

図 3・6 検討断面

(2) 補強前の安定解析

① 設計条件

地質	風化岩
単位重量	$\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$
内部摩擦角	$\phi = 25^\circ$

安定計算の方法を次に示す。なお、粘着力 C は現状安全率 ( $F_{s0} = 1.00$ ) より設定するものとする。

崩壊の形態	表層崩壊，滑落およびくさび状の崩壊など
現状安全率	$F_{s0} = 1.00$
計画安全率	$F_{sa} = 1.20$
切土勾配	1 : 0.5
斜面傾斜角	$\theta = 63.43^\circ$
切土高	$H = 10.0 \text{ m}$
崩壊の深さ	$D = 1.5 \text{ m}$

すべり角

$$\alpha_1 = \frac{\theta + \phi}{2} = \frac{63.43^\circ + 25^\circ}{2} = 44.22^\circ$$

$$\alpha_2 = 63.43^\circ$$

すべり面長  $\Sigma L = 12.17 \text{ m}$

② 逆算(粘着力の算出)

$$F_{s0} = \frac{S_1}{Q} \quad \begin{array}{l} S_1 : \text{すべり抵抗力} = \Sigma(W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \cdot L) \quad (\text{kN/m}) \\ Q : \text{すべり力} = \Sigma W \cdot \sin \alpha \quad (\text{kN/m}) \end{array}$$

$$= \frac{\Sigma(W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + C \cdot L)}{\Sigma W \cdot \sin \theta}$$

$\phi = 25^\circ$  より

$$C = \frac{F_{s0} \cdot \Sigma W \cdot \sin \theta - \Sigma W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi}{\Sigma L}$$

$$= \frac{1.0 \times 230.4 - 72.5}{12.17}$$

$$= 13.0 \text{ kN/m}^2$$

③ 必要抑止力

$$F_{sa} = \frac{\Sigma(W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + C \cdot L) + Pr}{\Sigma W \cdot \sin \theta} \text{ より}$$

$$Pr = F_{sa} \cdot \Sigma W \cdot \sin \theta - \Sigma(W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + C \cdot L)$$

$$= 1.2 \times 230.4 - (72.5 + 158.3)$$

$$= 45.7 \text{ kN/m}$$

表 3・4 計算一覧

No	a (m)	b <sub>1</sub> (m)	b <sub>2</sub> (m)	A (m <sup>2</sup> )	W (kN/m)	$\alpha$ (°)	W·sin $\theta$ (kN/m)	W·cos $\theta$ ·tan $\phi$ (kN/m)	L (m)	C·L (kN/m)
①	3.27	0.00	3.35	5.48	109.60	44.22	76.4	36.6	4.56	59.3
②	1.73	3.35	3.35	5.80	116.00	63.43	103.7	24.2	3.86	50.2
③	1.68	3.35	0.00	2.81	56.20	63.43	50.3	11.7	3.75	48.8
計							230.4	72.5	12.17	158.3

(3) 補強後の安定解析

① 設計条件

補強材の許容引張応力度 (SD 345)	$\sigma_{sa}=200 \text{ N/mm}^2$
のり面工の低減係数 $\mu$ (のり枠工)	$\mu=1.0$
設計引張力の低減係数 $\lambda$	$\lambda=0.7$
引抜に対する安全率 (極限周面摩擦抵抗安全率)	$F_{sa}=2.0$
注入材と補強材の許容付着応力度	$\tau_a=1.6 \text{ N/mm}^2$
極限周面摩擦抵抗	$\tau=0.5 \text{ N/mm}^2$

② 補強材諸元

補強材径	D 22
断面積 (*腐食しろを 1 mm 考慮する)	$A_s=353.0 \text{ mm}^2$
削孔径	50 mm
打設角度 (*のり面に直角とする)	$\delta=26.57^\circ$
打設ピッチ (水平)	$D_h=2.0 \text{ m}$
打設ピッチ (垂直)	$D_v=2.0 \text{ m}$
段数	n=5 段
補強材長	$l=3.0 \text{ m}$
定着長 (補強材長-枠高 0.3 m-締付余長 0.1 m)	$l'=2.6 \text{ m}$

③ 補強後の安全率

安全率

$$F_s = \frac{S}{Q} = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{Q} \geq (\text{計画安全率})$$

$$Q: \text{すべり力} = \sum W \cdot \sin \alpha \quad (\text{kN/m})$$

$$S_1: \text{すべり抵抗力} = \sum (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \cdot L) \quad (\text{kN/m})$$

$S_2$ : 補強材による抵抗力 (引き止め力)

$$S_2 = \sum T_m \cdot \cos \beta \quad (\text{kN/m})$$

$S_3$ : 補強材による抵抗力 (締め付け力)

$$S_3 = \sum T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi \quad (\text{kN/m})$$

$T_m$  : 補強材の設計引張力 (kN/m)

$\beta$  : 補強材とすべり面とのなす角 (°)

$\phi$  : 内部摩擦角 (°)

$$\begin{aligned} \text{すべり力} \quad Q &= \sum W \cdot \sin \alpha \\ &= 230.4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{すべり抵抗力} \quad S_1 &= \sum (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \cdot L) \\ &= 230.8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{設計引張力} \quad T_d = \lambda \cdot T_{pa}$$

$$T_m = \frac{T_d}{Sh}$$

$T_d$  : 設計引張力 (kN/本)

$\lambda$  : 補強材の引張力の低減係数 (=0.7)

$T_{pa}$  : 補強材の許容補強材力 (kN/本)

$Sh$  : 補強材の水平打設間隔 (m)

補強材の許容補強材力

引張補強材が地山の変形，滑動によって受ける引張力には，以下のものがある。

- a. 移動土塊から受ける引抜抵抗力 ( $T_{1pa}$ )
- b. 不動地山から受ける引抜抵抗力 ( $T_{2pa}$ )
- c. 補強材の許容引張力 ( $T_{sa}$ )

安定性の検討に使用される補強材の許容補強材力  $T_{pa}$  は，これらのうち最も小さいものとする。

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

$T_{pa}$  : 補強材の許容補強材力 (kN/本)

許容補強材力  $T_{pa}$  の算出に用いられる  $T_{2pa}$  および補強材の許容付着力  $t_a$  は地山と注入材あるいは，注入材と補強材の許容付着力より与えられる。

$$T_{2pa} = l_2 \cdot t_a$$

$$\begin{aligned}
 t_a &= \min[t_{pa}, t_{ca}] \\
 &= \min[39.27, 110.58] \\
 &= 39.27 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{pa} &= \frac{\tau \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}} \\
 &= \frac{0.50 \times 10^3 \times \pi \times 0.050}{2.0} \\
 &= 39.27 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{ca} &= \tau_a \cdot \pi \cdot d \\
 &= 1.6 \times 10^3 \times \pi \times 0.022 \\
 &= 110.58 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$t_a$  : 許容付着力 (kN/m)

$t_{pa}$  : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

$\tau$  : 地山と注入材の極限周面摩擦抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  : 削孔径 (m)

$F_{sa}$  : 極限周面摩擦抵抗力の計画安全率

$t_{ca}$  : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

$\tau_a$  : 補強材と注入材の許容付着応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$d$  : 補強材径 (m)

