筋径	mm	22
アンカー筋長	mm	265

項目		単位	諸元値
セグメント幅	B	mm	1200
桁高(防食層内)	h	mm	150
桁高(防食層外)	h'	mm	200
アンカー筋有効高	db	mm	85
アンカー筋断面積	Asb	mm ²	1548.4



桁高は防食層50mmを含むh'を示すが、断面選定時は防食層考慮、応力度算定時は防食層無視とする。

2-2 上載荷重

(1) 活荷重

管にかかる活荷重 $W_0 = 10.000$ (KN/m²) とする。

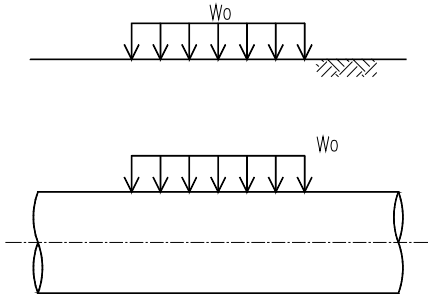


図-2.2.1 活荷重

(2) 死荷重

管にかかる死荷重 $P_0 = 0.000$ (KN/m²) とする。

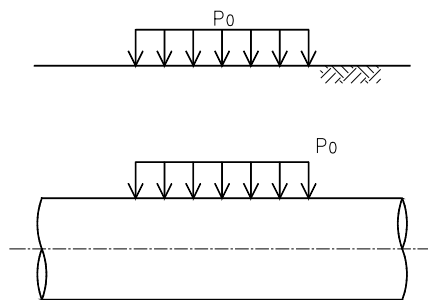


図-2.2.2 死荷重

3. 材料の許容応力度

3-1 セグメント

- (1) ヤング係数 $E_s = 33 \times 10^3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- (2) ヤング係数比 $n = 15$
- (3) コンクリート許容曲げ圧縮応力度 $c_a = 16 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- (4) コンクリート許容せん断応力度 $a = 0.73 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- (5) 鉄筋の許容応力度 $s_a = 200 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

3-2 ボルト

(1) 許容応力度

強度区分	4.6	6.8	8.8	10.9
許容応力度				
引張り(N/mm ²)	120	210	290	380
せん断(N/mm ²)	90	150	200	270

(2) 強度比較

強度区分	4.6	6.8	8.8	10.9
降伏点又は耐力(N/mm ²)	240	480	660	940
引張強度(N/mm ²)	400	600	830	1040

3-3 短期荷重(ジャッキ推力等)許容応力度

常時許容応力度の 1.5 倍とする。

$$\text{短期許容支圧応力度 } c_{as} = 15 \times 1.5 = 22.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3-4 適用示方書

『トンネル標準示方書[シールド工法編・同解説]』土木学会編

『シールド工用標準セグメント』土木学会・日本下水道協会共編

『下水道シールド工用二次覆工一体型セグメント設計・施行指針』東京都下水道局

4. 設計荷重の算定

4-1 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 $1.5 \times D_0 < H_0$ 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。

(1) 多層地盤における緩み土圧 の算定

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

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

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

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

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

$$= 1.700 \times \cot \left(\frac{\pi/4 + 30^\circ/2}{2} \right) = 2.944 \text{ (m)}$$

なお、内部摩擦角 $\phi = 0$ の場合は

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

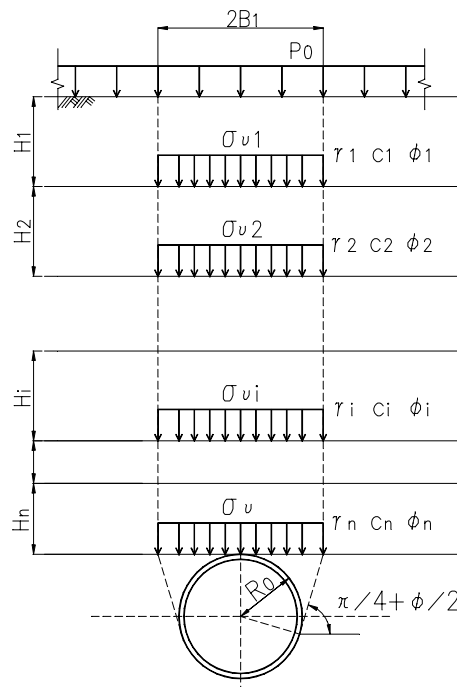


図-4.1.1 緩み土圧

緩み土圧 の算定

層数 (i)	各層厚 (m)	単位体積重量 i (kN/m ³)	内部摩擦 i (°)	粘着力 C_i (kN/m ²)	上載荷重 i (kN/m ²)	緩み土圧 i (kN/m ²)
1	1.890	17.500	20	0	0.000	29.495
2	1.410	8.500	20	0	29.495	35.775
3	1.000	16.500	0	15	35.775	47.180
4	4.200	9.000	28	0	47.180	48.590
5	0.800	10.000	32	0	48.590	48.359

緩み土圧 = 48.359 (kN/m²)

1.5D₀分の土圧 = 47.450 (kN/m²)

1.5D₀分の土圧 < 緩み土圧 鉛直土圧 $P_{sv} = 48.359$ (kN/m²) とする

(2) 緩み土圧 から緩み高さ h_0 の算定

$$h_0 = \frac{\quad}{i}$$

より算定される緩み高さ : $h_0 = 5.155$ (m)

地下水位以下の土水分離地盤層厚 = 6.410 (m)

地下水位以下の土水一体地盤層厚 = 1.000 (m)

管頂から地下水位までの距離 $H_w = 7.410$ (m)

4-2 設計荷重の算定

断面力算定は防食層を考慮するため荷重算定時も含む

(1) 鉛直荷重 : P_{V1}

○上載荷重(活荷重) : $W_0 = 10.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○上載荷重(死荷重) : $P_0 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○土圧 : $P_{SV} = 48.359 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○水圧 : $P_{WV} = w \cdot (H_{WV} - D_0)$
 $= 10.000 \times (10.810 - 3.400)$
 $= 74.100 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$P_{V1} = W_0 + P_0 + P_{SV} + P_{WV}$$

$$= 10.000 + 0.000 + 48.359 + 74.100$$

$$= 132.459 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 頂部水平荷重 : P_{H1}

○上載荷重(活荷重) : $W_H = \gamma \cdot W_0 = 0.40 \times 10.000 = 4.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○上載荷重(死荷重) : $P_H = \gamma \cdot P_0 = 0.40 \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○土圧 : $P_{Sh1} = \gamma \cdot (P_{SV} + \gamma' \cdot (D_0 / 2 - R_c'))$
 $= 0.40 \times (48.359 + 10.000 \times (3.400 / 2 - 1.600))$
 $= 19.744 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

