

# 支圧板ロックボルト逆巻き工法

1997年度 設計報告書より抜粋

## 設計計算例

$$A_s = D \cdot 10 \times n = 0.7122 \times 6 = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$b = 80 \text{ cm}, D = 20 \text{ cm}, d' = 5 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 4.27 / (80 \times 15) = 0.003558$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{2 \cdot n \cdot p + (n \cdot p)^2}$$

$$k = -15 \times 0.003558 + \sqrt{2 \times 15 \times 0.003558 + (15 \times 0.003558)^2} \\ = 0.27763$$

$$j = 1 - K / 3$$

$$= 1 - 0.27763 / 3$$

$$= 0.90746$$

よって

$$\sigma_c = \frac{2M}{K \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 60,200}{0.27763 \times 0.90746 \times 80 \times 15^2}$$

$$= 26.6 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{ca} \quad 50 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\sigma_s = \frac{60,200}{4.27 \times 0.90746 \times 15}$$

$$= 1,036 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{sa} \quad 1,600 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot j \cdot D}$$

$$\tau_c = \frac{3,010}{80 \times 0.90746 \times 20}$$

$$\cong 2.07 \text{ kgf/cm} < \tau_a \quad 3.33 \text{ kgf/cm} \quad \text{ok}$$

## 【ロックボルトの設計】

## 1. 設計条件

風化岩の単位体積重量	2. 1	t f / m <sup>3</sup>
法枠の単位体積重量（鉄筋込み）	2. 3	t f / m <sup>3</sup>
法枠の単位体積重量（無筋）	2. 1	t f / m <sup>3</sup>
枠内（厚層基材）の重量	1. 4	t f / m <sup>3</sup>
支圧板及び法枠	$\sigma_{c k} = 150$	k g f / c m <sup>2</sup>
	$\sigma_{c a} = 50$	k g f / c m <sup>2</sup>
	$\tau_a = 3.33$	k g f / c m <sup>2</sup>
鉄筋（SD295A）	$\sigma_{s a} = 1,600$	k g f / c m <sup>2</sup>
注入材と地盤の極限周辺摩擦抵抗	$\tau_{p a} =$	6 k g f / c m <sup>2</sup>
注入グラウト	$\sigma_{c k} =$	240 k g f / c m <sup>2</sup>
ロックボルト鋼材（S45C）	$\sigma_{s a} = 1,800$	k g f / c m <sup>2</sup>



$$\text{崩壊土塊の面積 } A_1 = 19 \text{ m}^2, A_2 = 41 \text{ m}^2, \Sigma A = 60 \text{ m}^2$$

$$\text{土塊重量 } W_1 = 60 \times 2.1 = 126 \text{ tf/m}$$

$$\begin{aligned} \text{支圧板重量 } W_2 &= 0.8 \times 0.8 \times 8 \text{段} \times 0.2 \times 2.3 \\ &= 2.36 \text{ tf}/2.0\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{枠重量 } W_3 &= (2.0 - 0.8) \times 2 \times 0.2^2 \times 8 \text{段} \times 2.3 \\ &= 1.77 \text{ tf}/2.0\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{枠内重量 } W_4 &\doteq (2.0^2 - 0.8^2) \times 8 \text{段} \times 1.4 \times 0.05 \\ &= 1.88 \text{ tf}/2.0\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{小段平張り重量 } W_5 = 1.5 \times 0.1 \times 2.1 = 0.315 \text{ tf/m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma W &= 126 + (2.36 + 1.77 + 1.88) / 2.0 + 0.315 \\ &\doteq 130 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

$$\text{滑り崩壊土の } \theta = 59.36.9^\circ$$

滑り起動力

$$\begin{aligned} T &= W \cdot \sin \theta \\ &= 39.9 \text{ tf/m} \times \sin 59^\circ + (130 - 39.9) \text{ tf/m} \times \sin 36.9^\circ \\ &= 88.3 \text{ tf} \end{aligned}$$

