

耐震計算 [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。

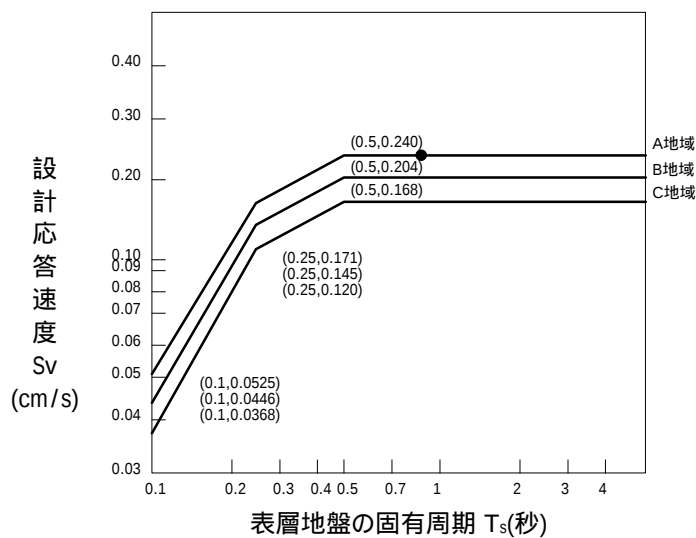


図-1.2.1 設計用応答速度

(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 S_v を求めるにあたり、地域区分 (A,B,C) を示す必要がある。

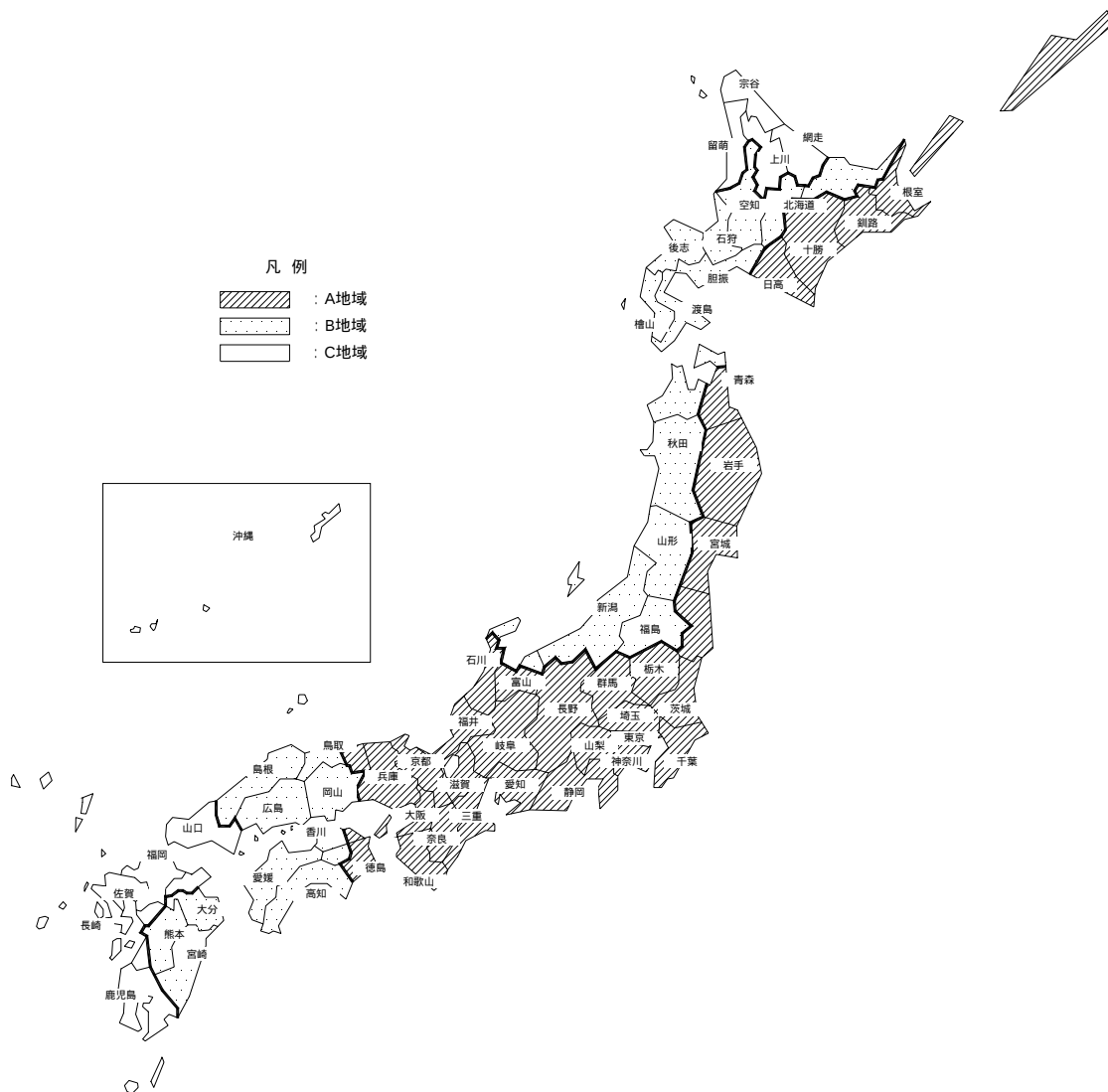


図-1.2.2 地域区分図

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、『シールド工事前標準セグメント』(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、球状黒鉛鋳鉄および溶接構造用鋳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 $1/\sqrt{3}$ 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	
SM490A	215	325	125	187	325以上	315以上	295以上	490 ~ 610

(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

2. 設計条件

2-1 セグメント形状部材

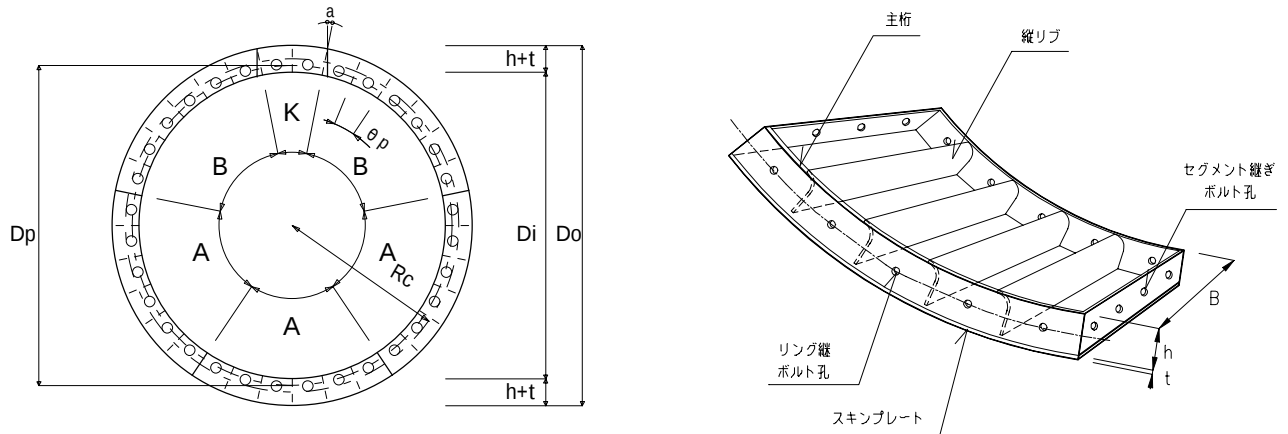


図-2.1.1 セグメント仕様(2本主桁)

(1) セグメントの仕様

[セグメント番号S50]

項 目		単 位	諸 元 値	備 考
セグメント外径	Do	m	3.550	
セグメント内径	Di	m	3.294	
セグメント幅	B	m	1.00	
セグメント高(桁高)	h	m	0.125	
セグメント図心半径	Rc	m	1.7168	1
ボルトサークル径	Dp	m	3.394	
分 割 数	ns	分割	6	
継 手 角 度	α	°	14.5	
スキンプレート厚	t	m	0.0030	
主 桁 厚	tr	m	0.014	
縦 リ ブ 厚	ts	m	0.009	
縦リブ中心角	θs	°	11.250	

1 図心半径:Rc = Do / 2 - y0 より

y0 = 主断面の外縁から中立軸までの距離

$$\begin{aligned}
 y_0 &= \frac{2 \cdot (tr \cdot h \cdot (t + h / 2) + 25 \cdot t^2 \cdot t / 2)}{2 \cdot (tr \cdot h + 25 \cdot t^2)} \\
 &= \frac{2 \times (0.014 \times 0.125 \times (0.0030 + 0.125 / 2) + 25 \times 0.0030^2 \times 0.0030 / 2)}{2 \times (0.014 \times 0.125 + 25 \times 0.0030^2)} \\
 &= 0.0582 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 t : スキンプレート厚 0.0030 (m)

tr : 主桁厚 0.014 (m)

$$Rc = 3.550 / 2 - 0.0582 = 1.7168 \text{ (m)}$$

(2) 継手ボルト仕様

形状寸法

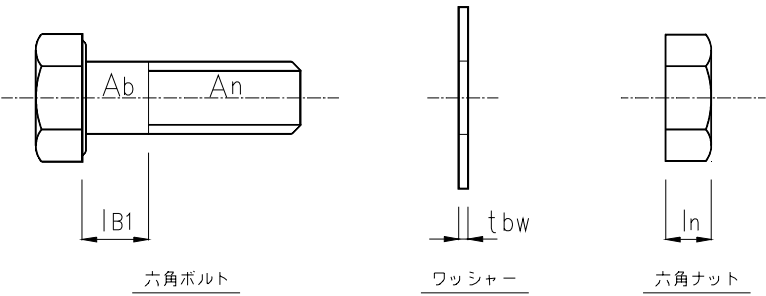


図-2.1.2 継手ボルト仕様

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		20
ボルト孔の径	φ _b	m	0.023
継手ボルトの断面積	A _b	m ²	0.000314
ネジ切り部有効断面積	A _n	m ²	0.000245
リング継ボルトの本数	n _{rb}	本	32
継手ボルト軸部長さ	l _{B1}	m	0.0200
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	0.016
ナットの有効率	C _b	%	60
主桁外縁からボルト位置	h _{BS}	m	0.0750

2-2 表層地盤条件

(1)表層地盤諸元

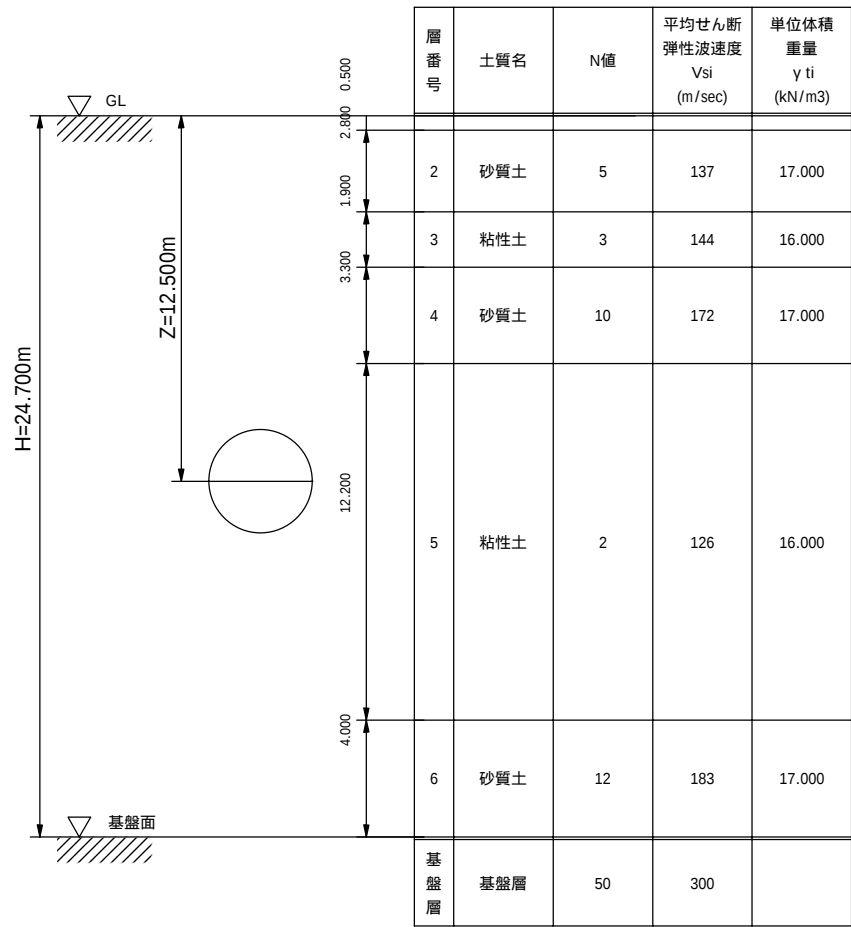


図-2.2.1 表層地盤諸元

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

$$V_{Si} = 100N_i^{1/3}(1 - N_i / 25)$$

砂質土の場合

$$V_{Si} = 80N_i^{1/3}(1 - N_i / 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{Si} = 50$$