$l_2$  : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{1pa} = \frac{1}{1-\mu} \cdot l_1 \cdot t_a$$

$\mu$  : のり面工の低減係数

$l_1$  : 移動土塊の有効定着長 (m)

※ただし、フリーフレーム工を使用するため  $T_{1pa}$  は考慮しない(無視する)。

補強材の許容引張力は、

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

$\sigma_{sa}$  : 補強材の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 A_s &: \text{補強材の断面積 (mm}^2\text{)} \\
 &= 200 \times 353.0 \\
 &= 70,600 \text{ N/本} \rightarrow 70.6 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

補強後の安全率計算結果

$$F_s = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{Q} \geq (\text{計画安全率})$$

表 3・5 補強後安全率の計算

項 目	計算結果
最小安全率	1.229 > 1.200 OK
すべり力 Q (kN/m)	230.4
すべり抵抗力 S <sub>1</sub> (kN/m)	230.8
補強材による抵抗力 S <sub>2</sub> (kN/m)	13.32
補強材による抵抗力 S <sub>3</sub> (kN/m)	38.96

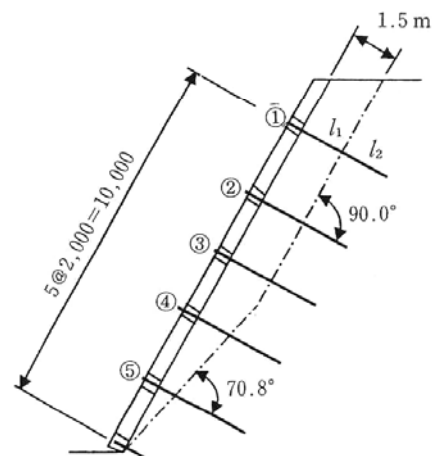


図 3・7 補強材の配置

表 3・6 補強材の設計引張力の算出

補強材	$\beta$	移動土塊 の定着長	不動土塊 の定着長	T <sub>1pa</sub>	T <sub>2pa</sub>	T <sub>3pa</sub>	T <sub>4pa</sub>	T <sub>d</sub>	T <sub>m</sub>	$\phi$	T <sub>m</sub> ·cos $\beta$	T <sub>m</sub> ·sin $\beta$ ·tan $\phi$
No	(度)	l <sub>1</sub> (m)	l <sub>2</sub> (m)	(kN/本)	(kN/本)	(kN/本)	(kN/本)	(kN/本)	(kN/m)	(°)	(kN/m)	(kN/m)
①	90.0	1.50	1.10	—	43.2	70.6	43.2	30.2	15.1	25	0.00	7.04
②	90.0	1.50	1.10	—	43.2	70.6	43.2	30.2	15.1	25	0.00	7.04
③	90.0	1.50	1.10	—	43.2	70.6	43.2	30.2	15.1	25	0.00	7.04
④	70.8	1.45	1.15	—	45.2	70.6	45.2	31.6	15.8	25	5.20	6.96
⑤	70.8	0.75	1.85	—	72.6	70.6	70.6	49.4	24.7	25	8.12	10.88
計											13.32	38.96

(4) フリーフレームの設計

① 設計条件

設計荷重(Tdの最大値を採用)	$Td=49.4 \text{ kN/本}$
横枠のスパン長	$Lx=2.00 \text{ m}$
縦枠のスパン長	$Ly=2.00 \text{ m}$
補強材の横ピッチ	$Dh=2.0 \text{ m}$
補強材の縦ピッチ	$Dv=2.0 \text{ m}$
枠幅	$b=300 \text{ mm}$
枠高	$h=300 \text{ mm}$
枠の有効高さ	$d=235 \text{ mm}$
吹付モルタルの設計基準強度	$\sigma_{ck}=15 \text{ N/mm}^2$
吹付モルタルの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}=5 \text{ N/mm}^2$
吹付モルタルの許容せん断応力度	$\tau_{ca}=0.33 \text{ N/mm}^2$
鉄筋と吹付モルタルの許容付着応力度	$\tau_{oa}=1.3 \text{ N/mm}^2$
鉄筋の許容引張応力度(SD 295)	$\sigma_{sa}=160 \text{ N/mm}^2$

(許容応力度は設計編 p. 23 参照)

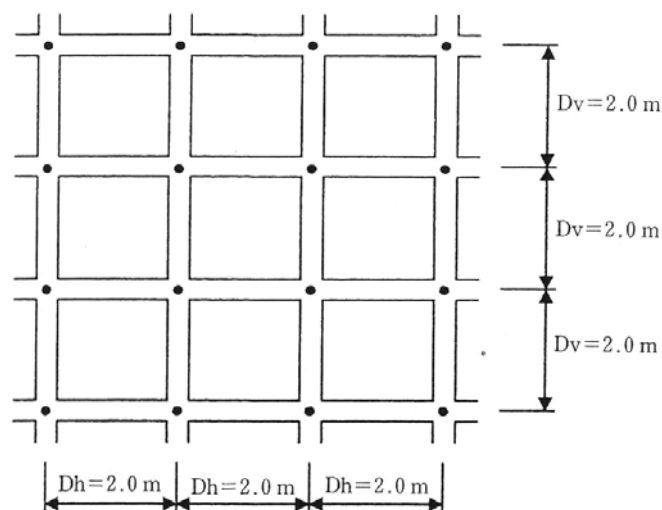


図 3・8 フリーフレームの配置

② 梁の種類決定

- (a) 地山の地盤反力が明確ではない。
- (b) 縦横枠の剛性が等しい。
- (c) 縦横枠スパンが等しい(2倍以上の比率ではない)。

上記, (a)より補強材設計荷重による地盤反力が枠に等分布荷重として作用する単純梁とするのが安全側である。また, (b), (c)より2方向梁として検討するのが適している。

③ 曲げモーメント・せん断力

・等分布荷重の算定

$$w = \frac{Td}{Lx + Ly - b} = \frac{49.4}{2.00 + 2.00 - 0.30} \quad \begin{array}{l} Lx = 2.00 \text{ m} \\ Ly = 2.00 \text{ m} \\ b = 0.30 \text{ m} \end{array}$$
$$= 13.35 \text{ kN/m}$$

・最大曲げモーメント

$$M = \frac{1}{8} w \cdot L^2 \quad L = Lx = Ly = 2.00 \text{ m}$$
$$= \frac{1}{8} \times 13.35 \times 2.00^2 = 6.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

・最大せん断力

$$S = \frac{1}{2} w \cdot L$$
$$= \frac{1}{2} \times 13.35 \times 2.0 = 13.35 \text{ kN}$$

④ 応力度の照査

単鉄筋長方形断面として応力度を照査する。

(ここでは, 付-1表8によらず, 計算で係数を求める方法を例示する)

