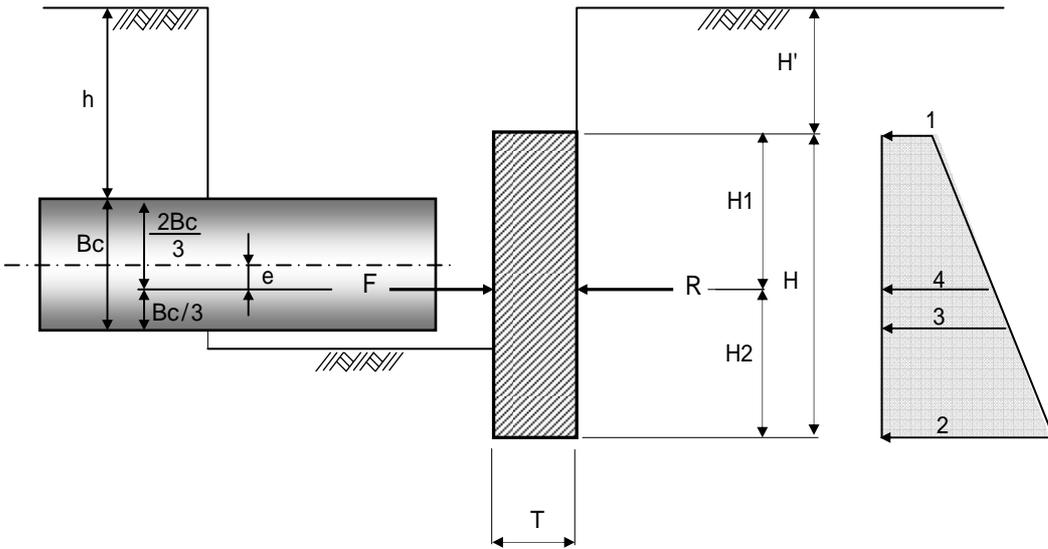


## 支圧壁の計算

発進N01

支圧壁については、管底部以下と管側方部分をそれぞれ片もち梁と仮定して抵抗モーメントとの比較により検討する。ただし、支圧壁の高さは推進力(F)および地盤反力(R)の作用位置が一致するものとし、その作用点はずり出しの関係から下図のように管下端から  $B_c/3$  の位置にくると仮定する。

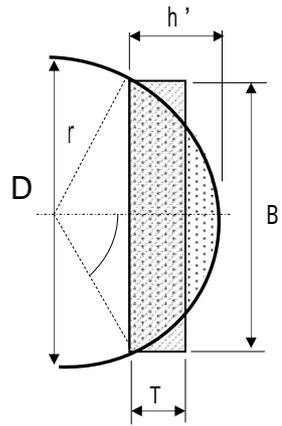


### 1.設計条件

管 呼 び 径	$B_o =$	1.500 (m)
管 外 径	$B_c =$	1.780 (m)
管 の 土 被 り	$h =$	10.000 (m)
推 進 力	$F =$	10000 (kN)
設 備 推 進 力	$J =$	12000 (kN)
設 備 の 余 裕 率	$=$	20 (%)
支 圧 壁 の 幅	$B =$	2.498 (m)
管 中 心 か ら 支 圧 壁 側 端 ま で の 長 さ	$B_1 =$	1.249 (m)
支 圧 壁 高	$H =$	3.500 (m)
支 圧 壁 の 厚 み	$T =$	0.433 (m)
土 の 単 位 体 積 重 量	$=$	18.0 (kN/m <sup>3</sup> )
内 部 摩 擦 角	$=$	30.0 (°)
土 の 粘 着 力	$C =$	0.0 (kN/m <sup>2</sup> )
反 力 係 数	$=$	2.00 (1.5 ~ 2.5 通常は2を採用)
必 要 反 力	$R =$	12000 (kN)