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 基盤層 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。

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

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

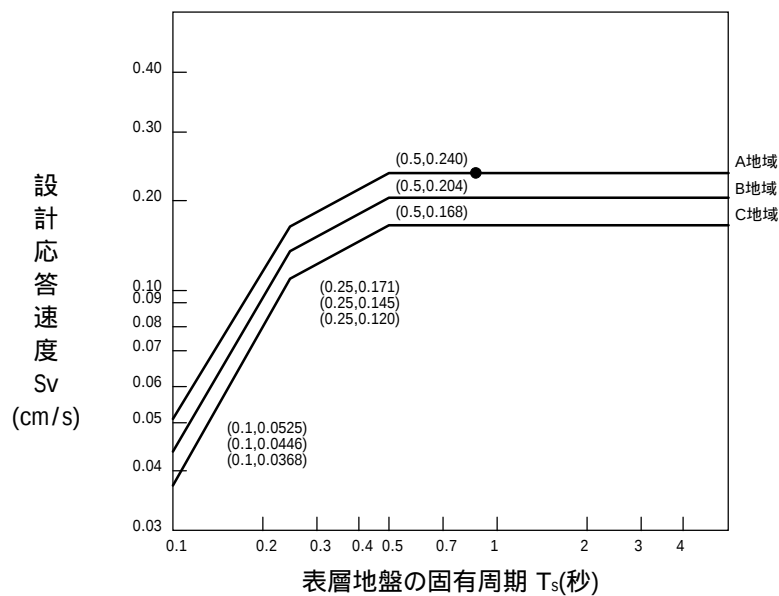


図-3.3.1 設計用応答速度

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 Gs の算定

$$G_s = \frac{\gamma_{ti(z)}}{g} \cdot V_{Ds}^2$$
$$G_s = \frac{16.000}{9.8} \times 126.0^2 = 25920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 Gs : 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)
Ts : 表層地盤の固有周期 0.883(sec)
γ_{ti(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 Hi(m)	土の単位 体積重量 γ _{ti} (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_{teq}	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。

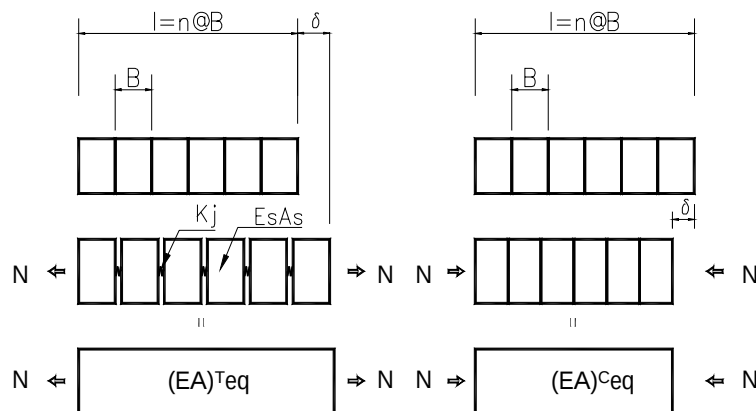


図-4.1.1 等価剛性モデル

(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。

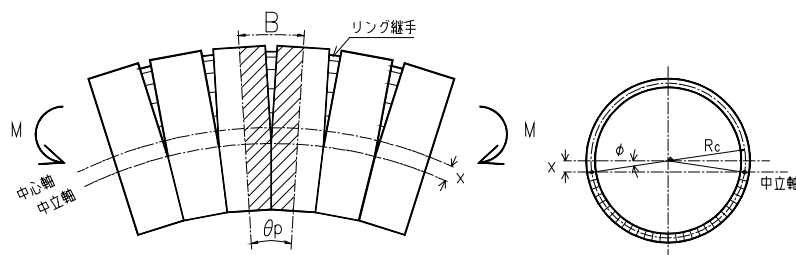


図-4.1.2 セグメントリング曲げ剛性

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	3.294
セグメント幅	B	m	1.00
セグメント図心半径	R_c	m	1.7168
ボルトサークル径	D_P	m	3.394
スキンプレーットの厚さ	t	m	0.0030
縦リブの高さ	h_s	m	0.118
縦リブの厚さ	t_s	m	0.009
縦リブの幅	b_s	m	0.089
縦リブの内側曲線半径	R_1	m	0.0135
縦リブの外側曲線半径	R_2	m	0.0225
縦リブの本数	n_{ja}	本	26
継手板の高さ	h_j	m	0.125
継手板の厚さ	t_j	m	0.014
継手板の枚数	n_j	枚	12

継手ボルト

項 目		単 位	諸 元 値
継手ボルト呼び径	M_B		20
ボルト角度	θ_B	°	11.250
ボルトの孔の径	ϕ_b	m	0.023
継手ボルトの断面積	A_b	m^2	0.000314
ネジ切り部の有効断面積	A_n	m^2	0.000245
リング継手ボルトの本数(リング当り)	n_{rb}	本	32
継手ボルト軸部の長さ	l_{B1}	m	0.0200
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	0.016
ナットの有効率	C_b	%	60
主桁外縁からボルト位置	h_{BS}	m	0.0750

(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の算定

セグメントの管軸方向断面積は、スキンプレート、継手板、縦リブの面積を合計したものとする。

スキンプレート断面積

スキンプレートは有効断面(縦リブ部はスキンプレート厚の40倍、継手板部は20倍)のみが働くものとする。

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= 40 \cdot t^2 \cdot n_{ja} + 20 \cdot t^2 \cdot n_j \\
 &= 40 \times 0.0030^2 \times 26 + 20 \times 0.0030^2 \times 12 \\
 &= 0.0115 \text{ (m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

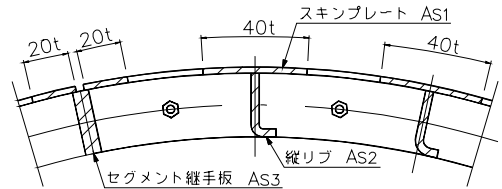


図-4.2.1 スチールセグメント部材詳細図

縦リブ断面積

$$\begin{aligned}
 A_{s2} &= (t_s \cdot (h_s - R_2) + \frac{\pi}{4} \cdot (R_2^2 - R_1^2) + t_s \cdot (b_s - R_2)) \cdot n_{ja} \\
 &= (0.009 \times (0.118 - 0.0225) + \frac{\pi}{4} \times (0.0225^2 - 0.0135^2) + 0.009 \times (0.089 - 0.0225)) \times 26 \\
 &= 0.0445 \text{ (m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

継手板

$$\begin{aligned}
 A_{s3} &= t_j \cdot h_j \cdot n_j \\
 &= 0.014 \times 0.125 \times 12 = 0.0210 \text{ (m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

セグメントの管軸方向断面積

$$A_{ss} = A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} = 0.0115 + 0.0445 + 0.0210 = 0.0770 \text{ (m}^2\text{)}$$

$A_s = A_{ss}$ … 鋼材の管軸方向断面積をセグメントの管軸方向断面積とする

ここで、 A_{ss} : 鋼材の管軸方向断面積 0.0770 (m²)

A_{s1} : スキンプレートの断面積 0.0115 (m²)

A_{s2} : 縦リブ断面積 0.0445 (m²)

A_{s3} : 継手板の断面 0.0210 (m²)

2) セグメントの断面二次モーメント算定

セグメントの断面二次モーメント I_s は管軸方向断面積を有する中空円形断面として算定する。

セグメントの外径及び内径は管軸方向断面積より換算して求めた数値を使用する。

$$I_s = \frac{\pi (D_3^4 - D_4^4)}{64}$$

但し、 D_3 : セグメントの換算外径(m) = $2 \cdot R_c + t_c$

D_4 : セグメントの換算内径(m) = $2 \cdot R_c - t_c$

t_c : 中空断面の換算高さ (m)

$$t_c = \frac{A_s}{2\pi \cdot R_c} = \frac{0.0770}{2\pi \times 1.7168} = 0.0071 \text{ (m)}$$

ここで R_c : セグメントの図心半径 1.7168 (m)

A_s : セグメントの管軸方向断面積 0.0770 (m²)

これより、

$$D_3 = 2 \cdot R_c + t_c = 2 \times 1.7168 + 0.0071 = 3.4407 \text{ (m)}$$

$$D_4 = 2 \cdot R_c - t_c = 2 \times 1.7168 - 0.0071 = 3.4265 \text{ (m)}$$

より、セグメントの断面二次モーメント I_s は

$$I_s = \frac{\pi (3.4407^4 - 3.4265^4)}{64} = 0.1129 \text{ (m}^4\text{)}$$

3) セグメントの軸剛性 K_s の算定

$$K_s = \frac{E_s \cdot A_{ss}}{B} = \frac{210000000 \times 0.0770}{1.00} = 16170000 \text{ (kN/m)}$$

ここで、 E_s : 鋼材の弾性係数 210000000 (kN/m²)

A_{ss} : 鋼材の管軸方向断面積 0.0770 (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

スチール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2枚の縦リブに挟まれた主桁材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

縦リブ間の主桁を1枚の継手板とみなしてブロック割りした場合の曲げ剛性

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(主桁)全体の軸剛性

として求める。

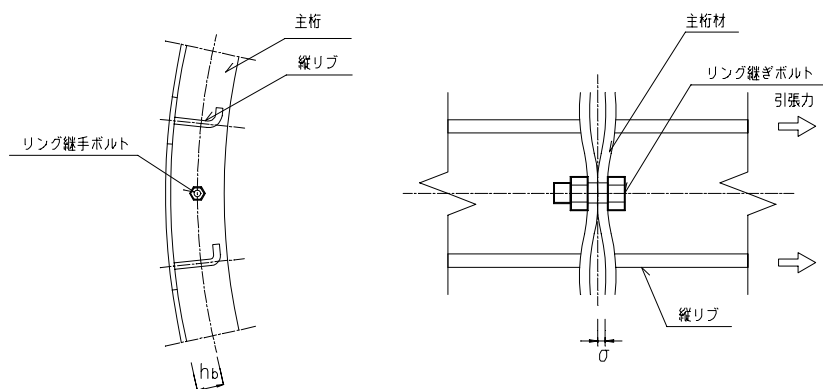


図-4.3.1 リング継手モデル図

(1) 継手ボルト全体の軸剛性の算定

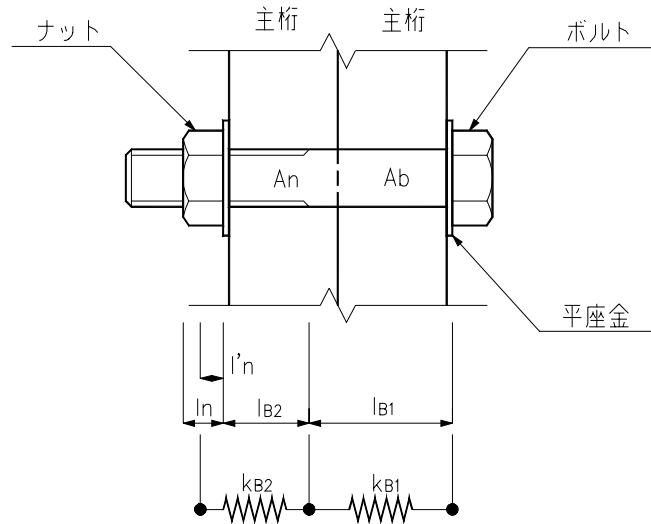


図-4.3.2 ボルトのパネ定数

継手ボルト1本当りの軸剛性 : k_B

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

$$= \frac{210000000 \times 0.000245}{0.000245 / 0.000314 \times 0.0200 + 0.011 + 0.010} = 1405542 \text{ (kN/m)}$$

継手ボルト全体の軸剛性 : K_B

$$K_B = k_B \cdot n_{rb} = 1405542 \times 32 = 44977344 \text{ (kN/m)}$$

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 0.000245 (m²)

A_b : ボルトの断面積 0.000314 (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 0.0200 (m)

l_{B2} : 継手ボルトネジ切部長さ

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

$$= 2 \times 0.014 + 1 \times 0.0030 - 0.0200$$

$$= 0.011 \text{ (m)}$$

l'_n : ナット部の有効長さ

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

$$= 0.016 \times 0.60 = 0.010 \text{ (m)}$$

(C_b : ナット有効率 = 60 %)

(2) 継手部材(主桁)の軸剛性の算定(両端固定梁モデル)

スチールセグメントの継手部材はボルト1本当たりを中心に外面をスキンプレートで両端を縦リブで溶接された主桁材を1つの継手部材として取り扱うものとするが、この軸剛性のモデル化については以下のとおりとする。