・断面の設定

枠幅	b = 300 mm
有効高さ	d = 235 mm
鉄筋	D 13 × 上下各 2 本



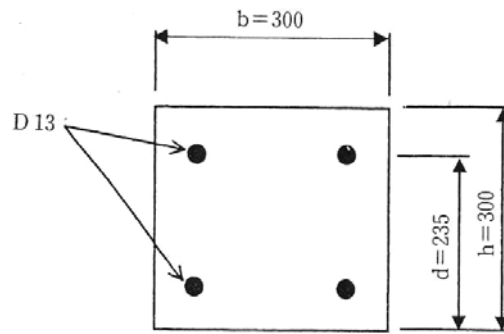


図 3・9 枠断面

鉄筋断面積  $A_s = 253.4 \text{ mm}^2$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{253.4}{300 \times 235} = 0.00359$$

$$n = 15$$

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

$$= \sqrt{2 \times 15 \times 0.00359 + (15 \times 0.00359)^2} - 15 \times 0.00359 = 0.27872$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.27872}{3} = 0.907$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j} = \frac{2}{0.27872 \times 0.907} = 7.91$$

$$\frac{1}{L_s} = \frac{1}{p \cdot j} = \frac{1}{0.00359 \times 0.907} = 307.11$$

- モルタルの圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2} \times \frac{1}{L_c}$$

$$= \frac{6.68 \times 10^6}{300 \times 235^2} \times 7.91 = 3.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

- 鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{b \cdot d^2} \times \frac{1}{L_s}$$

$$= \frac{6.68 \times 10^6}{300 \times 235^2} \times 307.11 = 123.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

- モルタルのせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{13.35 \times 10^3}{300 \times 0.907 \times 235} = 0.21 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.33 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

- モルタルと鉄筋の付着応力度

$$\begin{aligned}\tau_o &= \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \quad U: \text{鉄筋 (D13) の全周長} = 40 \text{ mm} \times 4 \text{ 本} \\ &= \frac{13.35 \times 10^3}{(40 \times 4) \times 0.907 \times 235} = 0.39 \text{ N/mm}^2 < \tau_{oa} = 1.3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

(参考) 面的配置と経験的設計手法について

「切土補強土工法設計・施工指針、日本道路公団、平成 14 年 7 月」(p35,44)より抜粋

#### 4. 6 補強材の配置計画

##### 4. 6. 1 補強材の配置間隔

補強材は、補強効果が十分に発揮できるように、適切な間隔で配置しなければならない。一般的に、補強材打設間隔は1.0~1.5m程度とする。

#### 【解説】

設計を行う場合、一般に高い強度を有する補強材を少ない本数で施工する方が経済的となる。しかし、あまり補強材間隔を大きくすると、中抜け等の問題を生じることがある。逆に、あまり密に配置しても補強材効果が上がらないといった報告もある<sup>1)</sup>。

補強材間隔は、地山やのり面工の状況に応じて設定すべきであり、図 2.3.4に示す崩壊形態の「傾斜地盤上の崩積土の崩壊」、「流れ盤のすべり」、「岩の割れ目に沿った崩壊」など十分な付着力のとれる岩に定着して、しかも剛なのり面工を施す場合には、2mまで飛ばしてもよいが、一般的には1本/2m<sup>2</sup>程度の間隔が適当である(参考資料-1 参照)。

また、のり面工の制約を受けない場合には、千鳥に配置するのが望ましい。

なお、施工中あるいは施工後に増し打ちをする場合等、間隔が狭くなるケースは十分に考えられ、その場合動態観測等により効果が認められればこの限りではない。

#### 経験的設計法

経験的設計法は、崩壊対策として標準勾配で切土をしたときに、深さ 2m 程度の浅い崩壊または緩んだ岩塊の崩壊が予測される場合に適用できる。

切土補指針 p44

#### 解説

経験的設計法が用いられるようになった主旨は、深さ 2m 程度の崩壊対策に対して、その都度設計を行うのは大変であることから設計を省略したいという点にあった。しかし、軽微な崩壊という表現は抽象的であり、その言葉だけが一人歩きしてしまうと安定計算が必要であるのり面においても、経験的設計法を適用し、その結果、十分に安定が保たれなかったり、有害な変形が生ずる恐れがある。従って、経験的設計法を用いる場合は、崩壊対策として標準勾配で切土をしたときに、深さ 2m 程度の浅い崩壊または緩んだ岩塊の崩壊が予測される場合に限り適用することができる。

過去の施工例から定めた設計諸元を表 A に示すが、これより補強材の長さを短くしたり、間隔を広くしたい場合には、安定計算を行わなければならない。

表 A 経験的設計法諸元

項目	諸元
削孔径	65
補強材径	D19 ~ D25
補強材長	2 ~ 3m <sup>注)</sup>
打設密度	約 2m <sup>2</sup> 当たり 1 本
角度	水平下向き 10° ~ のり面直角

注) 深さが 1m であると予想される場合には 2m、深さが 2m であると予想される場合には 3m を目安とする。

(切土補指針 p44)

## (5) 落石対策工の設計計算例

### 1) 落石防護柵の設計計算例

「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例 全国各地すべりがけ崩れ対策協議会 平成16年6月」より抜粋

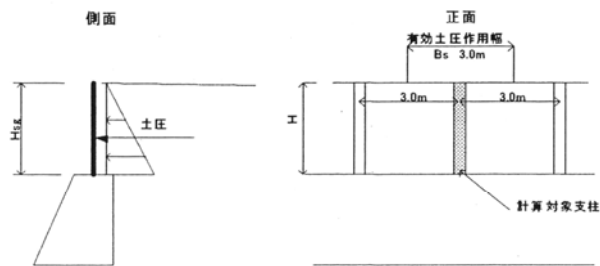
## 5. 落石防護柵の設計計算例

### 5.1 設計方法

落石防護柵の崩壊土砂の堆積時における落石防護柵部材の照査方法は現在のところ、確立された方法は示されていない。ここでは、落石防護柵を一様な壁と仮定し以下のような方法により検討を行った。

#### (1) 荷重

弾性構造物である落石防護柵にかかる静的な土圧の算定方法は不明な点が多いこと、計算の簡略化などを考慮し、設計上安全側となるように、落石防護柵のネット面にも壁が存在するとして落石防護柵のネット面全面に作用した土圧が支柱に伝達するとして設計を行う。



#### (2) 支柱の破壊に対する照査

支柱付け根部で破壊を起こさないこととし、次式により照査を行う。

$$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$$

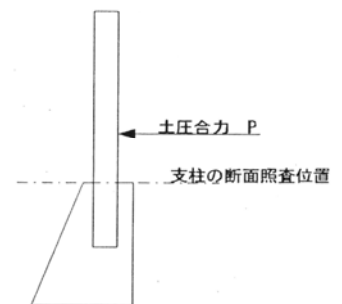
ここに、 $\sigma_s$  ; 部材の曲げ引張り応力度で下式による。

$$\sigma_s = M / Z$$

M ; 断面照査位置での曲げモーメント

Z ; H鋼の断面係数

$\sigma_{sa}$  ; H鋼の許容曲げ引張り応力度



#### (3) ワイヤの破断に対する照査

ワイヤが破断しないこととし、次式により照査を行う

$$T \leq T_b$$

ここに、T ; ワイヤのに作用する引張力

$T_b$  ; ワイヤの降伏張力

#### (4) 支柱根入れ部のコンクリートの破壊に対する照査

コンクリートが破壊しないこととし、以下を照査することにより行う。

曲げモーメントに対して

$$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$$

$\sigma_c$  ; 支柱付け根部のコンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_{ca}$  ; コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