### 三日月形支圧壁から矩形支圧壁への変換

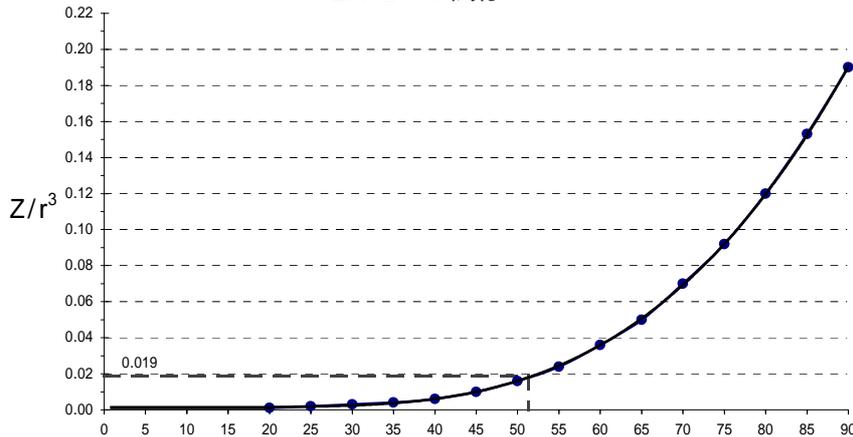
短	径	D =	3.200 (m)
半	径	r =	1.600 (m)
	幅	B =	2.498 (m)
高	さ	H =	3.500 (m)
厚	み	$h' =$	0.600 (m)
角	度	=	51.318 (°)



### 断面係数の決定

以下の表により三日月形支圧壁の断面係数を算定する。

#### $Z/r^3$ と の関係



出展: 技術資料ライナープレート(日本鋼管ライトスチール)  
 $Z$  = 断面係数       $r$  = 半径

上記の表により

$$Z / r^3 = 0.019$$

よって、断面係数( $Z$ )は、

$$\begin{aligned} Z &= r^3 \times 0.019 \\ &= 1.600^3 \times 0.019 \\ &= 0.078 \end{aligned}$$

### 矩形支圧壁への変換

三日月形支圧壁を矩形支圧壁に断面係数を用い変換する。

矩形支圧壁の幅( $b$ )を 2.498 m と仮定すると

矩形支圧壁の断面係数( $z$ )は以下の式で表される。

$$\begin{aligned} z &= b \times T^2 / 6 \\ &= 0.416 \times T^2 \end{aligned} \quad \text{ここで、} T \text{ は矩形支圧壁に変換した場合の厚み(m)}$$

### 矩形支圧壁の厚み(T)の決定

三日月形支圧壁断面係数( $Z$ )と矩形支圧壁断面係数( $z$ )により厚み(T)を算定する。

算定に当たり、矩形支圧壁断面係数( $z$ ) < 三日月形支圧壁断面係数( $Z$ )となるように算定を行う。

$$\begin{aligned} 0.416 \times T^2 &< 0.078 \\ \text{よって、} h &= 0.433 < 0.433012702 \end{aligned}$$

### 変換後の矩形支圧壁の形状

幅(b)	2.498 (m)
高さ(H)	3.500 (m)
厚み(T)	0.433 (m)

## 2.支圧壁の高さ(H)

地盤反力(R)は、以下の式の通りランキンの受働土圧で表される。

$$R = \gamma \times B \times \left\{ \frac{\gamma}{2} \times H^2 \times K_p + 2 \times C \times H \times (K_p) + \gamma' \times H \times K_p \right\}$$

ここに、R: 地盤反力(kN)

: 係数

B: 支圧壁の幅(m)

: 土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

H: 支圧壁の高さ(m)

K<sub>p</sub>: 受働土圧係数

C: 土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

H': 支圧壁の土被り(m)

この式を支圧壁の高さ(H<sub>0</sub>)について展開すると、

$$0 = \left( \frac{\gamma}{2} \times K_p \right) H^2 + \{ 2 \times C \times (K_p) + \gamma' \times K_p \} H - R / (\gamma \times B)$$