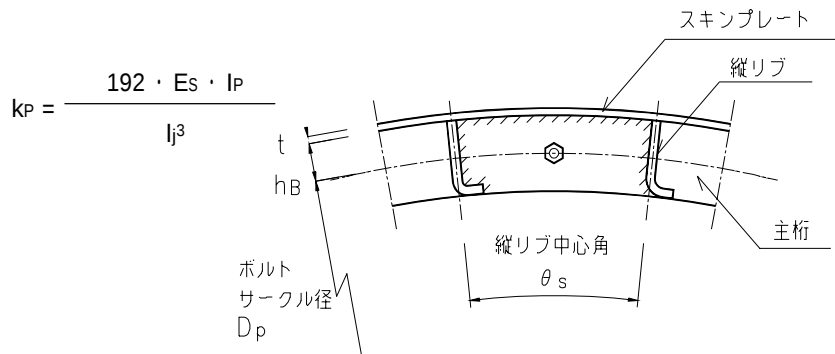
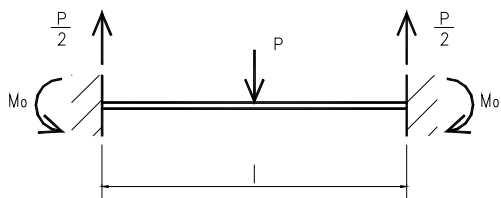


図-4.3.3 スチールセグメントリング継手図

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、継手ボルトには縦リブを作用点とした面外方向の荷重による変形が生じる。この際初期荷重の段階ではボルトから短辺方向にあるスキンプレートからの片持梁として考えられるが、一般にスキンプレート厚は3～5mmと、およそ主桁厚の1/3～1/6厚の薄肉円筒殻である事から荷重の増加に伴い主桁より先に降伏点に達する。したがってここではスキンプレートを無視し、図-4.3.4 a に示すとおり縦リブに両端固定された梁としてこれを扱うものとする。

① 両端固定梁モデル



$$\delta = \frac{Pl^3}{192EI}$$

$$M_0 = \frac{Pl}{8}$$

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(主桁)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

$$I_P = \frac{h \cdot t_r^3}{12} = \frac{0.125 \times 0.014^3}{12}$$

$$= 28583 \times 10^{-12} \text{ (m}^4\text{)}$$

・梁と仮定したスパン： l_j

$$l_j = R_P \cdot \theta_s \cdot \pi / 180 = 1.697 \times 11.250 \times \pi / 180 = 0.333 \text{ (m)}$$

ここに、	h	： 継手板高さ(主桁高さ)	0.125 (m)
	E_s	： 継手板の弾性係数	210000000 (kN/m ²)
	t_r	： 主桁厚	0.014 (m)
	R_P	： ボルトのサークル半径	1.697 (m)
	θ_s	： 縦リブ中心角	11.250(°)

$$k_P = \frac{192 \times 210000000 \times 28583 \times 10^{-12}}{0.333^3} = 31210 \text{ (kN/m)}$$

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 $n_{rb} = 32$ 本より

$$K_P = k_P \times n_{rb} = 31210 \times 32 = 998720 \text{ (kN/m)}$$

(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

$$k_j = \frac{k_B \cdot k_P}{k_P + 2k_B} = \frac{1405542 \times 31210}{31210 + 2 \times 1405542} = 15434 \text{ (kN/m)}$$

リング全体の軸剛性： K_j

$$K_j = k_j \cdot n_{rb} = 15434 \times 32 = 493888 \text{ (kN/m)}$$

(4) リング継手軸剛性のまとめ

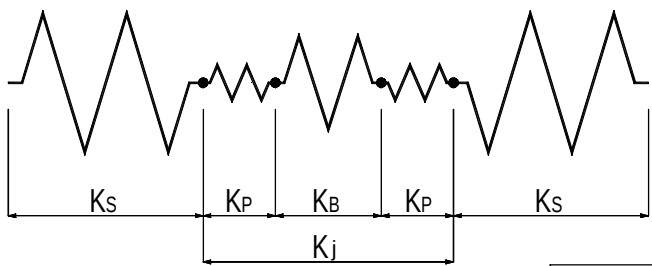


図-4.3.5 リング継手モデル図

バネ部材	単 位	剛性値
継手板のバネ： K_P	kN/m	998720
継手ボルトのバネ： K_B	kN/m	44977344
リング継手のバネ： K_j	kN/m	493888
セグメントのバネ： K_s	kN/m	16170000

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

$$\begin{aligned}(EA)^{C_{eq}} &= E_s \cdot A_s = 210000000 \times 0.0770 \\ &= 16170000 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

2) 等価引張剛性

$$\begin{aligned}(EA)^{T_{eq}} &= \frac{1}{(K_s / K_j) + 1} \cdot E_s \cdot A_{ss} \\ &= \frac{1}{(16170000 / 493888) + 1} \times 210000000 \times 0.0770 \\ &= 479250 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

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_s	: 鋼材の弾性係数	210000000 (kN/m ²)
	A_s	: セグメントの管軸方向断面積	0.0770 (m ²)
	A_{ss}	: 鋼材の管軸方向断面積	0.0770 (m ²)
	K_s	: セグメントの軸剛性	16170000 (kN/m)
	K_j	: リング継手全体の軸剛性(両端固定支持)	493888 (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。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \varphi}{\cos \varphi + (\pi / 2 + \varphi) \cdot \sin \varphi} \cdot E_s \cdot I_s$$

ここで、	E_s	: 鋼材の弾性係数	210000000 (kN/m ²)
	I_s	: セグメントの断面2次モーメント	0.1129 (m ⁴)
	φ	: 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)	493888 (kN/m)

なお、 φ について下式を満足するよう、収束計算を行う。

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

1) 継手材の等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$

$$\begin{aligned} \varphi + \cot \varphi &= \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_s \cdot A_s / B} \right) \\ &= \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{493888}{210000000 \times 0.0770 / 1.00} \right) \\ &= 1.667 \end{aligned}$$

これより、 $\varphi = 0.946$ (rad)

$$\begin{aligned} (EI)_{eq} &= \frac{\cos^3 0.946}{\cos 0.946 + (\pi / 2 + 0.946) \times \sin 0.946} \times 210000000 \times 0.1129 \\ &= 1806724 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2) \end{aligned}$$

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	0.0770
セグメントリング軸剛性	K_s	kN/m	16170000
等価軸圧縮剛性	$(EA)^{C_{eq}}$	kN	16170000
等価引張剛性	$(EA)^{T_{eq}}$	kN	479250
リング継手全体の軸剛性	K_j	kN/m	493888
等価曲げ剛性	$(EI)_{eq}$	kN・m ²	1806724

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

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

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 0.240 \times 0.883 \times \cos \left(\frac{\pi \times 12.500}{2 \times 24.700} \right) = 0.0301 \text{ (m)}$$

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。

$$U_v = \frac{1}{2} \cdot U_h(z) = \frac{1}{2} \times 0.0301 = 0.0151 \text{ (m)}$$

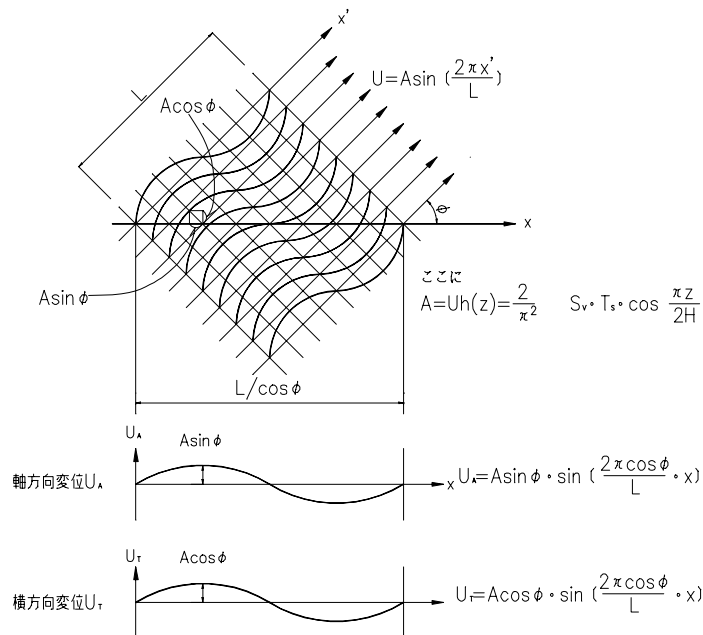


図-5.1.1 表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布

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}

$$\begin{aligned}
 P^{C_h} &= \alpha_{C_1} \cdot \frac{\pi \cdot U_h(z)}{L} \cdot (EA)^{C_{eq}} \\
 &= 0.627 \times \frac{\pi \times 0.0301}{143.9} \times 16170000 = 6662.437 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による引張軸力 P^{T_h}

$$\begin{aligned}
 P^{T_h} &= \alpha_{T_1} \cdot \frac{\pi \cdot U_h(z)}{L} \cdot (EA)^{T_{eq}} \\
 &= 0.983 \times \frac{\pi \times 0.0301}{143.9} \times 479250 = 309.579 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮軸力 P^{C_v}

$$\begin{aligned}
 P^{C_v} &= \alpha_{C_1} \cdot \frac{\pi \cdot (U_h(z) + U_v)}{2L} \cdot (EA)^{C_{eq}} \\
 &= 0.627 \times \frac{\pi \times (0.0301 + 0.0151)}{2 \times 143.9} \times 16170000 = 5002.362 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

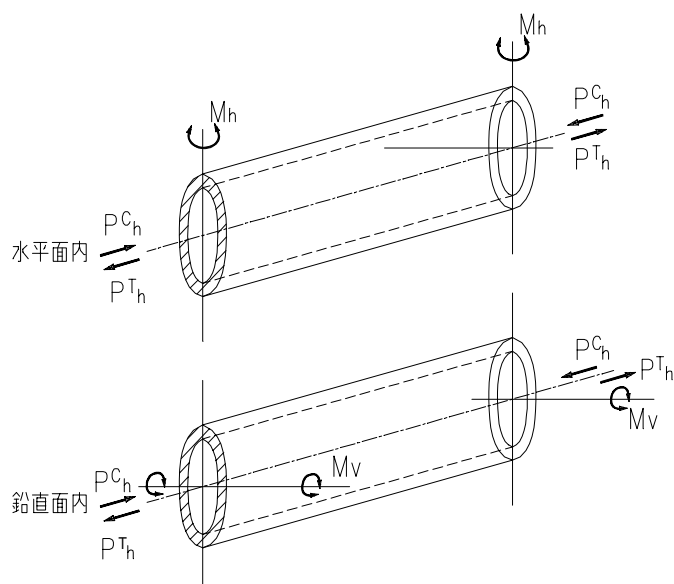


図-5.2.1 地震時のシールドトンネル断面力

・鉛直面内の地震振動による引張軸力 P^T_V

$$P^T_V = \alpha_{T1} \cdot \frac{\pi \cdot (U_{h(z)} + U_V)}{2L} \cdot (EA)^{T_{eq}}$$

$$= 0.983 \times \frac{\pi \times (0.0301 + 0.0151)}{2 \times 143.9} \times 479250 = 232.441 \text{ (kN)}$$

・水平面内の地震振動による曲げモーメント M_h

$$M_h = \alpha_{2} \cdot \frac{4\pi^2 \cdot U_{h(z)}}{L^2} \cdot (EI)_{eq}$$

$$= 1.000 \times \frac{4\pi^2 \times 0.0301}{143.9^2} \times 1806724 = 103.680 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・鉛直面内の地震振動による曲げモーメント： M_V

$$M_V = \alpha_{3} \cdot \frac{4\pi^2 \cdot U_V}{L^2} \cdot (EI)_{eq}$$

$$= 1.000 \times \frac{4\pi^2 \times 0.0151}{143.9^2} \times 1806724 = 52.012 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・水平面内の地震振動によるせん断力 Q_h

$$Q_h = \alpha_{2} \cdot \frac{8\pi^3 \cdot U_{h(z)}}{L^3} \cdot (EI)_{eq}$$

$$= 1.000 \times \frac{8\pi^3 \times 0.0301}{143.9^3} \times 1806724 = 4.527 \text{ (kN)}$$

・鉛直面内の地震振動によるせん断力 Q_V

$$Q_V = \alpha_{3} \cdot \frac{8\pi^3 \cdot U_V}{L^3} \cdot (EI)_{eq}$$

$$= 1.000 \times \frac{8\pi^3 \times 0.0151}{143.9^3} \times 1806724 = 2.271 \text{ (kN)}$$

ここで、 $(EA)^{C_{eq}}$ ：	等価圧縮剛性	16170000(kN)
$(EA)^{T_{eq}}$ ：	等価引張剛性	479250(kN)
$(EI)_{eq}$ ：	等価曲げ剛性	1806724(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	0.0301(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	0.0151(m)
L ：	地盤振動の波長	143.9(m)

