

計 算 例

PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」のご使用上の注意事項

このたび、全国ヒューム管協会では、管の設計・施工を行うユーザーのご要望により「ヒューム管設計施工要覧」を電子データ化をおこないました。

PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」のご使用上に際しては以下の事項に御注意ください。

①PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」は、平成 21 年版ヒューム管設計施工要覧を PDF 化した物です。平成 21 年版「ヒューム管設計施工要覧」は当時の規格や基準を元に編集を行っているため、現在の規格、基準と異なる箇所があります。

また、PDF 版の作成に当たり JIS 規格、下水道協会規格から削除された C 形についてはそれぞれの規格表より削除をしています。

②PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」と書籍版「ヒューム管設計施工要覧」とは、フォントや文字の配置等が異なる部分があります。

③ページ番号は、書籍版「ヒューム管設計施工要覧」の白紙部分を削除しているため、ページ番号が飛んでいる箇所があります。

平成 25 年 10 月

全国ヒューム管協会 技術委員会

1. マーストンの式（正の突出型）による呼び径 1000 の検討

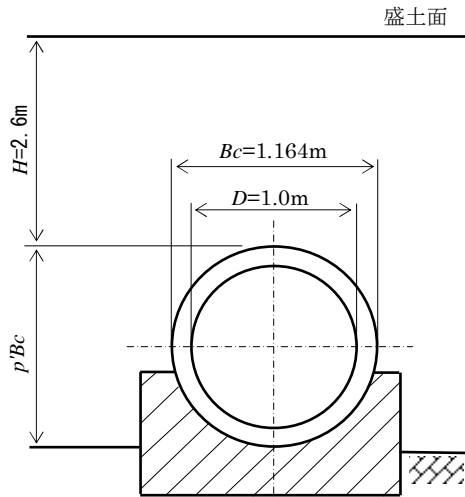


図 2. 2. 1. 5-1

設計条件

埋設形式：盛土

土かぶり： $H=2.6$ m

管の内径： $D=1000$ mm

管の外径： $B_c=1.164$ m

基礎： 120° コンクリート基礎

埋戻し土の単位体積重量： $\gamma = 18$ kN/m³

埋戻し土の内部摩擦角度： $\phi = 30^\circ$

活荷重：T荷重（後輪荷重 100 kN）

沈下比： $\delta = 0.7$

突出比： $p'=1.0$

1) 管に作用する鉛直土厚の算定

式 2. 2. 3. 1. 1-3 により等沈下面の位置 H_e を求める。沈下比 $\delta = 0.7$ 、突出比 $p' = 1.0$ のため、表 2. 2. 3. 1. 1-1 より、

$$H_e \doteq 1.7 \times B_c = 1.7 \times 1.164 = 1.979 \text{ m}$$

となる。

したがって、 $H > H_e$ となり、式 2. 2. 3. 1. 1-2 より

$$\beta = \frac{2k \cdot \mu}{B_c}$$

ここに $\mu = \tan \phi = \tan 30^\circ = 0.5774$

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = 0.3333$$

$$K \cdot \mu = 0.1924$$

$$\beta = \frac{2 \times 0.1924}{1.164} = 0.331$$

$$C_c = \frac{e^{\beta \cdot H_e} - 1}{2K \cdot \mu} + \left(\frac{H - H_e}{B_c} \right) e^{\beta \cdot H_e}$$

$$= \frac{e^{(0.331 \times 1.979)} - 1}{2 \times 0.1924} + \left(\frac{2.6 - 1.979}{1.164} \right) e^{(0.331 \times 1.979)}$$

$$= 2.404 + 1.027 = 3.431$$

鉛直土圧は

$$P_e = C_c \cdot \gamma \cdot B_c = 3.431 \times 18 \times 1.164 = 71.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

となる。

2) 管に作用する活荷重の算定

式 2.2.2.1-1 より

$$P_l = \frac{2 \times 100 \times (1+i) \times \beta}{2.75 \times (2 \times 2.6 + 0.2)}$$

ここで 表 2.2.2.1-1 より $i = 0.65 - 0.1 \times 2.6 = 0.39$ 、

表 2.2.2.1-2 より $\beta = 0.9$

$$= \frac{2 \times 100 \times 1.39 \times 0.9}{2.75 \times (5.2 + 0.2)} = 16.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

となる。

3) 埋設管の耐荷力の算定

式 2.2.1-4 より埋設管の耐荷力 Pr は求まる。

$$Pr = \frac{0.318 P_c \cdot r + 0.239 W \cdot r}{k \cdot r^2}$$

ここに

Pr : 埋設管の耐荷力 (kN/m²)

P_c : ひび割れ試験荷重 = 41.3 kN/m (1種管)

r : 管厚中心までの半径 = $\frac{1.0 + 0.082}{2} = 0.541$ m

W : 管の自重 = $\pi \times (1.0 + 0.082) \times 0.082 \times 24.0 = 6.69$ kN/m

k : 支承条件による係数 = 0.243 (表 2.2.1-1 より)

$$Pr = \frac{0.318 \times 41.3 \times 0.541 + 0.239 \times 6.69 \times 0.541}{0.243 \times 0.541^2}$$