滑り抵抗力

$$\begin{aligned} R &= (W \cdot \cos \theta - u) \tan \Phi + c l \\ &= (39.9 \text{ tf/m} \times \cos 59^\circ + 90.1 \text{ tf/m} \times \cos 36.9^\circ - 0) \times \tan 31.65 + 1.5 \times 15 + 0.4 \times 12 \\ &= 84.4 \text{ tf} \end{aligned}$$

必要抑止力

2次支圧板（永久構造）

$$\begin{aligned} P r_2 &= F s_2 \cdot T - R && \{ F s_2 : \text{安全率 } 1.2 \text{ とする。} \} \\ P r_2 &= 1.2 \cdot T - R \\ &= 1.2 \times 88.3 - 84.4 = \underline{21.6 \text{ tf/m}} \end{aligned}$$

1次支圧板（逆巻き施工時：仮設構造）

$$\begin{aligned} P r_1 &= F s_1 \cdot T - R && \{ F s_1 : \text{安全率 } 1.05 \text{ とする。} \} \\ P r_1 &= 1.05 \cdot T - R \\ &= 1.05 \times 88.3 - 84.4 = \underline{8.3 \text{ tf/m}} \end{aligned}$$

## 4. 補強材の許容引っ張り耐力の検討

安定性の検討に使用される補強材の許容引っ張り耐力は次式で与えられる。

$$T_{pa} = \min \{ T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa} \}$$

$T_{pa}$ :	補強材の許容引っ張り力	( t f / 本 )
$T_{1pa}$ :	滑り土塊から受ける引き抜き抵抗	( t f / 本 )
$T_{2pa}$ :	不動地山から受ける引き抜き抵抗	( t f / 本 )
$T_{sa}$ :	補強材の許容引っ張り力	( t f / 本 )

ここで本工法は、支圧板で崩壊領域を抑止するため  $T_{1pa}$  の検討は無視できる。

4-1.  $T_{2pa}$  の算定

引き抜き抵抗は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} T_{2pa} &= \Sigma \cdot L_2 \cdot t_a \quad ( t f / 本 ) \\ &= L_2 \times 4.7 \text{ t f / m} \end{aligned}$$

- $L_2$  : 補強材の地山における定着長 ( m )  
 $t_a$  : 許容付着強度 ( t f / m )  
 ただし :  $\min \{ T_{pa}, T_{ca} \}$   
 $t_{pa}$  : 地山と注入材の許容付着力 ( t f / m )  
 $t_{ca}$  : 補強材と注入材の許容付着力 ( t f / m )

## 地山と注入材の許容付着力検討

$$\begin{aligned} t_{pa} &= \tau_{pa} \times \pi \times D / F_s \\ &= 6 \times \pi \times 5.0 / 2 \\ &= 47.1 \text{ k g f / c m} = 4.7 \text{ t f / m} \\ \tau_{pa} &: \text{地山と注入材の周辺摩擦力 ( t f / c m}^2 \text{)} \\ &\text{「グラウンドアンカー設計・施工基準」 P 9 2} \\ &\text{解説表 - 6. 4 より} \\ \tau_{pa} &= 6 \text{ k g f / c m}^2 \\ D &: \text{削孔径} = 5.0 \text{ c m} \\ F_s &: 2 \text{ (短期荷重永久仕様)} \end{aligned}$$

## 補強材と注入材の許容付着力検討

$$\begin{aligned}
 t_{ca} &= \tau_{ca} \times \pi \times d \\
 &= 16 \times \pi \times 2.85 \\
 &= 143.4 \text{ kgf/cm} = 14.3 \text{ tf/m}
 \end{aligned}$$

$\tau_{ca}$ : 補強材と注入材の許容付着強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

「グラウンドアンカー設計・施工基準」P85

解説表-6.3より

$$\tau_{ca} = 16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$d = 2.85 \text{ cm}$$