地盤反力(R)と設備推進(J)の作用位置は一致するものとする、計算上の作用点は上図のように管下端からB<sub>c</sub>/3の位置となる。

地盤反力(R)を2等分してH<sub>1</sub>, H<sub>2</sub>にそれぞれ負担させると、

$$\begin{aligned} \text{反 力} & : R_1 = R_2 = R / 2 = J / 2 \\ & = 6000.000 \text{ (kN)} \\ \text{支 圧 壁 の 土 被 り} & : H' = h + 2 / 3 B_c - H_1 \\ & = 11.190 - H_1 \text{ (m)} \\ \text{受 働 土 圧 係 数} & : K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi / 2) \\ & = 3.000 \end{aligned}$$

これらの値を用い、反力作用位置から支圧壁上端までの距離(H<sub>1</sub>)をランキンの受働土圧式を用いて求めると

$$\begin{aligned} 0 &= \left( \frac{\gamma}{2} \times K_p \right) H_1^2 + \{ 2 \times C \times (K_p) + \gamma' \times K_p \} H_1 - R_1 / (\gamma \times B) \\ \text{支圧壁の土被り(H')} & \text{に } h + 2 / 3 B_c - H_1 \text{ を代入すると、} \\ 0 &= \left( \frac{\gamma}{2} \times K_p \right) H_1^2 - \{ 2 \times C \times (K_p) + (h + 2 / 3 B_c) \times \gamma \times K_p \} H_1 + R_1 / (\gamma \times B) \\ 0 &= \frac{1}{27} H_1^2 - 604.26 H_1 + 1200.961 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{受働土圧からの逆算値} & \quad H_1 = 2.205 \text{ (m)} \\ \text{とすると} & \quad H' = 11.190 - H_1 = 8.985 \text{ (m)} \end{aligned}$$

同様に、反力作用位置から支圧壁下端までの距離(H<sub>2</sub>)をランキンの受働土圧式を用いて求めると

$$\text{反力作用位置までの距離: } h_0 = H' + H_1 = 11.190 \text{ (m)}$$

よって、

$$\begin{aligned} 0 &= \left( \frac{\gamma}{2} \times K_p \right) H_2^2 + \{ 2 \times C \times (K_p) + \gamma \times h_0 \times K_p \} H_2 - R_2 / (\gamma \times B) \\ 0 &= \frac{1}{27} H_2^2 + 604.26 H_2 - 1200.961 \\ \text{受働土圧からの逆算値} & \quad H_2 = 1.837 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで支圧壁の高さHを 3.500 (m)とすると

$$\begin{aligned} H_1 &= 3.500 \times \frac{2.205}{2.205 + 1.837} = 1.909 \text{ (m)} & 1.91 \text{ (m)} \\ H_2 &= H - H_1 = 3.500 - 1.910 = 1.59 \text{ (m)} \\ \text{支圧壁の深さ} & \quad H' = 11.190 - H_1 = 9.280 \text{ (m)} \end{aligned}$$

### 3. 支圧壁の厚さ (T)

支圧壁の厚さ (T) は、管底部から支圧壁底部までと管側部から支圧壁側部までをそれぞれ片持梁と仮定し、モーメントの釣合いから計算する。

偏 心 量 :  $e = H / 2 - H_2$   
 $= 0.160 \quad (\text{m})$

単 位 幅 当 た り の 反 力 :  $R_0 = R / B$   
 $= 4803.845 \quad (\text{kN/m})$

管下端から支圧壁下端までの距離 :  $x_1 = H_2 - Bc / 3 + 0.140 / 2 = 1.067 \quad (\text{m})$

管側端から支圧壁側端までの距離 :  $x_2 = B_1 - Bc / 2 + 0.140 / 2 = 0.429 \quad (\text{m})$

支 圧 壁 上 端 部 の 発 生 応 力 :  $\sigma_1 = R_0 / H \times (1 - 6 \times e / H) = 996.063 \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$

