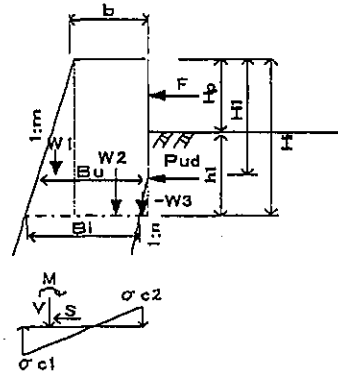


6. 躯体の断面応力度の検討

躯体の断面応力度の検討は最も危険となる断面で照査する。

1) 設計条件

| | | | |
|-----------|--------------------|---|--------------|
| 照査位置 | Hi= | <input type="text" value="1.50"/> m (天端からの距離) | 奥行きL=1.0m当たり |
| 直壁部 | hu= | <input type="text" value="1.50"/> m | |
| 天端幅 | b= | <input type="text" value="0.50"/> m | |
| 表法勾配 | m=1: | <input type="text" value="0.50"/> | |
| 裏法勾配 | n=1: | <input type="text" value="0.20"/> | |
| 空きポケット高 | Hp= | <input type="text" value="1.00"/> m | |
| 土圧作用高 | h1= | <input type="text" value="0.50"/> m | |
| 水平方向土圧係数 | Ka _{uh} = | <input type="text" value="0.18"/> 2.項参照 | |
| 鉛直方向土圧係数 | Ka _{uv} = | <input type="text" value="0.028"/> 2.項参照 | |
| 裏込め土の単重 | γ _u = | <input type="text" value="19.0"/> kN/m ³ | |
| 衝撃力 | F= | <input type="text" value="52.80"/> kN 3.項参照 | |
| コンクリートの単重 | γ _c = | <input type="text" value="23.0"/> kN/m ³ | |



Bu= m
Bi= m

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/4) = 1.5(18/4) = 6.75 \text{ N/mm}^2$
 コンクリートの許容曲げ引張り応力度 $\sigma_{cat} = 1.5(\sigma_{ck}/80) = 1.5(18/80) = 0.33 \text{ N/mm}^2$
 コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{at} = 1.5(\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5(18/100 + 0.15) = 0.49 \text{ N/mm}^2$

2) 荷重計算

| | | 計算式 | S KN | V KN | 作用位置 m | M KN·m |
|------|------------------|---|---------|---------|-----------|-----------|
| 躯体自重 | W1 | $1/2 \times 1.50^2 \times 0.50 \times 23.00$ | — | 12.94 | 0.50 | 6.47 |
| | W2 | $1.50 \times 0.50 \times 23.00$ | — | 17.25 | 1.00 | 17.25 |
| | W3 | $0.00 \times 0.95 \times 23.00$ | — | 0.00 | 0.48 | 0.00 |
| | W4 | $1/2 \times (Bi - Bu) \times (Hi - hu) \times \gamma_c$ | — | 0.00 | 0.95 | 0.00 |
| 土圧 | P _{udh} | $1/2 \times h1^2 \times ka_{uh} \times \gamma_u$ | 0.43 | — | 0.17 | -0.07 |
| | P _{udv} | $1/2 \times h1^3 \times ka_{uv} \times \gamma_u$ | — | 0.07 | 0.98 | 0.07 |
| 衝撃力 | F | 3.項参照 | 52.80 | — | 1.00 | -52.80 |
| 合計 | | | 53.23 | 30.25 | | -29.09 |

3) 断面計算

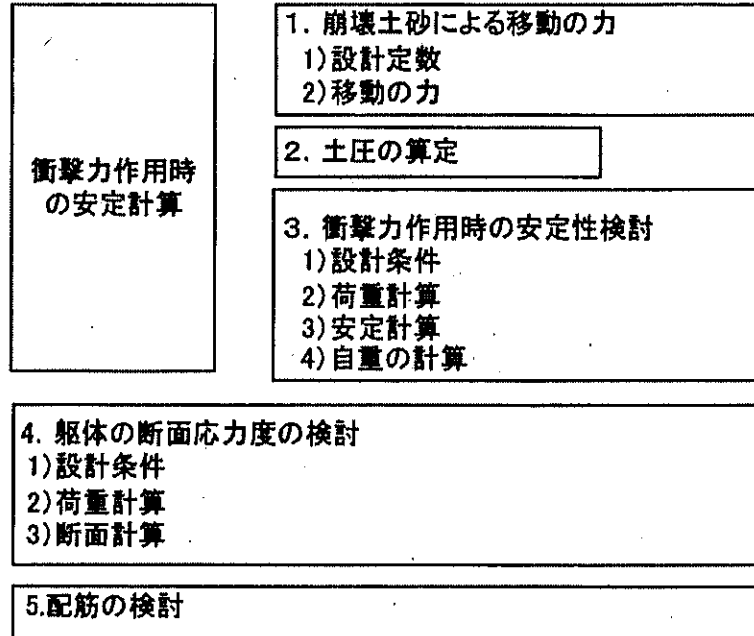
$$d = \frac{M}{V} = \frac{-29.09}{30.25} = -0.96 \text{ m}$$