故に許容付着強度は、4.7 tf/mとする。

## 4-2. 補強材の許容引っ張り力

$$\begin{aligned}
 T_{sa} &= \sigma_{sa} \times A \\
 &= 1,800 \times 4.35 \\
 &= 7,830 \text{ kgf/本} = 7.8 \text{ tf/本} \\
 \sigma_{sa} &: \text{補強材の許容引っ張り力} = 1,800 \text{ kgf/cm}^2 \\
 A &: \text{補強材の断面積} = 4.35 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

## 4-3. 設計に用いる補強材の引っ張り耐力

4-1, 4-2, より、設計に用いる補強材の引っ張り応力  $T_{pa}$  は

$$T_{pa} = \min \{ 4.7 \times L_2 \text{ or } 7.8 \} \text{ tf/本}$$

## 5. 定着長の検討

$$P_{R2} \times S_h = \Sigma \{ T_{pai} \cdot \cos \beta_i + T_{pai} \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \Phi \}$$

$P_R$	: 必要抑止力	= 21.6 tf/m
$S_h$	: 補強材の水平間隔	= 2.0 m
$\beta_i$	: 滑り面と補強材のなす角	= 67.9° or 90°
$\Phi$	: 土の内部摩擦角	= 31.65° or 37.8°

補強材の本数を  $n$  とすると

$$\begin{aligned} 21.6 \times 2.0 &= n \cdot T'_{pa} \cdot \{ \cos \beta_i + \sin \beta_i \cdot \tan \Phi \} \\ &= n \times T'_{pa} (\cos 67.9^\circ + \sin 67.9^\circ \times \tan 31.65^\circ) \\ &= n \times T'_{pa} \cdot 0.9473 \end{aligned}$$

$$n \times T'_{pa} \cdot 2 \cong 45.6 \text{ tf}$$

or

$$\begin{aligned} 21.6 \times 2.0 &= n \cdot T'_{pa} \cdot \{ \cos \beta_i + \sin \beta_i \cdot \tan \Phi \} \\ &= n \times T'_{pa} (\cos 90^\circ + \sin 90^\circ \times \tan 37.8^\circ) \\ &= n \times T'_{pa} \cdot 0.7757 \end{aligned}$$

$$n \times T'_{pa} \cdot 2 \cong 55.7 \text{ tf}$$

設計配列より定着長は、荷重平均とする

補強本数  $n = 8$  本

$$\begin{aligned} T'_{pa2} &= (45.65 \times 6 / 8 + 55.7 \times 2 / 8) / 8 \\ &= \underline{6.02 \text{ tf / 本 (長期設計荷重)}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T'_{pa1} &= (17.523 \times 6 / 8 + 21.400 \times 2 / 8) / 8 \\ &= \underline{2.31 \text{ tf / 本 (仮設時設計荷重)}} \end{aligned}$$