支 圧 壁 下 端 部 の 発 生 応 力 :  $\sigma_2 = R_0 / H \times (1 + 6 \times e / H) = 1748.992 \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$

管 底 部 の 発 生 応 力 :  $\sigma_3 = \sigma_1 + (\sigma_2 - \sigma_1) \times (H - x_1) / H$   
 $= 1519.456 \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$

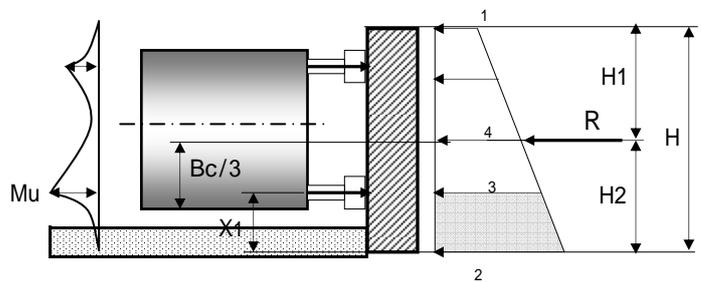
管 側 部 の 発 生 応 力 :  $\sigma_4 = \sigma_1 + (\sigma_2 - \sigma_1) \times (H_1 - e) / H$   
 $= 1372.528 \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$

管下端部の曲げモーメント (M<sub>u</sub>) :

$$M_u = \left( -\frac{2}{3} + \frac{3}{6} \right) \times x_1^2$$

$$= 952.050 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

コンクリート基礎が有効に働くため問題ない。

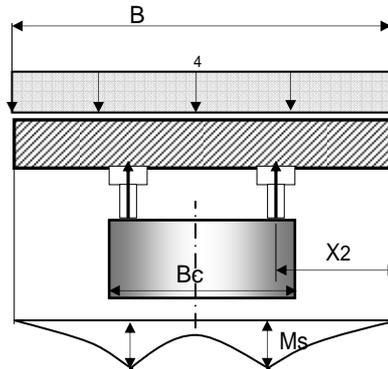


管側部の曲げモーメント (M<sub>s</sub>)

$$M_s = \frac{4}{2} \times x_2^2$$

$$= 126.301 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$= 126301000 \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$



無筋コンクリートの抵抗モーメント (M<sub>r</sub>)

$$M_r = 0.28 \times b \times T^2 \times ct$$

$$= 588 \times T^2 \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$

ここに、単位幅:  $b = 1000 \quad (\text{mm})$

コンクリートの引張強度:  $ct = 2.1 \quad (\text{N/mm}^2)$

管側部の曲げモーメントに対しては、M<sub>r</sub> > M<sub>s</sub>であればよいので

$$\frac{588 \times T \times T}{T} > 126301000$$

$$T > 463.5 \quad (\text{mm}) \quad > 433(\text{mm}) \dots \cdot \text{No}$$

#### 4.鉄筋による補強

無筋コンクリートでは応力度が不足するため鉄筋で補強する。

鉄筋を挿入して得られる抵抗モーメント( $M_r$ )は、

$$M_r = p \times b \times d^2 \times t \times (1 - 1/2 \times t / c \times p) \\ = (b \times t) A_s - \{ t^2 / (2 \times d \times c) \} A_s^2$$

- ここに、 $p$ : 鉄筋比 ( $A_s / b d$ )  
 $A_s$ : 引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )  
 $b$ : 単位幅 (1000mm)  
 $T$ : 支圧壁の厚さ(mm)  
 $d$ : 有効高さ(mm)  
 $t$ : 鉄筋の降伏点強度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )  
 $c$ : コンクリートの降伏点強度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

よって、

$$M_r = (d \times t) A_s - \{ t^2 / (2 \times b \times c) \} A_s^2 \\ = 68940 A_s - 0.771 A_s^2$$

ここで、 $b = 1000$  (mm)  
 $d = T - 50 = 383$  (mm)  
 $t = 180$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )  
 $c = 21$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