$$= 112.06 \text{ kN/m}^2$$

4) 安全性の確認

管に作用する鉛直土圧 Pe と活荷重 P_l の和を管の耐荷力 Pr と比較すると

$$Pe + P_l = 71.89 + 16.85 = 88.74 \text{ kN/m}^2$$

となる。

安全率は

$$S = \frac{Pr}{Pe + P_l} = 1.26$$

となる。

2. 下水道協会式による呼び径 400 の検討

設計条件

埋設形式 : 溝型, 矢板引抜き行う場合

土かぶり : $H=3.0\text{m}$

堀削幅 : $B_d=1.6\text{m}$

管の内径 : $D=400\text{mm}$

管の外径 : $B_c=0.47\text{m}$

基礎 : 180° コンクリート基礎

基礎幅 : $B_b=0.7\text{m}$

基礎高さ : $C_h=0.39\text{m}$

θ : 有効支承角の $1/2=90^\circ$

埋戻し土の単位体積重量 : $\gamma=18\text{kN/m}^3$

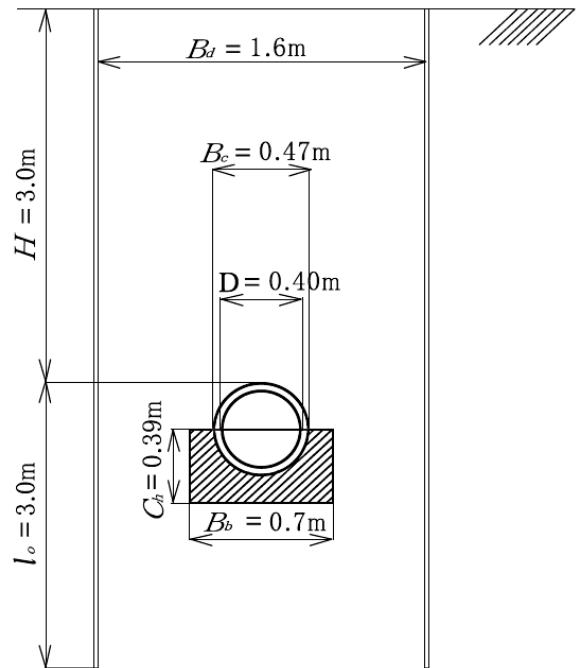
埋戻し土の内部摩擦角 : $\phi=35^\circ$

埋もどし土の変形係数 : $E_1=19600\text{ kN/m}^2$

地盤の変形係数 : $E_0=9800\text{ kN/m}^2$

管頂から矢板先端までの長さ : $l_0=3.0\text{m}$

活荷重 : T 荷重 (後輪荷重 100kN)



1) 管に作用する鉛直土圧の算定

$$B_b = 0.7\text{m} > B_c = 0.47\text{m}$$

式 2.2.3.1.2-8, 式 2.2.3.1.2-9 及び式 2.2.3.1.2-10 より

$$B_{e1} = l_0 \tan(45^\circ - \phi/2) = 3.0 \times \tan 27.5^\circ = 1.562\text{m}$$

$$B_{e2} = \frac{B_d - B_c \tan\{(45^\circ + \phi/2)/2\}}{2}$$

$$= \frac{1.6 - 0.47 \times \tan 31.25^\circ}{2} = 0.657\text{m}$$

$$B_{e3} = \frac{B_d - B_b + B_c (1 + \cos \theta) \tan(45^\circ - \phi/2)}{2}$$

$$= \frac{1.6 - 0.7 + 0.47 \times (1 + \cos 90^\circ) \tan 27.5^\circ}{2} = 0.572\text{m}$$

したがって B_e は $B_{e1} \sim B_{e3}$ の最小値より

$$B_e = 0.572\text{m} \quad \text{となる。}$$

次に、基礎コンクリート下部基礎地盤の反力係数 K_{01} と基礎コンクリート側部下部地盤の反力係数 K_{02} を求める。

$$K_{01} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_b}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}} = \frac{9800}{0.3} \left(\frac{0.7}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}} = 17303 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$A_{c2} \text{ に対して} \quad K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left\{ \frac{(H_1 - H_B) \tan \phi}{0.3} \right\}^{-\frac{3}{4}}$$

$$\text{ここに} \quad H_1 = \frac{B_d - B_c}{2 \tan \phi} = \frac{1.6 - 0.47}{2 \tan 35^\circ} = 0.807 \text{ m}$$

$$H_B = \frac{B_b - B_c}{2 \tan \phi} = \frac{0.7 - 0.47}{2 \tan 35^\circ} = 0.164 \text{ m}$$

$$K_{02} = \frac{9800}{0.3} \left\{ \frac{(0.807 - 0.164) * \tan 35^\circ}{0.3} \right\}^{-\frac{3}{4}} = 24097 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$A_{c3} \text{ に対して} \quad K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_d - B_b}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$= \frac{9800}{0.3} \times \left(\frac{1.6 - 0.7}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}} = 14331 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$A_{c2} = \frac{1}{K_{02}} + \frac{1}{E_g} \left\{ \frac{B_c}{2} (1 + \cos \phi) + C_h \right\}$$

$$= \frac{1}{24097} + \frac{1}{19600} \left\{ \frac{0.47}{2} (1 + \cos 90^\circ) + 0.39 \right\} = 0.0000734$$

$$A_{c3} = \frac{1}{K_{02}} + \frac{1}{E_g} \left\{ \frac{B_c}{2} (1 + \cos \phi) + C_h \right\}$$

$$= \frac{1}{14331} + \frac{1}{19600} \left\{ \frac{0.47}{2} (1 + \cos 90^\circ) + 0.39 \right\} = 0.000102$$

次に土圧分担係数 ψ_{c2}, ψ_{c3} を求める

$$\begin{aligned}\psi_{c2} &= \frac{A_{c2}}{A_{c2} + (H_1 - H_B) \tan \phi / (K_{01} B_b)} \\ &= \frac{0.0000734}{0.0000734 + (0.807 - 0.164) \tan 35^\circ / (17303 \times 0.7)} = 0.664\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\psi_{c3} &= \frac{A_{c3}}{A_{c3} + (B_d - B_b) / (K_{01} B_b)} \\ &= \frac{0.000102}{0.000102 + (1.6 - 0.7) / (17303 \times 0.7)} = 0.578\end{aligned}$$