○水圧 : $P_{W1} = w \cdot (H_{Wh} - D_0 / 2 - R_c')$
 $= 10.000 \times (10.810 - 3.400 / 2 - 1.600) = 75.100 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$P_{H1} = W_H + P_H + P_{Sh1} + P_{W1}$$

$$= 4.000 + 0.000 + 19.744 + 75.100 = 98.844 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3)底部水平荷重 : P_{H2}

$$\begin{aligned} \text{○土圧} \quad : P_{Sh2} &= \gamma \cdot (P_{sv} + \gamma' \cdot (D_0 / 2 + R_{c'})) \\ &= 0.40 \times (48.359 + 10.000 \times (3.400 / 2 + 1.600)) \\ &= 32.544 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{○水圧} \quad : P_{W2} &= \gamma_w \cdot (H_{wh} - (D_0 / 2 - R_{c'})) \\ &= 10.000 \times (10.810 - (3.400 / 2 - 1.600)) \\ &= 107.100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{H2} &= W_H + P_H + P_{Sh2} + P_{W2} \\ &= 4.000 + 0.000 + 32.544 + 107.100 = 143.644 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(4) 自重による底部反力荷重 : P_g

セグメントの自重(1m当り) $w_g = 51.080 \text{ kN/m}$

したがって、セグメント円周単位当り重量 : W_g は、

$$W_g = \frac{w_g}{2 \cdot \pi \cdot R_{c'}} = \frac{51.080}{2 \times \pi \times 1.6000} = 5.081 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_g = \gamma \cdot W_g = 3.1 \times 5.081 = 15.962 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(5) 地盤反力 : q

$$q = k \cdot$$

$$\begin{aligned} \text{ここに } k &: \text{地盤反力係数} = 40 \text{ (MN/m}^3\text{)} \\ &= 40000 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

: 抵抗土圧によるたわみ量 (m)

ここに、たわみ量 は

$$= \frac{(2 \cdot P_{V1} - P_{H1} - P_{H2}) \cdot Rc^4}{24 \cdot (\quad \cdot Es \cdot Is + 0.0454 \cdot k \cdot Rc^4)}$$

但し : 曲げ剛性の有効率 80 (%)

E_s : セグメントのヤング係数 $33 \text{ (kN/mm}^2\text{)} = 33 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

I_s : 主断面の断面二次モーメント (m^4/m)

$$I_s = \frac{1.0 \cdot h^3}{12} = \frac{1.0 \times 0.200^3}{12} = 0.000666667 \text{ (m}^4/\text{m)}$$

a) たわみ量 の算定

$$\begin{aligned} &= \frac{(2 \cdot P_{V1} - P_{H1} - P_{H2}) \cdot Rc^4}{24 \cdot (\quad \cdot Es \cdot Is + 0.0454 \cdot k \cdot Rc^4)} \\ &= \frac{(2 \times 132.459 - 98.844 - 143.644) \times 1.6000^4}{24 \times (0.8 \times 33 \times 10^6 \times 666667 \times 10^{-9} + 0.0454 \times 40000 \times 1.6000^4)} \\ &= 0.000208 \text{ (m)} \end{aligned}$$

b) 地盤反力の算定

$$q = k \cdot = 40000 \times 0.000208 = 8.320 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

以上セグメント設計荷重をまとめると次に示す作用荷重分布図のとおりとなる。

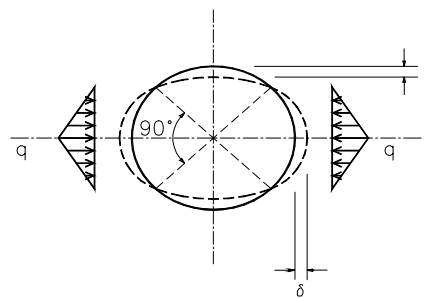


図-4.2.1 地盤反力

4-3 作用荷重分布図

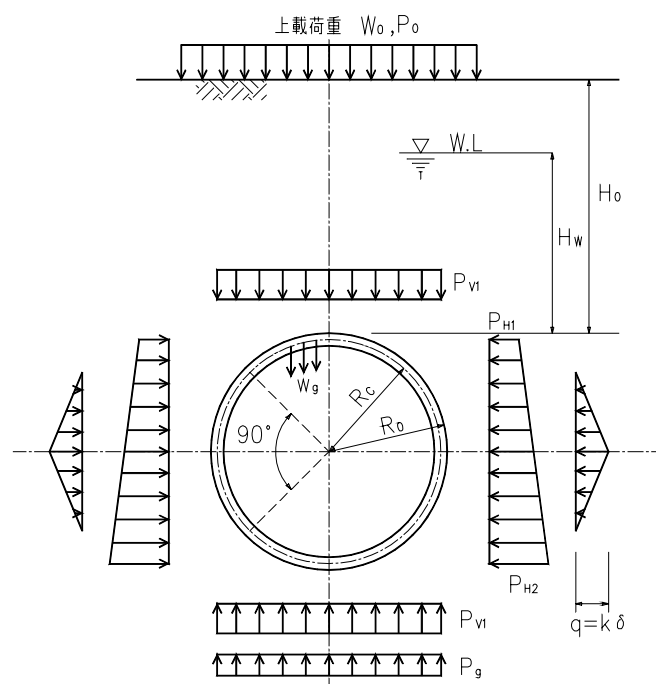


図-4.3 作用荷重分布図

作用荷重

項目		単位	荷重値
鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	132.459
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	98.844
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	143.644
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	5.081
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	15.962
地盤反力	q	kN/m^2	8.320

計算諸元

項目		単位	諸元値
図心半径	R_c'	m	1.6000
主断面の断面二次モーメント	I_s	m^4	666667×10^{-9}
地盤反力係数	k	kN/m^3	40000
ヤング係数	E_s	kN/m^2	33×10^6
曲げ剛性の有効率		%	80
曲げモーメント割増率		%	25
抵抗土圧によるたわみ量		m	0.208×10^{-3}

5. 自重、土圧及び水圧による断面力の算定

5-1 断面力の算定

(1) 鉛直等分布荷重

$$M_{V1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - 2 \cdot \sin^2 \theta) \cdot P_{V1} \cdot R_c'^2$$

$$N_{V1} = P_{V1} \cdot R_c' \cdot \sin^2 \theta$$

$$Q_{V1} = - P_{V1} \cdot R_c' \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

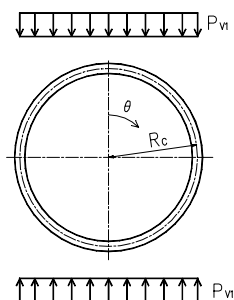


図-5.1.1 鉛直等分布荷重

鉛直等分布荷重(1)

