

耐震計算例(区間1) [レベル1地震動]

1. 設計方針

1-1 準拠基準

基準1 『下水道施設の耐震対策指針と解説 - 1997年版』 社団法人 日本下水道協会

基準2 土木研究所資料『大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案) - 平成4年3月』

建設省土木研究所・地震防災部耐震研究室(現国土交通省)

参考基準 『下水道施設耐震計算例-管路施設編-平成13年4月』 社団法人 日本下水道協会

1-2 設計対象地震動

(1) 設計応答速度

設計対象地震動は [レベル1地震動] とし、その設計応答速度 S_v は「共同溝設計指針」に示されている図-1.2.1 のとおりとする。

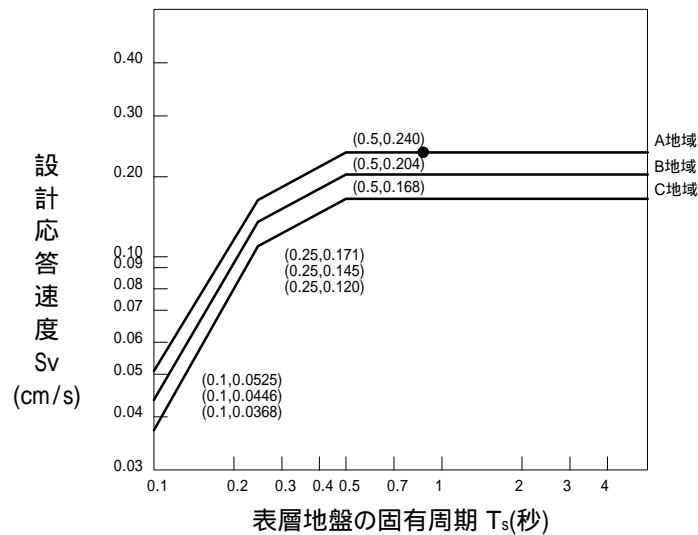


図-1.2.1 設計用応答速度

(2) 地域区分

レベル1地震動の場合、建設省告示第1621号 (昭和53年10月20日) に基づき、設計応答速度 Sv を求めるにあたり、地域区分 (A,B,C) を示す必要がある。

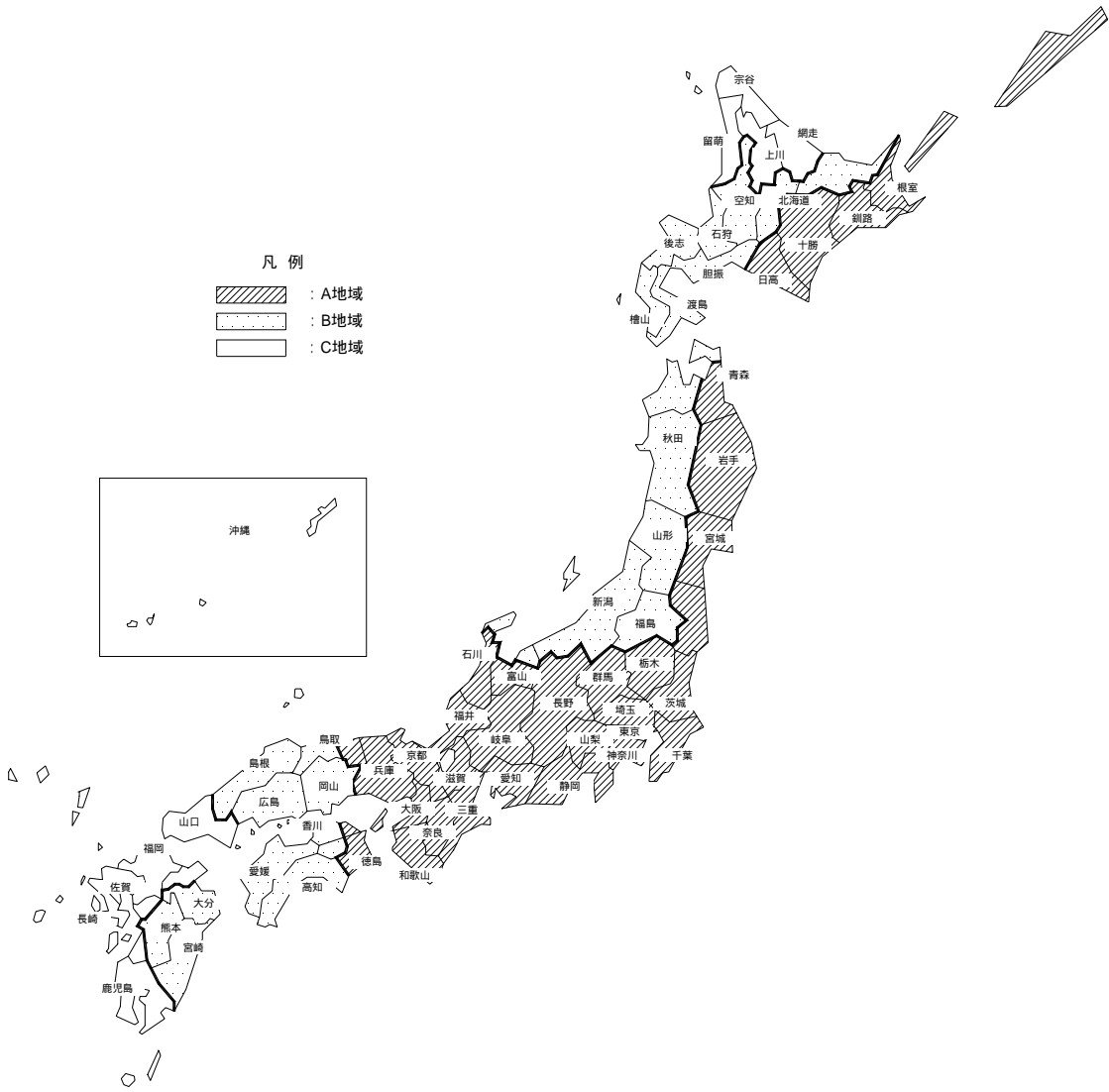


図-1.2.2 地域区分図

今回対象地域：G市

よって、図-1.2.2 より、A地域 となる。

1-3 耐震照査指標

求められた地震時断面力によるセグメント部材の応力算定は、『シールド工用標準セグメント』(社団法人日本下水道協会編)に準じるが、この耐震性照査の指標値は、基準1の『下水道協会耐震指針』及び『トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説』(社団法人 土木学会)に基づき、

レベル1 - 許容応力度 注1)

により評価する。

注1) レベル1のケースでは許容応力度によるものとするが、地震時の一時的荷重に対する割増しについては『トンネル標準示方書[シールド工法編]』「第45条 許容応力度の割増し」に示す

コンクリートおよび鉄筋は許容応力度の50%を上限とする。

鋼材、球状黒鉛鑄鉄および溶接構造用鑄鋼品は降伏点または耐力を上限とする。

ボルトは許容応力度の50%を上限とする。

に基づく。さらに「第44条 許容応力度」の解説(4)より、許容せん断応力度は許容引張応力度の1/3倍として定めるものとする。

(1) 鋼材の応力度

鋼材の種類	許容応力度 N/mm ²				降伏点または耐力 N/mm ²			引張強度
	引張・圧縮曲げ		せん断		厚さ、径、辺または対辺距離(mm)			N/mm ²
	常時	地震時	常時	地震時	16以下	16を超え 40以下	40を 超えるもの	
SS400	160	245	90	141	245以上	235以上	215以上	400～510

(2) ボルト応力度

[N/mm²]

強度区分	引張り		せん断		降伏点 または耐力	引張強度
	常時	地震時	常時	地震時		
8.8	290	660	200	381	660	830

(3) 鉄筋応力度

[N/mm²]

鉄筋の種類	降伏点	許容引張応力度	
		常時	地震時
SD345	345～440	200	345

(4) コンクリート応力度

[N/mm²]

設計基準強度	曲げ圧縮		せん断	
	常時	地震時	常時	地震時
42	16	24	0.71	1.07

2. 設計条件

2-1 セグメント形状部材

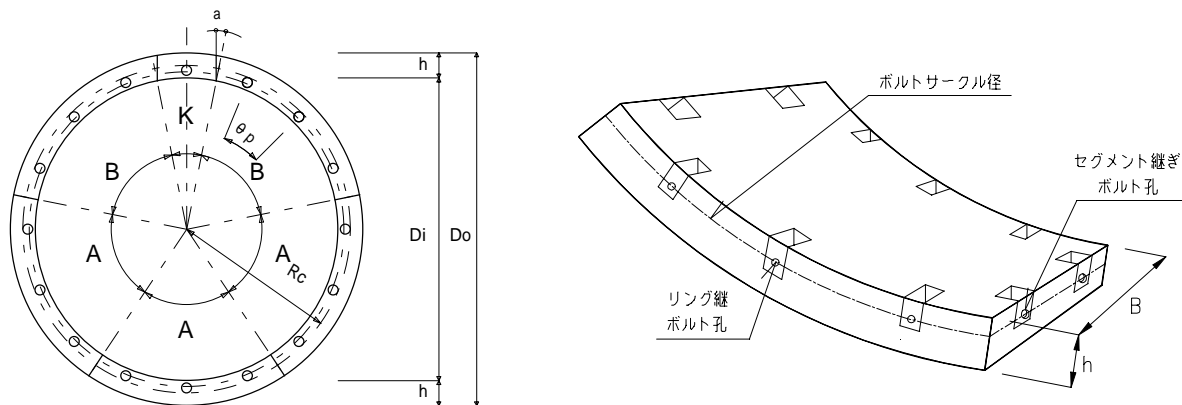


図-2.1.1 セグメント仕様

(1) セグメントの仕様

[セグメント番号C23]

項目		単位	諸元値
セグメント外径	D_o	m	3.550
セグメント内径	D_i	m	3.300
セグメント図心半径	R_c	m	1.713
セグメント厚	h	m	0.125
セグメント幅	B	m	1.000
分割数	n_s	分割	6
継手角度		°	14.5
主鉄筋配筋(リング方向)			
外側鉄筋量	A_{s1}	cm ²	6.977
内側鉄筋量	A_{s2}	cm ²	6.977
外側鉄筋の被り	d_1	m	0.035
内側鉄筋の被り	d_2	m	0.035
配力筋配筋(管軸方向)			
セグメント管軸方向鉄筋径			D10
セグメント管軸方向鉄筋本数	N_{st}	本	152
セグメント管軸方向鉄筋量	A_{ts}	cm ²	108.420

(2) 継手ボルト仕様

形状寸法

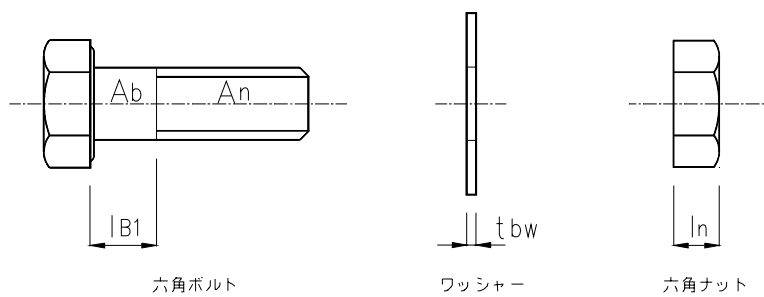
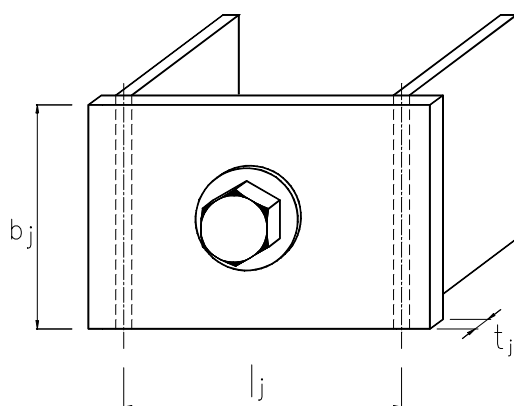


図-2.1.2 継手ボルト仕様

継手ボルト仕様

項目		単位	諸元値
継手ボルトの呼び径	M_b		22
ボルト孔の径	b	m	0.025
継手ボルトの断面積	A_b	m^2	0.000380
ネジ切り部有効断面積	A_n	m^2	0.000303
リング継ボルトの本数	n_{rb}	本	16
継手ボルト軸部長さ	l_{B1}	m	0.0250
平座金の枚数	n_{bw}	枚	1
平座金の厚さ	t_{bw}	m	0.0030
ナットの高さ	l_n	m	0.018
ナットの有効率	C_b	%	60

継手板形状



項目		単位	諸元値
継手板の幅	b_j	m	0.080
継手板を梁と仮定したスパン	l_j	m	0.115
継手板の厚さ	t_j	m	0.012

2-2 表層地盤条件

(1)表層地盤諸元

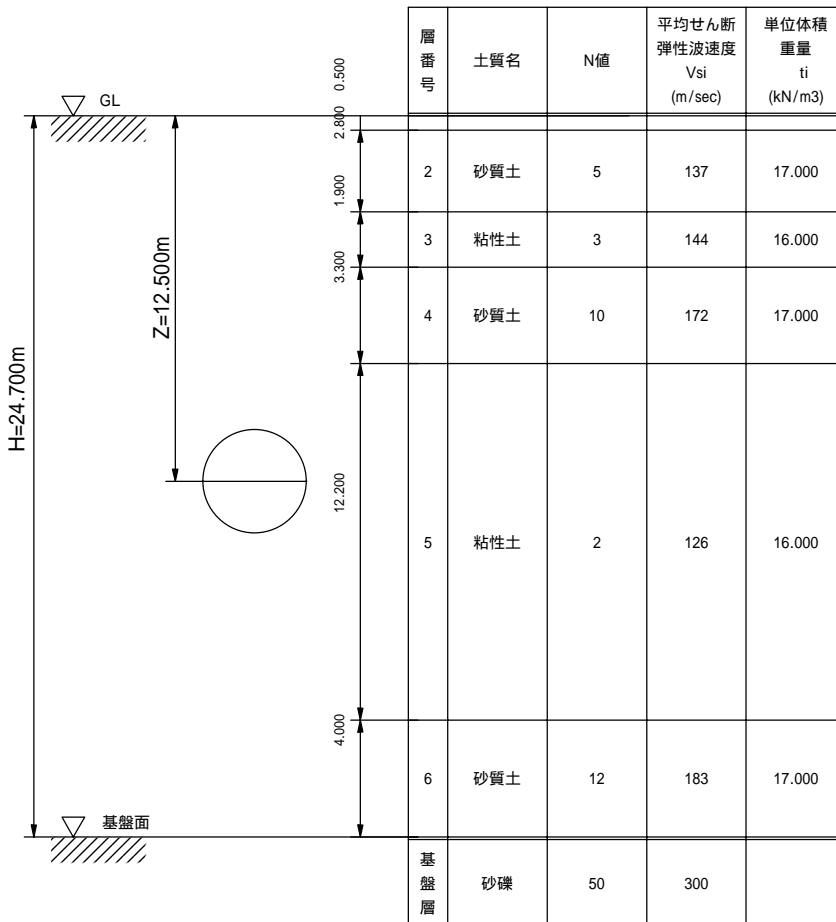


図-2.2.1 表層地盤諸元

但し、平均せん断弾性波速度 V_{si} (m/sec) 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 耐震設計編」平成8年12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。