$H > H_1$ ($H = 3.00m, H_1 = 0.807m$) のため

$$\begin{aligned}q_1 &= \frac{\gamma [H_B (B_c + H_B \tan \phi) + (H_1 - H_B) \{B_c + (H_B + H_1) \tan \phi\} \psi_{c2} + (H - H_1) B_d \psi_{c3}]}{B_c} \\ &= \frac{18 \times \left[0.164 \times (0.470 + 0.164 \times \tan 35^\circ) + (0.807 - 0.164) \times \{0.47 + (0.164 + 0.807) \times \tan 35^\circ\} \right]}{0.470} \\ &= 100.11 \text{ kN} / \text{m}^2\end{aligned}$$

$$q_2 = \frac{\gamma H_B}{2} = \frac{18 \times 0.164}{2} = 1.48 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\begin{aligned}q_3 &= \frac{\gamma (H_1 - H_B) [B_d - \{B_c + (H_B + H_1) \tan \phi\} \psi_{c2}] + \gamma (H - H_1) B_d (1 - \psi_{c3})}{B_d - B_b} + \gamma H_B \\ &= \frac{18 \times (0.807 - 0.164) \times [1.6 - \{0.47 + (0.164 + 0.807) \times \tan 35^\circ\} \times 0.664]}{1.6 - 0.7} \\ &\quad + 18 \times (3.0 - 0.807) \times 1.6 \times (1 - 0.578) + 18 \times 0.164 = 43.34 \text{ kN} / \text{m}\end{aligned}$$

となる。

したがって、管に作用する鉛直土圧 p_e は、

$$\frac{B_d - B_b}{2} = 0.45m, B_e = 0.572m, \frac{B_d - B_c}{2} = 0.565m$$

より $B_e > \frac{B_d - B_c}{2}$ となり、式 2.2.3.1.2.-13 より求める。

$$P_e = \frac{\alpha \gamma H B_d}{B_d - B_e - \left\{ (1 - \xi)(B_d - B_c)^2 + (\xi - \zeta)(B_d - B_b)^2 \right\} / 4B_e}$$

ここに

$$\xi = \frac{q_2}{q_1} = \frac{1.48}{100.81} = 0.0148$$

$$\zeta = \frac{q_3}{q_1} = \frac{43.34}{100.11} = 0.433$$

α : 補正係数 = 1.1

$$P_e = \frac{1.1 \times 18 \times 3.0 \times 1.6}{1.6 - 0.572 - \frac{\left\{ (1 - 0.0148)(1.6 - 0.47)^2 + (0.0148 - 0.433)(1.6 - 0.7)^2 \right\}}{4 \times 0.572}} = 151.80 \text{ kN/m}^2$$

2) 管に作用する活荷重の算定

(2.26) 式より

$$P_l = \frac{2 \times 100 \times (1 + i) \times \beta}{2.75 \times (2 \times 3.0 + 0.2)}$$

$$= \frac{2 \times 100 \times 1.35 \times 0.9}{2.75 \times (6.0 + 0.2)} = 14.252 \text{ kN/m}^2$$

ここに 表 2.2.2.1-1 より $i = 0.65 - 0.1 \times 3.0 = 0.35$ 、表 2.2.2.1-2 より $\beta = 0.9$ となる。

3) 埋設管の耐荷力の算定

式 2.2.1-4 より、埋設管の耐荷力 P_r を求める。

$$P_r = \frac{0.318 \cdot P_c \cdot r + 0.239 \cdot W \cdot r}{k \cdot r^2}$$

ここに

P_r : 埋設管の耐荷力 (kN/m^2)

P_c : ひび割れ試験荷重 = $32.4 kN/m$ (2種管)

r : 管厚中心までの半径 = $\frac{0.4 + 0.035}{2} = 0.2175m$

W : 管の自重 = $\pi \times (0.4 + 0.035) \times 0.035 \times 24.0 = 1.15kN/m$

k : 支承条件による係数 = 0.220 (表 2.2.1-1 より)

$$P_r = \frac{0.318 \times 32.4 \times 0.2175 + 0.239 \times 1.15 \times 0.2175}{0.22 \times 0.2175^2}$$
$$= 221.07kN/m^2$$

4) 安全性の確認

管に作用する鉛直土圧 P_e と活荷重 P_l の和は

$$P_e + P_l = 151.80 + 14.25 = 166.05kN/m^2$$

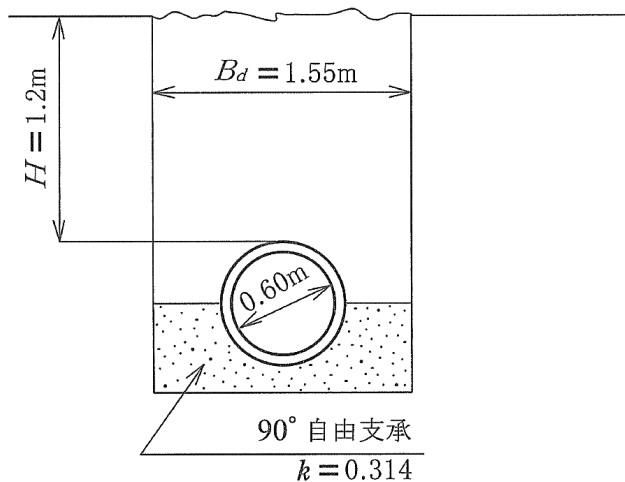
となる。

安全率は

$$s = \frac{P_r}{P_e + P_l} = 1.33$$

となる。

3. マーストンの式(溝型)による呼び径 600 内圧管の検討



設計条件

設計内圧	: $H_{pd} = 0.2 \text{ MPa}$
埋設形式	: 溝型
土かぶり	: $H = 1.2 \text{ m}$
掘削幅	: $B_d = 1.55 \text{ m}$
土の単位重量	: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
内部摩擦角	: $\phi = 30^\circ$
$K\mu$: 0.1924
活荷重	: なし