(°)	曲げモーメント M _{V1} (kN・m/m)	軸力 N _{V1} (kN/m)	せん断力 Q _{V1} (kN/m)
0.0	84.774	0.000	0.000
10.0	79.661	6.391	-36.243
20.0	64.940	24.792	-68.114
30.0	42.387	52.984	-91.770
40.0	14.721	87.566	-104.357
50.0	-14.721	124.368	-104.357
60.0	-42.387	158.951	-91.770
70.0	-64.940	187.143	-68.114
80.0	-79.661	205.544	-36.243
90.0	-84.774	211.934	0.000
100.0	-79.661	205.544	36.243
110.0	-64.940	187.143	68.114
120.0	-42.387	158.951	91.770
130.0	-14.721	124.368	104.357
140.0	14.721	87.566	104.357
150.0	42.387	52.984	91.770
160.0	64.940	24.792	68.114
170.0	79.661	6.391	36.243
180.0	84.774	0.000	0.000

(2) 水平等分布荷重

$$M_{H1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - 2 \cdot \cos^2 \theta) \cdot P_{H1} \cdot R_c'^2$$

$$N_{H1} = P_{H1} \cdot R_c' \cdot \cos^2 \theta$$

$$Q_{H1} = P_{H1} \cdot R_c' \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

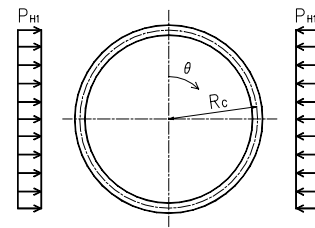


図-5.1.2 水平等分布荷重

水平等分布荷重(1)

(°)	曲げモーメント M _{H1} (kN・m/m)	軸力 N _{H1} (kN/m)	せん断力 Q _{H1} (kN/m)
0.0	-63.260	158.150	0.000
10.0	-59.445	153.382	27.045
20.0	-48.460	139.650	50.829
30.0	-31.630	118.613	68.481
40.0	-10.985	92.806	77.874
50.0	10.985	65.344	77.874
60.0	31.630	39.538	68.481
70.0	48.460	18.500	50.829
80.0	59.445	4.769	27.045
90.0	63.260	0.000	0.000
100.0	59.445	4.769	-27.045
110.0	48.460	18.500	-50.829
120.0	31.630	39.538	-68.481
130.0	10.985	65.344	-77.874
140.0	-10.985	92.806	-77.874
150.0	-31.630	118.613	-68.481
160.0	-48.460	139.650	-50.829
170.0	-59.445	153.382	-27.045
180.0	-63.260	158.150	0.000

(3) 水平等変分布荷重

$$M_{H0} = \frac{1}{48} \cdot (6 - 3 \cdot \cos \theta - 12 \cdot \cos^2 \theta + 4 \cdot \cos^3 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc'^2$$

$$N_{H0} = \frac{1}{16} \cdot (\cos \theta + 8 \cdot \cos^2 \theta - 4 \cdot \cos^3 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc'$$

$$Q_{H0} = \frac{1}{16} \cdot (\sin \theta + 8 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - 4 \cdot \sin \theta \cdot \cos^2 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc'$$

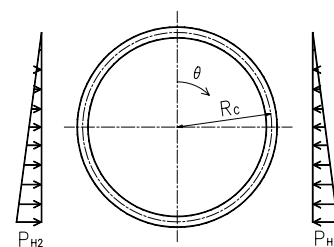


図-5.1.3 水平等変分布荷重

水平等変分布荷重(1)

(°)	曲げモーメント M _{H0} (kN・m/m)	軸力 N _{H0} (kN/m)	せん断力 Q _{H0} (kN/m)
0.0	-11.947	22.400	0.000
10.0	-11.402	22.056	3.889
20.0	-9.787	20.988	7.639
30.0	-7.168	19.120	11.039
40.0	-3.684	16.408	13.768
50.0	0.420	12.929	15.408
60.0	4.779	8.960	15.519
70.0	8.913	5.008	13.759
80.0	12.277	1.765	10.009
90.0	14.336	0.000	4.480
100.0	14.666	0.397	-2.249
110.0	13.051	3.377	-9.279
120.0	9.557	8.960	-15.519
130.0	4.559	16.688	-19.888
140.0	-1.295	25.656	-21.528
150.0	-7.168	34.640	-19.999
160.0	-12.177	42.307	-15.399
170.0	-15.541	47.463	-8.369
180.0	-16.725	49.280	0.000

(4) 抵抗土圧

0 45° の場合

$$M_q = (0.2346 - 0.3536 \cdot \cos \theta) \cdot q \cdot R_c'^2$$

$$N_q = 0.3536 \cdot \cos \theta \cdot q \cdot R_c'$$

$$Q_q = 0.3536 \cdot \sin \theta \cdot q \cdot R_c'$$

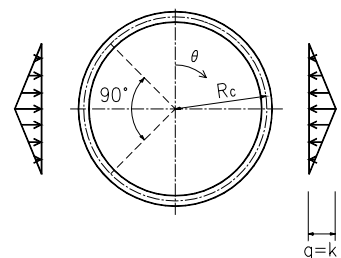


図-5.1.4 抵抗土圧

45° 90° の場合

$$M_q = (- 0.3487 + 0.5 \cdot \sin^2 \theta + 0.2357 \cdot \cos^3 \theta) \cdot q \cdot R_c'^2$$

$$N_q = (- 0.7071 \cdot \cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071 \cdot \sin^2 \theta \cdot \cos \theta) \cdot q \cdot R_c'$$

$$Q_q = (\sin \theta \cdot \cos \theta - 0.7071 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin \theta) \cdot q \cdot R_c'$$

90° 180° での Q_q は0 90° での Q_q に絶対値は等しく符号は逆になる。

抵抗土圧(1)

(°)	曲げモーメント M_q (kN·m/m)	軸力 N_q (kN/m)	せん断力 Q_q (kN/m)
0.0	-2.535	4.707	0.000
10.0	-2.420	4.636	0.817
20.0	-2.080	4.423	1.610
30.0	-1.526	4.076	2.354
40.0	-0.773	3.606	3.026
50.0	0.156	3.000	3.576
60.0	1.188	2.151	3.726
70.0	2.178	1.181	3.244
80.0	2.928	0.352	1.997
90.0	3.223	0.000	0.000
100.0	2.928	0.352	-1.997
110.0	2.178	1.181	-3.244
120.0	1.188	2.151	-3.726
130.0	0.156	3.000	-3.576
140.0	-0.773	3.606	-3.026
150.0	-1.526	4.076	-2.354
160.0	-2.080	4.423	-1.610
170.0	-2.420	4.636	-0.817
180.0	-2.535	4.707	0.000

(5) 自重

0° 90° の場合

$$M_g = \left(\frac{3}{8} \cdot \quad - \quad \cdot \sin \quad - \frac{5}{6} \cdot \cos \quad \right) \cdot W_g \cdot Rc'^2$$

$$N_g = \left(\quad \cdot \sin \quad - \frac{1}{6} \cdot \cos \quad \right) \cdot W_g \cdot Rc'$$

$$Q_g = - \left(\quad \cdot \cos \quad + \frac{1}{6} \cdot \sin \quad \right) \cdot W_g \cdot Rc'$$