ここで、 $M_r$ に曲げモーメントの大きい管側部の値を代入する。

$$126301000 < 68940 A_s - 0.771 A_s^2$$

これを解くと、  
 $A_s > 1871.20$  ( $\text{mm}^2$ )      4363211316

従って主鉄筋(水平方向)は次のように配筋する。

鉄筋径	D =	19	(mm)
ピッチ	@ =	125	(mm)
鉄筋量	A <sub>s</sub> =	2292	(mm <sup>2</sup> )

(垂直方向)は 上記主鉄筋の配力筋として扱う

配力筋は引張り鉄筋量の1/5以上とする。

$$A_s > 458.40$$
 ( $\text{mm}^2$ )

(垂直方向)の鉄筋は次のように配筋する。

鉄筋径	D =	13	(mm)
ピッチ	@ =	250	(mm)
鉄筋量	A <sub>s</sub> =	506.8	(mm <sup>2</sup> )

## 5.地盤反力の検討

支圧壁の耐力は、壁そのものの他土留めや土留め裏の耐力によって左右されるが、いずれも裏の地山が崩れれば推進力を受けることは出来ない。

したがって、設計上は安全を考えて土留めによる耐力は無視して、土留め裏の土の耐力を反力として考える。

支圧壁から得られる地盤反力(R')は、以下の式の通りランキンの受働土圧で表される。

$$R' = \gamma \times B \times \left\{ \frac{\gamma \times H^2 \times Kp}{2} + 2 \times C \times H \times (Kp) + \gamma \times H' \times H \times Kp \right\}$$

ここに、R' : 支圧壁から得られる地盤反力(kN)

: 係数

B : 支圧壁の幅(m)

: 土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

H : 支圧壁の高さ(m)

Kp : 受働土圧係数

C : 土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

H' : 支圧壁の土被り(m)

よって、支圧壁から得られる地盤反力(R')は

$$\begin{aligned} R' &= \gamma \times B \times \left\{ \frac{\gamma \times H^2 \times Kp}{2} + 2 \times C \times H \times (Kp) + \gamma \times H' \times H \times Kp \right\} \\ &= 10415.008 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここで、 $\gamma$  = 2.000

B = 2.498 (m)

$\gamma$  = 18.000 (kN/m<sup>3</sup>)

H = 3.500 (m)

Kp = 3.000

C = 0.000 (kN/m<sup>2</sup>)

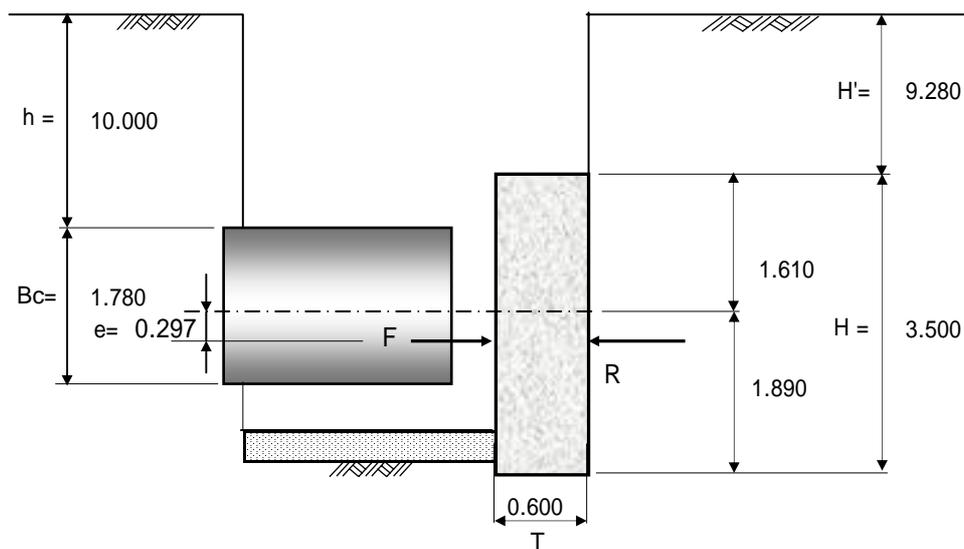
H' = 9.280 (m)