(2) 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と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。

工学基盤面とは、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。

以上の条件より当該地盤における基盤面位置は GL-24.700m の 砂礫 層上面とする。

3. 地盤モデル

3-1 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。

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

ここで、 T_G : 地盤の特性値 (sec)

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/sec)

上式に各表層地盤条件を入れると次表のとおりとなる。

土質	各層厚 H_i (m)	N値	各層のせん断 弾性波速度 V_{si} (m/sec)	地盤の特性値 $4 \cdot H_i / V_{si}$ (sec)
砂質土	0.500	2	101	0.020
砂質土	2.800	5	137	0.082
粘性土	1.900	3	144	0.053
砂質土	3.300	10	172	0.077
粘性土	12.200	2	126	0.387
砂質土	4.000	12	183	0.087
合計	24.700			0.706

よって、表層地盤の特性値 $T_G = 0.706$ (sec)となる。

3-2 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)

$$T_s = 1.25 \cdot T_G = 1.25 \times 0.706 = 0.883 \text{ (sec)}$$

ここに、 T_s : 表層地盤の固有周期

T_G : 地盤の特性値 0.706(sec)

3-3 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。

日本道路協会『共同溝設計指針』より

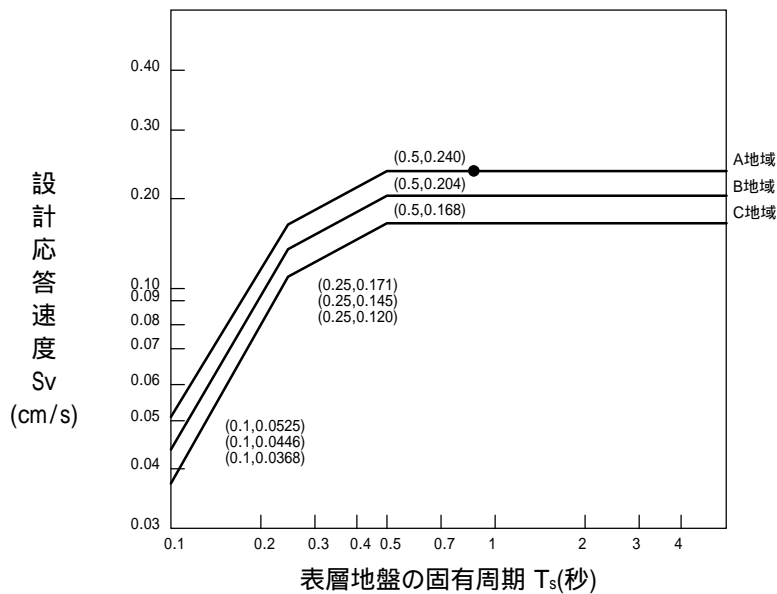


図-3.3.1 設計用応答速度

固有周期 $T_s = 0.883 \text{ (sec)}$ のときの設計応答速度 S_v は 0.240 (m/sec) となる。

3-4 動的せん断変形係数 G_s の算定

$$G_s = \frac{t_i(z)}{g} \cdot V_{Ds}^2$$

$$G_s = \frac{16.000}{9.8} \times 126.0^2 = 25920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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/sec²)
 V_{Ds} : トンネル中心位置のせん断弾性波速度 126.0 (m/sec)
 H : 表層地盤の厚さ 24.700(m)
 T_s : 表層地盤の固有周期 0.883(sec)
 $t_i(z)$: トンネル中心位置(Z)の土の単位体積重量 16.000(kN/m³)

土質	各層厚 H_i (m)	土の単位 体積重量 t_i (kN/m ³)	備考
砂質土	0.500	18.000	
砂質土	2.800	17.000	
粘性土	1.900	16.000	
砂質土	3.300	17.000	
粘性土	12.200	16.000	
砂質土	4.000	17.000	

トンネル中心位置の土層

3-5 地盤振動の波長の算定

地盤振動の波長は、地震波動の重複反射により表層地盤が最も大きく振動するときの波長 L_1 と、表層地盤の固有振動の1周期に耐震設計上の基盤を伝達する波動が進む距離 L_2 の調和平均波長 L として求める。

L : 地盤振動の波長

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2 \times 98.8 \times 264.9}{98.8 + 264.9}$$

$$= 143.9 \text{ (m)}$$

L_1 : 表層地盤の地盤振動の波長

$$L_1 = V_{Ds} \cdot T_s = 4H = 4 \times 24.700$$

$$= 98.8 \text{ (m)}$$

L_2 : 基盤の地盤振動の波長

$$L_2 = V_{Bs} \cdot T_s = 300 \times 0.883$$

$$= 264.9 \text{ (m)}$$

ここで、 H :	表層地盤の厚さ	24.700 (m)
V_{Bs} :	基盤のせん断弾性波速度	300 (m/sec)
T_s :	表層地盤の固有周期	0.883 (sec)

3-6 地盤バネ定数の算定

K_{g1} : 地盤のバネ定数(軸方向)

$$K_{g1} = C_1 \cdot G_s = 1 \times 25920 = 25920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

K_{g2} : 地盤のバネ定数(軸直角方向)

$$K_{g2} = C_2 \cdot G_s = 1 \times 25920 = 25920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

K_{g3} : 地盤のバネ定数(鉛直方向)

$$K_{g3} = C_3 \cdot G_s = 3 \times 25920 = 77760 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、

C_1, C_2, C_3 : 地盤のバネ定数 K_{g1}, K_{g2}, K_{g3} に対する定数で実験等による調査結果に基づいて定めるのが望ましい。一般には、 C_1, C_2 は、1.0、 C_3 は3.0としてよい。

日本道路協会『共同溝設計指針』より

G_s : 動的せん断変形係数 25920 (kN/m²)

(1)表層地盤特性値の計算結果一覧表

表層地盤を一層系にした場合の諸定数

項 目		単 位	算定結果
地盤の特性値	T_G	sec	0.706
表層地盤の固有周期	T_s	sec	0.883
設計応答速度	S_v	m/sec	0.240
表層地盤の換算単位体積重量	γ_{eq}	kN/m ³	16.000
表層地盤のせん断弾性波速度	V_{DS}	m/sec	126.0
動的せん断変形係数	G_s	kN/m ²	25920
地盤振動の波長	L	m	143.9
地盤のバネ定数(軸方向)	K_{g1}	kN/m ²	25920
地盤のバネ定数(軸直角方向)	K_{g2}	kN/m ²	25920
地盤のバネ定数(鉛直方向)	K_{g3}	kN/m ²	77760

4. シールドトンネル管軸方向モデル

4-1 等価剛性モデル

(1) 等価軸剛性

応答変位法による管軸方向の検討では、シールドトンネルを弾性床上一様連続な梁として扱うが、この梁は本来セグメント本体及びその継手により構成された不連続構造である事からその剛性が圧縮と引張側に大きく変化する非線形的な性質をもつ。

そこで、これら不連続な覆工構造系と見かけ上等価な剛性（等価剛性）を圧縮側（等価圧縮剛性）と引張側（等価引張剛性）各々にモデル化する。なお、モデル化には以下の仮定を設ける。

- ・セグメントリングの円周方向の分割の影響は、軸力・曲げモーメント共に無いものとする。
- ・リング継手 K_j は引張時のみバネとして扱うが、圧縮時にはこれを無視する。

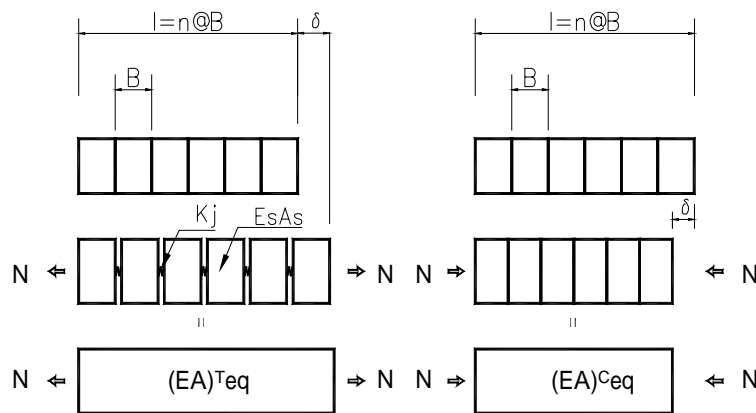


図-4.1.1 等価剛性モデル

(2) 等価曲げ剛性

セグメント覆工の等価曲げ剛性（管軸方向の曲げに対する剛性）は圧縮側がセグメント断面で引張側はリング継手（ボルト + 継手板）で抵抗するものとする。

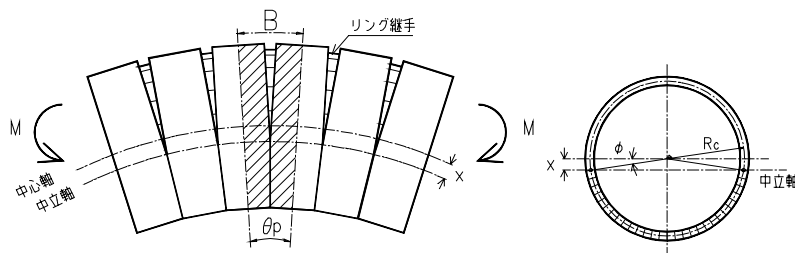


図-4.1.2 セグメントリング曲げ剛性

なお等価曲げ剛性のモデル化には以下の仮定を設ける。

- ・中立軸は断面中央から x だけ圧縮側にずれるものとし、その位置は長手方向で一定とする。
- ・セグメント及びリング継手の剛性は線形とする。

4-2 管軸方向断面諸元

(1) セグメントの仕様一覧

セグメント

項 目		単 位	諸 元 値
セグメント外径	D_o	m	3.550
セグメント内径	D_i	m	3.300
セグメント厚	h	m	0.125
セグメント幅	B	m	1.00
セグメント図心半径	R_c	m	1.7125
継手板スパン	l_j	m	0.115
継手板の幅	b_j	m	0.080
継手板の厚さ	t_j	m	0.012

継手ボルト

項 目		単 位	諸 元 値
継手ボルト呼び径	M_B		22
ボルトの孔の径	b	m	0.025
継手ボルトの断面積	A_b	m^2	0.000380
ネジ切り部の有効断面積	A_n	m^2	0.000303
リング継手ボルトの本数(リング当り)	n_{rb}	本	16
継手ボルト軸部の長さ	l_{B1}	m	0.0250
平座金の枚数	n_{bw}	枚	1
平座金の厚さ	t_{bw}	m	0.0030
ナットの高さ	l_n	m	0.018
ナットの有効率	C_b	%	60

(2) セグメントの管軸方向断面積 A_s 及び断面二次モーメント I_s の算定1) セグメントの管軸方向断面積 A_s の算定

$$A_s = \frac{\pi \cdot (D_o^2 - D_i^2)}{4}$$

$$= \frac{\pi \cdot (3.550^2 - 3.300^2)}{4} = 1.345 \text{ (m}^2\text{)}$$

ここで、 D_o : セグメント外径 3.550 (m)

D_i : セグメント内径 3.300 (m)

2) セグメントの断面二次モーメント I_s 算定

$$I_s = \frac{\pi \cdot (D_o^4 - D_i^4)}{64}$$

$$= \frac{\pi \cdot (3.550^4 - 3.300^4)}{64} = 1.975 \text{ (m}^4\text{)}$$

3) セグメントの軸剛性 K_s の算定

$$K_s = \frac{E_c \cdot A_s}{B} = \frac{33000000 \times 1.345}{1.00} = 44385000 \text{ (kN/m)}$$

ここで、 E_c : セグメントの弾性係数 33000000 (kN/m²)

A_s : セグメントの管軸方向断面積 1.345 (m²)

B : セグメントの幅 1.00 (m)

4-3 リング継手の軸剛性 k_j の算定

RCセグメントのリング継手は図-4.3.1に示すように、主としてリング継ボルトと継手板の挙動に支配されると考え、リング継手バネ定数を

リング継ボルトの軸剛性

継手板の曲げ剛性

の両者が直列バネとして働くものと仮定する。

すなわち、

$$\frac{1}{K_j} = \frac{1}{K_B} + \frac{2}{K_P}$$

ここに、 K_j : リング継手全体の軸剛性

K_B : 継手ボルト全体の軸剛性

K_P : 継手板全体の軸剛性

として求める。

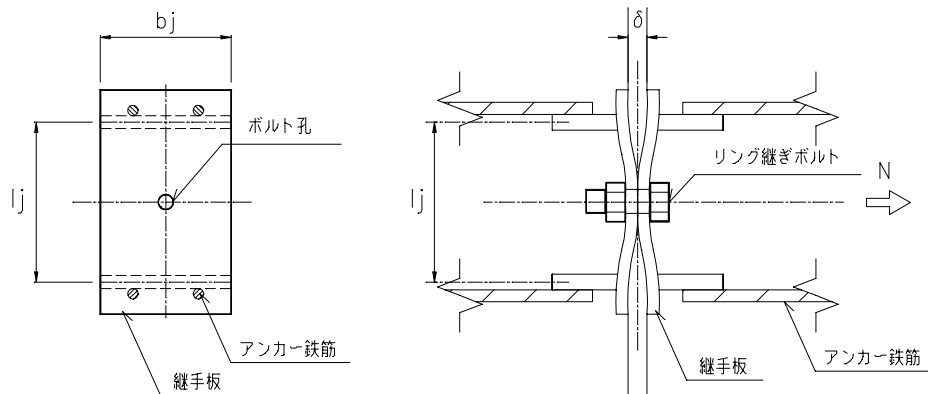


図-4.3.1 リング継手モデル図

(1) 継手ボルト全体の軸剛性の算定

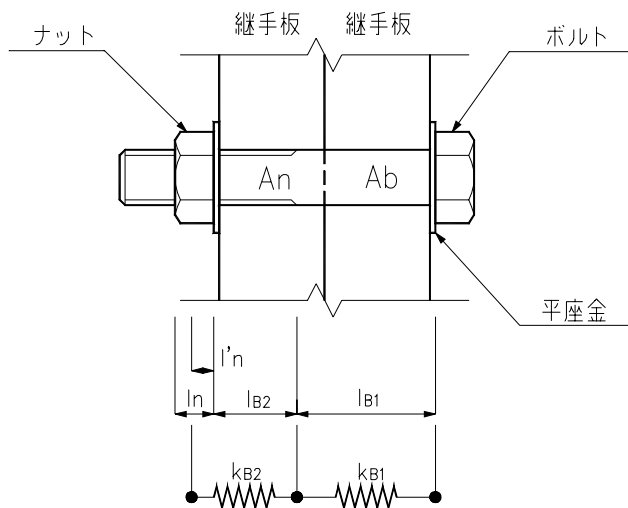


図-4.3.2 ボルトのバネ定数

継手ボルト1本当りの軸剛性 : k_B

$$k_B = \frac{k_{B1} \cdot k_{B2}}{k_{B1} + k_{B2}} = \frac{E_B \cdot A_n}{A_n / A_b \cdot l_{B1} + l_{B2} + l'_n}$$

$$= \frac{210000000 \times 0.000303}{0.000303 / 0.000380 \times 0.0250 + 0.002 + 0.011} = 1932034 \text{ (kN/m)}$$