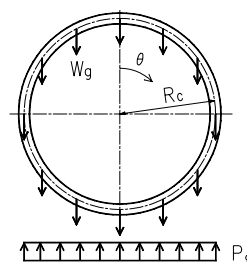


図-5.1.5 自重

90° 180° の場合

$$M_g = \left(-\frac{1}{8} \cdot \quad + \left(\quad - \quad \right) \cdot \sin \quad - \frac{5}{6} \cdot \cos \quad - \frac{1}{2} \cdot \quad \cdot \sin^2 \quad \right) \cdot W_g \cdot Rc'^2$$

$$N_g = \left(- \quad \cdot \sin \quad + \quad \cdot \sin \quad + \quad \cdot \sin^2 \quad - \frac{1}{6} \cdot \cos \quad \right) \cdot W_g \cdot Rc'$$

$$Q_g = \left(\left(\quad - \quad \right) \cdot \cos \quad - \quad \cdot \sin \quad \cdot \cos \quad - \frac{1}{6} \cdot \sin \quad \right) \cdot W_g \cdot Rc'$$

自重による断面力(1)

(°)	曲げモーメント M _g (kN・m/m)	軸力 N _g (kN/m)	せん断力 Q _g (kN/m)
0.0	4.484	-1.355	0.000
10.0	4.255	-1.088	-1.633
20.0	3.585	-0.303	-3.130
30.0	2.531	0.955	-4.364
40.0	1.183	2.610	-5.219
50.0	-0.339	4.564	-5.598
60.0	-1.892	6.695	-5.430
70.0	-3.316	8.870	-4.670
80.0	-4.444	10.943	-3.305
90.0	-5.108	12.770	-1.355
100.0	-5.156	13.826	1.062
110.0	-4.509	13.683	3.538
120.0	-3.216	12.460	5.629
130.0	-1.435	10.424	6.978
140.0	0.591	7.942	7.357
150.0	2.577	5.430	6.695
160.0	4.241	3.290	5.078
170.0	5.345	1.858	2.735
180.0	5.731	1.355	0.000

5-2 断面力の重ね合せ

(1) 常時の断面力算定結果(単位m当り)

リングに作用する合成断面力は自重・土圧及び水圧により算出した断面力をもって下式で求める。

$$\text{曲げモーメント } M = M_{V1} + M_{H1} + M_{H0} + M_q + M_g$$

$$\text{軸力 } N = N_{V1} + N_{H1} + N_{H0} + N_q + N_g$$

$$\text{せん断力 } Q = Q_{V1} + Q_{H1} + Q_{H0} + Q_q + Q_g$$

常時の断面力(1)

(は右回り)

覆工頂点からの角度 (°)	曲げモーメント M (kN・m/m)	軸力 N (kN/m)	せん断力 Q (kN/m)
0.0	11.516	183.902	0.000
10.0	10.649	185.377	-6.125
20.0	8.198	189.550	-11.166
30.0	4.594	195.748	-14.260
40.0	0.462	202.996	-14.908
50.0	-3.499	210.205	-13.097
60.0	-6.682	216.295	-9.474
70.0	-8.705	220.702	-4.952
80.0	-9.455	223.373	-0.497
90.0	-9.063	224.704	3.125
100.0	-7.778	224.888	6.014
110.0	-5.760	223.884	8.300
120.0	-3.228	222.060	9.673
130.0	-0.456	219.824	9.997
140.0	2.259	217.576	9.286
150.0	4.640	215.743	7.631
160.0	6.464	214.462	5.354
170.0	7.600	213.730	2.747
180.0	7.985	213.492	0.000

(2) 最大断面力 (リング当り)

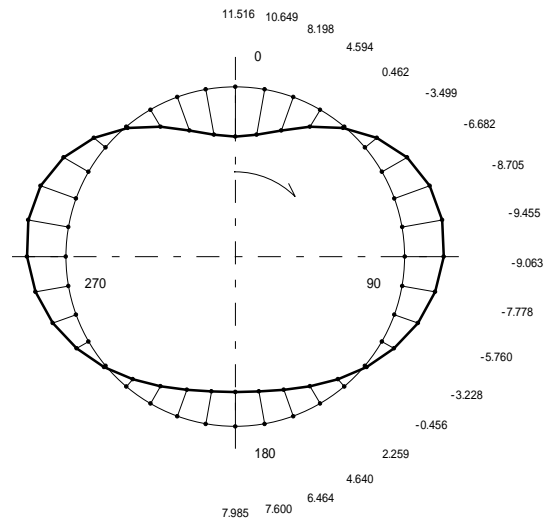
項 目	正最大曲げ位置 0°	負最大曲げ位置 80°	最大せん断位置 40°
曲げモーメント $M \cdot (1 +) \cdot B$ (kN·m)	17.274	-14.182	0.693
曲げモーメント $M \cdot (1 -) \cdot B$ (kN·m)	10.364	-8.510	-
軸 力 $N \cdot B$ (kN)	220.682	268.048	243.595
せん断力 $Q \cdot B$ (kN)	0.000	-0.596	-17.890

曲げモーメント

$M(1 +)$ 主断面モーメント	:	曲げモーメントの割増率	25 (%)
$M(1 -)$ 継手部モーメント	B	: セグメント幅	1.200 (m)

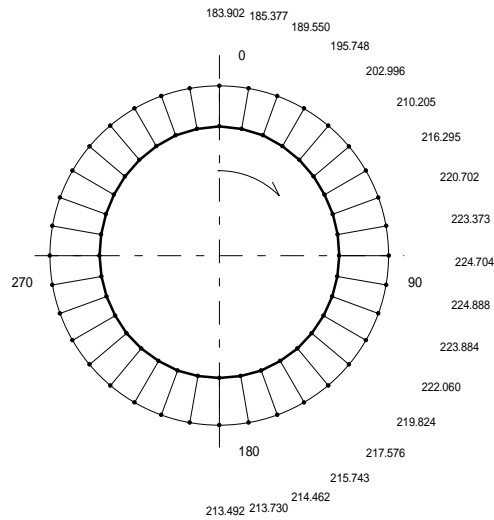
5-3 断面力図

(1) 曲げモーメント



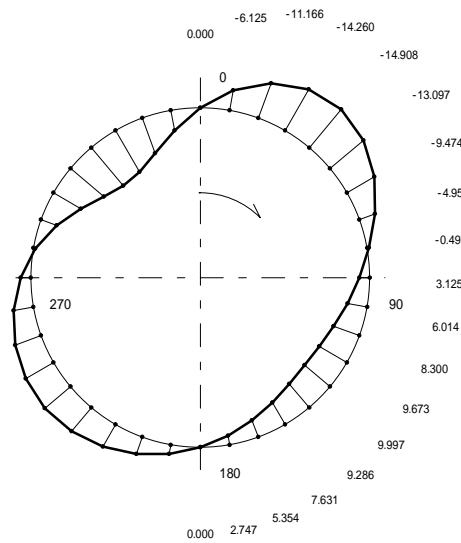
正最大曲げモーメント位置 = 0°
 正最大曲げモーメント = 11.516 (kN·m)
 負最大曲げモーメント位置 = 80°
 負最大曲げモーメント = -9.455 (kN·m)