基礎条件

90° 自由支承	: $k = 0.314$
----------	---------------

1) 管種の仮定

設計内圧 H_{pd} に安全率 S_H を乗じて、管の規格試験水圧を選定し、予め管種を仮定する。

$$H_{pd} \times S_H = 0.2 \times 1.5 = 0.3 \text{ MPa}$$

表 1.4.3.1-1 及び表 1.4.3.2-1 より

仮定管種を 4K 管 ($H_c = 0.4 \text{ MPa}$, $P_c = 32.4 \text{ kN/m}$) とする。

2) 許容外圧線荷重 P_{Ha}

仮定した管種 (4K) から P_{Ha} を算定する。

$$P_{Ha} = \frac{P_c}{S_p} \sqrt[3]{\left[1 - \frac{H_{pd}}{H_c/S_H}\right]^2} = \frac{32.4}{1.5} \sqrt[3]{\left[1 - \frac{0.2}{0.4/1.5}\right]^2} = 8.57 \text{ kN/m}$$

3) 埋設管に生じる曲げモーメント M

マーストンの式(溝型)より、管にかかる鉛直土圧 P_e は

$$P_e = C_d \gamma \frac{B_d^2}{B_c}$$

$$C_d = 0.67$$

$$P_e = 0.67 \times 18 \times \frac{1.55^2}{0.7} = 41.39 \text{ kN/m}^2$$

となる。

埋設管に生じる曲げモーメント M は

$$M = k p_e r^2 \quad (r = 0.325m)$$
$$= 0.314 \times 41.39 \times 0.325^2 = 1.373 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

となる。

4) 埋設管に生じる曲げモーメントの線荷重への換算

$$P = \frac{M}{0.318r} = \frac{1.373}{0.318 \times 0.325} = 13.28 \text{ kN} / \text{m}$$

5) 安全性の確認

埋設管に生じる曲げモーメントの線荷重 P と許容外圧線荷重 P_{Ha} を比較すると

$$P = 13.28 \text{ kN} / \text{m} > P_{Ha} = 8.57 \text{ kN} / \text{m} \quad \text{となり再検討を行う。}$$

6) 再検討

埋設条件を変更せず行う。

仮定管種を 6K 管にて検討を行う。

仮定管種を 6K 管 ($H_c = 0.6 \text{ MPa}$ 、 $P_c = 36.3 \text{ kN} / \text{m}$) として再検討を行うと以下の通りとなる。

① 許容外圧線荷重 P_{Ha}

$$P_{Ha} = \frac{36.3}{1.5} \sqrt[3]{\left[1 - \frac{0.2}{0.6/1.5}\right]^2} = 15.25 \text{ kN} / \text{m}$$

② 安全性の確認

$$P = 13.28 \text{ kN} / \text{m} \leq P_{Ha} = 15.25 \text{ kN} / \text{m} \quad \text{となり、6K 管とする。}$$

4. 360° コンクリート巻立ての計算例

4.1. 設計条件

1) 管にかかる外圧荷重

呼び径 600、巻立て厚さ 150mm
管頂からの土かぶり $H_0 = 10.00m$
巻立て管の土かぶり $H = 9.85m$

マーストンの式(正の突出型)により鉛直荷重を求める。

土かぶり $H = 9.85m$
土の単位重量 $\gamma = 18kN/m^3$
土の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$
沈下比、突出比 $\delta \cdot p^{\wedge} = 0.7$

$$\text{鉛直土圧 } p_e = 330.21kN/m^2$$

$$\text{活荷重 } p_l = 3.29kN/m^2 \text{ (T荷重 後輪荷重100kN)}$$

$$\text{外圧荷重 } p = 333.50kN/m^2$$

2) ヒューム管：呼び径 600 種類 外圧管 1種

管内径 $d_h = 600mm$
厚さ $t_h = 50mm$

$$\text{管のひび割れ試験荷重 } P_t = 29.5kN/m$$

$$\text{管の単位長さ当たり自重 } W_h = 2.45kN/m$$

$$\text{管厚中心半径 } r = 0.325m$$

$$\text{管の保証モーメント } M = 0.318P_t \cdot r + 0.239W_h \cdot r = 3.2392kN \cdot m/m$$

コンクリート

$$\text{設計基準強度 } f'_{ckh} = 50N/mm^2$$

$$\text{ヤング係数 } E_h = 33kN/mm^2$$

$$\text{圧縮破壊ひずみ } \epsilon'_{cuh} = 0.0035$$

$$\text{比重(密度) } \rho_h = 24.0kN/m^3$$

$$\text{設計曲げ強度 } f_{bh} = M/Z_n = 7.77N/mm^2$$

$$\text{管の断面係数 } Z_h = b \cdot t_h^2 / 6 = 1000 \times 50^2 / 6 = 416667mm^3$$

ヒューム管の主筋

$$\text{鉄筋比} \quad (p + p') = 0.45\%$$

$$\text{鉄筋の降伏点} \quad f_{ykh} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{鉄筋のヤング係数} \quad E_{sh} = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

3) 巻立て部

$$\text{巻立て厚さ} \quad t_c = 150 \text{ mm}$$

コンクリート

$$\text{設計基準強度} \quad f'_{ckc} = 18 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ヤング係数} \quad E_c = 22 \text{ kN/mm}^2$$

$$\text{圧縮破壊ひずみ} \quad \epsilon'_{cuc} = 0.0035$$

$$\text{比重 (密度)} \quad p_c = 23.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{設計曲げ強度} \quad f_{bc} = 2.885 \text{ N/mm}^2 (f_{bc} = 0.42 f'_{ckc}{}^{2/3})$$