継手ボルト全体の軸剛性 : K_B

$$K_B = k_B \cdot n_{rb} = 1932034 \times 16 = 30912544 \text{ (kN/m)}$$

ここに、 E_B : ボルトの弾性係数 210000000 (kN/m²)

A_n : ボルトネジ切部有効断面積 0.000303 (m²)

A_b : ボルトの断面積 0.000380 (m²)

k_{B1} : 軸部バネ定数

k_{B2} : ネジ切部バネ定数

l_{B1} : 継手ボルト軸部長さ 0.0250 (m)

l_{B2} : 継手ボルトネジ切部長さ

$$l_{B2} = 2 \cdot t_j + n_{bw} \cdot t_{bw} - l_{B1}$$

$$= 2 \times 0.012 + 1 \times 0.0030 - 0.0250$$

$$= 0.002 \text{ (m)}$$

l'_n : ナット部の有効長さ

$$l'_n = l_n \cdot C_b$$

$$= 0.018 \times 0.60 = 0.011 \text{ (m)}$$

(C_b : ナット有効率 = 60 %)

(2) 継手部材の軸剛性の算定

RCセグメントの継手金具は図-4.3.3に示すとおり、A断面に示すボルト孔を中心とした継手板とこれを両面で固定する定着部材(ブラケット側鋼板+アンカー鉄筋)により組み合わせられた部材として扱うが、この軸剛性のモデル化については以下のとおりとする。

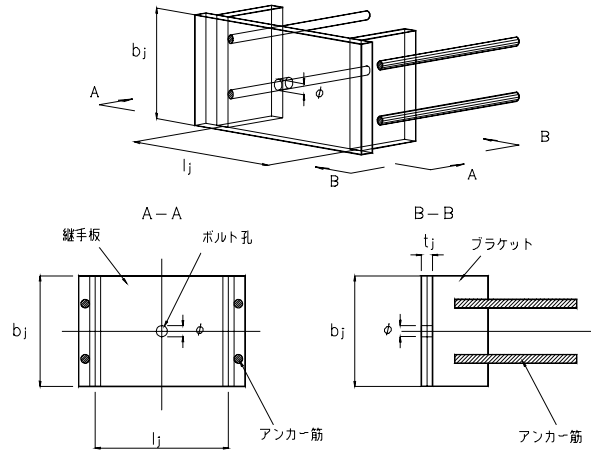


図-4.3.3 RCセグメントリング継手図

1) 継手部材の軸剛性モデル

リング継手部材に地震引張力が作用すると、継手ボルトと継手金具ブラケット側鋼板(アンカー筋接続)を作用点とした面外方向の荷重による変形が生じる。

そこで下図の図-4.3.4に示すとおり継手金具板を、スパン l_j の両端固定梁として扱うものとする。

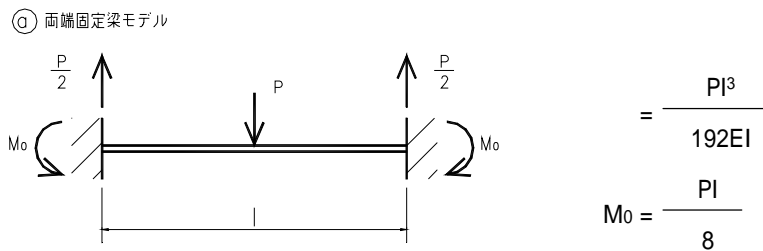


図-4.3.4 リング継手モデル

2) 解析対象セグメント継手部材軸剛性の算定

図-4.3.4 モデル図より継手部材1枚当りのバネ定数 k_P は、

$$k_P = \frac{192 \cdot E_s \cdot I_P}{l_j^3}$$

但し

・梁と仮定した継手板の断面二次モーメント： I_P

$$I_P = \frac{b_j \cdot t_j^3}{12} = \frac{0.080 \times 0.012^3}{12}$$

$$= 11520 \times 10^{-12} \text{ (m}^4\text{)}$$

ここに、	b_j	: 継手板幅	0.080 (m)
	E_s	: 継手板の弾性係数	210000000 (kN/m ²)
	t_j	: 継手板厚	0.012 (m)
	l_j	: 継手板スパン	0.115 (m)

$$k_P = \frac{192 \times 210000000 \times 11520 \times 10^{-12}}{0.115^3} = 305407 \text{ (kN/m)}$$

以上の結果より継手板全体の軸剛性 K_P は、リング当り継手ボルト本数 $n_{rb} = 16$ 本より

$$K_P = k_P \times n_{rb} = 305407 \times 16 = 4886512 \text{ (kN/m)}$$

(3) リング継手の軸剛性の算定

(1)(2)で求めたボルトの軸剛性と継手板の曲げ剛性の全体効果を考慮して、リング継手の剛性を次式で求める。

$$\frac{1}{K_j} = \frac{1}{K_B} + \frac{2}{K_P} \quad \text{より}$$

$$K_j = \frac{K_B \cdot K_P}{K_P + 2K_B}$$

リング継手1箇所当りの軸剛性 : k_j

$$k_j = \frac{k_B \cdot k_P}{k_P + 2k_B} = \frac{1932034 \times 305407}{305407 + 2 \times 1932034} = 141518 \text{ (kN/m)}$$

リング全体の軸剛性 : K_j

$$K_j = k_j \cdot n_{rb} = 141518 \times 16 = 2264288 \text{ (kN/m)}$$

(4) リング継手軸剛性のまとめ

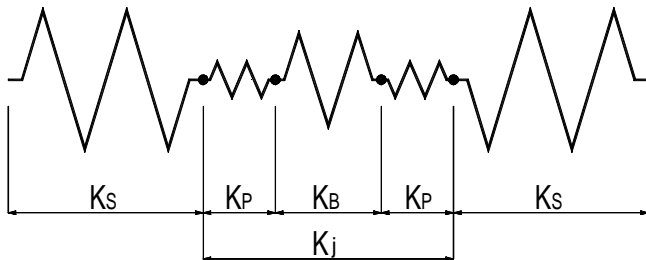


図-4.3.5 リング継手モデル図

バネ部材	単位	剛性値
継手板のバネ: K_P	kN/m	4886512
継手ボルトのバネ: K_B	kN/m	30912544
リング継手のバネ: K_j	kN/m	2264288
セグメントのバネ: K_s	kN/m	44385000

4-4 シールドトンネルの等価剛性

(1) シールドトンネルの等価軸剛性の算定

等価剛性は、一次覆工セグメントで抵抗する直列バネ系を考える。

1) 等価圧縮剛性

$$(EA)^{C_{eq}} = \frac{K_B \cdot K_S}{K_B + K_S} \cdot B = \frac{30912544 \times 44385000}{30912544 + 44385000} \times 1.00 = 18221753 \text{ (kN)}$$

ここで、	K_B	: 継手ボルト全体の軸剛性	30912544 (kN/m)
	K_S	: セグメントの軸剛性	44385000 (kN/m)
	B	: セグメント幅	1.00 (m)

・ 等価断面積

$$A^{C_{eq}} = (EA)^{C_{eq}} / E_C = 18221753 / 33000000 = 0.552 \text{ (m}^2\text{)}$$

・ 換算断面二次モーメント

換算内径 D_{eq}

$$D_{eq} = \sqrt{D_0^2 - \frac{4 \cdot A^{C_{eq}}}{\pi}} = \sqrt{3.550^2 - \frac{4 \times 0.552}{\pi}} = 3.450 \text{ (m)}$$

換算断面二次モーメント I_{eq}

$$I_{eq} = \frac{\pi \cdot (D_0^4 - D_{eq}^4)}{64} = \frac{\pi \cdot (3.550^4 - 3.450^4)}{64} = 0.845 \text{ (m}^4\text{)}$$

2) 等価引張剛性

$$\begin{aligned} (EA)^{T_{eq}} &= \frac{1}{(K_S / K_j) + 1} \cdot E_C \cdot A_S \\ &= \frac{1}{(44385000 / 2264288) + 1} \times 33000000 \times 1.345 \\ &= 2154383 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここで、	$(EA)^{C_{eq}}$: 等価軸圧縮剛性	(kN)
	$(EA)^{T_{eq}}$: 等価軸引張剛性	(kN)
	E_C	: セグメントの弾性係数	33000000 (kN/m ²)
	A_S	: セグメントの管軸方向断面積	1.345 (m ²)
	K_S	: セグメントの軸剛性	44385000 (kN/m)
	K_j	: リング継手全体の軸剛性(両端固定支持)	2264288 (kN/m)

(2) シールドトンネルの等価曲げ剛性の算定

等価曲げ剛性は、圧縮側がセグメント、引張側が継手系(継手ボルト+継手板)で抵抗するものとする。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3}{\cos + (/ 2 +) \cdot \sin} \cdot Ec \cdot I_{eq}$$

- ここで、 E_c : セグメントの弾性係数 33000000 (kN/m²)
- I_{eq} : セグメントの換算断面二次モーメント 0.845 (m⁴)
- : トンネル断面中央軸から中立軸までの角度 (rad)
- K_j : リング継手全体の軸剛性(両端固定支持) 2264288 (kN/m)

なお、 について下式を満足するよう、収束計算を行う。

$$+ \cot = \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{Ec \cdot A_s / B} \right)$$

1) 継手材の等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$

$$\begin{aligned}
 + \cot &= \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{Ec \cdot A_s / B} \right) \\
 &= \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{2264288}{33000000 \times 1.345 / 1.00} \right) \\
 &= 1.731
 \end{aligned}$$

これより、 = 0.847 (rad)

$$\begin{aligned}
 (EI)_{eq} &= \frac{\cos^{3 \cdot 0.847}}{\cos 0.847 + (/ 2 + 0.847) \times \sin 0.847} \times 33000000 \times 0.845 \\
 &= 3273604 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

4-5 部材の剛性結果一覧

項 目		単 位	算定結果
セグメントリング断面積	A_s	m ²	1.345
セグメントリング軸剛性	K_s	kN/m	44385000
等価軸圧縮剛性	$(EA)_{C_{eq}}$	kN	18221753
等価引張剛性	$(EA)_{T_{eq}}$	kN	2154383
リング継手全体の軸剛性	K_j	kN/m	2264288
等価曲げ剛性	$(EI)_{eq}$	kN・m ²	3273604

5. 応答変位法によるセグメント応力算定

5-1 地震時水平地盤変位 $U_h(z)$ 及び地震時鉛直地盤変位 U_v の算定

a) 地震時水平変位 $U_h(z)$ の算定

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

$$= \frac{2}{\pi} \times 0.240 \times 0.883 \times \cos\left(\frac{12.500}{2 \times 24.700}\right) = 0.03007 \text{ (m)}$$

ここで、 S_v :	速度応答スペクトル	0.240(m/sec)
T_s :	地盤の固有周期	0.883(sec)
Z :	トンネル中心までの深さ	12.500(m)
H :	表層地盤の層厚	24.700(m)

b) 地震時鉛直地盤変位 U_v の算定

地震時鉛直地盤変位 U_v は、地震動の工学的特性を考慮し、原則として地震時水平地盤変位 $U_h(z)$ の $1/2$ とする。

$$U_v = \frac{1}{2} \cdot U_h(z) = \frac{1}{2} \times 0.03007 = 0.01504 \text{ (m)}$$

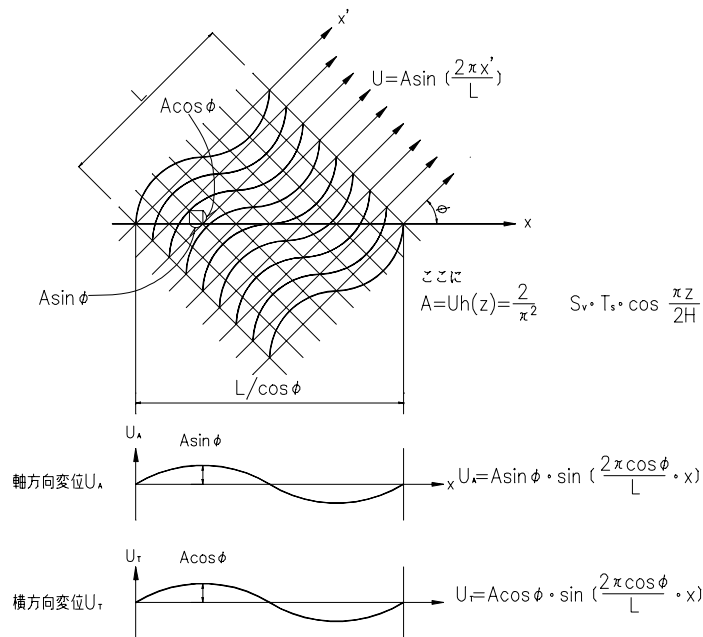


図-5.1.1 表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布

5-2 地震時断面力算定 [両端固定支持]

応答変位法によるシールドトンネルの断面力算定に当たってはまずシールドを地盤に弾性的に支持された梁としてモデル化し、地盤に相当する弾性床が地震時地盤変位を受けた際にシールドトンネルが 図-5.1.1 に示す様な変形をすると考え、このときに生じる地震時断面力 図-5.2.1 を算定するものである。