(2) 軸力図



正最大軸力位置 = 100°
 正最大軸力 = 224.888 (kN)

(3) せん断力図



最大せん断力位置 = 40°
 最大せん断力 = -14.908 (kN)

6. 主断面の設計

6-1 断面応力の算定方式

応力算定時には防食層は無視する。

(1) 主断面の応力状態の判定

コンクリートセグメントの主断面決定の設計計算は、断面に生じる応力状態が全断面圧縮状態か、もしくは、曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合になるかによって異なり、これを偏心管軸方向圧縮力が心外になるか、心内になるかで判定する。

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、

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

$$A_i = B \cdot h + n \cdot (A_s + A_{s'})$$

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

$$l_i = B \cdot (u^3 + (h - u)^3) / 3 + n \cdot (A_s \cdot (d - u)^2 + A_{s'} \cdot (u - d')^2)$$

$$e = M / N$$

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

ここで、 A_i : 換算等値断面積

B : セグメント幅

u : 軸力側の縁側から換算等値断面の図心までの距離

h : セグメント厚

l_i : 換算等値面積の断面二次モーメント

e : 重心より軸力作用位置までの距離

n : ヤング係数比

A_s : 引張側鉄筋量

$A_{s'}$: 圧縮側鉄筋量

d : 引張側有効高

d' : 圧縮側有効高

M : 正の曲げモーメント

N : 正の曲げモーメント位置軸力

(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)

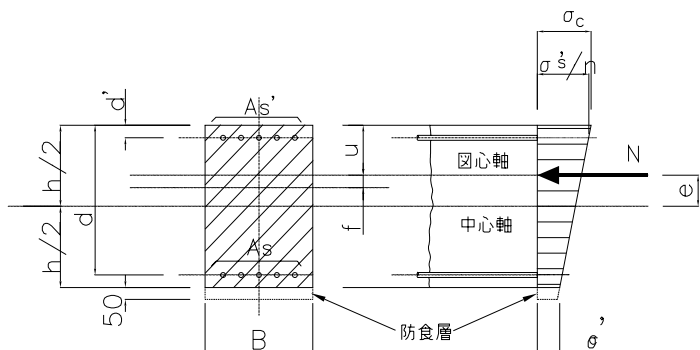


図-6.1.1 全断面圧縮状態の応力度

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

ただし、

- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_c : コンクリート最大圧縮応力度 (N/mm²)

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

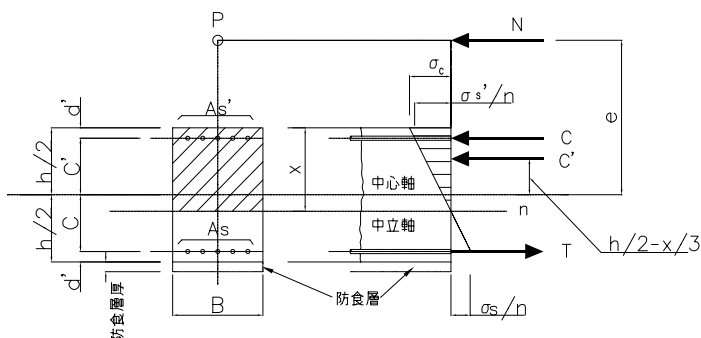


図-6.1.2 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\begin{aligned} & \sigma_c^3 - 3 \cdot (h/2 - e) \cdot \sigma_c^2 + (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) + As' \cdot (e - C')) \\ & \cdot \sigma_c - (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) \cdot (C + h/2) + As' \cdot (e - C') \cdot (h/2 - C')) = 0 \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{B \cdot (h/2 - x/3) + (n \cdot As'/\sigma_s) \cdot C' \cdot (C' - h/2 + x) + (n \cdot As/\sigma_s) \cdot C \cdot (C + h/2 - x)} \quad ca$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c}{\sigma_s} \cdot (C + \frac{h}{2} - x) \quad sa$$

$$\sigma_{s'} = \frac{n \cdot \sigma_c}{\sigma_s} \cdot (C' - \frac{h}{2} + x) \quad sa$$

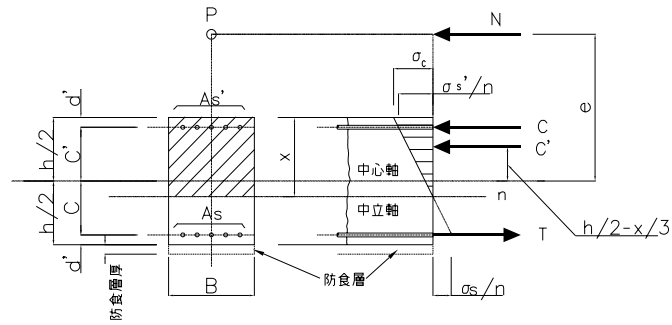
3) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合 ($K_i < f$ の場合、 $N = 0$ の場合)

図-6.1.3 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$= -n \cdot \frac{(A_s + A_{s'})}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (A_s + A_{s'})}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_{s'})}$$

$$c = \frac{M}{B \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot (d - \frac{d'}{3}) + n \cdot A_{s'} \cdot \left(\frac{d}{2} - \frac{d'}{3} \right) \right] \cdot (d - d')}$$

$$s = n \cdot c \cdot \frac{d - d'}{2}$$

$$s' = n \cdot c \cdot \frac{d'}{2}$$

- ここで、
- c : 圧縮側縁から中立軸までの距離 (mm)
 - C : セグメント厚中心から引張鉄筋までの距離 (mm)
 - C' : セグメント厚中心から圧縮鉄筋までの距離 (mm)
 - s_a : 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)
 - s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
 - 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 c' は、