$$e = Bi/2 - d = 1.44 \text{ m}$$

コンクリート断面の縁応力度
 $\sigma_{c1} = V/Bi \cdot (1 + 6e/Bi) = 320.8 \text{ kN/m}^2 = 0.321 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$
 OK
 $\sigma_{c2} = V/Bi \cdot (1 - 6e/Bi) = -257.1 \text{ kN/m}^2 = -0.258 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.33 \text{ N/mm}^2$
 OK
 コンクリートのせん断応力度
 $A = Bi \times 1.0 \text{ m} = 1.0 \text{ m}^2$
 $\tau_c = S/A = 56.0 \text{ kN/m}^2 = 0.057 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2$
 OK

3. コンクリート張工の設計計算例

3.1 一体構造での設計計算書



1. 崩壊土砂の移動の力

1) 設計定数

土石等の密度 $\rho_m = 1.8 \text{ t/m}^3$

重力加速度 $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

土石等の比重 $\sigma = 2.6 \text{ t/m}^3$

土石等の容積濃度 $C = 0.5$

内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

流体抵抗係数 $f_b = 0.025$

2) 移動の力

「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」より下式により算出する。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\left\{ \frac{b_u}{a} \left(1 - \exp\left(-\frac{2aH}{h_{sm} \sin \theta}\right) \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) + \frac{b_d}{a} \left(1 - \exp\left(-\frac{2ax}{h_{sm}}\right) \right) \right]$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)C + 1} f_b = \frac{2}{(2.6 - 1)0.5 + 1} \cdot 0.025 = 0.028$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \phi \right\}$$

| 斜面高 | 移動の高さ | 斜面勾配 | | 距離 | bu | bd | 流速 | 移動の力 |
|------|-----------------|----------------|----------------|-----|------|-------|------|-------------------|
| Hs | h _{sm} | θ _u | θ _d | X | | | v | F _{sm} |
| m | m | ° | ° | m | | | m/s | kN/m ² |
| 10.0 | 1.00 | 40 | 0 | 2.0 | 0.45 | -0.26 | 6.20 | 69.2 |

2. 土圧の算定

土圧の算定は試行くさび土圧(切土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \delta')}{\cos(\omega - \delta' - \alpha - \delta)}$$

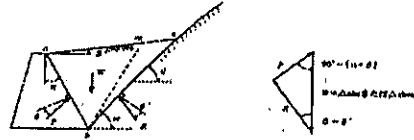
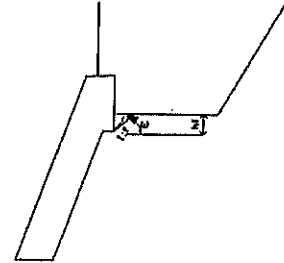


図 2-7 切土部土圧の算定

- ここに、
 W; 土くさびの重量(kN/m)
 P; 土圧合力(kN/m)
 α; 壁背面と鉛直面のなす角(°)
 δ'; 切り土面におけるすべり摩擦角(°)
 δ; 壁面摩擦角(°)
 ω; 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)



奥行き土圧作用幅 L = m

土圧作用高さ h1 = m

裏込め土砂の単位体積重量 γu = kN/m³

裏込め土砂の内部摩擦角 φu = °

土圧作用面と鉛直面のなす角度 αw = °

壁面摩擦角 δ = ° (=φ)

切り土面の摩擦角 δ' = ° (切土面;粗)

切り土面の角度 f = = °

| すべり角 ω ° | 土重 Wu kN/m | 土圧合力 Pud kN/m |
|----------------|------------------|---------------------|
| 63.47 | 1.16 | 0.66 |
| 64.00 | 1.16 | 0.65 |

最大値

土圧合力 Pud = kN/m

土圧水平力 Pudh = Pud · cos(α + δ) = 0.66 × cos(30.00°) = kN/m

土圧鉛直力 Pudv = Pud · sin(α + δ) = 0.66 × sin(30.00°) = kN/m

換算土圧係数

水平方向 Kaudh = $\frac{2 \text{Pudh}}{\gamma_d \cdot h_d^2}$ = $\frac{2 \cdot 0.57}{19.0 \cdot 0.3}$ =

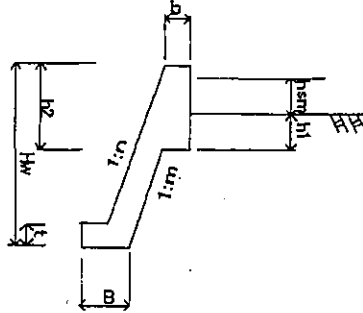
鉛直方向 Kaudv = $\frac{2 \text{Pudv}}{\gamma_d \cdot h_d^2}$ = $\frac{2 \cdot 0.33}{19.0 \cdot 0.3}$ =