・水平面内の地震振動による圧縮軸力 P^{C_h}

$$P^{C_h} = c_1 \cdot \frac{\cdot U_{h(z)}}{L} \cdot (EA)^{C_{eq}}$$

$$= 0.602 \times \frac{\times 0.03007}{143.9} \times 18221753 = 7201.271 \text{ (kN)}$$

・水平面内の地震振動による引張軸力 P^{T_h}

$$P^{T_h} = T_1 \cdot \frac{\cdot U_{h(z)}}{L} \cdot (EA)^{T_{eq}}$$

$$= 0.927 \times \frac{\times 0.03007}{143.9} \times 2154383 = 1311.068 \text{ (kN)}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮軸力 P^{C_v}

$$P^{C_v} = c_1 \cdot \frac{\cdot (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \cdot (EA)^{C_{eq}}$$

$$= 0.602 \times \frac{\times (0.03007 + 0.01504)}{2 \times 143.9} \times 18221753 = 5401.552 \text{ (kN)}$$

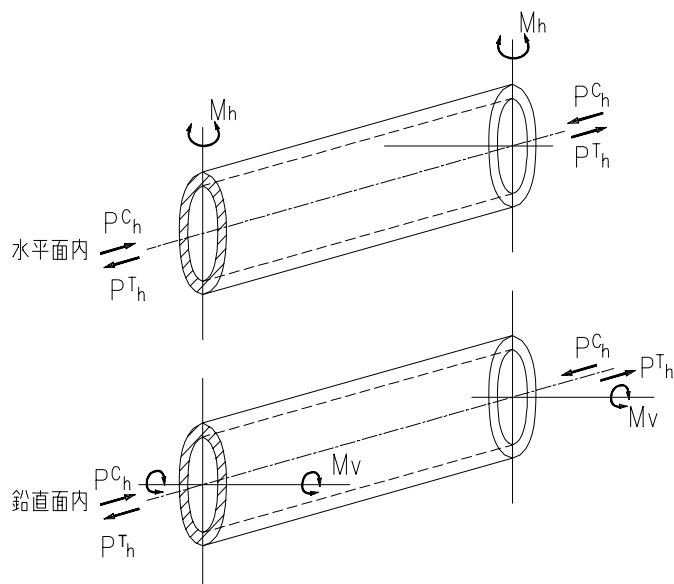


図-5.2.1 地震時のシールドトンネル断面力

・鉛直面内の地震振動による引張軸力 P^T_V

$$\begin{aligned}
 P^T_V &= T_1 \cdot \frac{\cdot (U_{h(z)} + U_V)}{2L} \cdot (EA)^{T_{eq}} \\
 &= 0.927 \times \frac{\times (0.03007 + 0.01504)}{2 \times 143.9} \times 2154383 = 983.410 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による曲げモーメント M_h

$$\begin{aligned}
 M_h &= 2 \cdot \frac{4^2 \cdot U_{h(z)}}{L^2} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{4^2 \times 0.03007}{143.9^2} \times 3273604 = 187.671 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による曲げモーメント : M_V

$$\begin{aligned}
 M_V &= 3 \cdot \frac{4^2 \cdot U_V}{L^2} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{4^2 \times 0.01504}{143.9^2} \times 3273604 = 93.867 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動によるせん断力 Q_h

$$\begin{aligned}
 Q_h &= 2 \cdot \frac{8^3 \cdot U_{h(z)}}{L^3} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{8^3 \times 0.03007}{143.9^3} \times 3273604 = 8.194 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動によるせん断力 Q_V

$$\begin{aligned}
 Q_V &= 3 \cdot \frac{8^3 \cdot U_V}{L^3} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{8^3 \times 0.01504}{143.9^3} \times 3273604 = 4.099 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここで、 $(EA)^{C_{eq}}$: 等価圧縮剛性	18221753(kN)
$(EA)^{T_{eq}}$: 等価引張剛性	2154383(kN)
$(EI)_{eq}$: 等価曲げ剛性	3273604(kN \cdot m ²)
$U_{h(z)}$: トンネル中心軸深さにおける地震時水平地盤変位	0.03007(m)
U_V : トンネル中心軸深さにおける地震時鉛直地盤変位	0.01504(m)
L : 地盤振動の波長	143.9(m)

c_1 、 T_1 、 c_2 、 c_3 : 地盤ひずみの構造物への伝達率

$$c_1 = \frac{1}{1 + (2 / (c_1 \cdot L_i))^2}$$

$$= \frac{1}{1 + (2 / (0.038 \times 203.5))^2} = 0.602$$

$$T_1 = \frac{1}{1 + (2 / (T_1 \cdot L_i))^2}$$

$$= \frac{1}{1 + (2 / (0.110 \times 203.5))^2} = 0.927$$

$$c_2 = \frac{1}{1 + (2 / (c_2 \cdot L))^4}$$

$$= \frac{1}{1 + (2 / (0.298 \times 143.9))^4} = 1.000$$

$$c_3 = \frac{1}{1 + (2 / (c_3 \cdot L))^4}$$

$$= \frac{1}{1 + (2 / (0.393 \times 143.9))^4} = 1.000$$

ここで、

$$c_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{C_{eq}}}} = \sqrt{\frac{25920}{18221753}} = 0.038 \text{ (l/m)}$$

$$T_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{T_{eq}}}} = \sqrt{\frac{25920}{2154383}} = 0.110 \text{ (l/m)}$$

$$c_2 = 4 \sqrt{\frac{K_{g2}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{25920}{3273604}} = 0.298 \text{ (l/m)}$$

$$c_3 = 4 \sqrt{\frac{K_{g3}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{77760}{3273604}} = 0.393 \text{ (l/m)}$$

$$L_i = \sqrt{2} \cdot L = \sqrt{2} \times 143.9 = 203.5 \text{ (m)}$$

但し、 K_{g1} : 地盤のバネ定数(軸方向) 25920 (kN/m²)
 K_{g2} : 地盤のバネ定数(軸直角方向) 25920 (kN/m²)
 K_{g3} : 地盤のバネ定数(鉛直方向) 77760 (kN/m²)

(1) 地震時断面力計算結果一覧表

項 目		単 位	断面力
水平面内の地震振動による圧縮軸力	P_{Ch}	kN	7201.271
水平面内の地震振動による引張軸力	P_{Th}	kN	1311.068
鉛直面内の地震振動による圧縮軸力	P_{Cv}	kN	5401.552
鉛直面内の地震振動による引張軸力	P_{Tv}	kN	983.410
水平面内の地震振動による曲げモーメント	M_h	kN・m	187.671
鉛直面内の地震振動による曲げモーメント	M_v	kN・m	93.867
水平面内の地震振動によるせん断力	Q_h	kN	8.194
鉛直面内の地震振動によるせん断力	Q_v	kN	4.099
トンネル中心軸深における地震時水平地盤変位	U_h	m	0.03007
トンネル中心軸深における地震時鉛直地盤変位	U_v	m	0.01504

5-3 断面力の重ね合わせ(重畳) [両端固定支持]

軸力と曲げモーメントを同時に受けるシールドトンネルの断面力は 図-5.3.1 に示すとおりトンネル管軸方向に対し45度の角度で入射する水平面内及び鉛直面内各々の成分、計4成分の地震振動及びトンネル管軸力方向と平行に入射する地震振動を位相差考慮の上、前項 5-2 で求めた断面力を以下のように重ね合わせるものとする。

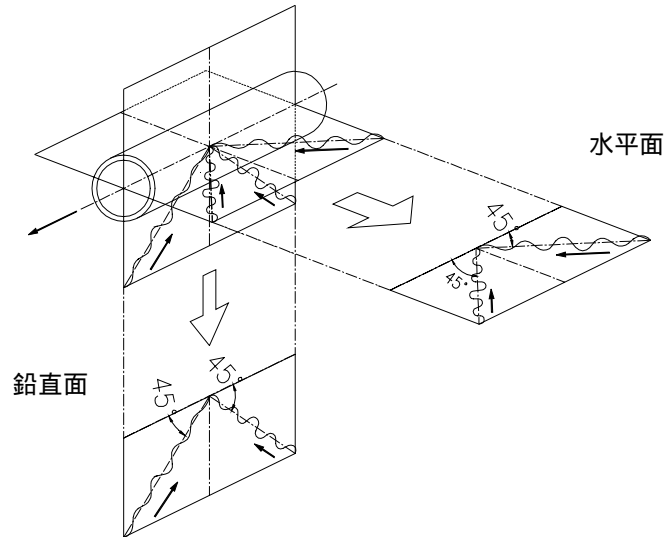


図-5.3.1 断面力の重ね合わせ

(1) 水平面内

a) 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力の重畳 : PC_0'

$$\begin{aligned} PC_0' &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot PC_0 \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 12730.677 = 9001.948 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

b) 水平面内の曲げモーメントの重畳 : M_h'

$$\begin{aligned} M_h' &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M_h \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 187.671 = 132.703 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

ここで、 M_h : 水平面内の地震振動による曲げモーメント 187.671(kN・m)

PC_0 : 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力

$$\begin{aligned} PC_0 &= \sqrt{2PC_h^2 + 2PC_v^2} = \sqrt{2 \times 7201.271^2 + 2 \times 5401.552^2} \\ &= 12730.677 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) 鉛直面内

a) 水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳 : P_{T0}'

$$P_{T0}' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot P_{T0}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 2317.755 = 1638.900 \text{ (kN)}$$

b) 鉛直面内の曲げモーメントの重畳 : M_{V}'

$$M_{V}' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M_V$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 93.867 = 66.374 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ここで、 M_V : 鉛直面内の地震振動による曲げモーメント 93.867(kN・m) P_{T0} : 水平、鉛直面内の合成引張軸力

$$P_{T0} = \sqrt{2P_{Th}^2 + 2P_{Tv}^2} = \sqrt{2 \times 1311.068^2 + 2 \times 983.410^2}$$

$$= 2317.755 \text{ (kN)}$$

(3) 応力度照査対象断面力の重畳結果一覧

項 目		単 位	断面力
水平、鉛直面内の合成圧縮軸力の重畳	P_{C0}'	kN	9001.948
水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳	P_{T0}'	kN	1638.900
水平面内の曲げモーメントの重畳	M_{H}'	kN・m	132.703
鉛直面内の曲げモーメントの重畳	M_{V}'	kN・m	66.374

5-4 断面力の補正 [両端固定支持]

ここでは、前項で示された断面力に対し、地盤と管渠のすべりを考慮した補正を行う。

(1) 地盤と管渠のすべりを考慮した最大軸力 P_{max} (kN)

a) 圧縮側最大軸力 : $P_{C_{max}}$ (kN)

$$P_{C_{max}} = C \cdot P_{C_0'}$$

b) 引張側最大軸力 : $P_{T_{max}}$ (kN)

$$P_{T_{max}} = T \cdot P_{T_0'}$$

ここに、 C : 地盤と管渠間の限界せん断力を最大圧縮側軸力とした時の補正係数

T : 地盤と管渠間の限界せん断力を最大引張側軸力とした時の補正係数

ただし、 C と T は以下のように求める。

$$C = 1 + \frac{\cos(2 \cdot \theta / L_i)}{\cosh(c_1 \cdot (L_i / 2 - \theta))}$$

$$T = \frac{(EA)_{T_{eq}}}{(EA)_{C_{eq}}} \cdot \frac{T_1}{c_1} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2 \cdot \theta / L_i)}{\cosh(T_1 \cdot \theta)}\right)$$

また、地盤振動により管渠が軸引張を受ける区間長 θ は、 $0 < \theta < L_i / 4$ の範囲にあり、次式を満足する様トライアルで求める。

$$\frac{2}{T_1 \cdot L_i} \cdot T_1 \cdot \tanh\left(T_1 \cdot \theta\right) + \frac{2}{c_1 \cdot L_i} \cdot c_1 \cdot \tanh\left(c_1 \left(\frac{L_i}{2} - \theta\right)\right) - \left(T_1 - c_1\right) \cdot \tan\left(2 \cdot \frac{\theta}{L_i}\right) = 0$$

ここに、 T_1 : 0.110 (l/m)

c_1 : 0.038 (l/m)

L_i : 203.5 (m)

T_1 : 0.927

c_1 : 0.602

を上式に代入し、トライアルで θ を求めると

$$\theta = 37.494 \text{ (m) となる。}$$

したがって、 C と T は以下のように求める。

$$C = 1 + \frac{\cos(2 \cdot \quad / L_i)}{\cosh(C_1 \cdot (L_i / 2 - \quad))}$$

$$= 1 + \frac{\cos(2 \times 37.494 / 203.5)}{\cosh(0.038 \times (203.5 / 2 - 37.494))} = 1.069$$

$$T = \frac{(EA)_{T_{eq}}}{(EA)_{C_{eq}}} \cdot \frac{T_1}{C_1} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2 \cdot \quad / L_i)}{\cosh(T_1 \cdot \quad)}\right)$$

$$= \frac{2154383}{18221753} \times \frac{0.927}{0.602} \times \left(1 - \frac{\cos(2 \times 37.494 / 203.5)}{\cosh(0.110 \times 37.494)}\right) = 0.180$$

これより、 PC_o' : 9001.948 (kN)

PT_o' : 1638.900 (kN)より

$$PC_{max} = C \cdot PC_o' = 1.069 \times 9001.948 = 9623.082 \text{ (kN)}$$

$$PT_{max} = T \cdot PT_o' = 0.180 \times 1638.900 = 295.002 \text{ (kN)}$$

(2) 最大曲げモーメント: M_{max} (kN·m)

最大曲げモーメントは、前項にて算出した水平面内曲げモーメントの重畳 M_h' と鉛直面内 M_v' を比較し最大値を採用する。

なお、曲げモーメントの補正は行わない。

M_h' : 132.703 (kN·m)

M_v' : 66.374 (kN·m) より

$M_{max} = M_h' = 132.703 \text{ (kN·m)}$ とする。

断面力の補正結果一覧

項目		単位	断面力
圧縮側最大軸力	PC_{max}	(kN)	9623.082
引張側最大軸力	PT_{max}	(kN)	295.002
最大曲げモーメント	M_{max}	(kN·m)	132.703

5-5 応力度照査

(1) 部材応力度の算出

a) セグメントの軸圧縮応力度： C_p'

管軸圧縮方向については、セグメントを軸力と曲げモーメントが作用する直梁と仮定し、セグメント全体で抵抗すると考え、次式でリング方向最大縁応力度により照査する。

$$C_p' = \frac{PC_{\max}}{A_s} + \frac{M_{\max}}{I_s} \cdot y_{zs}$$

ただし、 y_{zs} : 管渠中心より照査点(セグメント外端)までの距離(m)

y_{zs} : セグメント外半径 $D_0 / 2 = 3.550 / 2 = 1.775$ (m)