$$c' = \frac{1.15 \cdot Q_{\max}}{B \cdot d} \quad a$$

ここで、 Q_{\max} : 最大せん断力

6-2 応力度の算定

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	
(°)		0		80		40	
断面寸法	B (mm)	1200		1200		1200	
	h (mm)	150		150		150	
断面力	M (kN・m)	17.274		-14.182		0.693	
	N (kN)	220.682		268.048		243.595	
	Q (kN)	0.000		-0.596		-17.890	
引張側有効高	d (mm)	115		115		115	
引張側鉄筋量	As (cm ²)	15.8880		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d' (mm)	35		35		35	
圧縮側鉄筋量	As' (cm ²)	15.8880		15.8880		15.8880	
ヤング係数比	n	15		15		15	
せん断補強筋							
断面積	Aw (cm ²)	-		-		-	
部材軸との角度	w (°)	-		-		-	
配置間隔	Ss (mm)	-		-		-	
応力度	e (mm)	78		53		3	
	Ai (mm ²)	227664		227664		227664	
	u (mm)	75		75		75	
	Ii (mm ⁴ /Ring)	413762400		413762400		413762400	
	Ki (mm)	24		24		24	
	f (mm)	78		53		3	
	応力状態	曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		全圧縮	
	(mm)	72.4		90.0		-	
	c (N/mm ²)	5.3	OK	4.3	OK	1.2	OK
	s (N/mm ²)	46.8	OK	17.9	OK	-	-
	s' (N/mm ²)	41.0	OK	39.4	OK	17.0	OK
	c (N/mm ²)	0.000	OK	0.005	OK	0.149	OK
せん断補強筋の応力度	Qc (kN)	-		-		-	
	Qs (kN)	-		-		-	
	w (N/mm ²)	-	-	-	-	-	-
許容応力度	ca (N/mm ²)	16		16		16	
	sa (N/mm ²)	200		200		200	
	a (N/mm ²)	0.73		0.73		0.73	

6-3 継手部応力度の算定

・応力度の判定

二次覆工一体型セグメントの継手部に作用する力はセグメント継ぎ手アンカー筋を引張鉄筋とみなした鉄筋コンクリート断面とし、曲げモーメント及び軸力を受ける単鉄筋矩形断面として計算する。

・継手部最大曲げモーメント $M_0 = (1 - \quad) \times M \times B$ (N・mm/Ring)

：モーメント割増率25%

・最大曲げモーメント位置軸力 N_0 (N/Ring)

$$N_0 = N \times B$$

・断面の図心から軸力の重心位置までの距離: e (mm)

$$e = M_0 / N_0 = 10364000 / 220682 = 46.96(\text{mm})$$

・軸断面のコア k_i (mm)

$$k_i = h / 6 = 150 / 6 = 25$$

・判別式

$e < k_i$ (全断面圧縮状態)

$e > k_i$ (曲げ引張が発生する状態)

$e > k_i$ より、継手部に曲げ引張応力度が生じる、継手面コンクリートに生じる圧縮応力度 c とセグメント継手部材アンカーに生じる引張応力度 b を求める。

$$c = nx / (Bx^2 / 2 - n \cdot \text{Asb}(db - x)) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに圧縮側縁より中立軸までの距離 x は以下のように求める。

$$x^3 + 3ax^2 + 6 \cdot n/B \cdot \text{Asb}(a + db) \cdot x - 6n/B \cdot \text{Asb} \cdot db(a + db) = 0$$

Asb = セグメント継手アンカー鉄筋断面積(mm²)

db = セグメント継手ボルト(アンカー筋)位置の有効高さ

$a = e - h/2$

h = 防食層含まない桁高(応力照査時)

次にセグメント継手部材アンカーに生じる引張応力度 b は

$$b = n \cdot c \cdot (db - x) / x \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ で求まる。}$$

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			1	9	5
断面寸法	B	m	1.200	1.200	1.200
	h	m	0.150	0.150	0.150
断面力	M0	kN・m	10.364	-8.510	-
	N0	kN	220.682	268.048	243.595
アンカー筋位置有効高さ	db	mm	85	65	85
アンカー筋断面積	Asb	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4
ヤング係数比	n	-	15	15	15
モーメント割増率		%	25	25	25
応力度	e	mm	46.96	31.75	0.00
	x	mm	61.47	49.21	0.00
	Ki	mm	25.00	25.00	25.00
	応力状態		曲げ圧縮引張	曲げ圧縮引張	全圧縮
	c	N/mm ²	7.88	12.14	1.35
	b	N/mm ²	45.27	58.43	0.00
許容応力度	ca	N/mm ²	16	16	16
	ba	N/mm ²	190	190	190

7. ひび割れに対する照査

二次覆工一体型RCセグメントについては、発生断面力に対するひびわれ幅の照査を行う。

ひびわれ幅 W の算出は『コンクリート標準示方書設計編(平成24年)』(土木学会)に基づき下式で行なう。

$$\text{ひび割れ幅 } w \text{ (mm)} = l_{\max} \cdot (\sigma_{se} / E_s + \epsilon'_{cs})$$

但し $l_{\max} > l_i / 2$ (l_{\max} の下限値 $l_i / 2$)とする。

$$l_i = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4c + 0.7(Cs - \dots)\}$$

ここに k_1 : 鉄筋表面形状の影響係数 異型鉄筋の場合1.0

k_2 : コンクリート品質係数

$$k_2 = \{15 / (f_c + 20) + 0.7\}$$

f_c はコンクリート強度

k_3 : 引張鉄筋段数よりの影響 ; 1段の場合1.0

$$k_3 = 5(n + 2) / (7n + 8) \quad n \text{は引張鉄筋段数}$$

$$c: \text{引張鉄筋純かぶり(mm)} = d_1 - \dots / 2$$

d_1 : 外側鉄筋かぶり(mm)

\dots : 主筋鉄筋径(mm)

Cs : 主鉄筋の最大中心間隔(mm)

l_{\max} : 内面側配力筋最大間隔

E_s : 鉄筋のヤング係数 ($= 2.1 \times 10^5$ (N/mm²))

ϵ'_{cs} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひびわれ幅の

増加が考えられる場合には 150×10^{-6} の数値を用いる。

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

(\dots コンクリートの引張応力度は無視する為、鉄筋の引張応力度)

二次覆工一体型セグメントについては、腐食性環境条件である0.004cをその許容値としている。

これより l_i の算定をすると以下の通りになる。

$$k_1 = 1.0$$

$$k_2 = \{15 / (f_c + 20) + 0.7\} = 0.9419$$

$$f_c = \text{コンクリート設計基準強度} (c_k = 42(\text{N/mm}^2))$$

$$k_3 = 1.0$$

$$l_i = 1.1 \times 1.0 \times 0.9419 \times 1.0 \cdot \{4 \times 27 + 0.7(157.143 - 16)\} = 214.264\text{mm}$$

$$= 16(\text{mm})$$

$$c = d_1 - \quad / 2 = 35 - 16 / 2 = 27(\text{mm})$$

$$C_s = 157.143(\text{mm})$$

$$\text{より } l_i / 2 = 107.132\text{mm}$$

一方、 l_{\max} : 配力鉄筋の中心間隔は、セグメント内側引張鉄筋純かぶりc位置の全体周長を配力筋数量で均等割り付けとすると

$$l_{\max} = (D_i + 2 \cdot c) \times \quad / \text{配力筋数} \quad (\text{但し配力筋数: 62 本/Ring})$$

$$= (3100 + 2 \times 27) \times \quad / 62 = 159.816(\text{mm})$$

となることから、 $l_{\max} \geq l_i / 2$ より l_{\max} を採用する。

したがって、ひび割れ幅 $w(\text{mm})$ は $l_{\max} \cdot [\quad se / E_s + \quad 'cs]$ により算定する。