曲げモーメントの算出は支柱の根入れ部の 1/2 の点を中心として回転すると仮定する。

$$M = PX$$

支柱基礎部での曲げ圧縮応力度  $\sigma$  は下式による。

$$\sigma_c = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z}$$

$$A = b_n \cdot d_n$$

$$Z = \frac{b_n \cdot d_n^2}{6}$$

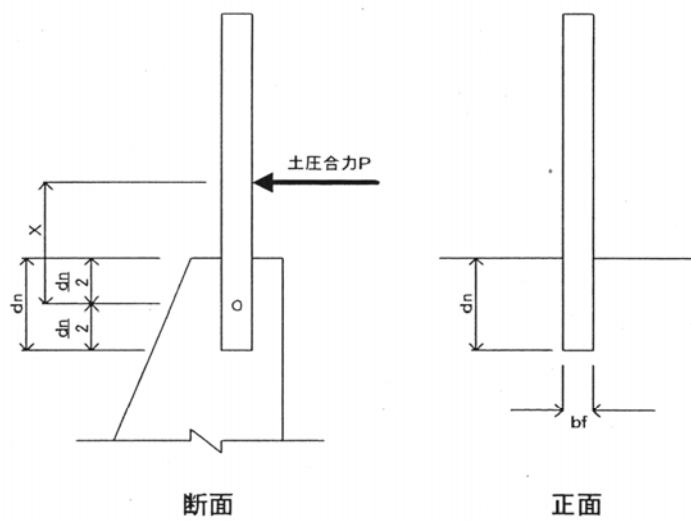


図 5-1 支柱根入れ部

## 5.2 落石防護柵検討結果一覧

一般的に用いられている、落石防護柵での照査結果は次項の表のとおりとなる。

落石防護柵の部材応力力の検討結果一覧

堆積高 m	土圧合力		支柱の断面計算				ワイヤの破断				支柱基礎の断面計算				総合判定
	σs kN	σsa N/mm <sup>2</sup>	判定	τs N/mm <sup>2</sup>	τsa N/mm <sup>2</sup>	判定	T kN	Tb kN	判定	σc N/mm <sup>2</sup>	σca N/mm <sup>2</sup>	判定	τc N/mm <sup>2</sup>	τca N/mm <sup>2</sup>	
0.50	0.63	1.7	210	0.7	120	○	7.6	157	○	0.115	6.75	○	0.00	0.49	○
0.60	0.91	3.0	210	1.0	120	○	9.1	157	○	0.173	6.75	○	0.01	0.49	○
0.70	1.23	4.8	210	1.4	120	○	10.6	157	○	0.246	6.75	○	0.01	0.49	○
0.80	1.61	7.1	210	1.8	120	○	12.1	157	○	0.335	6.75	○	0.01	0.49	○
0.90	2.04	10.1	210	2.3	120	○	13.6	157	○	0.441	6.75	○	0.02	0.49	○
1.00	2.52	13.9	210	2.8	120	○	15.1	157	○	0.565	6.75	○	0.02	0.49	○
1.10	3.05	18.5	210	3.4	120	○	16.6	157	○	0.709	6.75	○	0.02	0.49	○
1.20	3.63	24.1	210	4.1	120	○	18.1	157	○	0.874	6.75	○	0.03	0.49	○
1.30	4.26	30.6	210	4.8	120	○	19.7	157	○	1.061	6.75	○	0.03	0.49	○
1.40	4.94	38.2	210	5.6	120	○	21.2	157	○	1.272	6.75	○	0.04	0.49	○
1.50	5.67	47.0	210	6.4	120	○	22.7	157	○	1.507	6.75	○	0.04	0.49	○
1.60	6.45	57.0	210	7.3	120	○	24.2	157	○	1.768	6.75	○	0.05	0.49	○
1.70	7.28	68.4	210	8.2	120	○	25.7	157	○	2.056	6.75	○	0.06	0.49	○
1.80	8.16	81.2	210	9.2	120	○	27.2	157	○	2.373	6.75	○	0.06	0.49	○
1.90	9.10	95.5	210	10.2	120	○	28.7	157	○	2.720	6.75	○	0.07	0.49	○
2.00	10.08	111.4	210	11.3	120	○	30.2	157	○	3.097	6.75	○	0.08	0.49	○

●設計条件

崩壊土砂の有効作用幅 Bs=  m  
 崩壊土の単位堆積重量 γd=  kN/m<sup>3</sup>  
 中間支柱= H-200-100×5.5×8 断面係数 Z 181 cm<sup>2</sup> 断面積 A 26.67 cm<sup>2</sup>  
 鋼材の許容引張応力 σsa=  N/mm<sup>2</sup>  
 鋼材の許容せん断応力 τsa=  N/mm<sup>2</sup>  
 ワイヤロープ径 φw=  mm  
 ワイヤロープの破断荷重 Tb=  kN  
 ワイヤロープ荷重作用幅 Lw=  m  
 落石防護柵の根入れ深さ dn=  mm  
 かぶり厚 l=  mm  
 フランジ幅 bf=  mm  
 コンクリートの面積 Asg=bf・dn=  mm<sup>2</sup>  
 コンクリートの断面係数 Zs=bf・dn<sup>2</sup>/6=  mm<sup>3</sup>

### 5.3 設計計算例

●設計計算項目

支柱の計算	1)設計条件 2)荷重計算 3)使用材料 4)支柱の断面計算
ワイヤロープの計算	5)ワイヤロープ破断の検討
支柱根入れ部の検討	6)支柱根入れ部の検討

1) 設計条件

落石防護柵高  $H_{sg} = 1.50$  m

崩壊土砂の有効作用幅  $B_s = 3.00$  m

堆積高  $h_d = 1.22$  m

崩壊土の単位堆積重量  $\gamma_d = 18$  kN/m<sup>3</sup>

土圧係数  $k_{dh} = 0.28$

2) 荷重計算

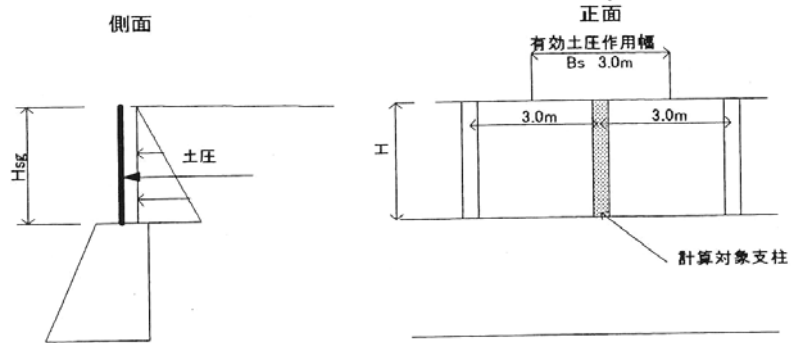
水平方向土圧合力  $P_d h = 1/2 \times k_{dh} \times \gamma_d \times h_d^2 = 3.75$  kN/m