α_{C1} 、 α_{T1} 、 α_2 、 α_3 :地盤ひずみの構造物への伝達率

$$\begin{aligned}\alpha_{C1} &= \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda_{C1} \cdot L_i))^2} \\ &= \frac{1}{1 + (2\pi / (0.040 \times 203.5))^2} = 0.627 \\ \alpha_{T1} &= \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda_{T1} \cdot L_i))^2} \\ &= \frac{1}{1 + (2\pi / (0.233 \times 203.5))^2} = 0.983 \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda_2 \cdot L))^4} \\ &= \frac{1}{1 + (2\pi / (0.346 \times 143.9))^4} = 1.000 \\ \alpha_3 &= \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda_3 \cdot L))^4} \\ &= \frac{1}{1 + (2\pi / (0.455 \times 143.9))^4} = 1.000\end{aligned}$$

ここで、

$$\lambda_{C1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{C_{eq}}}} = \sqrt{\frac{25920}{16170000}} = 0.040 \text{ (1/m)}$$

$$\lambda_{T1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{T_{eq}}}} = \sqrt{\frac{25920}{479250}} = 0.233 \text{ (1/m)}$$

$$\lambda_2 = 4 \sqrt{\frac{K_{g2}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{25920}{1806724}} = 0.346 \text{ (1/m)}$$

$$\lambda_3 = 4 \sqrt{\frac{K_{g3}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{77760}{1806724}} = 0.455 \text{ (1/m)}$$

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

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	6662.437
水平面内の地震振動による引張軸力	P_{Th}	kN	309.579
鉛直面内の地震振動による圧縮軸力	P_{Cv}	kN	5002.362
鉛直面内の地震振動による引張軸力	P_{Tv}	kN	232.441
水平面内の地震振動による曲げモーメント	M_h	kN・m	103.680
鉛直面内の地震振動による曲げモーメント	M_v	kN・m	52.012
水平面内の地震振動によるせん断力	Q_h	kN	4.527
鉛直面内の地震振動によるせん断力	Q_v	kN	2.271
トンネル中心軸深における地震時水平地盤変位	U_h	m	0.0301
トンネル中心軸深における地震時鉛直地盤変位	U_v	m	0.0151

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。

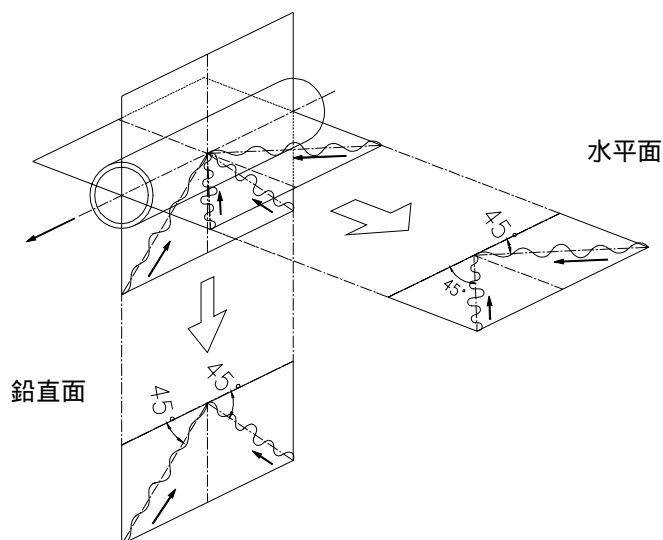


図-5.3.1 断面力の重ね合わせ

(1) 水平面内

a)水平、鉛直面内の合成圧縮軸力の重畳 : PC_0'

$$\begin{aligned} PC_0' &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot PC_0 \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 11782.334 = 8331.368 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

b)水平面内の曲げモーメントの重畳 : M_h'

$$\begin{aligned} M_h' &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M_h \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 103.680 = 73.313 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

ここで、 M_h : 水平面内の地震振動による曲げモーメント 103.680(kN・m)

PC_0 : 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力

$$\begin{aligned} PC_0 &= \sqrt{2PC_h^2 + 2PC_v^2} = \sqrt{2 \times 6662.437^2 + 2 \times 5002.362^2} \\ &= 11782.334 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) 鉛直面内

a)水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳： $P^{T_0'}$

$$P^{T_0'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot P^{T_0}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 547.481 = 387.128 \text{ (kN)}$$

b)鉛直面内の曲げモーメントの重畳： Mv'

$$Mv' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot Mv$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 52.012 = 36.778 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ここで、 Mv ：鉛直面内の地震振動による曲げモーメント 52.012(kN・m) P^{T_0} ：水平、鉛直面内の合成引張軸力

$$P^{T_0} = \sqrt{2P^{T_h^2} + 2P^{T_v^2}} = \sqrt{2 \times 309.579^2 + 2 \times 232.441^2}$$

$$= 547.481 \text{ (kN)}$$

(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	$P^{C_0'}$	kN	8331.368
水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳	$P^{T_0'}$	kN	387.128
水平面内の曲げモーメントの重畳	Mh'	kN・m	73.313
鉛直面内の曲げモーメントの重畳	Mv'	kN・m	36.778

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)

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

b) 引張側最大軸力 : $P_{T_{\max}}$ (kN)

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

ここに、 ξ^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

ξ^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、 ξ^C と ξ^T は以下のように求める。

$$\xi^C = 1 + \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda_{C_1} \cdot (L_i / 2 - \eta))}$$

$$\xi^T = \frac{(EA)^{T_{eq}}}{(EA)^{C_{eq}}} \cdot \frac{\alpha^{T_1}}{\alpha^{C_1}} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda_{T_1} \cdot \eta)}\right)$$

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

$$\frac{2\pi}{\lambda_{T_1} \cdot L_i} \cdot \alpha^{T_1} \cdot \tanh(\lambda_{T_1} \cdot \eta) + \frac{2\pi}{\lambda_{C_1} \cdot L_i} \cdot \alpha^{C_1} \cdot \tanh\left(\lambda_{C_1} \left(\frac{L_i}{2} - \eta\right)\right) - (\alpha^{T_1} - \alpha^{C_1}) \cdot \tan\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L_i}\right) = 0$$

ここに、 λ_{T_1} : 0.233 (1/m)

λ_{C_1} : 0.040 (1/m)

L_i : 203.5 (m)

α^{T_1} : 0.983

α^{C_1} : 0.627

を上式に代入し、トライアルで η を求めると

$\eta = 33.755$ (m) となる。

したがって、 ξ^C と ξ^T は以下のように求める。

$$\begin{aligned}\xi^C &= 1 + \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda^{C_1} \cdot (L_i / 2 - \eta))} \\ &= 1 + \frac{\cos(2\pi \times 33.755 / 203.5)}{\cosh(0.040 \times (203.5 / 2 - 33.755))} = 1.066\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\xi^T &= \frac{(EA)^{T_{eq}}}{(EA)^{C_{eq}}} \cdot \frac{\alpha^{T_1}}{\alpha^{C_1}} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda^{T_1} \cdot \eta)}\right) \\ &= \frac{479250}{16170000} \times \frac{0.983}{0.627} \times \left(1 - \frac{\cos(2\pi \times 33.755 / 203.5)}{\cosh(0.233 \times 33.755)}\right) = 0.046\end{aligned}$$

これより、 $P^{C_0'}$: 8331.368 (kN)

$P^{T_0'}$: 387.128 (kN)より

$$P^{C_{max}} = \xi^C \cdot P^{C_0'} = 1.066 \times 8331.368 = 8881.238 \text{ (kN)}$$

$$P^{T_{max}} = \xi^T \cdot P^{T_0'} = 0.046 \times 387.128 = 17.808 \text{ (kN)}$$

(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。

$$M_h' : 73.313 \text{ (kN・m)}$$

$$M_v' : 36.778 \text{ (kN・m) より}$$

$$M_{max} = M_h' = 73.313 \text{ (kN・m) とする。}$$

断面力の補正結果一覧

項 目		単 位	断面力
圧縮側最大軸力	$P^{C_{max}}$	(kN)	8881.238
引張側最大軸力	$P^{T_{max}}$	(kN)	17.808
最大曲げモーメント	M_{max}	(kN・m)	73.313

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： $\sigma_{Cp'}$

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。

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

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)

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

$$A_s : \text{セグメントの断面積} \quad 0.0770 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{Cp'} = \frac{8881.238}{0.0770} + \frac{73.313}{0.1129} \times 1.775$$

$$= 116493 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 116.493 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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： σ_B

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

$$\sigma_B = \sigma_{B1} + \sigma_{B2}$$

・軸力による継手ボルトの引張応力度： σ_{B1}

$$\sigma_{B1} = \frac{P_{T_{\max}}}{A_B} = \frac{17.808}{0.007840} = 2271 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$2.271 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$A_B : \text{ボルト断面積} = A_n \cdot n_{rb} = 0.000245 \times 32 = 0.007840 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_n : \text{ボルトネジ切り部有効断面積} \quad 0.000245 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$n_{rb} : \text{リング当り継手個数} \quad 32 \text{ (ヶ/Ring)}$$

・曲げモーメントによる継手ボルトの引張応力度： σ_{B2}

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

・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。

$$f_j = \frac{M_{\max} \cdot B}{E_s \cdot I_s} \cdot \frac{\pi \cdot \sin \varphi}{\cos^3 \varphi} \cdot R_c (1 + \sin \varphi) \cdot k_j$$

$$= \frac{73.313 \times 1.00}{210 \times 10^6 \times 0.1129} \times \frac{\pi \times \sin 0.946}{\cos^3 0.946} \times 1.7168 \times (1 + \sin 0.946) \times 15434$$

$$= 1.889 \text{ (KN)}$$

ここに、	$M_{\max}$: 最大曲げモーメント	73.313 (kN・m)
	I_s : セグメントの断面2次モーメント	0.1129 (m ⁴)
	B : セグメント幅	1.00 (m)
	E_s : 鋼材の弾性係数	210000000 (kN/m ²)
	φ : トンネル断面中央軸から中立軸までの角度(両端固定)	0.946 (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	15434 (kN/m)
	R_c : セグメントの図心半径	1.7168 (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： σ_{B2}

$$\sigma_{B2} = \frac{f_j}{A_n} = \frac{1.889}{0.000245} = 7710 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$7.710 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、リング継手ボルトの引張応力度 σ_B は

$$\sigma_B = \sigma_{B1} + \sigma_{B2} = 2.271 + 7.710 = 9.981 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

c) 継手板の曲げ応力度: σ_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 σ_{j1} と曲げモーメントによる応力 σ_{j2} の合成により算出する。

$$\sigma_j = \sigma_{j1} + \sigma_{j2}$$

・引張軸力による継手板の曲げ応力度: σ_{j1} (両端固定)

$$\sigma_{j1} = B_m \cdot \frac{P_{T_{\max}}}{n_{rb}} = 10193.878 \times \frac{17.808}{32}$$

$$= 5673 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 5.673 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_m = \frac{3 \cdot l_j}{4 \cdot h \cdot t_r^2} = \frac{3 \times 0.333}{4 \times 0.125 \times 0.014^2}$$

$$= 10193.878 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・曲げモーメントによる継手板の曲げ応力度: σ_{j2}

$$\sigma_{j2} = B_m \cdot f_j = 10193.878 \times 1.889$$

$$= 19256 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$19.256 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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 32 (箇所)

l_j : 梁と仮定した継手板の幅 0.333 (m)

h : 主桁の高さ 0.125 (m)

t_r : 主桁の厚さ 0.014 (m)

これより継手板の曲げ応力度 σ_j は

$$\sigma_j = \sigma_{j1} + \sigma_{j2} = 5.673 + 19.256 = 24.929 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d) 継手板のせん断応力度： τ_j

$$\tau_j = \tau_{j1} + \tau_{j2}$$

・引張軸力による継手板のせん断応力度： τ_{j1} (両端固定)

$$\tau_{j1} = B_t \cdot \frac{P_{\max}^T}{nrb} = 285.714 \times \frac{17.808}{32}$$

$$= 159 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 0.159 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_t = \frac{1}{2 \cdot h \cdot t_r} = \frac{1}{2 \times 0.125 \times 0.014}$$

$$= 285.714 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・曲げモーメントによる継手板のせん断応力度： τ_{j2}

$$\tau_{j2} = B_t \cdot f_j = 285.714 \times 1.889$$

$$= 540 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 0.540 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、継手のせん断応力度 τ_j は

$$\tau_j = \tau_{j1} + \tau_{j2} = 0.159 + 0.540 = 0.699 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(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	σ_{B1}	N/mm ²	660	2.271	OK
継手板曲げ応力度	σ_{j1}	N/mm ²	325	5.673	OK
継手板せん断応力度	τ_{j1}	N/mm ²	187	0.159	OK
モーメントによる応力度					
ボルト引張応力度	σ_{B2}	N/mm ²	660	7.710	OK
継手板曲げ応力度	σ_{j2}	N/mm ²	325	19.256	OK
継手板せん断応力度	τ_{j2}	N/mm ²	187	0.540	OK
軸力、モーメントの合成応力度					
セグメント圧縮応力度	$\sigma_{Cp'}$	N/mm ²	325	116.493	OK
ボルト引張応力度	σ_B	N/mm ²	660	9.981	OK
継手板曲げ応力度	σ_j	N/mm ²	325	24.929	OK
継手板せん断応力度	τ_j	N/mm ²	187	0.699	OK