A_s : セグメントの断面積 1.345 (m²)

$$\begin{aligned} C_p' &= \frac{9623.082}{1.345} + \frac{132.703}{1.975} \times 1.775 \\ &= 7274 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 7.274 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

なお、セグメント引張側応力度については、継手部主体で引張軸力に対抗していると考えセグメント本体についてはこれを照査しない。

b) リング継手ボルトの引張応力度： B

継手ボルトの引張応力度 B は引張軸力による応力 B1 と曲げモーメントによる応力 B2 の合成によるものとする。

$$B = B1 + B2$$

・軸力による継手ボルトの引張応力度： B1

$$B1 = \frac{P_{T_{max}}}{A_B} = \frac{295.002}{0.004848} = 60850 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$60.850 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$A_B : \text{ボルト断面積} = A_n \cdot n_{rb} = 0.000303 \times 16 = 0.004848 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_n : \text{ボルトネジ切り部有効断面積} \quad 0.000303 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$n_{rb} : \text{リング当り継手個数} \quad 16 \text{ (ヶ/Ring)}$$

・曲げモーメントによる継手ボルトの引張応力度： B2

$$B2 = \frac{f_j}{A_n}$$

・但し f_j は、継手1個当りに生じる引張軸力(kN)を示し、下式で求める。

$$f_j = \frac{M_{max} \cdot B}{E_C \cdot I_{eq}} \cdot \frac{\sin}{\cos^3} \cdot R_C (1 + \sin) \cdot k_j$$

$$= \frac{132.703 \times 1.00}{33 \times 10^6 \times 0.845} \times \frac{\sin 0.847}{\cos^3 0.847} \times 1.7125 \times (1 + \sin 0.847) \times 141518$$

$$= 16.353 \text{ (KN)}$$

ここに、 M_{max} : 最大曲げモーメント 132.703 (kN・m)

I_{eq} : セグメントの換算断面二次モーメント 0.845 (m⁴)

B : セグメント幅 1.00 (m)

E_C : セグメントの弾性係数 33000000 (kN/m²)

: トンネル断面中央軸から中立軸までの角度(両端固定) 0.847 (rad)

k_j : 両端固定支持としたときの、リング継手1個当りの軸剛性 141518 (kN/m)

R_C : セグメント図心半径 1.7125 (m)

したがって、曲げモーメントによる継手ボルトの引張応力度： B2

$$B2 = \frac{f_j}{A_n} = \frac{16.353}{0.000303} = 53970 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$53.970 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、リング継手ボルトの引張応力度 B は

$$B = B1 + B2 = 60.850 + 53.970 = 114.820 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

c) 継手板の曲げ応力度: j

継手板についても継手ボルトと同様に引張軸力による応力 j_1 と曲げモーメントによる応力 j_2 の合成により算出する。

$$j = j_1 + j_2$$

・引張軸力による継手板の曲げ応力度: j_1 (両端固定)

$$j_1 = B_m \cdot \frac{P_{T_{max}}}{n_{rb}} = 7486.979 \times \frac{295.002}{16}$$

$$= 138042 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 138.042 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_m = \frac{3 \cdot l_j}{4 \cdot b_j \cdot t_j^2} = \frac{3 \times 0.115}{4 \times 0.080 \times 0.012^2}$$

$$= 7486.979 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・曲げモーメントによる継手板の曲げ応力度: j_2

$$j_2 = B_m \cdot f_j = 7486.979 \times 16.353$$

$$= 122435 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$122.435 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここで、 B_m : ボルト1本の軸力1(kN)当りの曲げ応力度

B_t : ボルト1本の軸力1(kN)当りのせん断応力係数

n_{rb} : リング当り継手箇所数 16 (箇所)

l_j : 梁と仮定した継手板のスパン 0.115 (m)

b_j : 継手板幅 0.080 (m)

t_j : 継手板厚 0.012 (m)

これより継手板の曲げ応力度 j は

$$j = j_1 + j_2 = 138.042 + 122.435 = 260.477 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d) 継手板のせん断応力度: j

$$j = j_1 + j_2$$

・引張軸力による継手板のせん断応力度: j_1 (両端固定)

$$j_1 = B_t \cdot \frac{P_{T_{max}}}{n_{rb}} = 520.833 \times \frac{295.002}{16}$$

$$= 9603 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 9.603 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_t = \frac{1}{2 \cdot b_j \cdot t_j} = \frac{1}{2 \times 0.080 \times 0.012}$$

$$= 520.833 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・曲げモーメントによる継手板のせん断応力度: j_2

$$j_2 = B_t \cdot f_j = 520.833 \times 16.353$$

$$= 8517 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 8.517 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、継手のせん断応力度 j は

$$j = j_1 + j_2 = 9.603 + 8.517 = 18.120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(2) 応力度一覧表 (レベル1地震動想定)

項目	単位	許容応力度	応力度	判定	
軸力による応力度					
ボルト引張応力度	B1	N/mm ²	660	60.850	OK
継手板曲げ応力度	j1	N/mm ²	245	138.042	OK
継手板せん断応力度	j1	N/mm ²	141	9.603	OK
モーメントによる応力度					
ボルト引張応力度	B2	N/mm ²	660	53.970	OK
継手板曲げ応力度	j2	N/mm ²	245	122.435	OK
継手板せん断応力度	j2	N/mm ²	141	8.517	OK
軸力、モーメントの合成応力度					
セグメント圧縮応力度	Cp'	N/mm ²	24	7.274	OK
ボルト引張応力度	B	N/mm ²	660	114.820	OK
継手板曲げ応力度	j	N/mm ²	245	260.477	OUT
継手板せん断応力度	j	N/mm ²	141	18.120	OK

(3) 変位量の算出

a) 変位量(伸び) : t

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{P_{T_{\max}}}{K_s} + \frac{P_{T_{\max}}}{K_j} \\
 &= \frac{295.002}{44385000} + \frac{295.002}{2264288} \\
 &= 0.00013693(\text{m}) \quad 0.1369(\text{mm})
 \end{aligned}$$

ここに、 $P_{T_{\max}}$: 引張側軸力 295.002 (kN)
 K_s : セグメントの軸剛性 44385000 (kN/m)
 K_j : リング全体の軸剛性 2264288 (kN/m)

b) リング継手ボルトのひずみ量 : bt

$$bt = (t / L_{bc}) \cdot 100 = (0.1369 / 27.0) \times 100 = 0.5070 (\%)$$

ここに、 L_{bc} : $2 \cdot t_j + t_{bW} \cdot n_{bW} = 2 \times 12 + 3.0 \times 1 = 27.0$ (mm)
 t_j : 継手板厚 12 (mm)
 t_{bW} : 平座金の厚さ 3.0 (mm)
 n_{bW} : 平座金の枚数 1 (枚)

ひずみ量 $bt = 0.5070 (\%)$ 伸び量基準値 = 12.00 (%) OK

6. フレームモデルによるシールド鉛直断面の計算（レベル1地震動想定）

セグメント断面力の算定には常時の修正慣用法によるモデルと同様、セグメント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、地震時断面力は常時断面力と地震時増分荷重による断面力の重ね合せにより求める。

$$\text{地震時断面力} = (\text{常時断面力}) + (\text{地震時断面力})$$

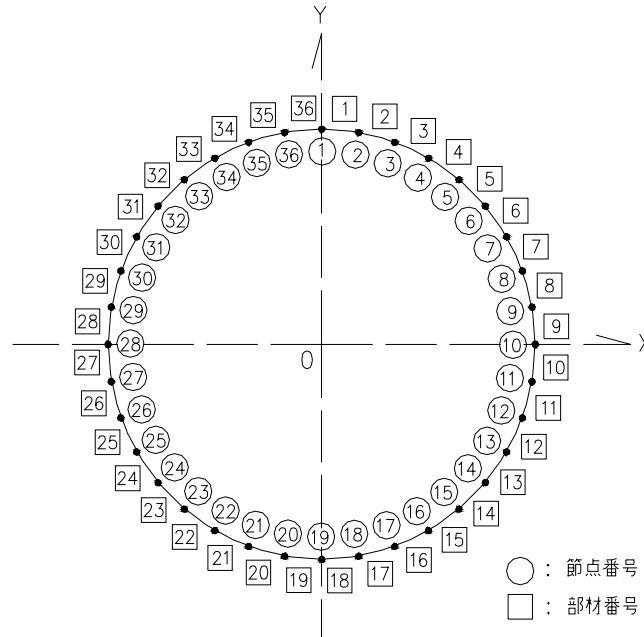


図.6.1.1 36分割フレームモデル

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	1.7125	19	0.0000	-1.7125
2	0.2974	1.6865	20	-0.2974	-1.6865
3	0.5857	1.6092	21	-0.5857	-1.6092
4	0.8562	1.4831	22	-0.8562	-1.4831
5	1.1008	1.3119	23	-1.1008	-1.3119
6	1.3119	1.1008	24	-1.3119	-1.1008
7	1.4831	0.8563	25	-1.4831	-0.8563
8	1.6092	0.5857	26	-1.6092	-0.5857
9	1.6865	0.2974	27	-1.6865	-0.2974
10	1.7125	0.0000	28	-1.7125	0.0000
11	1.6865	-0.2974	29	-1.6865	0.2974
12	1.6092	-0.5857	30	-1.6092	0.5857
13	1.4831	-0.8562	31	-1.4831	0.8563
14	1.3119	-1.1008	32	-1.3119	1.1008
15	1.1008	-1.3119	33	-1.1008	1.3119
16	0.8562	-1.4831	34	-0.8563	1.4831
17	0.5857	-1.6092	35	-0.5857	1.6092
18	0.2974	-1.6865	36	-0.2974	1.6865

(1) 弾性係数

$$E_c = 33000000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 断面積

$$A = b \cdot h = 1.00 \times 0.125 = 0.125 \text{ (m}^2\text{)}$$

(3) 部材の断面二次モーメント

$$I_{SE} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1.00 \times 0.125^3}{12} = 0.000163 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここに、 b : 部材幅 1.00 (m)

h : セグメント厚 0.125 (m)

6-1 常時断面力算定

(1)荷重条件

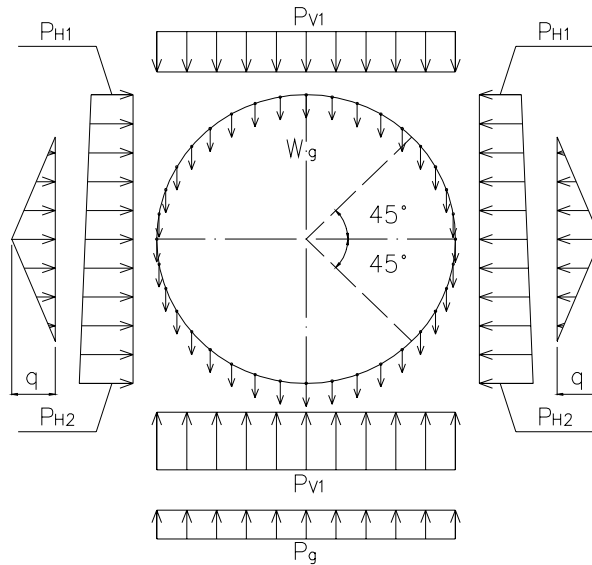


図.6.1.2 荷重図

鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	207.104
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	166.483
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	210.323
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	3.253
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	10.220
地盤反力	q	kN/m^2	6.147

節点番号		($^{\circ}$)	水平荷重 $P_H(\text{kN/m}^2)$	($^{\circ}$)	地盤反力 $q(\text{kN/m}^2)$
1		0	166.4830	90	0.0000
2	36	10	166.8158	80	0.0000
3	35	20	167.8052	70	0.0000
4	34	30	169.4193	60	0.0000
5	33	40	171.6107	50	0.0000
6	32	50	174.3128	40	0.5590
7	31	60	177.4424	30	1.8002
8	30	70	180.9060	20	3.1738
9	29	80	184.5963	10	4.6373
10	28	90	188.4030	0	6.1470
11	27	100	192.2097	10	4.6373
12	26	110	195.9000	20	3.1738
13	25	120	199.3624	30	1.8002
14	24	130	202.4932	40	0.5590
15	23	140	205.1953	50	0.0000
16	22	150	207.3867	60	0.0000
17	21	160	209.0008	70	0.0000
18	20	170	209.9902	80	0.0000
19		180	210.3230	90	0.0000

(2) フレーム支点条件

常時の場合は、下図に示すピンローラ支点とする。

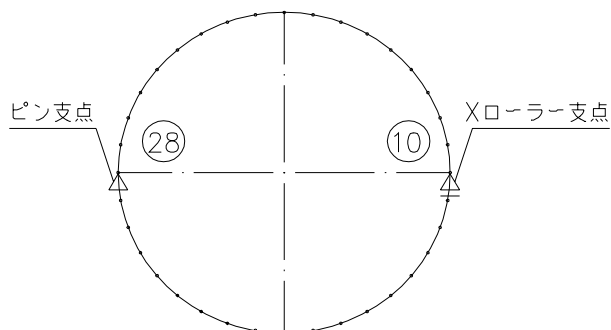


図.6.1.3 常時の支点条件

(3)常時節点変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)
1	0.002549	-0.003046	0.000000				
2	0.002539	-0.002903	0.000938	36	0.002559	-0.002903	-0.000938
3	0.002622	-0.002506	0.001742	35	0.002476	-0.002506	-0.001743
4	0.002859	-0.001943	0.002301	34	0.002239	-0.001942	-0.002301
5	0.003259	-0.001330	0.002541	33	0.001839	-0.001330	-0.002541
6	0.003773	-0.000781	0.002441	32	0.001325	-0.000781	-0.002440
7	0.004311	-0.000373	0.002030	31	0.000787	-0.000373	-0.002030
8	0.004766	-0.000133	0.001383	30	0.000332	-0.000133	-0.001383
9	0.005047	-0.000031	0.000595	29	0.000052	-0.000031	-0.000594
10	0.005098	0.000000	-0.000230	28	0.000000	0.000000	0.000230
11	0.004916	0.000042	-0.000994	27	0.000182	0.000042	0.000994
12	0.004542	0.000170	-0.001617	26	0.000556	0.000170	0.001617
13	0.004053	0.000426	-0.002038	25	0.001045	0.000426	0.002038
14	0.003542	0.000815	-0.002218	24	0.001556	0.000815	0.002218
15	0.003095	0.001298	-0.002149	23	0.002003	0.001298	0.002149
16	0.002771	0.001805	-0.001845	22	0.002328	0.001805	0.001845
17	0.002590	0.002251	-0.001346	21	0.002508	0.002251	0.001345
18	0.002534	0.002556	-0.000708	20	0.002564	0.002556	0.000708
19	0.002549	0.002664	0.000000				