土圧作用位置  $y = h_d/3 = 0.41$  m

付け根部での断面力

せん断合力  $S = P_d h \times B_s = 11.25$  kN

曲げモーメント  $M = y \cdot S = 4.58$  kN・m





3) 使用材料

	使用材料	断面係数 Z	断面積 A
中間支柱 =	H-200-100×5.5×8	181 cm <sup>3</sup>	26.67 cm <sup>2</sup>

鋼材の許容引張応力度  $\sigma_{sa} = \boxed{210}$  N/mm<sup>2</sup> (SS400) = 140 × 1.5

鋼材の許容せん断応力度  $\tau_{sa} = \boxed{120}$  N/mm<sup>2</sup> (SS400) = 80 × 1.5

4) 支柱の断面計算

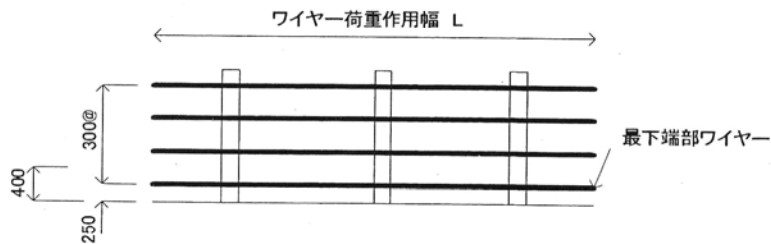
鋼材の引張応力度の照査

$\sigma_s = M/Z = \boxed{25.3}$  N/mm<sup>2</sup>  $\leq \sigma_{sa} = \boxed{210}$  N/mm<sup>2</sup> …OK

鋼材のせん断強度の照査

$\tau_s = S/A = \boxed{4.2}$  N/mm<sup>2</sup>  $\leq \tau_{sa} = \boxed{120}$  N/mm<sup>2</sup> …OK

5) ワイヤロープの破断の検討



ワイヤロープ径  $\phi_w = \boxed{18}$  mm

ワイヤーの破断荷重  $T_b = \boxed{157}$  kN

ワイヤロープ荷重作用幅  $L_w = \boxed{15}$  m

最下端部ワイヤー単位幅当たり土圧  $P_w = P_d \times (1 - (hd - 0.4) / hd) = \boxed{1.2}$  kN/m

最下端部ワイヤー張力  $T = P_w \times L_w = \boxed{18.0}$  kN

$T = 18.0 \leq T_b = 157$  kN …OK

### 6)支柱の付け根部の照査

落石防護柵の根入れ深さ  $d_n = 850$  mm

かぶり厚  $l = 225$  mm

フランジ幅  $b_f = 100$  mm  $M = S(y + d_n/2) = 9356250$  N・mm

コンクリートの面積  $A_{sg} = b_f \cdot d_n = 85000$  mm<sup>2</sup>

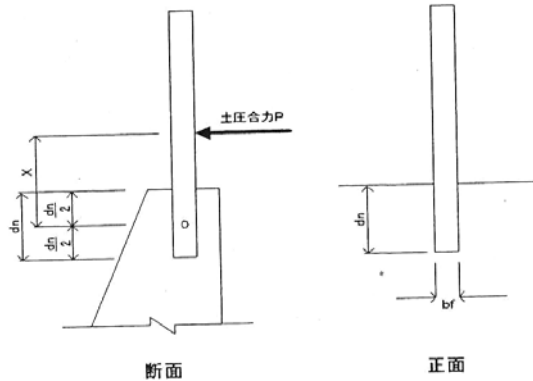
コンクリートの断面係数  $Z_{sg} = b_f \cdot d_n^2 / 6 = 12,041,667$  mm<sup>3</sup>

コンクリートの圧縮応力度に対する検討

$$\sigma_c = S / A_{sg} + M / Z_{sg} = 0.909 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度に対する検討

$$\tau_c = S / 2l \cdot d_n = 0.029 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$



## 2) 落石予防工の設計計算例

「落石対策便覧 (社) 日本道路協会 平成12年6月」より抜粋

### 6-5 ワイヤロープ掛工

本設計では一例として、横ワイヤロープの強度とロックボルトの強度およびロックボルトの定着長を求める。現場の条件によっては、ワイヤロープやロックボルトの配置が異なるため、実設計にあたっては荷重の作用状態をよく理解することが大切である。なお、ワイヤロープの配置は写真6-4に示されているように縦横に配置することもあり、その間隔は1.0~2.0 m程度が多く、落石の

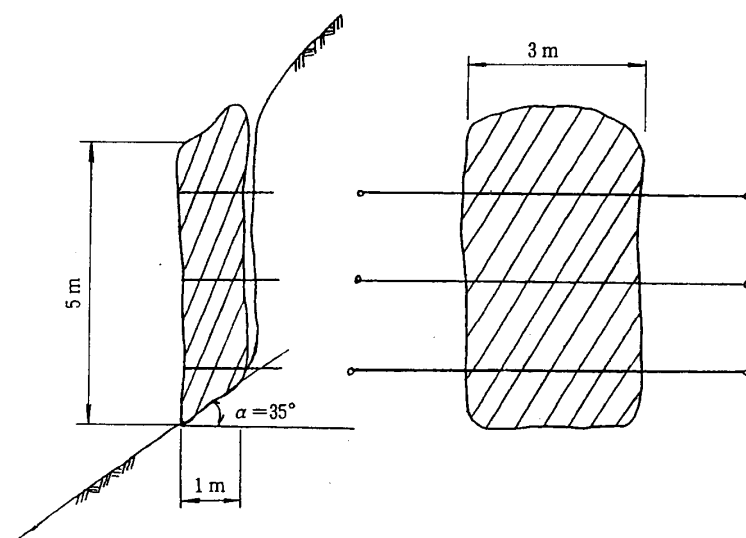


図6-12 ワイヤロープの配置

形状、亀裂状況等を配慮し決定する。岩片の抜け出しの恐れがある場合は金網の組合せも考慮する。

[設計条件]

(1) 許容応力度

(i) ワイヤロープ  $\phi 16 \text{ mm}$

破断荷重 118 kN

(ii) ロックボルト SD 295

許容引張応力度 (常時)  $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$

(地震時)  $\sigma_{sa} = 270 \text{ N/mm}^2$

(iii) 注入材  $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

許容付着応力度  $\tau_{ca} = 1.6 \text{ N/mm}^2$

(iv) 地盤種類: 軟岩

極限周面摩擦抵抗 [風化岩]  $\tau_{pa} = 0.6 \text{ N/mm}^2$  (参考文献3)による)

(2) 荷重

(i) 岩塊重量

岩の体積  $V = 5 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 15 \text{ m}^3$

岩の単位体積重量  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$   
 岩塊重量  $W = V \cdot \gamma = 15 \times 26 = 390 \text{ kN}$

(ii) 設計水平震度  $k_h = 0.14$

(3) 抑止力

(i) 滑落時荷重

すべり力  $S = W \cdot \sin \alpha = 390 \times \sin 35^\circ = 224 \text{ kN}$

抑止力  $P_s = S / \cos \alpha = 224 / \cos 35^\circ = 273 \text{ kN}$

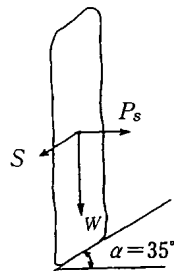


図 6-13 滑落時荷重の算出

(ii) 地震荷重

$$P_{se} = k_h \cdot W = 0.14 \times 390 = 54.6 \text{ kN}$$

滑落時荷重に対する抑止力の方が大きいいため、設計荷重は

$P_s = 273 \text{ kN}$  とする。

[支保ワイヤロープの設計]