巻立て部の鉄筋 (SD295A)

$$\text{鉄筋の径} \quad D13$$

$$\text{ピッチ} \quad 200 \text{ mm}$$

$$\text{鉄筋のかぶり} \quad d_0 = 50 \text{ mm}$$

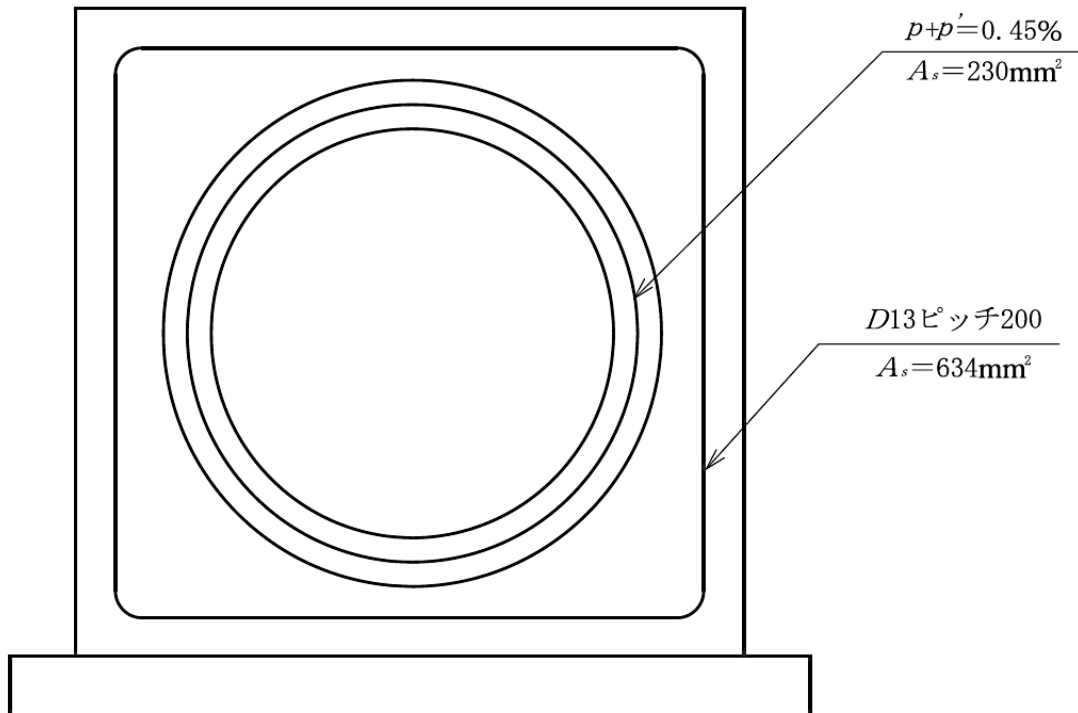
$$\text{鉄筋の降伏点} \quad f_{ykc} = 295 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{鉄筋のヤング係数} \quad E_{sc} = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_h = \frac{t_h}{d_h} = \frac{50}{600} = 0.083$$

$$R_c = \frac{t_c}{d_h} = \frac{150}{600} = 0.250$$

$$R_E = \frac{E_c}{E_h} = \frac{22}{33} = 0.667$$



以下、本文 2.7 に従い計算を行う。

4.2. 下部の検討

4.2.1 設計曲げモーメント M_d の計算

1) K 値の算定

$$K_p = 0.236 - 0.237R_c + 0.017R_E - 0.153R_h + 0.094R_c \cdot R_E + 0.143R_E \cdot R_h - 0.637R_c \cdot R_h$$

$$= 0.186$$

$$K_w = 0.0671 - 0.0935R_c + 0.0097R_E - 0.0653R_h + 0.0182R_c \cdot R_E$$

$$= 0.0478$$

2) 設計曲げモーメントの算定

$$R = (d_h + t_h + t_c) / 2000 = (600 + 50 + 150) / 2000 = 0.400m$$

$$M_{pd} = K_p \cdot P \cdot R^2 = 0.186 \times 333.50 \times 0.400^2 = 9.92kN \cdot m / m$$

自重

$$\text{ヒューム管 } W_h = 2.45kN / m$$

$$\text{巻き立て部 } W_c = 14.453kN / m$$

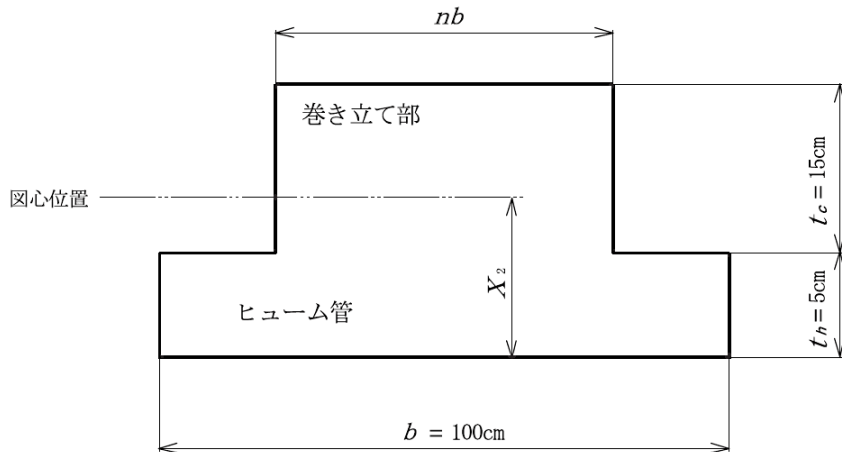
$$W = W_h + W_c = 2.45 + 14.453 = 16.903kN / m$$

$$M_{wd} = K_w \cdot W \cdot R = 0.0478 \times 16.903 \times 0.400 = 0.32kN / m$$