(3) 変位量の算出

a) 変位量(伸び) : δ_t

$$\begin{aligned}\delta_t &= \frac{P_{\text{max}}^T}{K_s} + \frac{P_{\text{max}}^T}{K_j} \\ &= \frac{17.808}{16170000} + \frac{17.808}{493888} \\ &= 0.00003716(\text{m}) \quad 0.0372 (\text{mm})\end{aligned}$$

ここに、 P_{max}^T : 引張側軸力 17.808 (kN)
 K_s : セグメントの軸剛性 16170000 (kN/m)
 K_j : リング全体の軸剛性 493888 (kN/m)

b) リング継手ボルトのひずみ量 : ε_{bt}

$$\varepsilon_{bt} = (\delta_t / L_{bc}) \cdot 100 = (0.0372 / 31.0) \times 100 = 0.1200 (\%)$$

ここに、 L_{bc} : $2 \cdot t_{r1} + t_{bw} \cdot n_{bw} = 2 \times 14 + 3.0 \times 1 = 31.0 (\text{mm})$
 t_{r1} : 端主桁厚 14 (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 $\varepsilon_{bt} = 0.1200 (\%)$ 伸び量基準値 = 22.00 (%) 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。

地震時断面力 = (常時断面力) + (地震時断面力)

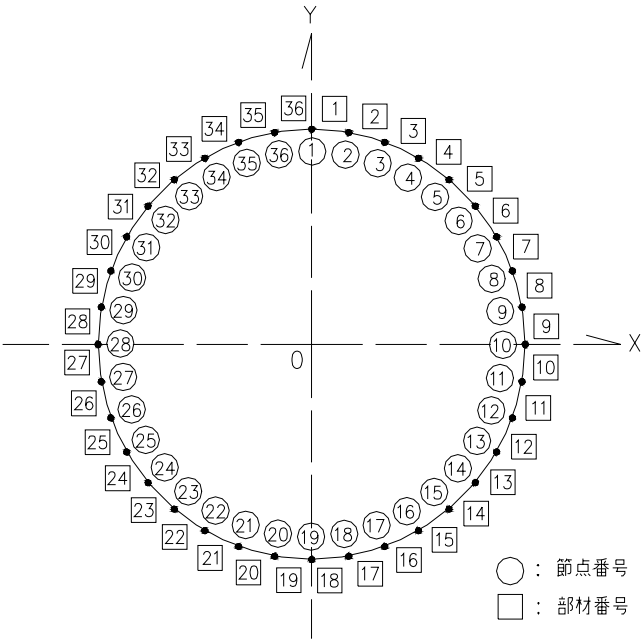


図.6.1.1 36分割フレームモデル

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	1.7168	19	0.0000	-1.7168
2	0.2981	1.6907	20	-0.2981	-1.6907
3	0.5872	1.6133	21	-0.5872	-1.6133
4	0.8584	1.4868	22	-0.8584	-1.4868
5	1.1035	1.3151	23	-1.1035	-1.3151
6	1.3151	1.1035	24	-1.3151	-1.1035
7	1.4868	0.8584	25	-1.4868	-0.8584
8	1.6133	0.5872	26	-1.6133	-0.5872
9	1.6907	0.2981	27	-1.6907	-0.2981
10	1.7168	0.0000	28	-1.7168	0.0000
11	1.6907	-0.2981	29	-1.6907	0.2981
12	1.6133	-0.5872	30	-1.6133	0.5872
13	1.4868	-0.8584	31	-1.4868	0.8584
14	1.3151	-1.1035	32	-1.3151	1.1035
15	1.1035	-1.3151	33	-1.1035	1.3151
16	0.8584	-1.4868	34	-0.8584	1.4868
17	0.5872	-1.6133	35	-0.5872	1.6133
18	0.2981	-1.6907	36	-0.2981	1.6907

(1)断面性能

a)主桁の断面積

$$\begin{aligned}
 A_r &= 2 \cdot (t_r \cdot h + 25 \cdot t^2) \\
 &= 2 \times (0.014 \times 0.125 + 25 \times 0.0030^2) = 0.003950 \text{ (m}^2\text{)} \\
 \text{単位m当りに換算すると } &0.003950 / 1.00 = 0.003950 \text{ (m}^2\text{/m)}
 \end{aligned}$$

b)中立軸の位置

$$\begin{aligned}
 y_0 &= \frac{2 \cdot (t_r \cdot h \cdot (t + h / 2) + 25 \cdot t^2 \cdot t / 2)}{2 \cdot (t_r \cdot h + 25 \cdot t^2)} \\
 &= \frac{2 \times (0.014 \times 0.125 \times (0.0030 + 0.125 / 2) + 25 \times 0.0030^2 \times 0.0030 / 2)}{2 \times (0.014 \times 0.125 + 25 \times 0.0030^2)} \\
 &= 0.0582 \text{ (m)} \\
 y_i &= h + t - y_0 \\
 &= 0.125 + 0.0030 - 0.0582 \\
 &= 0.0698 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

c)断面二次モーメント

$$\begin{aligned}
 I_{SE} &= 2 \left(\frac{t_r \cdot y_i^3}{3} + \frac{t_r (y_0 - t)^3}{3} + 25t^2 \left(y_0 - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{25 \cdot t^4}{12} \right) \\
 &= 2 \left(\frac{0.014 \times 0.0698^3}{3} + \frac{0.014 \times (0.0582 - 0.0030)^3}{3} \right. \\
 &\quad \left. + 25 \times 0.0030^2 \times \left(0.0582 - \frac{0.0030}{2} \right)^2 + \frac{25 \times 0.0030^4}{12} \right) \\
 &= 0.000006190845 \text{ (m}^4\text{)} \quad 6190845 \times 10^{-12} \text{ (m}^4\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\text{単位m当りに換算すると } 6190845 \times 10^{-12} / 1.00 = 6190845 \times 10^{-12} \text{ (m}^4\text{)}$$

ここに、 t_r :	主桁の厚さ	0.014 (m)
t :	スキンプレートの厚さ	0.0030 (m)
y_i :	中立軸から内縁までの距離	0.0698 (m)
y_0 :	中立軸から外縁までの距離	0.0582 (m)
B :	セグメント幅	1.00 (m)

6-1 常時断面力算定

(1)荷重条件

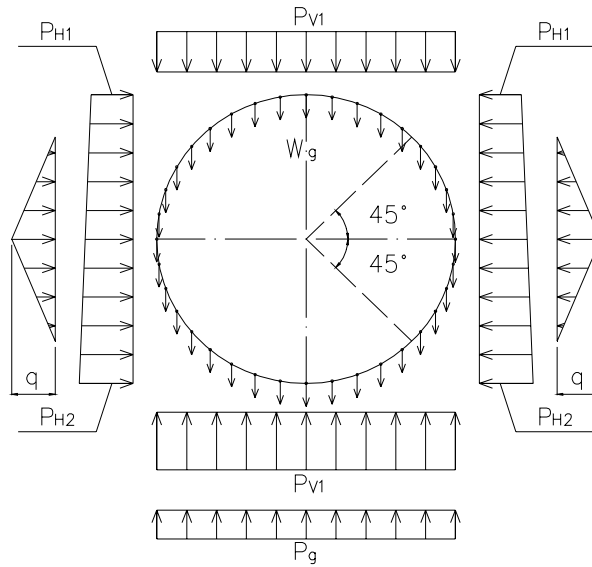


図.6.1.2 荷重図

鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	207.100
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	166.420
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	210.380
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	1.000
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	3.142
地盤反力	q	kN/m^2	14.800

節点番号		$\theta(^{\circ})$	水平荷重 $P_H(\text{kN}/\text{m}^2)$	$\varphi(^{\circ})$	地盤反力 $q(\text{kN}/\text{m}^2)$
1		0	166.4200	90	0.0000
2	36	10	166.7542	80	0.0000
3	35	20	167.7451	70	0.0000
4	34	30	169.3647	60	0.0000
5	33	40	171.5629	50	0.0000
6	32	50	174.2720	40	1.3467
7	31	60	177.4100	30	4.3348
8	30	70	180.8821	20	7.6412
9	29	80	184.5835	10	11.1657
10	28	90	188.4000	0	14.8000
11	27	100	192.2165	10	11.1657
12	26	110	195.9179	20	7.6412
13	25	120	199.3900	30	4.3348
14	24	130	202.5280	40	1.3467
15	23	140	205.2371	50	0.0000
16	22	150	207.4353	60	0.0000
17	21	160	209.0549	70	0.0000
18	20	170	210.0458	80	0.0000
19		180	210.3800	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ー支点とする。

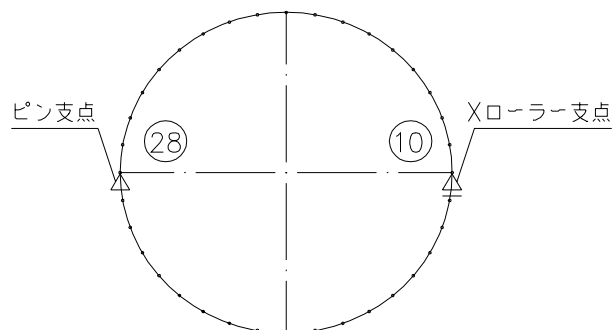


図.6.1.3 常時の支点条件

(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	0.006006	-0.008556	0.000000				
2	0.005928	-0.008136	0.002714	36	0.006084	-0.008136	-0.002714
3	0.006119	-0.006977	0.004983	35	0.005894	-0.006977	-0.004983
4	0.006745	-0.005356	0.006450	34	0.005268	-0.005356	-0.006450
5	0.007809	-0.003627	0.006916	33	0.004204	-0.003627	-0.006916
6	0.009144	-0.002117	0.006368	32	0.002868	-0.002117	-0.006368
7	0.010477	-0.001030	0.004977	31	0.001535	-0.001030	-0.004977
8	0.011519	-0.000403	0.003043	30	0.000494	-0.000403	-0.003043
9	0.012058	-0.000125	0.000915	29	-0.000046	-0.000125	-0.000915
10	0.012013	0.000000	-0.001109	28	0.000000	0.000000	0.001109
11	0.011426	0.000180	-0.002840	27	0.000586	0.000180	0.002840
12	0.010436	0.000578	-0.004166	26	0.001577	0.000578	0.004166
13	0.009235	0.001279	-0.005001	25	0.002778	0.001279	0.005001
14	0.008035	0.002275	-0.005291	24	0.003978	0.002275	0.005291
15	0.007023	0.003466	-0.005029	23	0.004990	0.003466	0.005029
16	0.006321	0.004686	-0.004262	22	0.005691	0.004686	0.004262
17	0.005966	0.005743	-0.003084	21	0.006046	0.005743	0.003084
18	0.005903	0.006460	-0.001617	20	0.006109	0.006460	0.001617
19	0.006006	0.006714	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	12.292	-3.356	317.294	36	1	12.292	3.356	317.294
1	2	11.288	-3.356	317.294	36	36	11.288	3.356	317.294
2	2	11.288	-9.552	320.530	35	36	11.288	9.552	320.530
2	3	8.429	-9.552	320.530	35	35	8.429	9.552	320.530
3	3	8.429	-13.734	326.443	34	35	8.429	13.734	326.443
3	4	4.319	-13.734	326.443	34	34	4.319	13.734	326.443
4	4	4.319	-15.340	334.011	33	34	4.319	15.340	334.011
4	5	-0.271	-15.340	334.011	33	33	-0.271	15.340	334.011
5	5	-0.271	-14.097	341.994	32	33	-0.271	14.097	341.994
5	6	-4.490	-14.097	341.994	32	32	-4.490	14.097	341.994
6	6	-4.490	-10.398	348.973	31	32	-4.490	10.398	348.973
6	7	-7.602	-10.398	348.973	31	31	-7.602	10.398	348.973
7	7	-7.602	-5.343	353.877	30	31	-7.602	5.343	353.877
7	8	-9.201	-5.343	353.877	30	30	-9.201	5.343	353.877
8	8	-9.201	-0.287	356.428	29	30	-9.201	0.287	356.428
8	9	-9.286	-0.287	356.428	29	29	-9.286	0.287	356.428
9	9	-9.286	3.285	357.041	28	29	-9.286	-3.285	357.041
9	10	-8.303	3.285	357.041	28	28	-8.303	-3.285	357.041
10	10	-8.303	5.230	356.555	27	28	-8.303	-5.230	356.555
10	11	-6.738	5.230	356.555	27	27	-6.738	-5.230	356.555
11	11	-6.738	6.553	355.471	26	27	-6.738	-6.553	355.471
11	12	-4.777	6.553	355.471	26	26	-4.777	-6.553	355.471
12	12	-4.777	7.677	353.863	25	26	-4.777	-7.677	353.863
12	13	-2.480	7.677	353.863	25	25	-2.480	-7.677	353.863
13	13	-2.480	8.157	351.892	24	25	-2.480	-8.157	351.892
13	14	-0.039	8.157	351.892	24	24	-0.039	-8.157	351.892
14	14	-0.039	7.866	349.784	23	24	-0.039	-7.866	349.784
14	15	2.315	7.866	349.784	23	23	2.315	-7.866	349.784
15	15	2.315	6.783	347.941	22	23	2.315	-6.783	347.941
15	16	4.345	6.783	347.941	22	22	4.345	-6.783	347.941
16	16	4.345	5.155	346.664	21	22	4.345	-5.155	346.664
16	17	5.888	5.155	346.664	21	21	5.888	-5.155	346.664
17	17	5.888	3.269	345.899	20	21	5.888	-3.269	345.899
17	18	6.866	3.269	345.899	20	20	6.866	-3.269	345.899
18	18	6.866	1.051	345.556	19	20	6.866	-1.051	345.556
18	19	7.181	1.051	345.556	19	19	7.181	-1.051	345.556