(4)常時断面力

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	17.536	-4.238	310.723	36	1	17.536	4.237	310.723
1	2	16.271	-4.238	310.723	36	36	16.272	4.237	310.723
2	2	16.271	-11.901	314.356	35	36	16.272	11.900	314.355
2	3	12.719	-11.901	314.356	35	35	12.719	11.900	314.355
3	3	12.719	-17.763	321.036	34	35	12.719	17.817	321.037
3	4	7.417	-17.763	321.036	34	34	7.401	17.817	321.037
4	4	7.417	-20.721	329.740	33	34	7.401	20.666	329.749
4	5	1.231	-20.721	329.740	33	33	1.232	20.666	329.749
5	5	1.231	-20.352	339.163	32	33	1.232	20.351	339.163
5	6	-4.844	-20.352	339.163	32	32	-4.843	20.351	339.163
6	6	-4.844	-17.071	347.901	31	32	-4.843	17.070	347.901
6	7	-9.940	-17.071	347.901	31	31	-9.939	17.070	347.901
7	7	-9.940	-11.598	354.844	30	31	-9.939	11.598	354.843
7	8	-13.402	-11.598	354.844	30	30	-13.401	11.598	354.843
8	8	-13.402	-5.363	359.443	29	30	-13.401	5.363	359.442
8	9	-15.003	-5.363	359.443	29	29	-15.002	5.363	359.442
9	9	-15.003	0.980	361.698	28	29	-15.002	-0.980	361.697
9	10	-14.711	0.980	361.698	28	28	-14.709	-0.980	361.697
10	10	-14.711	6.274	361.908	27	28	-14.709	-6.274	361.904
10	11	-12.838	6.274	361.908	27	27	-12.836	-6.274	361.904
11	11	-12.838	10.774	360.330	26	27	-12.836	-10.773	360.326
11	12	-9.622	10.774	360.330	26	26	-9.620	-10.773	360.326
12	12	-9.622	13.753	357.351	25	26	-9.620	-13.700	357.349
12	13	-5.516	13.753	357.351	25	25	-5.531	-13.700	357.349
13	13	-5.516	15.166	353.571	24	25	-5.531	-15.231	353.565
13	14	-0.989	15.166	353.571	24	24	-0.984	-15.231	353.565
14	14	-0.989	15.009	349.569	23	24	-0.984	-15.006	349.566
14	15	3.491	15.009	349.569	23	23	3.495	-15.006	349.566
15	15	3.491	13.301	345.915	22	23	3.495	-13.297	345.912
15	16	7.461	13.301	345.915	22	22	7.465	-13.297	345.912
16	16	7.461	10.272	343.039	21	22	7.465	-10.269	343.038
16	17	10.528	10.272	343.039	21	21	10.530	-10.269	343.038
17	17	10.528	6.383	341.105	20	21	10.530	-6.379	341.104
17	18	12.433	6.383	341.105	20	20	12.434	-6.379	341.104
18	18	12.433	2.217	340.138	19	20	12.434	-2.213	340.137
18	19	13.095	2.217	340.138	19	19	13.095	-2.213	340.137

6-2 地震時断面力算定

(1) フレーム条件

本検討では、全周に地盤バネを配置するものとし、拘束点は設けない。
尚、地盤バネ及び地震力については、法線・接線方向モデルとして扱う。

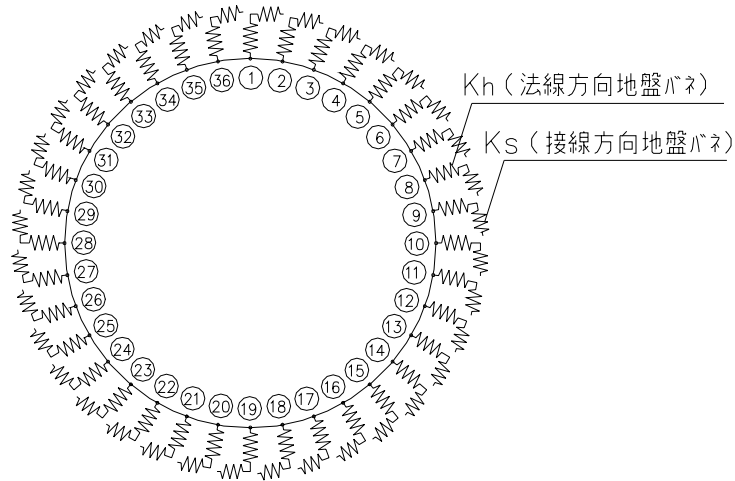


図.6.2.1 地震時断面力算定フレームモデル

(2) 水平方向地盤バネ定数: K_h 及びせん断バネ定数: K_s の算定

地盤バネ定数(水平方向地盤反力係数) K_h は次式により求める。

$$K_h = K_{h0} \cdot (B_h / 0.3)^{-3/4}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \cdot \quad \cdot E_0$$

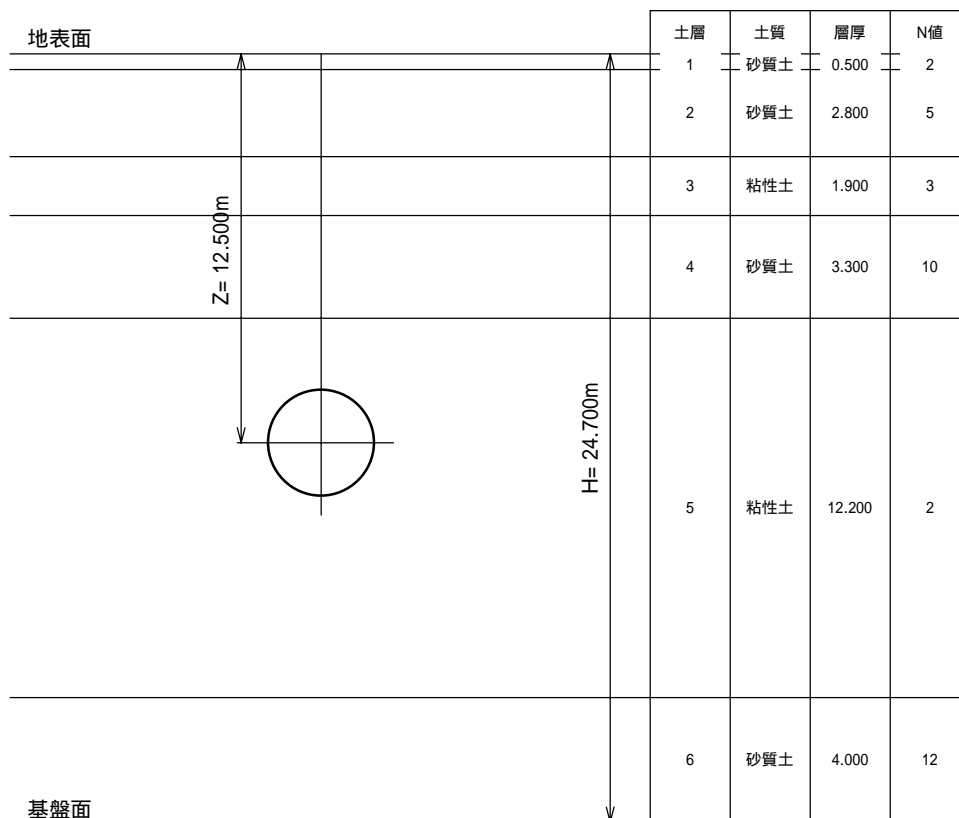
$$B_h = \sqrt{B \cdot D_c}$$

ここに、 B :	シールド管路の奥行長	10.00 (m)
D_c :	セグメント図心径	3.4250 (m)
	: 補正係数	1.0
E_0 :	地盤の変形係数	$E_0 = 2800 \cdot N$ 値 (kN/m ²)

またせん断バネ定数 K_s は

$$K_s : 0.3 \cdot K_h \quad \text{とする。}$$

(3)各層の地盤バネ定数及びせん断バネ定数



土層	土質名称	層厚	N値	E_0 (kN/m^2)	B_h (m)	K_{h0} (kN/m^3)	K_h (kN/m^3)	K_s (kN/m^3)
1	砂質土	0.500	2	5600	5.852	18667	2011.081	603.324
2	砂質土	2.800	5	14000	5.852	46667	5027.701	1508.310
3	粘性土	1.900	3	8400	5.852	28000	3016.621	904.986
4	砂質土	3.300	10	28000	5.852	93333	10055.403	3016.621
5	粘性土	12.200	2	5600	5.852	18667	2011.081	603.324
6	砂質土	4.000	12	33600	5.852	112000	12066.484	3619.945

(4)各節点の地盤バネ定数

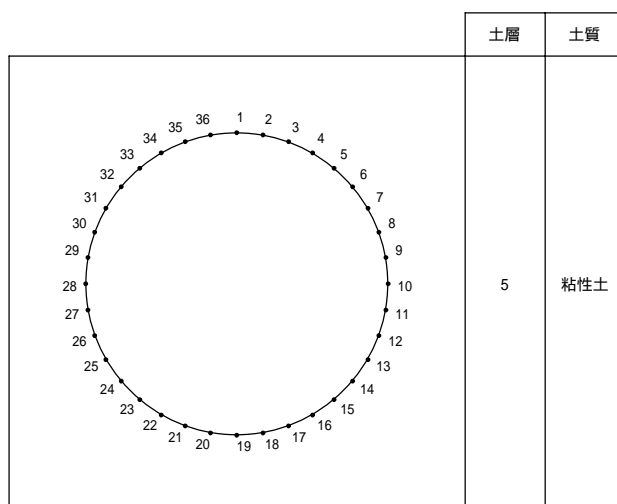


図.6.2.1 各節点が属する土層

節点番号	土層番号	1要素当りの周長 ds(m)	地盤バネ K _h (kN/m ³)	せん断バネ K _s (kN/m ³)	1要素当り 地盤バネ ds・K _h	1要素当り せん断バネ ds・K _s
1	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
2	36	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
3	35	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
4	34	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
5	33	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
6	32	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
7	31	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
8	30	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
9	29	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
10	28	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
11	27	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
12	26	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
13	25	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
14	24	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
15	23	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
16	22	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
17	21	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
18	20	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
19	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326

(5)地震力の算定

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。

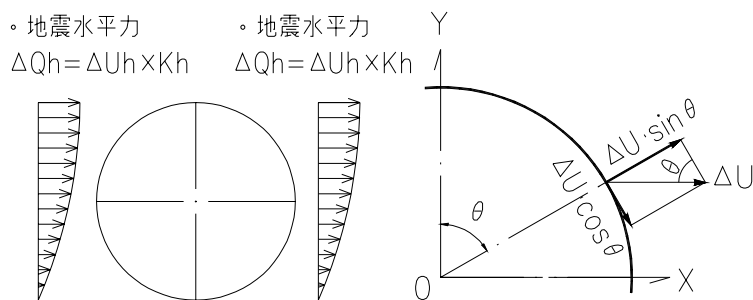


図.6.2.2 地震時荷重

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する。

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

b)法線方向成分 = $U \cdot \sin$ (m)

c)接線方向成分 = $U \cdot \cos$ (m)

地震力については、法線方向と接線方向に対し各々の地盤バネ定数を乗ずる。

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

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

節点 番号	深度 Z(m)	水平変位 $U_{h(z)}$ (m)	相対変位 U(m)	法線方向地 震変位成分 $U \cdot \sin$ (m)	接線方向地 震変位成分 $U \cdot \cos$ (m)	1要素長当り 地盤バネ定数 $ds \cdot K_h$ (kN/m ²)	1要素長当り せん断バネ定数 $ds \cdot K_s$ (kN/m ²)	法線方向 地震力 q_k (kN/m)	接線方向 地震力 q_j (kN/m)
1	10.7875	0.0332	0.0066	0.0000	0.0066	601.087	180.326	0.000	1.190
2	10.8135	0.0332	0.0066	0.0011	0.0065	601.087	180.326	0.689	1.172
3	10.8908	0.0330	0.0064	0.0022	0.0060	601.087	180.326	1.316	1.084
4	11.0169	0.0328	0.0062	0.0031	0.0054	601.087	180.326	1.863	0.968
5	11.1881	0.0325	0.0059	0.0038	0.0045	601.087	180.326	2.280	0.815
6	11.3992	0.0321	0.0055	0.0042	0.0035	601.087	180.326	2.533	0.638
7	11.6437	0.0317	0.0051	0.0044	0.0026	601.087	180.326	2.655	0.460
8	11.9143	0.0312	0.0046	0.0043	0.0016	601.087	180.326	2.598	0.284
9	12.2026	0.0306	0.0040	0.0039	0.0007	601.087	180.326	2.368	0.125
10	12.5000	0.0301	0.0035	0.0035	0.0000	601.087	180.326	2.104	0.000
11	12.7974	0.0295	0.0029	0.0029	-0.0005	601.087	180.326	1.717	-0.091
12	13.0857	0.0289	0.0023	0.0022	-0.0008	601.087	180.326	1.299	-0.142
13	13.3562	0.0284	0.0018	0.0016	-0.0009	601.087	180.326	0.937	-0.162
14	13.6008	0.0279	0.0013	0.0010	-0.0008	601.087	180.326	0.599	-0.151
15	13.8119	0.0274	0.0008	0.0005	-0.0006	601.087	180.326	0.309	-0.111
16	13.9831	0.0271	0.0005	0.0003	-0.0004	601.087	180.326	0.150	-0.078
17	14.1092	0.0268	0.0002	0.0001	-0.0002	601.087	180.326	0.041	-0.034
18	14.1865	0.0266	0.0000	0.0000	0.0000	601.087	180.326	0.000	0.000
19	14.2125	0.0266	0.0000	0.0000	0.0000	601.087	180.326	0.000	0.000
20	14.1865	0.0266	0.0000	0.0000	0.0000	601.087	180.326	0.000	0.000
21	14.1092	0.0268	0.0002	-0.0001	-0.0002	601.087	180.326	-0.041	-0.034
22	13.9831	0.0271	0.0005	-0.0003	-0.0004	601.087	180.326	-0.150	-0.078
23	13.8119	0.0274	0.0008	-0.0005	-0.0006	601.087	180.326	-0.309	-0.111
24	13.6008	0.0279	0.0013	-0.0010	-0.0008	601.087	180.326	-0.599	-0.151
25	13.3563	0.0284	0.0018	-0.0016	-0.0009	601.087	180.326	-0.937	-0.162
26	13.0857	0.0289	0.0023	-0.0022	-0.0008	601.087	180.326	-1.299	-0.142
27	12.7974	0.0295	0.0029	-0.0029	-0.0005	601.087	180.326	-1.717	-0.091
28	12.5000	0.0301	0.0035	-0.0035	0.0000	601.087	180.326	-2.104	0.000
29	12.2026	0.0306	0.0040	-0.0039	0.0007	601.087	180.326	-2.368	0.125
30	11.9143	0.0312	0.0046	-0.0043	0.0016	601.087	180.326	-2.598	0.284
31	11.6437	0.0317	0.0051	-0.0044	0.0026	601.087	180.326	-2.655	0.460
32	11.3992	0.0321	0.0055	-0.0042	0.0035	601.087	180.326	-2.533	0.638
33	11.1881	0.0325	0.0059	-0.0038	0.0045	601.087	180.326	-2.280	0.815
34	11.0169	0.0328	0.0062	-0.0031	0.0054	601.087	180.326	-1.863	0.968
35	10.8908	0.0330	0.0064	-0.0022	0.0060	601.087	180.326	-1.316	1.084
36	10.8135	0.0332	0.0066	-0.0011	0.0065	601.087	180.326	-0.689	1.172