$$M_d = M_{pd} + M_{wd} = 9.92 + 0.32 = 10.24kN \cdot m / m$$

4.2.2 使用限界状態に対する検討

(下部内面のひび割れ発生に対する安全性の検討)



$$n = R_E = 0.667$$

$$A = b \cdot t_h + n \cdot b \cdot t_c = 1000 \times 50 + 0.667 \times 1000 \times 150 = 1.5005 \times 10^5 \text{ mm}^2 / m$$

$$X_2 = \frac{(b \cdot t_h^2 / 2) + n \cdot b \cdot t_c (t_h + t_c / 2)}{A} = 92 \text{ mm}$$

$$I = \frac{b \cdot t_h^3}{12} + b \cdot t_h \left(X_2 - \frac{t_h}{2} \right)^2 + \frac{n \cdot b \cdot t_c^3}{12} + n \cdot b \cdot t_c (t_h + t_c / 2 - X_2)^2 = 5.314 \times 10^8 \text{ mm}^4 / m$$

$$M_d = 10.24 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} = 1.02 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{m}$$

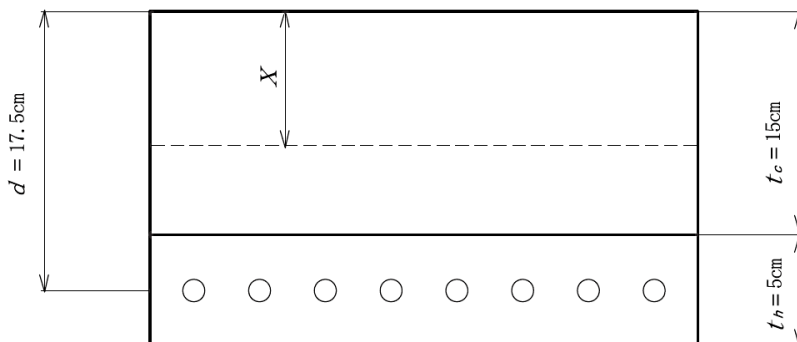
$$\sigma_{dh} = \frac{M_d}{I} X_2 = 1.77 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{f_{bh}}{\sigma_{dh}} = \frac{7.77}{1.75} = 4.39$$

4.2.3 終局限界状態に対する検討

(破壊に対する安全性の検討)

X : 中立軸迄の距離



ヒューム管の鉄筋断面積 $A_{sh} = 230\text{mm}^2$

ヒューム管の鉄筋比 p

$$p = \frac{A_{sh}}{b \cdot d} = \frac{230}{1000 \times 175} = 0.00131$$

つり合い鉄筋比 p_b

$$p_b = \frac{0.68 f'_{ckc}}{f_{ykh} (1 + \varepsilon_{yh} / \varepsilon'_{cuh})} = 0.01280 (\varepsilon_{yh} = f_{ykh} / E_{sh} = 0.00270)$$

$p < p_b$ なので、曲げ引張破壊となる。

曲げ耐力 M_u

中立軸までの距離 X

$$C' = 0.85 f'_{ckc} \cdot b \cdot 0.8X = 68 f'_{ckc} X = 680 \times 18 \times X = 12240X$$

$$T = A_{sh} \cdot f_{ykh} = 230 \times 540 = 1.242 \times 10^5 \text{ N/m}$$

$C' = T$ より

$$X = 1.242 \times 10^5 / 12240 = 10.1\text{mm}$$

$$M_u = T(d - 0.4X) = 1.242 \times 10^5 \times (175 - 0.4 \times 10.1) = 21233232 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{m} = 21.23 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

4.3. 側面部の検討

4.3.1 設計軸力 N_d 、設計曲げモーメント M_d' の計算

1) 設計軸力の算定

$$\begin{aligned} N_{pd} &= -P(d_h + 2t_h + 2t_c) / 2 \\ &= -333.50(0.600 + 2 \times 0.05 + 2 \times 0.15) / 2 = -166.75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{wd} &= -(W_h + W_c) / 4 \\ &= -(2.45 + 14.453) / 4 = -4.23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_d &= N_{pd} + N_{wd} \\ &= -166.75 - 4.23 = -170.98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) K値の算定

$$\begin{aligned} K_p' &= -0.228 + 0.050R_c + 0.013R_E + 0.356R_h - 0.107R_c \cdot R_E - 0.350R_E \cdot R_h \\ &= -0.214 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_w' &= -0.0524 + 0.0223R_c + 0.0017R_E + 0.0878R_h - 0.0142R_c \cdot R_E - 0.0668R_E \cdot R_h \\ &= -0.0445 \end{aligned}$$

3) 設計曲げモーメントの算定

$$M'_{pd} = K'_p \cdot P \cdot R^2 \\ = -0.214 \times 333.50 \times 0.400^2 = -11.42 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M'_{wd} = K'_w \times W \times R \\ = -0.045 \times 16.903 \times 0.400 = -0.304 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M'_d = M'_{pd} + M'_{wd} \\ = -11.42 - 0.304 = -11.72 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$e_d = M'_d / N_d = -11.72 / -170.98 = 0.069 \text{ m} = 69 \text{ mm}$$