ワイヤロープは  $\phi 16 \text{ mm}$  [破断荷重 118 kN] を  $n = 3$  本使用し、安全率を 2 以上とする。

$$T = \frac{P_s}{2n \cdot \cos \theta} = \frac{273}{2 \times 3 \times \cos 30^\circ}$$

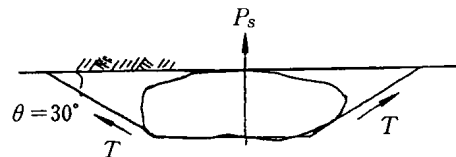


図 6-14 ワイヤロープによる固定

$$=52.5 \text{ kN} < 118 \text{ kN} / F_s (=118/2=59 \text{ kN})$$

$T$  : ワイヤロープの張力

$n$  : ワイヤロープの本数

$F_s$  : 安全率 2以上

[ロックボルトの設計]

ロックボルトの設計は切土補強土工の考え方（「道路土工—のり面・斜面安定工指針」参照）に準じて行うこととする。

(1) 極限周面摩擦抵抗の計画安全率  $F_{sa}$

本設構造物であるため、以下のように定める。

$$F_{sa}=2.5$$

(2) ロックボルトの許容引張力

(i) 注入材と地山の許容付着力  $t_{pa}$

$$\begin{aligned} t_{pa} &= \tau_{pa} \cdot \pi \cdot D / F_{sa} \\ &= 0.6 \times 3.14 \times 66 / 2.0 \\ &= 62.2 \text{ N/mm} \approx 63 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$D$  : 削孔径 (66 mm)

(ii) 注入材とロックボルトの許容付着力  $t_{ca}$

$$\begin{aligned} t_{ca} &= \tau_{ca} \cdot \pi \cdot d \\ &= 1.6 \times 3.14 \times 25 \\ &= 125.6 \text{ N/mm} \approx 126 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$\tau_{ca}$  : 注入材と異形鉄筋の極限周面摩擦抵抗 [ $\sigma_{ca} = 24 \text{ N/mm}^2$ ]

$d$  : ロックボルト径 (25 mm)

(iii) 許容付着強度  $t_a$

$$t_a = \min [t_{pa}, t_{ca}] = \min [63, 126] = 63 \text{ kN/m}$$

(iv) ロックボルトの許容引張力  $T_{sa}$

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s = 160 \times 5.067 \times 10^2 = 81,072 \text{ N} = 81.1 \text{ kN}$$

$A_s$  : ロックボルトの断面積

(v) ロックボルトの許容引張耐力  $T_{pa}$

$$T_{pa} = \min [t_a \cdot L, T_{sa}]$$

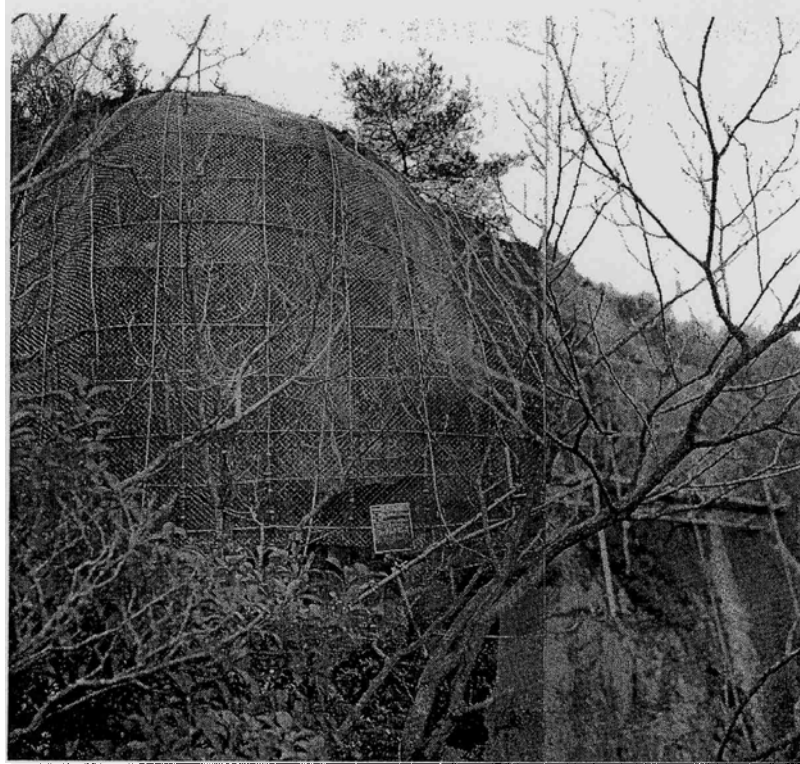


写真 6-4 ワイヤロープ掛工の施工状況

$$= \min [63 L, 81.1]$$

(3) ロックボルトに作用する引張力

滑落時荷重に対する抑止力を設計荷重とし，6本のロックボルトで固定する。

$$T = \frac{P_s}{n} = \frac{273}{6} = 45.5 \text{ kN} < T_{pa} = 81.1 \text{ kN}$$

$$L = \frac{T}{t_a} = \frac{45.5}{63} = 0.73 \text{ m} \doteq 1.0 \text{ m}$$

## 7-2 落石防護柵の吸収エネルギーの計算例

(1) 計算例 その1 ( $H=3.0\text{ m}$ , H鋼断面  $200\times 100\times 5.5\times 8$  の時)

\*一般型 (支柱が先に塑性変形する場合)

[設計条件]

$a=3.0\text{ m}$  (支柱間隔)

$L=30\text{ m}$  (ワイヤーロープの全長)

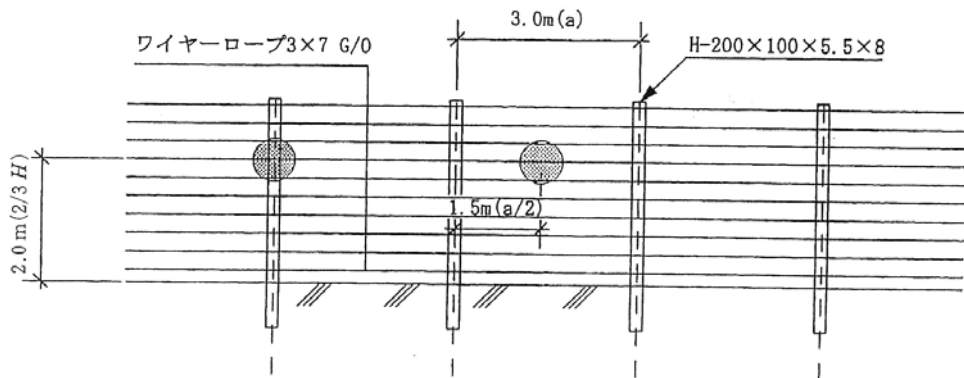


図7-25 落石の作用位置

$E_w=1.0\times 10^5\text{ N/mm}^2$  (ワイヤーロープの弾性係数)