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。

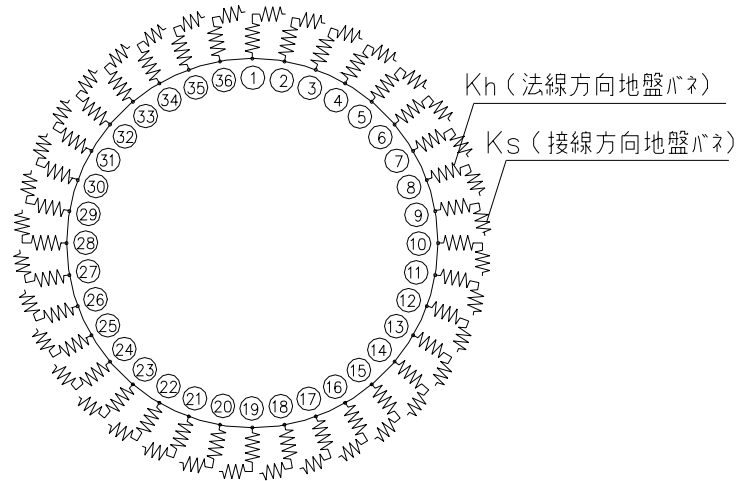


図.6.2.1 地震時断面力算定フレームモデル

(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。

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

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

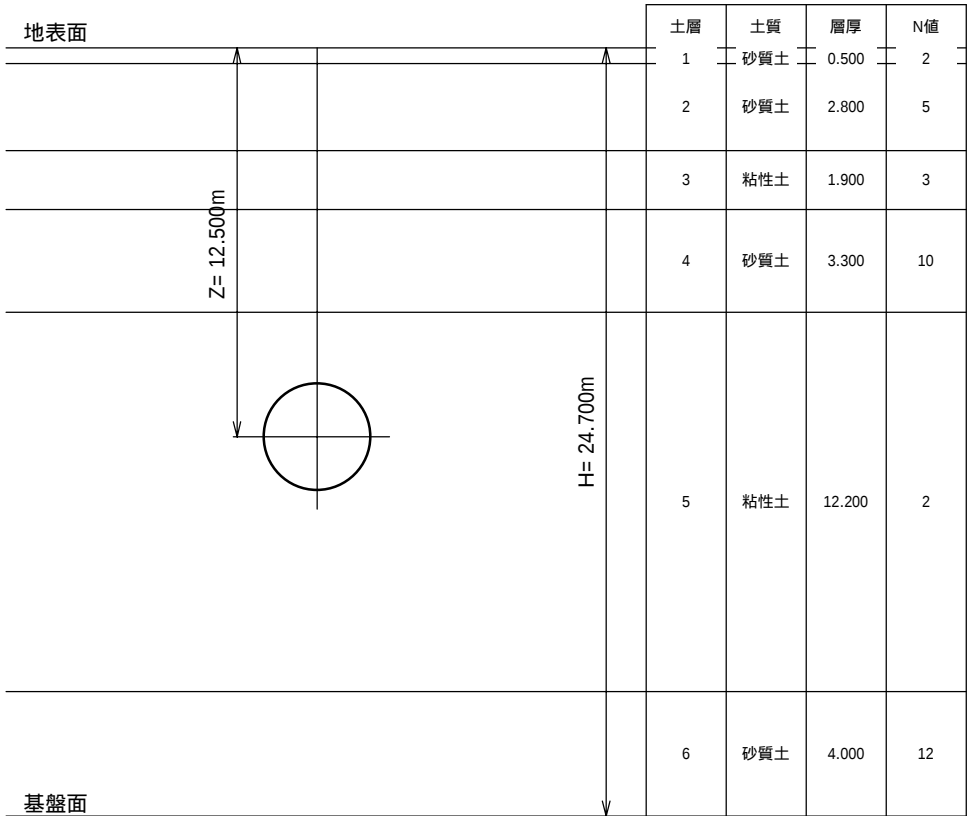
$$B_h = \sqrt{B \cdot D_c}$$

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	3.4336(m)
α	: 補正係数	1.0
E ₀	: 地盤の変形係数	E ₀ = 2800・N 値 (kN/m ²)

またせん断バネ定数 K_s は

$$K_s : 0.3 \cdot K_h \text{ とする。}$$

(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	5.860	18667	2009.021	602.706
2	砂質土	2.800	5	14000	5.860	46667	5022.553	1506.766
3	粘性土	1.900	3	8400	5.860	28000	3013.532	904.060
4	砂質土	3.300	10	28000	5.860	93333	10045.106	3013.532
5	粘性土	12.200	2	5600	5.860	18667	2009.021	602.706
6	砂質土	4.000	12	33600	5.860	112000	12054.127	3616.238

(4)各節点の地盤バネ定数

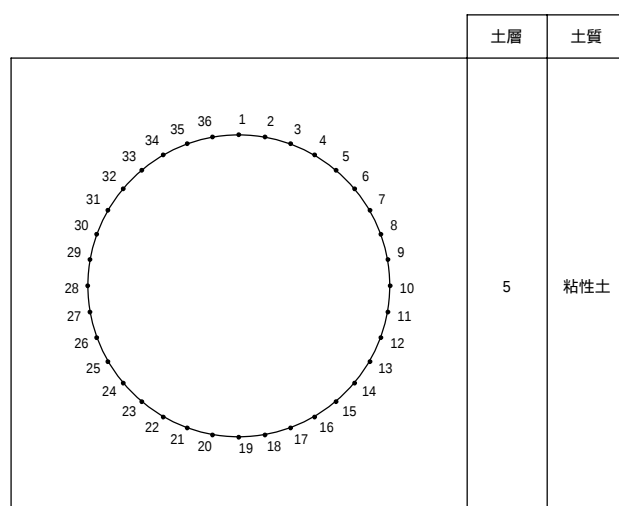


図.6.2.1 各節点が属する土層

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	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
2	36	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
3	35	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
4	34	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
5	33	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
6	32	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
7	31	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
8	30	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
9	29	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
10	28	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
11	27	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
12	26	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
13	25	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
14	24	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
15	23	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
16	22	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
17	21	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
18	20	5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594
19		5	0.2996	2009.021	602.706	601.979	180.594

(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。

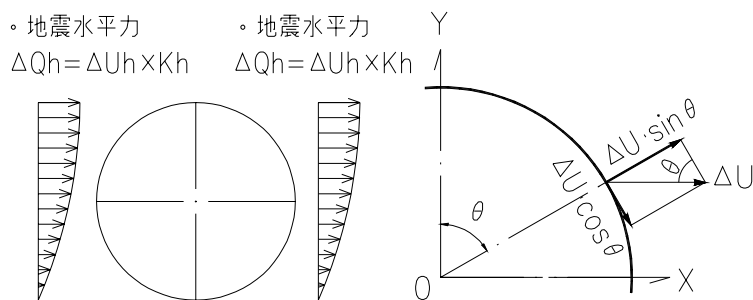


図.6.2.2 地震時荷重

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

b)法線方向成分 = $U \cdot \sin \theta$ (m)

c)接線方向成分 = $U \cdot \cos \theta$ (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 $q_k = U \cdot \sin \theta \cdot ds \cdot K_h$ (kN/m)

b)接線方向地震力 $q_j = U \cdot \cos \theta \cdot ds \cdot K_s$ (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 $U \cdot \sin \theta$ (m)	接線方向地 震変位成分 $U \cdot \cos \theta$ (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	10.7832	0.0332	0.0066	0.0000	0.0066	601.979	180.594	0.000	1.192
2	10.8093	0.0332	0.0066	0.0011	0.0065	601.979	180.594	0.690	1.174
3	10.8867	0.0331	0.0065	0.0022	0.0061	601.979	180.594	1.338	1.103
4	11.0132	0.0328	0.0062	0.0031	0.0054	601.979	180.594	1.866	0.970
5	11.1849	0.0325	0.0059	0.0038	0.0045	601.979	180.594	2.283	0.816
6	11.3965	0.0322	0.0056	0.0043	0.0036	601.979	180.594	2.582	0.650
7	11.6416	0.0317	0.0051	0.0044	0.0026	601.979	180.594	2.659	0.461
8	11.9128	0.0312	0.0046	0.0043	0.0016	601.979	180.594	2.602	0.284
9	12.2019	0.0307	0.0041	0.0040	0.0007	601.979	180.594	2.431	0.129
10	12.5000	0.0301	0.0035	0.0035	0.0000	601.979	180.594	2.107	0.000
11	12.7981	0.0295	0.0029	0.0029	-0.0005	601.979	180.594	1.719	-0.091
12	13.0872	0.0289	0.0023	0.0022	-0.0008	601.979	180.594	1.301	-0.142
13	13.3584	0.0284	0.0018	0.0016	-0.0009	601.979	180.594	0.938	-0.163
14	13.6035	0.0279	0.0013	0.0010	-0.0008	601.979	180.594	0.599	-0.151
15	13.8151	0.0274	0.0008	0.0005	-0.0006	601.979	180.594	0.310	-0.111
16	13.9868	0.0270	0.0004	0.0002	-0.0003	601.979	180.594	0.120	-0.063
17	14.1133	0.0268	0.0002	0.0001	-0.0002	601.979	180.594	0.041	-0.034
18	14.1907	0.0266	0.0000	0.0000	0.0000	601.979	180.594	0.000	0.000
19	14.2168	0.0266	0.0000	0.0000	0.0000	601.979	180.594	0.000	0.000
20	14.1907	0.0266	0.0000	0.0000	0.0000	601.979	180.594	0.000	0.000
21	14.1133	0.0268	0.0002	-0.0001	-0.0002	601.979	180.594	-0.041	-0.034
22	13.9868	0.0270	0.0004	-0.0002	-0.0003	601.979	180.594	-0.120	-0.063
23	13.8151	0.0274	0.0008	-0.0005	-0.0006	601.979	180.594	-0.310	-0.111
24	13.6035	0.0279	0.0013	-0.0010	-0.0008	601.979	180.594	-0.599	-0.151
25	13.3584	0.0284	0.0018	-0.0016	-0.0009	601.979	180.594	-0.938	-0.163
26	13.0872	0.0289	0.0023	-0.0022	-0.0008	601.979	180.594	-1.301	-0.142
27	12.7981	0.0295	0.0029	-0.0029	-0.0005	601.979	180.594	-1.719	-0.091
28	12.5000	0.0301	0.0035	-0.0035	0.0000	601.979	180.594	-2.107	0.000
29	12.2019	0.0307	0.0041	-0.0040	0.0007	601.979	180.594	-2.431	0.129
30	11.9128	0.0312	0.0046	-0.0043	0.0016	601.979	180.594	-2.602	0.284
31	11.6416	0.0317	0.0051	-0.0044	0.0026	601.979	180.594	-2.659	0.461
32	11.3965	0.0322	0.0056	-0.0043	0.0036	601.979	180.594	-2.582	0.650
33	11.1849	0.0325	0.0059	-0.0038	0.0045	601.979	180.594	-2.283	0.816
34	11.0132	0.0328	0.0062	-0.0031	0.0054	601.979	180.594	-1.866	0.970
35	10.8867	0.0331	0.0065	-0.0022	0.0061	601.979	180.594	-1.338	1.103
36	10.8093	0.0332	0.0066	-0.0011	0.0065	601.979	180.594	-0.690	1.174