4.3.2 使用限界状態に対する検討

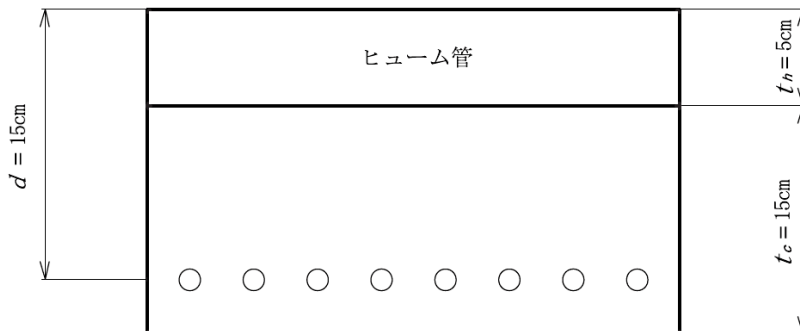
(ひび割れ発生に対する安全性の検討)

$$\sigma_{dc} = n \left\{ \frac{N_d}{A} - \frac{M'_d}{I} (t_c + t_h - X_2) \right\} = 0.83 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$f_{bc} / \sigma_{dc} = 2.885 / 0.83 = 3.48$$

4.3.3 終局限界状態に対する検討

(破壊に対する安全性の検討)



圧縮鉄筋は無視し、図心は断面の中央と仮定する。

$$\text{鉄筋断面積 } A_{sc} = 634 \text{ mm}^2$$

$$p = \frac{A_{sc}}{b \cdot d} = \frac{634}{100 \times 150} = 0.00423$$

$$p_b = \frac{0.68 f'_{ckh}}{f_{ykc} (1 + \varepsilon_{yc} / \varepsilon'_{cuc})} = 0.08232$$

$$(\varepsilon_{yc} = f_{ykc} / E_{sc} = 0.00140)$$

鉄筋比 p はつりあい鉄筋比 p_b 以下なので安全である。

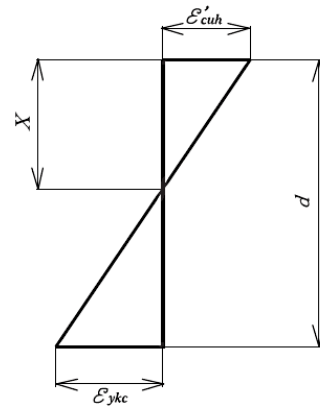
つりあい偏心率 e_b

$$\varepsilon'_{cuh} : X = (\varepsilon'_{cuh} + \varepsilon_{yc}) : d$$

$$\varepsilon'_{cuh} = 0.00350$$

$$\varepsilon_{yc} = 0.00140$$

$$X = \frac{\varepsilon'_{cuh}}{(\varepsilon'_{cuh} + \varepsilon_{yc})} \cdot d = 107\text{mm}$$



$$N'_{ub} = C'_c - T = 0.85 f'_{ckh} \cdot b \cdot 0.8X - A_{sc} \cdot f_{ykc}$$

$$= 3638000 - 187030 = 3450970\text{N} / \text{m}$$

$$M'_{ub} = N'_{ub} \cdot e_b = C'_c (y_0 - 0.4X) + T(d - y_0)$$

$$y_0 = h/2 = (50 + 150)/2 = 100\text{mm}$$

$$e_b = \{C'_c (y_0 - 0.4X) + T(d - y_0)\} / N'_{ub}$$

$$= \{3638000 \times 57.2 + 187030 \times 50\} / 3450970 = 63\text{mm}$$

$e_d = 69\text{mm} > e_b = 63\text{mm}$ なので鉄筋の降伏が先行する。

$$N'_u = C'_c - T = 0.85 f'_{ckh} \cdot b \cdot 0.8X - A_{sc} \cdot f_{ykc} \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$M'_u = N'_u \cdot e_d = C'_c (y_0 - 0.4X) + T(d - y_0)$$

$$N'_u = \{C'_c (y_0 - 0.4X) + T(d - y_0)\} / e_d \quad \text{-----} \quad (2)$$

(1) = (2) として、 X を求める。

同様に

$$C'_c - T = \{C'_c (y_0 - 0.4X) + T(d - y_0)\} / e_d$$

$$C'_c = 0.85 f'_{ckh} \cdot b \cdot 0.8X = 0.85 \times 50 \times 1000 \times 0.8 \cdot X = 34000X$$

$$T = 634 \times 295 = 187030\text{N} / \text{m} \quad e_d = 69\text{mm}$$

$$0.4C'_c \cdot X + C'_c (e_d - y_0) - T(e_d + d - y_0) = 0$$

$$X^2 - 77.5X - 1636.51 = 0$$

$$X = 95\text{mm}$$

$$N'_u = C'_c - T = 34000X - 187030 = 3042970\text{N} / \text{m}$$

$$M'_u = N'_u \cdot e = 3042970 \times 0.069 = 209965\text{N} \cdot \text{m} / \text{m} = 209.965\text{kN} / \text{m}$$