ここに

$$E_s = 210000 (\text{N/mm}^2)$$

$$'cs = 150 \times 10^{-6}$$

$$l_{\max} = 159.816\text{mm}$$

これより以下の結果となる。

ケース	正最大曲げモーメント		負最大曲げモーメント	
	鉄筋の増加量 $se(\text{N/mm}^2)$	ひび割れ幅 $W(\text{mm})$	鉄筋の増加量 $se(\text{N/mm}^2)$	ひび割れ幅 $W(\text{mm})$
計算結果	46.80	0.060	17.90	0.038
許容値W	200	0.108	200	0.108
判定		OK		OK

8. ジャッキ推力に対する検討

シールド推進時にセグメントにかかるジャッキ推力は、施工時荷重であることから、短期荷重として扱い、許容応力度の割増し(50%)を考える。

なお、ジャッキ重心とセグメント中心位置の偏心量(e)は、10mmとする。

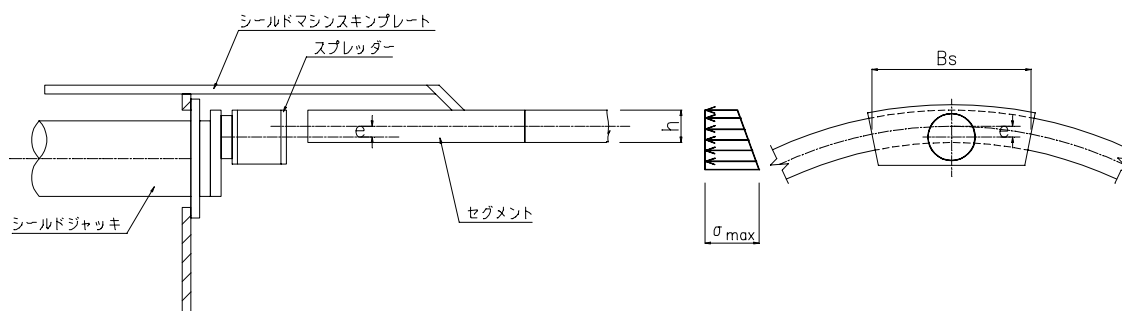


図-7.1 ジャッキ重心と、セグメント中心位置の偏心量

・セグメントに発生する最大支圧応力 σ_{max}

$$\sigma_{max} = \frac{P_{j1}}{A_0} + P_{j1} \cdot e \cdot \frac{h' / 2}{I'} < \sigma_{cas}$$

スプレッダーシューに接するセグメント面積： $A_0 = Bs \cdot h'$

・スプレッダーシュー受圧面のセグメント断面二次モーメント： $I' = \frac{Bs \cdot h'^3}{12}$

ここに、

項目		単位	諸元値
ジャッキ1本当たり推力	P_{j1}	kN	1000
スプレッダーシュー幅	Bs	mm	700
ジャッキとセグメント中心の偏心量	e	mm	10
セグメント厚	h'	mm	200

したがって、

$$A_0 = Bs \cdot h' = 700 \times 200 = 140000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

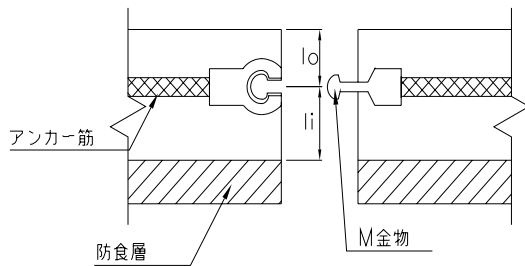
$$I' = \frac{Bs \cdot h'^3}{12} = \frac{700 \times 200^3}{12} = 466666667 \text{ (mm}^4\text{)} \text{ より}$$

$$\sigma_{max} = \frac{1000000}{140000} + 1000000 \times 10 \times \frac{200 / 2}{466666667}$$

$$= 9.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \sigma_{cas} = 22.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

9. 継手の検討

9-1 セグメント継手(ワンパス継手)



項目		単位	諸元値
セグメント幅	B	mm	1200.00
金物中心と外縁までの距離	lo	mm	85.00
金物中心と内縁までの距離	li	mm	65.00
中立軸と外縁との距離	x1	mm	61.47

図- 9.1.1 継手の概要

M金物の有効断面積

$$A_M = 925\text{mm}^2 \quad (\text{PL } t = 11\text{mm } B = 100\text{mm})$$

$$\text{材質FCD500} \quad (s_a = 190\text{N/mm}^2)$$

$$\text{金物数} = m_b = 2$$

$$\text{断面力 } M = 10.364 \quad (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

$$N = 220.682 \quad (\text{kN/m})$$

1リング当りの金物に作用する引張力 P_{b1} (N/Ring)

$$\begin{aligned} P_{b1} &= (M - x_1 \cdot N)B/l_o \\ &= (10364 - 0.06147 \times 220682.00) \times 1.20 / 0.085 \\ &= -45195.142 \end{aligned}$$

金物に発生する応力度 b_1

$$\begin{aligned} b_1 &= P_{b1} / m_b \cdot A_M \\ &= -45195.142 / (2 \times 925) \\ &= -24.430 \quad 190 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

9-2 アンカー筋の検討

アンカー筋の有効断面積

$$A_{sb} = 1548.4 \text{mm}^2 : \text{材質D13} (f_t = 200 \text{N/mm}^2)$$

$$\text{断面力 } M = 10.364 \quad (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

$$N = 220.682 \quad (\text{kN/m})$$

1リング当りのアンカー筋に作用する引張力 P_{u1} (N/Ring)

$$\begin{aligned} P_{u1} &= (M - x_1 \cdot N) / u_o \\ &= (10364 - 0.06147 \times 220682.00) \times 1.20 / 0.085 \\ &= -45195.142 \end{aligned}$$

ここで、 x_1 : 中立軸と外縁との距離 (mm) u_o : アンカー位置と外縁との距離 (mm)アンカー筋に発生する応力度 σ_{u1}

$$\begin{aligned} \sigma_{u1} &= P_{u1} / A_{sb} \\ &= -45195.142 / 1548.4 \\ &= -29.188 < 200 \text{ (N/mm}^2) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