$A=1.29\text{ cm}^2$  (ワイヤーロープの断面積…… $3\times 7\text{ G/O } \phi 18$ )

$T_y=118\text{ kN}$  (ワイヤーロープの降伏応力…… $3\times 7\text{ G/O } \phi 18$ )

$Z=181\text{ cm}^3$  (H鋼の断面係数…… $H-200\times 100\times 5.5\times 8$ )

$\sigma_y=235\text{ N/mm}^2$  (H鋼の降伏応力……SS 400)

[設計]

(i)  $R$  の計算

式(5-14)より  $R$  を求める。

$$R=2T_y \cdot \sin\theta_1=2\times 118\times \sin 23.62^\circ=94.6\text{ kN}$$

$\theta_1$ は式(5-15)より求める。

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T_y \cdot L}{2E_w \cdot A}\right)\cos\theta_1 = \frac{a}{2}$$

$$\left(\frac{3.0\times 10^3}{2} + \frac{118\times 10^3\times 30\times 10^3}{2\times 1.0\times 10^5\times 1.29\times 10^2}\right)\cos\theta_1 = \frac{3.0\times 10^3}{2}$$

$$\cos\theta_1 \doteq 0.916, \quad \theta_1=23.62^\circ$$

(ii)  $F_y$ の試算

式 (5-16) より

$$F_y = \frac{\sigma_y \cdot Z}{h} = \frac{235 \times 181 \times 10^3}{3.0 \times 10^3 \times 2/3} = 21,268 \text{ N} = 21.3 \text{ kN}$$

(iii)  $R$ と $F_y$ の比較

$$R = 94.6 \text{ kN} > F_y = 21.3 \text{ kN}$$

したがって、式 (5-17), 式 (5-18) を用いて $E_P$ ,  $E_R$ を試算する。

(iv) 支柱吸収エネルギー $E_R$ の試算

$$\begin{aligned} E_P &= 2F_y \cdot \delta = 2F_y \cdot h_2 \tan 15^\circ \\ &= 0.54h_2 \cdot F_y = 0.54 \times \frac{2}{3} \times 3.0 \times 10^3 \times 21.3 \times 10^3 \\ &= 23.0 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 23.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(v) ワイヤロープの吸収エネルギー $E_R$ の試算

・式 (5-19), 式 (5-20) より $\theta_2$ を消去し $T$ を求める。

$$\begin{aligned} \left( \frac{a}{2} + \frac{T \cdot L}{2E_w \cdot A} \right) \sqrt{1 - \frac{F_y^2}{4T^2}} &= \frac{a}{2} \\ \left( \frac{3.0 \times 10^3}{2} + \frac{T \times 30 \times 10^3}{2 \times 1.0 \times 10^5 \times 1.29 \times 10^2} \right) \sqrt{1 - \frac{(21.3 \times 10^3)^2}{4T^2}} &= \frac{3.0 \times 10^3}{2} \\ T^4 + 2.58 \times 10^6 \cdot T^3 - 1.1342 \times 10^8 \cdot T^2 - 2.9263 \times 10^{14} \cdot T - 1.8875 \times 10^{20} &= 0 \\ T \doteq 42,505 \text{ N} &= 42.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

・式 (5-18) より $E_R$ を求める。

$$\begin{aligned} E_R &= \frac{L}{E_w \cdot A} (T^2 - T_o^2) \\ &= \frac{30 \times 10^3}{1.0 \times 10^5 \times 1.29 \times 10^2} (42,505^2 - 5000^2) = 4.14 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &\doteq 4.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(vi) 全吸収エネルギー $E_T$ の試算

$$\begin{aligned} E_T &= E_R + E_P + E_N \\ &= 4.14 + 23.0 + 25 = 52.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$



(2) 計算例 その2 ( $H=3.0\text{ m}$ , H鋼断面  $350\times 175\times 7\times 11$  の時)

\* 高強度型 (支柱が塑性変形しない場合)

- ・ 支柱の変形を極力避けるため、従来タイプにくらべて支柱サイズをアップし、主として金網とロープによって落石エネルギーを吸収し支柱を変形させない構造。また、落石時に支柱に加わる力を小さくするとともに、落石の支柱直撃の確率を減らすために標準支柱間隔を  $6\text{ m}$  と広くし、その中央に基礎に固定されない補助中間支柱を設けて、落石をケーブルと金網で柔らかく受けとめる。

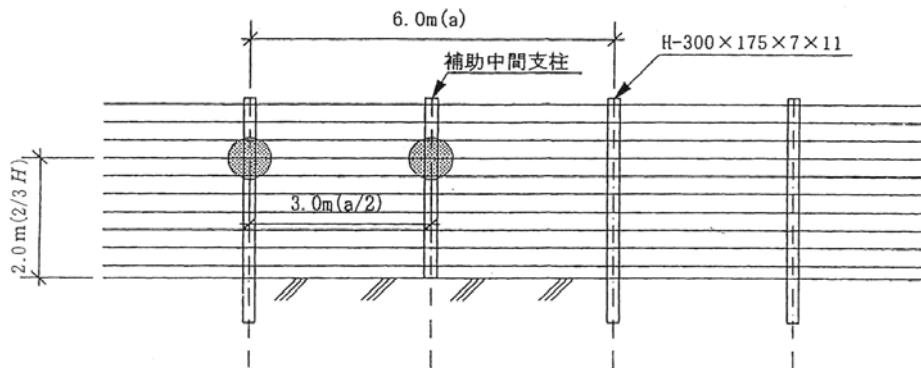


図 7-26 落石の作用位置

[設計条件]

$a=6.0\text{ m}$  (支柱間隔)

$L=30\text{ m}$  (ワイヤーロープの全長)

$E_w=1.0\times 10^5\text{ N/mm}^2$  (ワイヤーロープの弾性係数)

$A=1.29\text{ cm}^2$  (ワイヤーロープの断面積…… $3\times 7\text{ G/O } \phi 18$ )

$T_y=118\text{ kN}$  (ワイヤーロープの降伏応力…… $3\times 7\text{ G/O } \phi 18$ )

$Z=771\text{ cm}^3$  (H鋼の断面係数……H- $350\times 175\times 7\times 11$ )

$I=13,500\text{ cm}^4$  (H鋼の断面二次モーメント……H- $350\times 175\times 7\times 11$ )

$\sigma_y=235\text{ N/mm}^2$  (H鋼の降伏応力……SS 400)

[設 計]