(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	0.005634	0.000000	-0.000028				
2	0.005633	-0.000014	-0.000084	36	0.005633	0.000014	-0.000084
3	0.005621	-0.000059	-0.000245	35	0.005621	0.000059	-0.000245
4	0.005575	-0.000157	-0.000493	34	0.005575	0.000157	-0.000493
5	0.005464	-0.000314	-0.000798	33	0.005464	0.000314	-0.000798
6	0.005260	-0.000517	-0.001126	32	0.005260	0.000517	-0.001126
7	0.004945	-0.000737	-0.001437	31	0.004945	0.000737	-0.001437
8	0.004519	-0.000936	-0.001695	30	0.004519	0.000936	-0.001695
9	0.004001	-0.001074	-0.001867	29	0.004001	0.001074	-0.001867
10	0.003432	-0.001124	-0.001933	28	0.003432	0.001124	-0.001933
11	0.002860	-0.001074	-0.001883	27	0.002860	0.001074	-0.001883
12	0.002336	-0.000934	-0.001721	26	0.002336	0.000934	-0.001721
13	0.001902	-0.000732	-0.001468	25	0.001902	0.000732	-0.001468
14	0.001580	-0.000507	-0.001153	24	0.001580	0.000507	-0.001153
15	0.001371	-0.000299	-0.000814	23	0.001371	0.000299	-0.000814
16	0.001259	-0.000140	-0.000493	22	0.001259	0.000140	-0.000493
17	0.001214	-0.000044	-0.000229	21	0.001214	0.000044	-0.000229
18	0.001203	-0.000005	-0.000057	20	0.001203	0.000005	-0.000057
19	0.001202	0.000000	0.000003				

(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	-1.624	0.230	36	1	0.000	-1.624	-0.230
1	2	-0.486	-1.624	0.230	36	36	0.486	-1.624	-0.230
2	2	-0.486	-1.436	0.669	35	36	0.486	-1.436	-0.669
2	3	-0.916	-1.436	0.669	35	35	0.916	-1.436	-0.669
3	3	-0.916	-1.072	1.035	34	35	0.916	-1.072	-1.035
3	4	-1.237	-1.072	1.035	34	34	1.237	-1.072	-1.035
4	4	-1.237	-0.599	1.265	33	34	1.237	-0.599	-1.265
4	5	-1.416	-0.599	1.265	33	33	1.416	-0.599	-1.265
5	5	-1.416	-0.056	1.347	32	33	1.416	-0.056	-1.347
5	6	-1.433	-0.056	1.347	32	32	1.433	-0.056	-1.347
6	6	-1.433	0.531	1.273	31	32	1.433	0.531	-1.273
6	7	-1.274	0.531	1.273	31	31	1.274	0.531	-1.273
7	7	-1.274	1.037	1.034	30	31	1.274	1.037	-1.034
7	8	-0.964	1.037	1.034	30	30	0.964	1.037	-1.034
8	8	-0.964	1.425	0.664	29	30	0.964	1.425	-0.664
8	9	-0.537	1.425	0.664	29	29	0.537	1.425	-0.664
9	9	-0.537	1.673	0.205	28	29	0.537	1.673	-0.205
9	10	-0.036	1.673	0.205	28	28	0.036	1.673	-0.205
10	10	-0.036	1.706	-0.295	27	28	0.036	1.706	0.295
10	11	0.474	1.706	-0.295	27	27	-0.474	1.706	0.295
11	11	0.474	1.524	-0.770	26	27	-0.474	1.524	0.770
11	12	0.930	1.524	-0.770	26	26	-0.930	1.524	0.770
12	12	0.930	1.141	-1.161	25	26	-0.930	1.141	1.161
12	13	1.272	1.141	-1.161	25	25	-1.272	1.141	1.161
13	13	1.272	0.641	-1.422	24	25	-1.272	0.641	1.422
13	14	1.464	0.641	-1.422	24	24	-1.464	0.641	1.422
14	14	1.464	0.057	-1.521	23	24	-1.464	0.057	1.521
14	15	1.481	0.057	-1.521	23	23	-1.481	0.057	1.521
15	15	1.481	-0.561	-1.433	22	23	-1.481	-0.561	1.433
15	16	1.313	-0.561	-1.433	22	22	-1.313	-0.561	1.433
16	16	1.313	-1.121	-1.163	21	22	-1.313	-1.121	1.163
16	17	0.977	-1.121	-1.163	21	21	-0.977	-1.121	1.163
17	17	0.977	-1.524	-0.761	20	21	-0.977	-1.524	0.761
17	18	0.521	-1.524	-0.761	20	20	-0.521	-1.524	0.761
18	18	0.521	-1.742	-0.262	19	20	-0.521	-1.742	0.262
18	19	0.000	-1.742	-0.262	19	19	0.000	-1.742	0.262

(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	0.011641	-0.008556	-0.000028				
2	0.011561	-0.008149	0.002630	36	0.011717	-0.008122	-0.002797
3	0.011739	-0.007036	0.004738	35	0.011515	-0.006919	-0.005228
4	0.012320	-0.005513	0.005958	34	0.010842	-0.005199	-0.006943
5	0.013273	-0.003941	0.006118	33	0.009668	-0.003313	-0.007714
6	0.014405	-0.002634	0.005243	32	0.008128	-0.001600	-0.007494
7	0.015422	-0.001767	0.003540	31	0.006480	-0.000292	-0.006414
8	0.016038	-0.001339	0.001348	30	0.005012	0.000533	-0.004738
9	0.016060	-0.001199	-0.000952	29	0.003955	0.000949	-0.002783
10	0.015444	-0.001124	-0.003043	28	0.003432	0.001124	-0.000824
11	0.014286	-0.000893	-0.004723	27	0.003446	0.001254	0.000957
12	0.012772	-0.000356	-0.005887	26	0.003913	0.001512	0.002444
13	0.011137	0.000548	-0.006469	25	0.004680	0.002011	0.003533
14	0.009615	0.001768	-0.006444	24	0.005557	0.002782	0.004138
15	0.008394	0.003167	-0.005843	23	0.006361	0.003764	0.004214
16	0.007580	0.004546	-0.004755	22	0.006950	0.004826	0.003769
17	0.007180	0.005699	-0.003314	21	0.007260	0.005787	0.002855
18	0.007106	0.006455	-0.001673	20	0.007312	0.006465	0.001560
19	0.007209	0.006714	0.000003				

(9)常時 + 地震時断面力

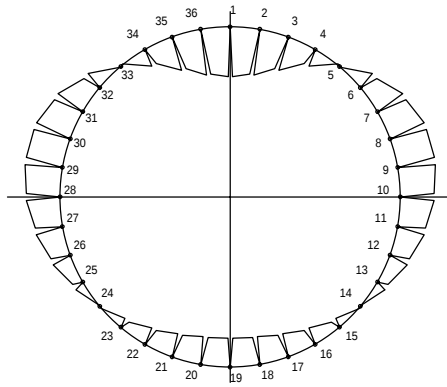
要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	12.292	-4.980	317.524	36	1	12.292	1.732	317.064
1	2	10.802	-4.980	317.524	36	36	11.774	1.732	317.064
2	2	10.802	-10.988	321.199	35	36	11.774	8.116	319.861
2	3	7.513	-10.988	321.199	35	35	9.345	8.116	319.861
3	3	7.513	-14.806	327.478	34	35	9.345	12.662	325.408
3	4	3.082	-14.806	327.478	34	34	5.556	12.662	325.408
4	4	3.082	-15.939	335.276	33	34	5.556	14.741	332.746
4	5	-1.687	-15.939	335.276	33	33	1.145	14.741	332.746
5	5	-1.687	-14.153	343.341	32	33	1.145	14.041	340.647
5	6	-5.923	-14.153	343.341	32	32	-3.057	14.041	340.647
6	6	-5.923	-9.867	350.246	31	32	-3.057	10.929	347.700
6	7	-8.876	-9.867	350.246	31	31	-6.328	10.929	347.700
7	7	-8.876	-4.306	354.911	30	31	-6.328	6.380	352.843
7	8	-10.165	-4.306	354.911	30	30	-8.237	6.380	352.843
8	8	-10.165	1.138	357.092	29	30	-8.237	1.712	355.764
8	9	-9.823	1.138	357.092	29	29	-8.749	1.712	355.764
9	9	-9.823	4.958	357.246	28	29	-8.749	-1.612	356.836
9	10	-8.339	4.958	357.246	28	28	-8.267	-1.612	356.836
10	10	-8.339	6.936	356.260	27	28	-8.267	-3.524	356.850
10	11	-6.264	6.936	356.260	27	27	-7.212	-3.524	356.850
11	11	-6.264	8.077	354.701	26	27	-7.212	-5.029	356.241
11	12	-3.847	8.077	354.701	26	26	-5.707	-5.029	356.241
12	12	-3.847	8.818	352.702	25	26	-5.707	-6.536	355.024
12	13	-1.208	8.818	352.702	25	25	-3.752	-6.536	355.024
13	13	-1.208	8.798	350.470	24	25	-3.752	-7.516	353.314
13	14	1.425	8.798	350.470	24	24	-1.503	-7.516	353.314
14	14	1.425	7.923	348.263	23	24	-1.503	-7.809	351.305
14	15	3.796	7.923	348.263	23	23	0.834	-7.809	351.305
15	15	3.796	6.222	346.508	22	23	0.834	-7.344	349.374
15	16	5.658	6.222	346.508	22	22	3.032	-7.344	349.374
16	16	5.658	4.034	345.501	21	22	3.032	-6.276	347.827
16	17	6.865	4.034	345.501	21	21	4.911	-6.276	347.827
17	17	6.865	1.745	345.138	20	21	4.911	-4.793	346.660
17	18	7.387	1.745	345.138	20	20	6.345	-4.793	346.660
18	18	7.387	-0.691	345.294	19	20	6.345	-2.793	345.818
18	19	7.181	-0.691	345.294	19	19	7.181	-2.793	345.818

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Qmax(kN)
+Mmax	36	1	12.292	317.064	-15.939
-Mmax	7	8	-10.165	354.911	

6-3 断面力図

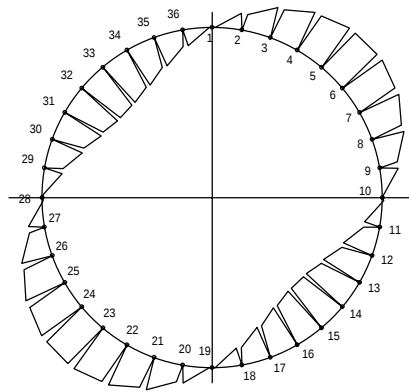
(1) 曲げモーメント図

a) 常時曲げモーメント



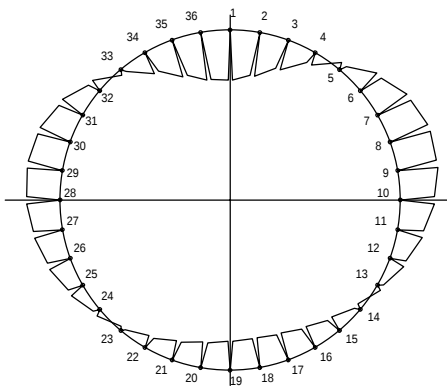
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 0
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 0
 正の最大曲げモーメント = 12.292 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント = -9.286 (kN・m)

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 = 1.481 (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 = -1.481 (kN・m)

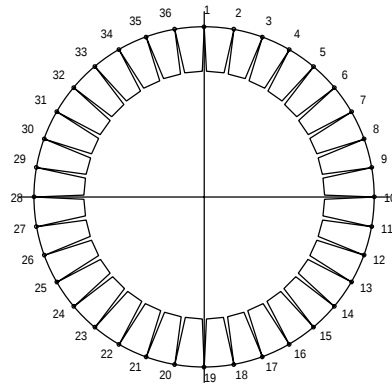
c) 常時+地震時曲げモーメント



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 = 12.292 (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 = 8
 負の最大曲げモーメント = -10.165 (kN・m)

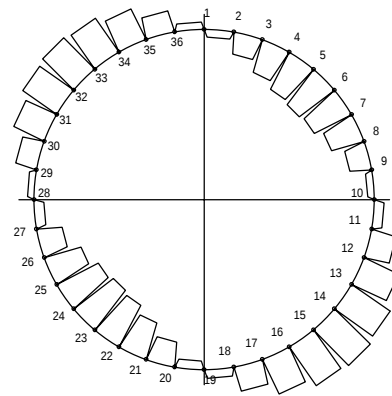
(2)軸力図

a)常時軸力



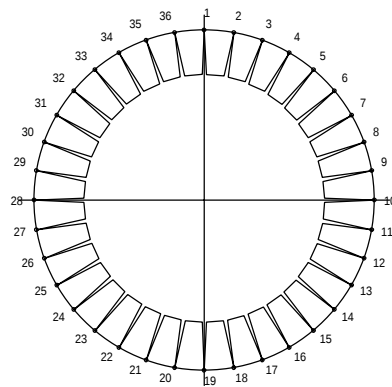
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 0
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 0
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 356.428 (kN)

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 = -1.521 (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 = 1.433 (kN)