(6)地震時節点変位

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	0.005305	0.000000	-0.000542				
2	0.005291	-0.000164	-0.000567	36	0.005291	0.000164	-0.000567
3	0.005244	-0.000337	-0.000640	35	0.005244	0.000337	-0.000640
4	0.005157	-0.000524	-0.000753	34	0.005157	0.000524	-0.000753
5	0.005016	-0.000725	-0.000890	33	0.005016	0.000725	-0.000890
6	0.004813	-0.000928	-0.001038	32	0.004813	0.000928	-0.001038
7	0.004542	-0.001118	-0.001177	31	0.004542	0.001118	-0.001177
8	0.004207	-0.001274	-0.001291	30	0.004207	0.001274	-0.001291
9	0.003822	-0.001377	-0.001367	29	0.003822	0.001377	-0.001367
10	0.003411	-0.001413	-0.001395	28	0.003411	0.001413	-0.001395
11	0.002998	-0.001377	-0.001371	27	0.002998	0.001377	-0.001371
12	0.002612	-0.001273	-0.001298	26	0.002612	0.001273	-0.001298
13	0.002276	-0.001117	-0.001184	25	0.002276	0.001117	-0.001184
14	0.002003	-0.000926	-0.001044	24	0.002003	0.000926	-0.001044
15	0.001798	-0.000721	-0.000894	23	0.001798	0.000721	-0.000894
16	0.001657	-0.000520	-0.000753	22	0.001657	0.000520	-0.000753
17	0.001570	-0.000333	-0.000637	21	0.001570	0.000333	-0.000637
18	0.001524	-0.000162	-0.000561	20	0.001524	0.000162	-0.000561
19	0.001509	0.000000	-0.000535				

(7)地震時断面力

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	-3.061	0.385	36	1	0.000	-3.061	-0.385
1	2	-0.914	-3.061	0.385	36	36	0.914	-3.061	-0.385
2	2	-0.914	-2.695	1.117	35	36	0.914	-2.695	-1.117
2	3	-1.718	-2.695	1.117	35	35	1.718	-2.695	-1.117
3	3	-1.718	-2.019	1.705	34	35	1.718	-2.019	-1.704
3	4	-2.321	-2.019	1.705	34	34	2.321	-2.019	-1.704
4	4	-2.321	-1.098	2.093	33	34	2.321	-1.098	-2.094
4	5	-2.648	-1.098	2.093	33	33	2.648	-1.098	-2.094
5	5	-2.648	-0.041	2.231	32	33	2.648	-0.041	-2.231
5	6	-2.661	-0.041	2.231	32	32	2.661	-0.041	-2.231
6	6	-2.661	1.015	2.097	31	32	2.661	1.015	-2.097
6	7	-2.358	1.015	2.097	31	31	2.358	1.015	-2.097
7	7	-2.358	1.978	1.711	30	31	2.358	1.978	-1.710
7	8	-1.768	1.978	1.711	30	30	1.768	1.978	-1.710
8	8	-1.768	2.709	1.109	29	30	1.768	2.709	-1.109
8	9	-0.959	2.709	1.109	29	29	0.959	2.709	-1.109
9	9	-0.959	3.088	0.361	28	29	0.959	3.088	-0.361
9	10	-0.037	3.088	0.361	28	28	0.037	3.088	-0.361
10	10	-0.037	3.135	-0.438	27	28	0.037	3.135	0.438
10	11	0.899	3.135	-0.438	27	27	-0.899	3.135	0.438
11	11	0.899	2.789	-1.200	26	27	-0.899	2.789	1.200
11	12	1.732	2.789	-1.200	26	26	-1.732	2.789	1.200
12	12	1.732	2.085	-1.823	25	26	-1.732	2.086	1.823
12	13	2.354	2.085	-1.823	25	25	-2.354	2.086	1.823
13	13	2.354	1.145	-2.237	24	25	-2.354	1.145	2.238
13	14	2.696	1.145	-2.237	24	24	-2.696	1.145	2.238
14	14	2.696	0.056	-2.389	23	24	-2.696	0.056	2.389
14	15	2.713	0.056	-2.389	23	23	-2.713	0.056	2.389
15	15	2.713	-1.070	-2.246	22	23	-2.713	-1.070	2.246
15	16	2.393	-1.070	-2.246	22	22	-2.393	-1.070	2.246
16	16	2.393	-2.048	-1.839	21	22	-2.393	-2.048	1.839
16	17	1.782	-2.048	-1.839	21	21	-1.782	-2.048	1.839
17	17	1.782	-2.786	-1.204	20	21	-1.782	-2.786	1.204
17	18	0.950	-2.786	-1.204	20	20	-0.950	-2.786	1.204
18	18	0.950	-3.183	-0.415	19	20	-0.950	-3.183	0.415
18	19	0.000	-3.183	-0.415	19	19	0.000	-3.183	0.415

(8)常時 + 地震時節点変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)
1	0.007854	-0.003046	-0.000542				
2	0.007830	-0.003067	0.000370	36	0.007850	-0.002739	-0.001506
3	0.007866	-0.002843	0.001102	35	0.007721	-0.002169	-0.002383
4	0.008016	-0.002467	0.001548	34	0.007396	-0.001418	-0.003054
5	0.008275	-0.002055	0.001651	33	0.006856	-0.000605	-0.003431
6	0.008586	-0.001709	0.001403	32	0.006138	0.000147	-0.003478
7	0.008852	-0.001491	0.000853	31	0.005329	0.000745	-0.003207
8	0.008973	-0.001407	0.000091	30	0.004539	0.001141	-0.002674
9	0.008869	-0.001408	-0.000773	29	0.003874	0.001346	-0.001962
10	0.008509	-0.001413	-0.001625	28	0.003411	0.001413	-0.001165
11	0.007914	-0.001334	-0.002365	27	0.003180	0.001419	-0.000377
12	0.007154	-0.001104	-0.002915	26	0.003168	0.001443	0.000319
13	0.006329	-0.000691	-0.003222	25	0.003321	0.001542	0.000853
14	0.005545	-0.000111	-0.003262	24	0.003558	0.001740	0.001174
15	0.004893	0.000577	-0.003043	23	0.003801	0.002019	0.001255
16	0.004428	0.001285	-0.002597	22	0.003985	0.002325	0.001092
17	0.004160	0.001918	-0.001982	21	0.004078	0.002584	0.000709
18	0.004057	0.002394	-0.001269	20	0.004088	0.002717	0.000147
19	0.004058	0.002664	-0.000535				

(9)常時 + 地震時断面力

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	17.536	-7.299	311.108	36	1	17.536	1.176	310.338
1	2	15.357	-7.299	311.108	36	36	17.186	1.176	310.338
2	2	15.357	-14.596	315.473	35	36	17.186	9.205	313.238
2	3	11.001	-14.596	315.473	35	35	14.437	9.205	313.238
3	3	11.001	-19.782	322.741	34	35	14.437	15.798	319.333
3	4	5.096	-19.782	322.741	34	34	9.722	15.798	319.333
4	4	5.096	-21.819	331.833	33	34	9.722	19.568	327.655
4	5	-1.417	-21.819	331.833	33	33	3.880	19.568	327.655
5	5	-1.417	-20.393	341.394	32	33	3.880	20.310	336.932
5	6	-7.505	-20.393	341.394	32	32	-2.182	20.310	336.932
6	6	-7.505	-16.056	349.998	31	32	-2.182	18.085	345.804
6	7	-12.298	-16.056	349.998	31	31	-7.581	18.085	345.804
7	7	-12.298	-9.620	356.555	30	31	-7.581	13.576	353.133
7	8	-15.170	-9.620	356.555	30	30	-11.633	13.576	353.133
8	8	-15.170	-2.654	360.552	29	30	-11.633	8.072	358.333
8	9	-15.962	-2.654	360.552	29	29	-14.043	8.072	358.333
9	9	-15.962	4.068	362.059	28	29	-14.043	2.108	361.336
9	10	-14.748	4.068	362.059	28	28	-14.672	2.108	361.336
10	10	-14.748	9.409	361.470	27	28	-14.672	-3.139	362.342
10	11	-11.939	9.409	361.470	27	27	-13.735	-3.139	362.342
11	11	-11.939	13.563	359.130	26	27	-13.735	-7.984	361.526
11	12	-7.890	13.563	359.130	26	26	-11.352	-7.984	361.526
12	12	-7.890	15.838	355.528	25	26	-11.352	-11.614	359.172
12	13	-3.162	15.838	355.528	25	25	-7.885	-11.614	359.172
13	13	-3.162	16.311	351.334	24	25	-7.885	-14.086	355.803
13	14	1.707	16.311	351.334	24	24	-3.680	-14.086	355.803
14	14	1.707	15.065	347.180	23	24	-3.680	-14.950	351.955
14	15	6.204	15.065	347.180	23	23	0.782	-14.950	351.955
15	15	6.204	12.231	343.669	22	23	0.782	-14.367	348.158
15	16	9.854	12.231	343.669	22	22	5.072	-14.367	348.158
16	16	9.854	8.224	341.200	21	22	5.072	-12.317	344.877
16	17	12.310	8.224	341.200	21	21	8.748	-12.317	344.877
17	17	12.310	3.597	339.901	20	21	8.748	-9.165	342.308
17	18	13.383	3.597	339.901	20	20	11.484	-9.165	342.308
18	18	13.383	-0.966	339.723	19	20	11.484	-5.396	340.552
18	19	13.095	-0.966	339.723	19	19	13.095	-5.396	340.552

(10)常時 + 地震時断面力リング当り

前項『(9)常時 + 地震時断面力』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う。

1m当り断面力

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	36	1	17.536	310.338	1.176
-Mmax	8	9	-15.962	360.552	-2.654
Qmax	4	4	5.096	331.833	-21.819

これを1リング当り断面力に換算する。

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

$$N = N \cdot B$$

$$Q = Q \cdot B$$

B : セグメント幅 1.000(m)

: モーメント割増率 0(%)

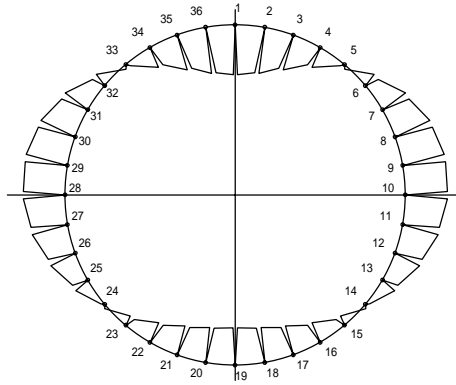
1リング当り断面力

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	36	1	17.536	310.338	1.176
-Mmax	8	9	-15.962	360.552	-2.654
Qmax	4	4	5.096	331.833	-21.819

6-3 断面力図

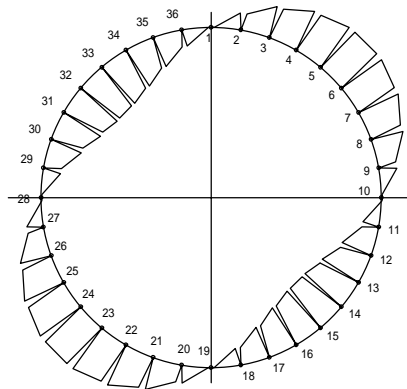
(1) 曲げモーメント図

a) 常時曲げモーメント



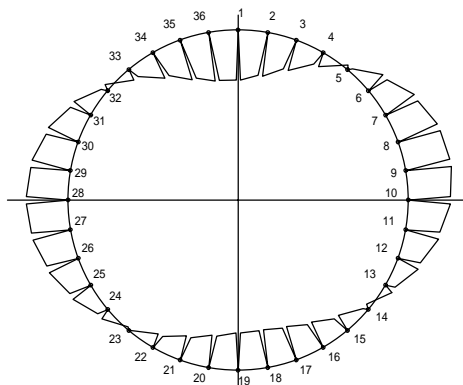
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 0
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 0
 正の最大曲げモーメント = 17.536 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント = -15.003 (kN·m)

b) 地震時曲げモーメント



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 = 2.713 (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 = -2.713 (kN·m)

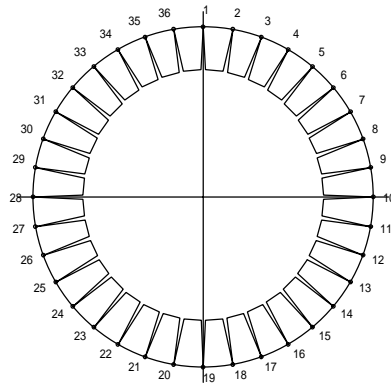
c) 常時+地震時曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 36
 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 = 17.536 (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 = -15.962 (kN·m)

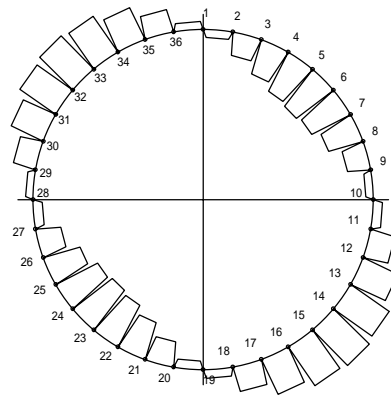
(2)軸力図

a)常時軸力



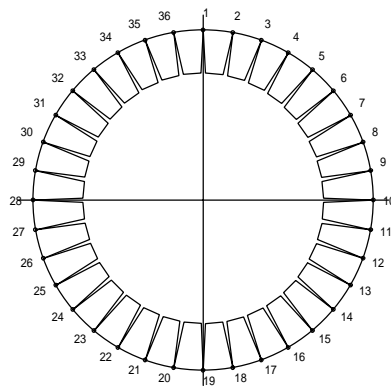
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 0
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 0
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 359.443 (kN)

b)地震時軸力



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 = -2.389 (kN)
 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 = 2.246 (kN)