(i)  $R$  の計算

式 (5-14) より  $R$  を求める。

$$R=2T_y \cdot \sin\theta_1=2\times 118\times \sin 17.01^\circ=69.0\text{ kN}$$

$\theta_1$ は式 (5-15) より求める。

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T_y \cdot L}{2E_w \cdot A}\right) \cos\theta_1 = \frac{a}{2}$$

$$\left(\frac{6.0 \times 10^3}{2} + \frac{118 \times 10^3 \times 30 \times 10^3}{2 \times 1.0 \times 10^5 \times 1.29 \times 10^2}\right) \cos\theta_1 = \frac{6.0 \times 10^3}{2}$$

$$\cos\theta_1 \doteq 0.956, \quad \theta_1 = 17.01^\circ$$

(ii)  $F_y$ の試算

式(5-16)より

$$F_y = \frac{\sigma_y \cdot Z}{h_2} = \frac{235 \times 771 \times 10^3}{3.0 \times 10^3 \times 2/3}$$

$$= 90,593 \text{ N} = 90.6 \text{ kN}$$

(iii)  $R$ と $F_y$ の比較

$$R = 69.0 \text{ kN} < F_y = 90.6 \text{ kN}$$

したがって、式(5-21)、式(5-22)を用いて $E_P$ 、 $E_R$ を試算する。

(iv) 支柱吸収エネルギー $E_P$ の試算

$$E_P = \frac{R^2 \cdot h_2^3}{3 \cdot E_H \cdot I} = \frac{(69.0 \times 10^3)^2 \times 2000^3}{3 \times 2.0 \times 10^5 \times 13,500 \times 10^4}$$

$$= 0.47 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 0.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(v) ワイヤロープの吸収エネルギー $E_R$ の試算

・式(5-22)より $E_R$ を求める。

$$E_R = 2 \cdot T_y \cdot L \cdot S$$

ここに、 $S$ ： $R = F_y$ の時のロープの伸び率

$$S = \frac{T_y}{E_w \cdot A}$$

$$= \frac{118 \times 10^3}{1.0 \times 10^5 \times 1.29 \times 10^2} = 9.15 \times 10^{-3}$$

$$\therefore E_R = 2 \times 118 \times 10^3 \times 30 \times 10^3 \times 9.15 \times 10^{-3} \doteq 64.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(vi) 全吸収エネルギー $E_T$ の試算

$$E_T = E_R + E_P + E_N = 64.8 + 0.47 + 25 = 90.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 10.3 地盤の許容支持力

#### 10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

(1) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

基礎底面地盤の許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力及び基礎の沈下量を考慮して求めるものとする。この場合、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対し、表-10.3.1 に示す安全率を確保するものとする。

表-10.3.1 安全率

常 時	暴風時, レベル1 地震時
3	2

(2) 基礎底面地盤の極限支持力

- 1) 基礎底面地盤の極限支持力は、適切な地盤調査を行い、荷重の偏心傾斜、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求めるものとする。
- 2) 静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した基礎底面地盤の極限支持力は、式 (10.3.1) により求めてよい。この式を適用した場合には、1)を満足するとみなしてよい。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\} \cdots \cdots (10.3.1)$$

ここに、

$Q_u$  : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

$c$  : 地盤の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$q$  : 上載荷重 ( $\text{kN/m}^2$ ) で,  $q = \gamma_2 D_f$

$A_e$  : 有効載荷面積 ( $\text{m}^2$ )

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

ただし, 地下水位以下では水中単位重量を用いる。

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

$B$  : 基礎幅 (m)

$e_B$  : 荷重の偏心量 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$S_c, S_q, S_\gamma$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

- 3) 荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力を平板載荷試験により求める場合には, 載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力  $c$ , せん断抵抗角  $\phi$  を用いて式 (10.3.1) に従って算出するものとする。

(1), (2)1) 地盤の極限支持力は, 構造物の寸法のほか, 荷重の偏心と傾斜によって決まる値である。偏心と傾斜を考慮しない場合には, 地盤の極限支持力を過大に見積り, 危険側の結果を得ることになる。したがって, ここでは偏心傾斜荷重に対して支持力計算を行うものとした。

従来の支持力推定式は剛塑性理論に基づき, すべり面上において一様なせん断抵抗角  $\phi$  が発現される状態における解析解として求められたものである。しかし, 実際には, 地盤には進行的に破壊が発生し, 極限支持力が発揮される状態においても想定したすべり面上で  $\phi$  は一様には発現されない。また, 同一の地盤において, 基礎の底面寸法が増加すると支持力係数は減少することが, 載荷試験の結果から明らかとなってきた。そこで, この現象を適切に考慮するために, 極限支持力の算定の際に, 支持力係数の寸法効果に関する補正を行うものとした。

一般に, 載荷面積が増大すると, 同一荷重強度に対する基礎の沈下量は増大する。

このことは、極限支持力に寸法効果による補正を行うことによって設計に反映されるが、地盤の極限支持力は剛塑性理論に基づき得られるため、沈下量と関係付けられたものではない。そこで、基礎の過大な沈下を避けるため、特に常時においてのみ最大地盤反力度を表-解 10.3.1 に示す値程度に抑えるものとする。表-解 10.3.1 は基礎の沈下量及び設計の実情等を考慮し、良質な支持層における最大地盤反力度の上限値を示したものである。

表-解 10.3.1 常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )
砂れき地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目等により左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難である。岩盤においては設計の実情を考慮し、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表-解 10.3.2 に示す上限値程度に抑えるのがよい。なお、硬岩の場合、亀裂の多少により大きく影響されることから、孔内水平載荷試験による変形係数を目安として区分した。

表-解 10.3.2 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		目安とする値	
		常時	レベル1地震時	一軸圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )	孔内水平載荷試験による変形係数 (MN/m <sup>2</sup> )
硬岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500 未満
軟岩・土丹		600	900	1 以上	

注) ただし、暴風時にはレベル1地震時の値を用いるものとする。

- 2) ここで採用している地盤の極限支持力の計算では、荷重及び支持力とも合力を取扱うことに注意しなければならない。また、式 (10.3.1) は水平地盤における極限支持

力を与えるものである。したがって、斜面地盤における極限支持力については別途検討が必要である。

i) 形状係数

基礎底面が長方形や円形等の形を有する基礎の極限支持力は、形状係数（表-解 10.3.3）を用いて帯状基礎の支持力を修正して求める。

表-解 10.3.3 形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判形
$\alpha$	1.0	1.3	$1+0.3 \frac{B_c}{D_c}$
$\beta$	1.0	0.6	$1-0.4 \frac{B_c}{D_c}$

$B_c, D_c$ は図-解 10.3.4, 図-解 10.3.5 による。ただし,  $\frac{B_c}{D_c} > 1$  の場合,  $\frac{B_c}{D_c} = 1$  とする。

ii) 根入れ効果に対する割増し係数

一般に極限支持力の計算においては、基礎前面の地盤は単に上載荷重として取り扱い、この層のせん断抵抗力を見込まないので安全側の結果を得ると考えられる。特に、支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な層に根入れされている場合には、極限支持力を小さく見積ることになる。したがって、このような場合には次式で計算される根入れ効果に対する割増し係数 $\kappa$ を乗じて極限支持力の割増しをしてよいことにした。

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B_c} \dots\dots\dots \text{(解 10.3.1)}$$

ここに、

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$B_c$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$D_f'$  : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

ただし、水平荷重を根入れ部分の土の前面抵抗力で分担する場合には、この割増しを行わないものとする。

なお、極限支持力の計算に用いる上載荷重として、設計上の地盤面から長期的に安定している地盤面までの土の重量を考慮してよい。

iii) 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

本規定に用いる支持力係数  $N_o, N_q$  及び  $N_\gamma$  は、地盤のせん断破壊を前提とし、Terzaghi の支持力公式を傾斜荷重に対し拡張して算定したものである。ただし、荷