$$M'_u / M'_d = 209.965 / 11.72 = 17.92$$

4.4.まとめ

ヒューム管：外圧管 1 種 呼び径 600

巻立て厚さ： $t_c = 150 \text{ mm}$

荷重： $P = 333.50 \text{ k N/m}^2$

下部の検討

設計曲げモーメント $M_d = 10.24 \text{ k N} \cdot \text{m/m}$

使用限界 $f_{bh} / \sigma_{dh} = 4.39$

終局限界 $M_u / M_d = 2.07$

側面部の検討

設計軸力 $N_d = -170.98 \text{ k N/m}$

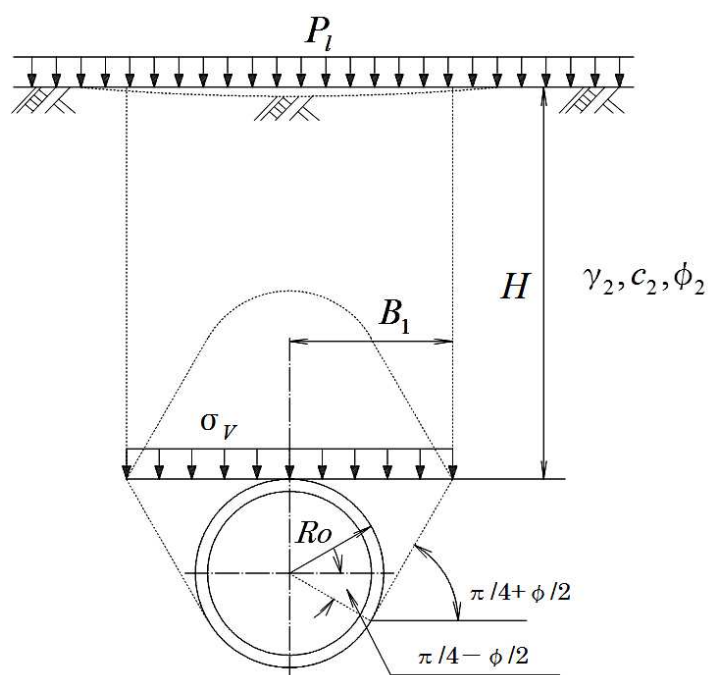
設計曲げモーメント $M_d' = -11.72 \text{ k N} \cdot \text{m/m}$

使用限界 $f_{bc} / \sigma_{dc} = 3.48$

終局限界 $M_u' / M_d' = 17.92$

以上のとおりとなる。

5.呼び径 1350 の推進管の外圧荷重及び推進力の検討



設計条件

管内径	: $D=1350\text{mm}$
管厚	: $T=125\text{mm}$
管外径	: $B_c=1600\text{mm}$
管種	: 1種、50N
管のひび割れ	: $Pe=47.1\text{kN/m}$
試験荷重	
土質名	: 粘性土
土の内部摩擦角	: $\phi = 20^\circ$
土の粘着力	: $C=5\text{kN/m}^2$
土の N 値	: $N=10$
土の単位体積重量	: $\gamma = 18\text{kN/m}^3$
土かぶり	: $H=5\text{m}$
上載荷重	: $P_l=10\text{kN/m}^2$
計画推進延長	: $L=80\text{m}$
施工方法	: 泥水式

5.1 外圧荷重に対する検討

式 2.2.1.-4 より、埋設管の耐荷力 P_r は、

鉛直方向の管の耐荷力は 120° 自由支承 ($k=0.275$ を考慮し

$$P_r = \frac{0.318 P_c \cdot r + 0.239 W \cdot r}{k \cdot r^2}$$

$$= \frac{0.318 \times 47.1 \times 0.7375 + 0.239 \times 13.96 \times 0.7375}{0.275 \times 0.7375^2} = 90.301 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

式 2.2.3.2.-1 より、管にかかる等分布荷重 P は

$$p = \sigma_v = \frac{B_1 \left(\gamma - \frac{c}{B_1} \right)}{K_o \cdot \tan \phi} \left(1 - e^{-K_o \cdot \tan \phi \cdot \frac{H}{B_1}} \right) + P_o \cdot e^{-K_o \cdot \tan \phi \cdot \frac{H}{B_1}}$$

$K_o=1.0$ (水平土圧と鉛直土圧の比)

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

$$R_0 = \frac{B_c + 0.1}{2}$$

$$= \frac{1.6 + 0.1}{2} = 0.85 \text{ (m)}$$

$$B_1 = 0.85 \cdot \cot \left(\frac{45^\circ + \frac{20^\circ}{2}}{2} \right) = 1.633 \text{ (m)}$$

N 値 ≥ 25 の基盤層と判断される粘性土地盤ではないので、土の粘着力 C を安全率 $S_f(2.0)$ で除した値を計算式に用いる。

$$p = \sigma_v = \frac{1.633(18 - \frac{2.5}{1.633})}{1 \cdot \tan 20} \left(1 - e^{-1 \cdot \tan 20 \cdot \frac{5}{1.633}} \right) + 10 \cdot e^{-1 \cdot \tan 20 \cdot \frac{5}{1.633}} = 52.928 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

従って、等分布荷重に対する安全率 S は、

$$S = \frac{P_r}{P} = \frac{90.301}{52.928} = 1.71 > 1.2$$

となり、外圧荷重に対して安全である。

5.2 推進力の検討

式 3.2.4.1-5 より推進力は

$$F = F_0 + f_0 \cdot L$$

$$F_0 = (P_w + P_e) \cdot \pi \cdot \left(\frac{B_s}{2} \right) = (40 + 150) \times \pi \times \left(\frac{1.64}{2} \right)^2 = 401.357 \text{ (kN)}$$

$$f_0 = \beta \{ (\pi \cdot B_c \cdot P + W) \mu' + \pi \cdot B_c \cdot C' \}$$

$$= 0.35 \times \{ (\pi \times 1.60 \times 52.928 + 13.96) \times 0.176 + \pi \times 1.60 \times 5 \} = 26.045 \text{ (kN/m)}$$

$$F = 401.357 + 26.045 \times 80 = 2485 \text{ (kN)}$$

ここに	F	: 推進力 kN
	F_0	: 先端抵抗力 kN
	f_0	: 周面抵抗力 kN/m
	P_w	: チャンバ内圧力 kN/m ²
	P_w	: 地下水圧+20=20+20=40 kN/m ²
	P_e	: 切削抵抗 (150 kN/m ²)
	B_s	: 掘進機外径 (1.64m)
	W	: 管の単位重量 kN/m

- μ' : 管と土との摩擦係数
 $\mu' : \tan(\phi / 2) = 0.1763$
 C' : 管と土との付着力 (=5kN/m²)
 β : 推進力低減係数 (0.35 粘性土)

式 3.2.3.3.-1 より、推進方向の管の許容耐荷力は

$$Fa = 1000\sigma_{mean} \cdot Ae = 1000 \times 13 \times 0.47996 = 6239 \text{ (kN)}$$

$F=2485\text{kN} < Fa=6239\text{kN}$ となり、推進力についても安全である