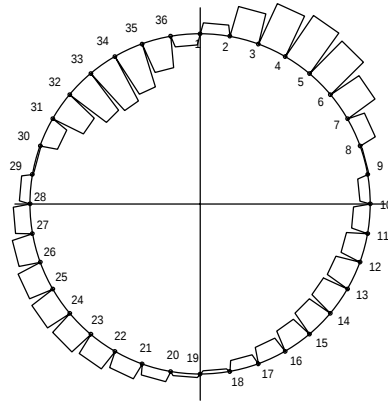
c)常時+地震時軸力



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 = 317.064 (kN)
 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 = 8
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 354.911 (kN)

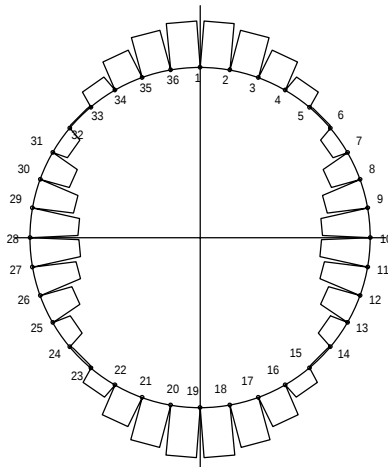
(3)せん断力図

a)常時せん断力



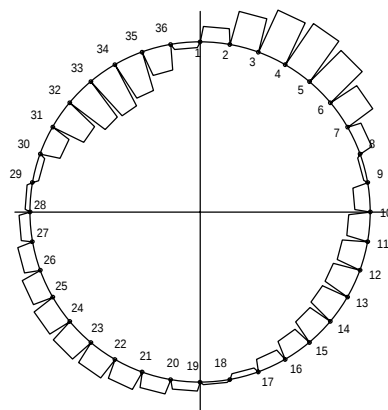
最大せん断力が発生する要素 = 4
 最大せん断力が発生する節点 = 4
 最大せん断力 = -15.340 (kN)

b)地震時せん断力



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 = -1.742 (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 = -15.939 (kN)

6-4 応力度照査

(1) 応力照査位置

最大断面力が生じる 節点番号 = 1 及び 8 について断面の照査を行う。

節点番号		M(kN・m)	N(kN)
+Mmax	1	12.292	317.064
-Mmax	8	-10.165	354.911

(2) セグメントの応力度

セグメントに発生する応力度は、主桁とスキンプレートの有効幅分を主断面とみなして求めるものとする。

$$\tau_o = \frac{1000N}{A_r} + \frac{1000000M \cdot (1 + \zeta)}{Z_o}$$

$$\tau_i = \frac{1000N}{A_r} - \frac{1000000M \cdot (1 + \zeta)}{Z_i}$$

ここで、 τ_o : 外縁応力度 (N/mm²)

τ_i : 内縁応力度 (N/mm²)

A_r : 主桁の断面積 3950 (mm²)

Z_o : 外縁に対する断面係数 106372 (mm³)

Z_i : 内縁に対する断面係数 88694 (mm³)

ζ : 曲げモーメント割増率 0 (%)

a) 正曲げ時

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{1000N}{A_r} + \frac{1000000M \cdot (1 + \zeta)}{Z_o} \\ &= \frac{1000 \times 317.064}{3950} + \frac{1000000 \times 12.292 \times (1 + 0.00)}{106372} = 195.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_i &= \frac{1000N}{A_r} - \frac{1000000M \cdot (1 + \zeta)}{Z_i} \\ &= \frac{1000 \times 317.064}{3950} - \frac{1000000 \times 12.292 \times (1 + 0.00)}{88694} = -58.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

b) 負曲げ時

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{1000N}{A_r} + \frac{1000000M \cdot (1 + \zeta)}{Z_o} \\ &= \frac{1000 \times 354.911}{3950} + \frac{1000000 \times -10.165 \times (1 + 0.00)}{106372} = -5.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_i &= \frac{1000N}{A_r} - \frac{1000000M \cdot (1 + \zeta)}{Z_i} \\ &= \frac{1000 \times 354.911}{3950} - \frac{1000000 \times -10.165 \times (1 + 0.00)}{88694} = 204.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(3) ボルトの応力度

1) ボルト諸元

項 目		単 位	諸 元 値
ボルト径			M - 20
ボルト長	LB	mm	0.0200
有効断面積	An	m ²	0.000245
軸断面積	Ab	m ²	0.000314
セグメント継ボルト	nsb	本	4

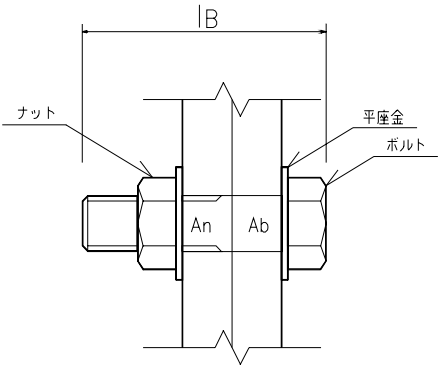


図-6.4.1 セグメント継ボルト

2) 引張力に対する検討

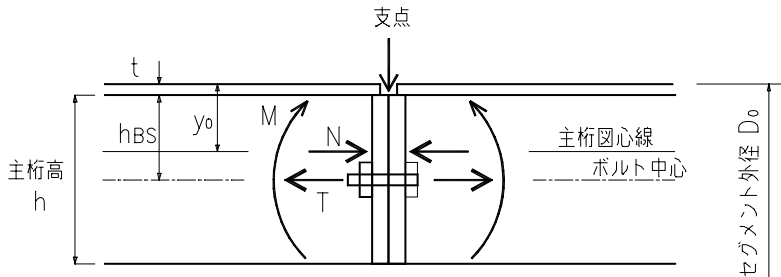


図-6.4.2 継手部に作用する応力

セグメント継ぎボルトのリング当りの引張力は、上図に示すとおり、継ぎ手部に作用する曲げモーメントMと軸力Nにより、継手板端部を支点として回転する場合を想定し下式で求める。

$$T = \frac{(M \cdot (1 - \zeta) - N \cdot (y_0 - t)) \cdot B}{nsb \cdot hBS}$$

ここに、 T	: ボルト1本当りに作用する引張力 (N/Ring)	
y ₀	: 主桁外縁からセグメント断面図心までの距離	0.0582 (m)
t	: スキンプレート厚	0.0030 (m)
h _{BS}	: 主桁外縁からボルト位置までの距離	0.0750 (m)
B	: セグメント幅	1.00 (m)
ζ	: 曲げモーメントの割増率	0 (%)

3)曲げに対する引張力

(a)正曲げに対する引張力：T₁ (節点番号= 1)

最大曲げモーメント M = 12.292 (kN・m/m)

節点番号 = 1 位置軸力 N = 317.064 (kN/m)

・ボルトに発生する引張力

$$T_1 = \frac{(12.292 \times (1 - 0.00) - 317.064 \times (0.0582 - 0.0030)) \times 1.00}{4 \times 0.0750} = -17.366 \text{ (kN)}$$

T₁ 0なのでボルトに引張力は働かない。

・ボルトに発生する応力度

$$\sigma_{B1} = \frac{T_1}{A_n} = \frac{-17.366}{0.000245} = -70882 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad -70.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

T₁ : 正曲げに対するボルトに発生する引張力 (kN)
 σ_{B1} : 正曲げに対するボルトに発生する応力度 (N/mm²)

4) せん断力に対する検討

a) K型セグメントの継手部に対する検討

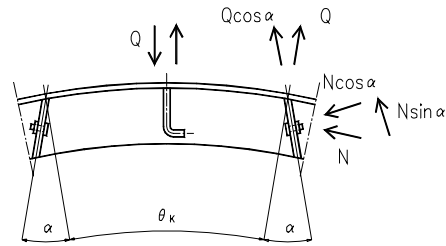


図-6.4.3 K型セグメント継手部に作用する応力

継手角度 $\alpha = 14.5^\circ$

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

但し、 $f' = 0.3$ (鋼の摩擦係数)

K型セグメントの継手位置は $\theta_K = 0^\circ \sim 50^\circ$ 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	317.524	-4.980	-12.721	-5.195	-7.526
1	2	317.524	-4.980	-12.721	-5.195	-7.526
2	2	321.199	-10.988	-12.869	-11.463	-1.406
2	3	321.199	-10.988	-12.869	-11.463	-1.406
3	3	327.478	-14.806	-13.120	-15.447	2.327
3	4	327.478	-14.806	-13.120	-15.447	2.327
4	4	335.276	-15.939	-13.433	-16.629	3.196
4	5	335.276	-15.939	-13.433	-16.629	3.196
5	5	343.341	-14.153	-13.756	-14.765	1.009
5	6	343.341	-14.153	-13.756	-14.765	1.009
6	6	350.246	-9.867	-14.032	-10.294	-3.738

K部最大せん断力(Q_{Kmax})は

$$Q_{Kmax} = 3.196 \text{ (kN/m)}$$

これを1Ring当りに換算すると

$$Q_{Kmax} = Q_{Kmax} \cdot B = 3.196 \times 1.00 = 3.196 \text{ (kN/Ring)}$$

となり、これより使用ボルトのせん断応力度 τ_{BK} を求める。

$$\tau_{BK} = \frac{Q_{Kmax}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{3.196}{4 \times 0.000314} = 2545 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 2.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

b) 最大せん断力に対する検討

$Q_{\max}$ を1リング当りに換算

$$Q_{\max} = Q_{\max} \cdot B = -15.939 \times 1.000 = -15.939$$

$$\tau_B = \frac{Q_{\max}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{15.939}{4 \times 0.000314}$$

$$= 12690 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 12.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(4) 断面力一覧表

a) シールド鉛直断面の検討一覧表

項 目		単 位	許容応力度	応力度	判定
常時 + 地震時					
正曲げ時	外縁側	N/mm ²	325	195.8	OK
正曲げ時	内縁側	N/mm ²	325	-58.3	OK
負曲げ時	外縁側	N/mm ²	325	-5.7	OK
負曲げ時	内縁側	N/mm ²	325	204.5	OK

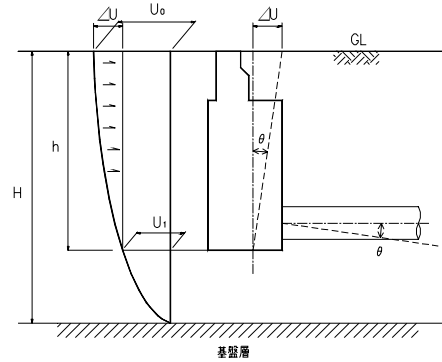
b) ボルト応力度一覧表

ボルト	単 位	許容応力度	発生応力度	判定
正曲げ引張応力度	N/mm ²	660	働かない	OK
せん断応力度(K型)	N/mm ²	381	2.5	OK
せん断応力度(最大)	N/mm ²	381	12.7	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



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

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

$$U = U_h(0) - U_h(h)$$

ここで、	θ	: 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)
	S_v	: 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)
	T_s	: 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 ; $U_h(0)$

$$U_h(0) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.240 \times 0.883 \times \cos 0 = 0.043 \text{ (m)}$$

b) 構造物躯体下面での変位； $U_{h(h)}$

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

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

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

7-2 構造物躯体からシールド管路の拔出し量の算定

$$\text{拔出量 } \delta = \varepsilon_g \cdot l$$

$$\text{但し } \varepsilon_g (\text{地盤ひずみ}) = (\pi / L) \cdot U_h(Z)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad U_h(Z) &: \text{トンネル位置での地盤変位} & (\text{m}) \\ L &: \text{地盤振動の波長(調和平均波長)} & (\text{m}) \\ l &: \text{管の有効長} & (\text{m}) \end{aligned}$$

a) トンネルの位置地盤変位 ; $U_h(Z)$

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

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)

$$U_h(Z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.240 \times 0.883 \times \cos \left(\frac{\pi \times 12.500}{2 \times 24.700} \right) = 0.0301 \text{ (m)}$$

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、 $l = B = 1.00 \text{ (m)}$ とする。

c) 拔出量 δ の算出

$$\varepsilon_g = (\pi / 143.9) \times 0.0301 = 0.0007 \text{ より}$$

以上の結果よりシールド管路の拔出量 δ は

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

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

d) リング継手ボルトのひずみ量： ε_b

$$\varepsilon_b = (\delta / L_{bc}) \cdot 100 = (0.7000 / 31.0) \times 100 = 2.2581 (\%)$$

ここに、 L_{bc} : $2 \cdot tr_1 + tbw \cdot nbw = 2 \times 14 + 3.0 \times 1 = 31.0$ (mm)

tr_1 : 端主桁厚 14 (mm)

tbw : 平座金の厚さ 3.0 (mm)

nbw : 平座金の枚数 1 (枚)

ひずみ量 $\varepsilon_b = 2.2581$ (%) 伸び量基準値 = 22.00 (%) OK