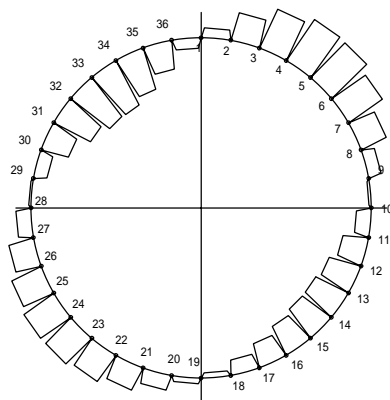
c)常時+地震時軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 36
 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 = 310.338 (kN)
 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 = 360.552 (kN)

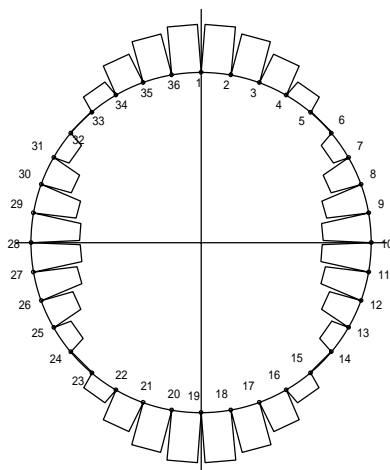
(3)せん断力図

a)常時せん断力



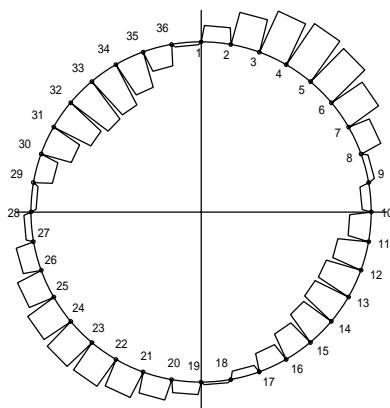
最大せん断力が発生する要素 = 4
 最大せん断力が発生する節点 = 4
 最大せん断力 = -20.721 (kN)

b)地震時せん断力



最大せん断力が発生する要素 = 0
 最大せん断力が発生する節点 = 0
 最大せん断力 = -6.178 (kN)

c)常時+地震時せん断力



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 = -21.819 (kN)

6-4 応力度照査

(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

$$K_i \leq f \quad \text{全断面圧縮状態}$$

$$K_i < f \quad \text{曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生ずる状態}$$

ただし、

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

ここで、

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

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

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

$$e = M / N$$

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

- ただし、
- 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($K_i \leq f$ の場合)

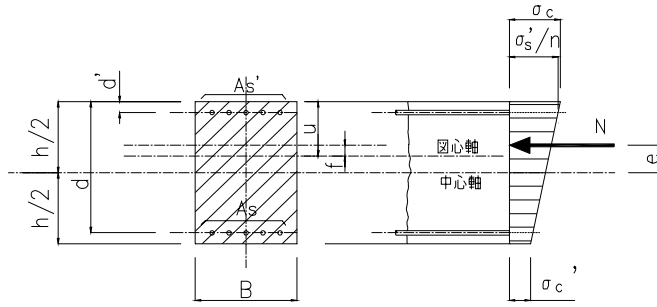


図-0.1.1 全断面圧縮状態の応力度

ただし、

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

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)

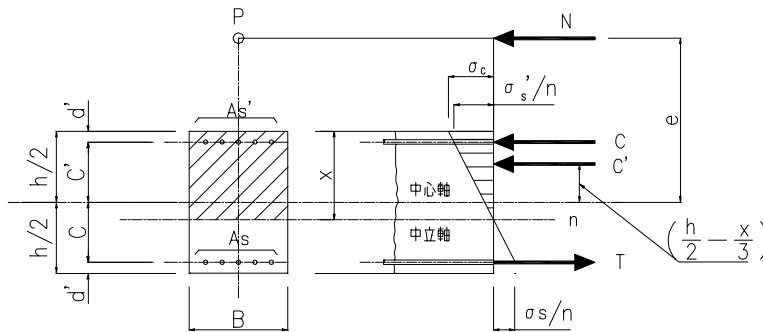


図-.1.2 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\sigma_c^3 - 3 \cdot (h/2 - e) \cdot \sigma_c^2 + (6 \cdot n/B) \cdot (A_s \cdot (e+C) + A_{s'} \cdot (e - C')) \cdot \sigma_c - (6 \cdot n/B) \cdot (A_s \cdot (e+C) \cdot (C+h/2) + A_{s'} \cdot (e - C') \cdot (h/2 - C')) = 0$$

$$\sigma_c = \frac{M}{B \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot (h/2 - x/3) + (n \cdot A_{s'} / B) \cdot (C' - h/2 + x) \right] + (n \cdot A_s / B) \cdot (C \cdot (C+h/2 - x))} \quad \sigma_{ca}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c}{1} \cdot \left(C + \frac{h}{2} - x \right) \quad \sigma_{sa}$$

$$\sigma_{s'} = \frac{n \cdot \sigma_c}{1} \cdot \left(C' - \frac{h}{2} + x \right) \quad \sigma_{sa}$$

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)

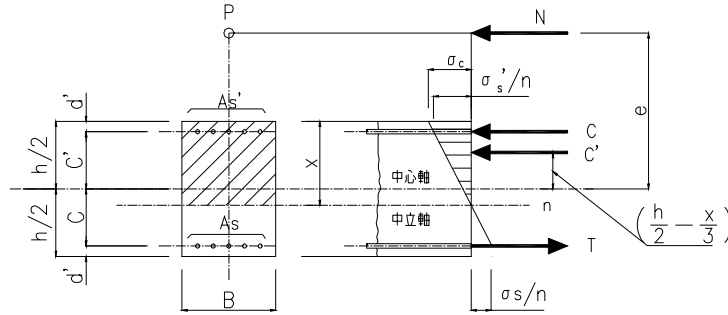


図-.1.3 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

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

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

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

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

- ただし、
- x : 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、

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

ただし、 Q_{\max} : 最大せん断力

(3) 応力度の算定一覧表

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		4	
断面寸法	B (m)	1.000		1.000		1.000	
	h (m)	0.125		0.125		0.125	
断面力	M (kN・m)	17.536		-15.962		5.096	
	N (kN)	310.338		360.552		331.833	
	Q (kN)	1.176		-2.654		-21.819	
引張側有効高	d (mm)	90		90		90	
引張側鉄筋量	As (cm ²)	6.9770		6.9770		6.9770	
圧縮側有効高	d' (mm)	35		35		35	
圧縮側鉄筋量	As' (cm ²)	6.9770		6.9770		6.9770	
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)	57		44		15	
	Ai (mm ²)	145931		145931		145931	
	u (mm)	62		62		62	
	Ii (mm ⁴ /Ring)	178625968		178625968		178625968	
	Ki (mm)	19		19		19	
	f (mm)	56		44		14	
	応力状態	曲げ引張が作用		曲げ引張が作用		全圧縮状態	
	(mm)	57		69		-	
	c (N/mm ²)	11.500	OK	10.000	OK	4.000	OK
	s (N/mm ²)	101.400	OK	46.700	OK	-	-
	s' (N/mm ²)	68.100	OK	75.000	OK	-	-
	c (N/mm ²)	0.015	OK	0.034	OK	0.279	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)	24		24		24	
	sa (N/mm ²)	345		345		345	
	a (N/mm ²)	1.07		1.07		1.07	

(4) せん断力に対する検討

1) K型セグメントの継手部

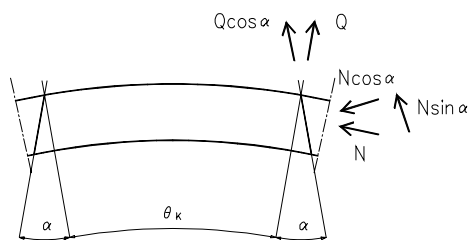


図-6.4.3 K型セグメント継手部に作用する応力

継手角度 = 14.5 °

$$\text{せん断力 } Q_k = N \cdot (\sin \alpha - f' \cdot \cos \alpha) - Q \cdot (\cos \alpha + f' \cdot \sin \alpha)$$

但し、 $f' = 0.5$ (コンクリートの摩擦係数)

K型セグメントの継手位置は $\kappa = 0^\circ \sim 50^\circ$ の範囲内にあるので、この範囲に作用するせん断力 Q_k を求め、検討する。

せん断力の計算結果

要素番号	節点番号	軸力 N (kN/m)	せん断力 Q (kN/m)	$N \cdot (\sin \alpha - f' \cdot \cos \alpha)$	$Q \cdot (\cos \alpha + f' \cdot \sin \alpha)$	合計せん断力 Q_k (kN/m)
1	1	311.108	-7.299	-72.704	-7.980	-64.724
1	2	311.108	-7.299	-72.704	-7.980	-64.724
2	2	315.473	-14.596	-73.724	-15.958	-57.766
2	3	315.473	-14.596	-73.724	-15.958	-57.766
3	3	322.741	-19.782	-75.423	-21.628	-53.795
3	4	322.741	-19.782	-75.423	-21.628	-53.795
4	4	331.833	-21.819	-77.547	-23.856	-53.691
4	5	331.833	-21.819	-77.547	-23.856	-53.691
5	5	341.394	-20.393	-79.782	-22.296	-57.486
5	6	341.394	-20.393	-79.782	-22.296	-57.486
6	6	349.998	-16.056	-81.792	-17.555	-64.237

K型最大せん断力(Q_{kmax})は

$$Q_{kmax} = -53.691 \text{ (kN/m)}$$

$Q_{kmax} < 0$ によりボルトにせん断力は働かない。

2) 最大せん断力に対する検討

$$B = \frac{Q_{\max}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{21.819}{2 \times 0.000380}$$

$$= 28709 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 28.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

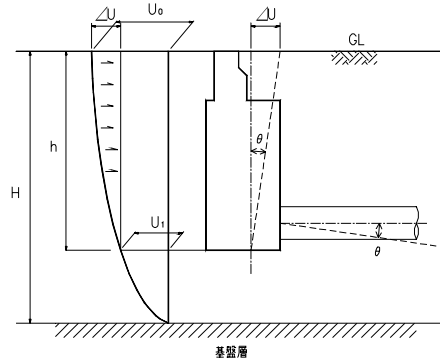
3) ボルト応力度一覧表

位 置	許容せん断応力度 N/mm ²	せん断応力度 N/mm ²	判 定
K型セグメント部	381	-	-
最大せん断力	381	28.7	OK

7. 構造物躯体とシールド管路接合部についての検討

構造物躯体とシールド管路接続部については「下水道協会指針」に示す『§ 16 差し込み継手構造の円形管渠』に基づき行う。

7-1 構造物躯体とシールド管路の屈曲角(回転角)の算定



$$= \tan^{-1} (U / h)$$

$$U_h(z) = \frac{2}{2} Sv \cdot Ts \cdot \cos \left(\frac{h}{2H} \right)$$

$$U = U_{h(0)} - U_{h(h)}$$

ここで、	: 躯体とシールドトンネルの回転角	(rad)
Z	: 地表面からの深さ	(m)
$U_{h(z)}$: 地表面から深さZにおける最大変位振幅	(m)
h	: 躯体の深さ	17.000 (m)
Sv	: 基盤面における速度応答スペクトル	0.240 (m/sec)
H	: 表層地盤層	24.700 (m)
Ts	: 基盤の固有周期	0.883 (sec)
$U_{h(0)}$: 地盤面での最大変位	(m)
$U_{h(h)}$: 構造物躯体下面位置最大変位	(m)

1) 地盤変位の算定

a) 地表面での変位 ; $U_{h(0)}$

$$U_{h(0)} = \frac{2}{2} \times 0.240 \times 0.883 \times \cos 0 = 0.043 \text{ (m)}$$

b) 構造物躯体下面での変位 ; $U_{h(h)}$

$$U_{h(z)} = \frac{2}{2} \times 0.240 \times 0.883 \times \cos \left(\frac{\times 17.000}{2 \times 24.700} \right) = 0.02 \text{ (m)}$$

c) 地表と構造物躯体下面間の相対変位 ; U

$$U = U_{h(0)} - U_{h(h)} = 0.043 - 0.02 = 0.023 \text{ (m)}$$

2) 躯体とシールドの屈曲角

$$\begin{aligned} &= \tan^{-1} \left(\frac{U}{h} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{0.023}{17.000} \right) \\ &= 0.0014 \text{ (rad)} \\ &= 0.080^\circ \end{aligned}$$

7-2 構造物躯体からシールド管路の拔出し量の算定

$$\text{拔出量} = g \cdot l$$

$$\text{但し } g (\text{地盤ひずみ}) = (\quad / L) \cdot U_h(z)$$

ここで、

$U_h(z)$: トンネル位置での地盤変位	(m)
L : 地盤振動の波長(調和平均波長)	(m)
l : 管の有効長	(m)

a) トンネルの位置地盤変位 ; $U_h(z)$

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

但し、構造物接合部における地表面からシールド管路中心位置Zまでの深さ = 12.500 (m)

$$U_h(z) = \frac{2}{2} \times 0.240 \times 0.883 \times \cos \left(\frac{\times 12.500}{2 \times 24.700} \right) = 0.03007 \text{ (m)}$$

b) l の決定

セグメントの場合、管軸方向リング単位にボルトで接続されている事を考慮し、管の有効長としてはセグメント幅Bとする。

よって、 $l = B = 1.00$ (m)とする。

c) 拔出量 の算出

$$g = (\quad / 143.9) \times 0.03007 = 0.0007 \text{ より}$$

以上の結果よりシールド管路の拔出量 は

$$= g \times l = 0.0007 \times 1.00 = 0.0007 \text{ (m) となる。}$$

$$= 0.0007 \text{ (m) } \leq \text{シールド材の止水可能な目開き量} = 0.003 \text{ m より OK}$$

d) リング継手ボルトのひずみ量： b

$$b = (\quad / L_{bc}) \cdot 100 = (0.7000 / 27.0) \times 100 = 2.5926 (\%)$$

ここに、 L_{bc} : $2 \cdot t_j + t_{bW} \cdot n_{bW} = 2 \times 12 + 3.0 \times 1 = 27.0$ (mm)

t_j : 継手板厚 12 (mm)

t_{bW} : 平座金の厚さ 3.0 (mm)

n_{bW} : 平座金の枚数 1 (枚)

ひずみ量 $b = 2.5926$ (%) 伸び量基準値 = 12.00 (%) OK