ゆえに、支圧壁から得られる地盤反力(R')と必要反力(R)を比較すると

$$R' = 10415.008 < 12000.000 = R$$

よって、土留め裏の土の耐力が推進力に対し不足する。

...No



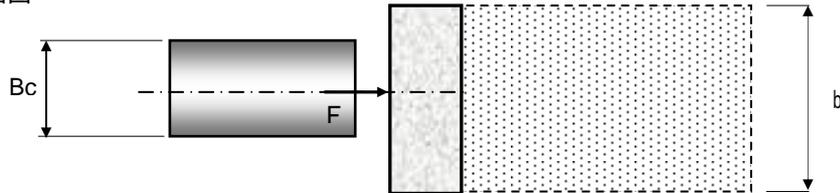
## 支圧壁背面改良範囲の計算

補強範囲は 推進力：F と 推進反力：R から 不足分：Pr を求め、それに応じた 受働破壊面の強度増加を図る改良長として求まる。

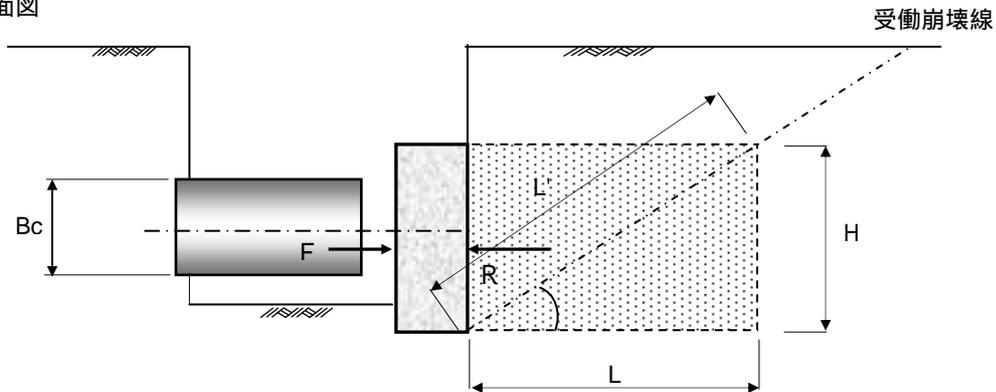
( a ) 計算条件

設備推進力	F =	12,000 kN
地盤反力	R =	10,415 kN
支圧壁高さ	a =	3.50 m
支圧壁幅	b =	2.50 m
内部摩擦角	=	30 °
原地盤の粘着力	C =	0 kN/m <sup>2</sup>
改良地盤の粘着力	C' =	60 kN/m <sup>2</sup>

平面図



側面図



( b ) 改良長の算出

$$Pr = F - R \\ = 12,000 - 10,415 = 1,585 \text{ kN}$$

$$Pr = \frac{1}{2} \cdot b \cdot L' (C' - C)$$

$$L = L' \cdot \cos \theta$$

$$L = \frac{Pr \cdot \cos \theta}{\frac{1}{2} \cdot b (C' - C)} \\ = \frac{1,585 \times \cos ( \frac{45 - 30}{2} )}{\frac{1}{2} \times 2.50 \times ( 60.0 - 0.0 )} \\ = 4.58 \text{ (m)}$$

ここに、

a : 改良高さ (m)

b : 改良幅 (m)

L : 改良長さ (m)

$$\theta = (45^\circ - \phi) / 2$$

φ : 内部摩擦角 (°)

C : 原地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

C' : 改良地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\frac{1}{2} = \frac{1}{2}$$

Pr : 地盤反力の不足分 = F - R (kN)

F : 推進力 (kN)

R : 地盤反力 (kN)

出典) 「推進工法用設計積算要領」; (社)日本下水道管渠推進技術協会