検討結果

検討条件

(1) 土質条件



(2) 設計荷重の考え方

項目	荷重条件
上載荷重	10 kN/m ²
土水の扱い	土水分離
鉛直土圧	緩み土圧
側方土圧係数()	0.40
地盤反力係数(k)	40 MN/m ³

設計荷重

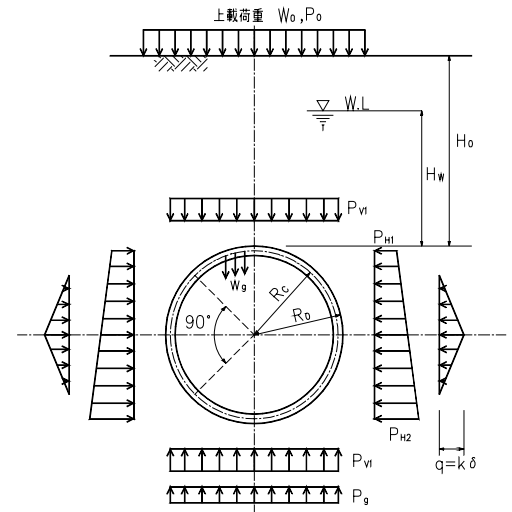
(1) 作用荷重

項目	単位	荷重値
鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2 132.459
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2 98.844
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2 143.644
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2 5.081
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2 15.962
地盤反力	q	kN/m^2 8.320

(2) 計算諸元

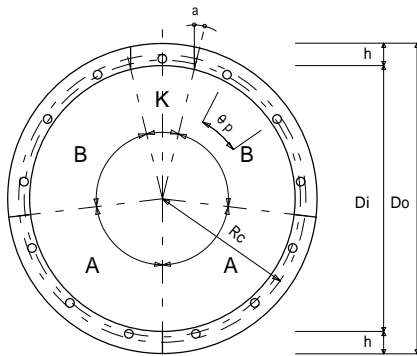
項目	単位	諸元値
図心半径(防食層内)	$R_{c'}$	m 1.6000
主断面の断面二次モーメント	I_s	m^4 666667×10^{-9}
地盤反力係数	k	kN/m^3 40000
ヤング係数	E_s	kN/m^2 33×10^6
曲げ剛性の有効率		% 80
曲げモーメント割増率		% 25
抵抗土圧によるたわみ量		m 0.208×10^{-3}

作用荷重分布図



部材条件

セグメント仕様



項目	単位	諸元値
外径	D_o	mm 3400
内径(防食層内)	D_i'	mm 3000
セグメント幅	B	mm 1200
セグメント厚	h'	mm 200
図心半径(防食層内)	$R_{c'}$	mm 1600.0
継手角度		° 0
分割数	n_s	分割 5
外側鉄筋量	D16@8	A_{s1} cm^2 15.888
内側鉄筋量	D16@8	A_{s2} cm^2 15.888
外側鉄筋被り	d_1	mm 35
内側鉄筋被り	d_2	mm 35
ボルト本数(セグメント継)	n_{bs}	本 2
ボルト本数(リング継)	n_{br}	本 13
セグメント重量(リング当り)	W_r	kN/Ring 61.290
セグメント重量(m当り)	W_g	kN/m 51.080
ジャッキ設計推力(1基当たり)	P_{j1}	kN 1000

主断面の応力算定結果

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	
(°)		0		80		40	
断面寸法	B (mm)	1200		1200		1200	
	h (mm)	150		150		150	
断面力	M (kN・m)	17.274		-14.182		0.693	
	N (kN)	220.682		268.048		243.595	
	Q (kN)	0.000		-0.596		-17.890	
引張側有効高	d (mm)	115		115		115	
引張側鉄筋量	As (cm ²)	15.8880		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d' (mm)	35		35		35	
圧縮側鉄筋量	As' (cm ²)	15.8880		15.8880		15.8880	
ヤング係数比	n	15		15		15	
せん断補強筋							
断面積	Aw (cm ²)	-		-		-	
部材軸との角度	w (°)	-		-		-	
配置間隔	Ss (mm)	-		-		-	
応力度	e (mm)	78		53		3	
	Ai (mm ²)	227664		227664		227664	
	u (mm)	75		75		75	
	Ii (mm ⁴ /Ring)	413762400		413762400		413762400	
	Ki (mm)	24		24		24	
	f (mm)	78		53		3	
	応力状態	曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		全圧縮	
	(mm)	72.4		90.0		-	
	c (N/mm ²)	5.3	OK	4.3	OK	1.2	OK
	s (N/mm ²)	46.8	OK	17.9	OK	-	-
	s' (N/mm ²)	41.0	OK	39.4	OK	17.0	OK
	c (N/mm ²)	0.000	OK	0.005	OK	0.149	OK
せん断補強筋の応力度	Qc (kN)	-		-		-	
	Qs (kN)	-		-		-	
	w (N/mm ²)	-	-	-	-	-	-
許容応力度	ca (N/mm ²)	16		16		16	
	sa (N/mm ²)	200		200		200	
	a (N/mm ²)	0.73		0.73		0.73	

継手部の応力算定結果

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			1	9	5
断面寸法	B	m	1.200	1.200	1.200
	h	m	0.150	0.150	0.150
断面力	M0	kN・m	10.364	-8.510	-
	N0	kN	220.682	268.048	243.595
アンカー筋位置有効高さ	db	mm	85	65	85
アンカー筋断面積	Asb	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4
ヤング係数比	n	-	15	15	15
モーメント割増率		%	25	25	25
応力度	e	mm	46.96	31.75	0.00
	x	mm	61.47	49.21	0.00
	Ki	mm	25.00	25.00	25.00
	応力状態		曲げ圧縮引張	曲げ圧縮引張	全圧縮
	c	N/mm ²	7.88	12.14	1.35
	b	N/mm ²	45.27	58.43	0.00
許容応力度	ca	N/mm ²	16	16	16
	ba	N/mm ²	190	190	190

ひび割れ幅照査結果

ケース	正最大曲げモーメント		負最大曲げモーメント	
	鉄筋の増加量 σ_e (N/mm ²)	ひび割れ幅 W(mm)	鉄筋の増加量 σ_e (N/mm ²)	ひび割れ幅 W(mm)
計算結果	46.80	0.060	17.90	0.038
許容値W	200	0.108	200	0.108
判定		OK		OK

ジャッキ推力の応力算定結果

項目	発生応力度		許容値	判定
ジャッキ推力に対する強度本体	最大支圧応力 : σ_{max}	9.3 (N/mm ²)	$\sigma_{cas} = 22.5$ (N/mm ²)	OK

M金物及びアンカー筋の応力算定結果

項目	発生応力度		許容値	判定
M金物	金物に発生する応力度 : σ_{b1}	-24.43 (N/mm ²)	$\sigma_{sa} = 190$ (N/mm ²)	OK
アンカー筋	アンカー筋に発生する応力度 : σ_{u1}	-29.19 (N/mm ²)	$\sigma_{ta} = 200$ (N/mm ²)	OK