I の検討より、必要定着長  $L_2$

$$L_2 = \underline{6.02 \div 4.7 \cong 1.3 \text{ m 以上とする。}}$$

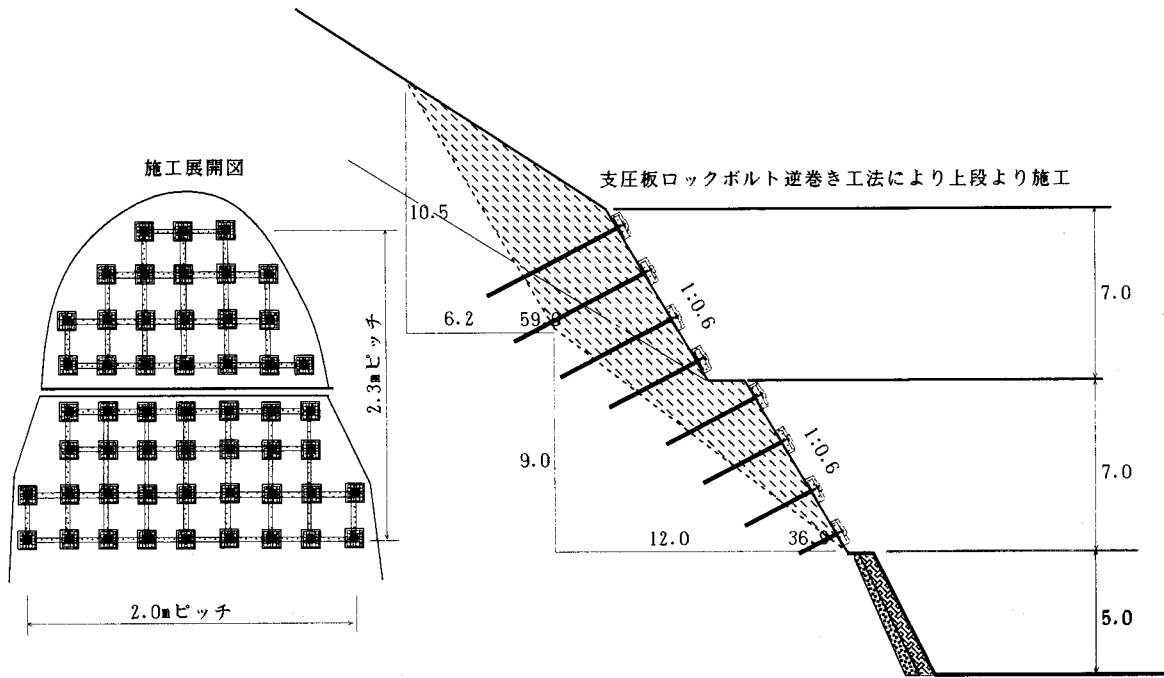


## 6. ロックボルト長の決定

$$\begin{aligned} \text{ロックボルト長} &= \text{枠高（余長含む）} + \text{打設位置における崩壊深さ} + \text{定着長} \\ &= 0.22 + 1.3 + \text{崩壊深さ} \quad (0.5\text{m単位端数切り上げ}) \end{aligned}$$

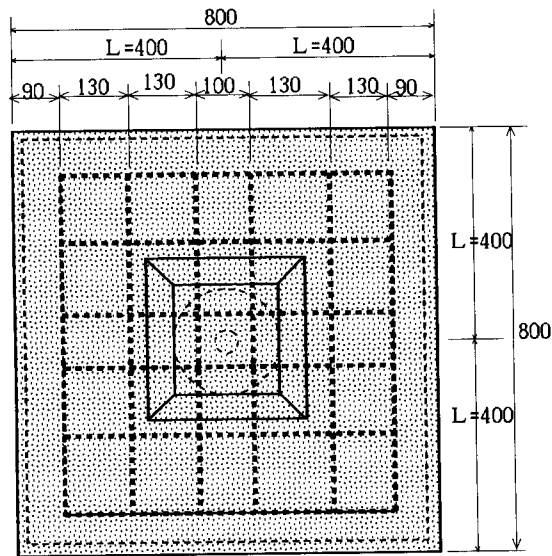
ロックボルト設計長

番号 (横枠)	支圧板の厚さ	崩壊面までの深さ	定着長	計	ロックボルト決定長 (m)
1	0.22	0.5	1.3	2.02	2.5
2	0.22	1.3	1.3	2.82	3.0
3	0.22	2.2	1.3	3.72	4.0
4	0.22	2.9	1.3	4.42	4.5
5	0.22	2.7	1.3	4.22	4.5
6	0.22	3.5	1.3	5.02	5.5
7	0.22	4.2	1.3	5.72	6.0
8	0.22	4.2	1.3	5.72	6.0



## 【支圧板の設計】

支圧板に働く断面力は、ロックボルト打設位置を支点とする張り出し梁として検討する。



### 1. 地盤反力

$$q = Td / A = 6.02 / (0.8 \times 0.8) = 9.41 \text{ tf/m}^2$$

### 2. 2次支圧板の検討

支点のモーメント、せん断力

最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/2 \times q \times L^2 \times a = 1/2 \times 9.41 \times 0.4^2 \times 0.8 \\ &= 0.602 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

最大せん断力

$$S_{\max} = q \cdot L \cdot a = 9.41 \times 0.4 \times 0.8 = 3.01 \text{ tf}$$