3. 衝撃力作用時の安定計算

1) 設計条件

- 壁高 $H_w = 10.00$ m
- 天端幅 $b = 0.50$ m
- 上部壁高 $h_2 = 1.50$ m
- 表法勾配 $n = 1: 0.50$
- 裏法勾配 $m = 1: 0.50$
- 土圧作用高さ $h_1 = 0.50$ m
- 7-イグ'厚 $t_f = 1.00$ m
- 窓き高さ $H_p = 1.00$ m

奥行き1.0m当たり



- 衝撃力 $F_{em} = 69.2$ kN/m²
- 移動の長さ $h_{em} = 1.00$ m

擁壁効果係数 $\alpha = 0.5$

コンクリートの単重 $\gamma_c = 23.0$ kN/m³

嵩込め土の単重 $\gamma_d = 19.0$ kN/m³

基礎地盤の粘着力 $C_a = 0.00$ kN/m²

基礎地盤の摩擦係数 $\mu = 0.60$

地盤の許容支持力度 $q_0 = 450$ kN/m²

滑動の安全率 $F_s = 1.0$

床版幅 $B = 1.50$ m

2) 荷重計算

| | | 計算式 | H | V | 作用位置 | M |
|-------|------|------------------------------------|-------|--------|--------|---------|
| | | | kN | kN | m | kN·m |
| 躯体自重 | Wc | 次項参照 | - | 156.69 | x=3.38 | 530.32 |
| 嵩込土圧 | Pudh | 2.項参照 | 0.57 | | y=8.67 | -4.94 |
| | Pudv | 2.項参照 | | 0.33 | x=6.50 | 2.15 |
| 衝撃力 | F | $\alpha \cdot F_{em} \cdot h_{em}$ | 34.60 | | y=9.50 | -328.70 |
| 合計(Σ) | | | 35.17 | 157.02 | | 198.83 |

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 : $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{198.83}{157.02} = 1.27$ m

$|e| = B/2 - d = 1.50/2 - 1.27 = 0.52$ m $> B/3 = 0.50$ m

.....OUT

②滑動に対する安定性 : 斜面側にもたれてることより無視する。

$F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_a \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 157.02 + 0.00 \times 1.50}{35.17} = 2.68 \geq 1.00$

.....OK

③支持力に対する安定性 : $|e| = 0.52 \geq 0.25$ $= B/6$ より三角形分布となる。

また、斜面側に偏心しているから $X = B - d = 0.23$ m

$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3X} = \frac{2 \times 157.02}{3 \times 0.23} = 455.1 > 450$ kN/m²

.....OUT

$q_2 = 0.0 \leq 450$ kN/m²

.....OK

4) 自重の計算

奥行き1.0m当たり

| | | |
|--------|-------|--------------------------------------|
| 壁高 | Hw= | <input type="text" value="10.00"/> m |
| 天端幅 | b= | <input type="text" value="0.50"/> m |
| 上部擁壁高 | h2= | <input type="text" value="1.50"/> m |
| 表法勾配 | n= 1: | <input type="text" value="0.50"/> |
| 裏法勾配 | m= 1: | <input type="text" value="0.50"/> |
| 裏込め土高 | dh= | <input type="text" value="0.50"/> m |
| フーチング厚 | tf= | <input type="text" value="1.00"/> m |

| | |
|------------------------|---|
| フーチング張り出し | <input type="text" value="1.50"/> m |
| 下部擁壁高 Hw-h2= | <input type="text" value="8.50"/> m |
| 根拠擁壁高 Hw-h2-tf= | <input type="text" value="7.50"/> m |
| 底版幅 B= | <input type="text" value="1.50"/> m |
| コンクリートの単重 γ_c = | <input type="text" value="23.0"/> kN/m ³ |

座標値法によって計算する。

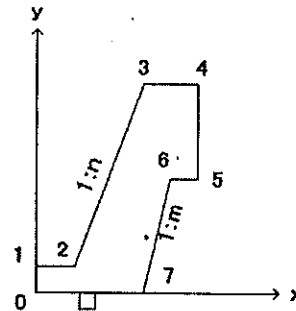
$$A_c = \frac{1}{2} \sum (x_{i+1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i+1})$$

$$G_y = -\frac{1}{2} \sum (y_{i+1} - y_i) \left\{ x_i^2 + \frac{1}{3} (x_{i+1} - x_i)(x_{i+1} + 2x_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \sum (x_{i+1} - x_i) \left\{ y_i^2 + \frac{1}{3} (y_{i+1} - y_i)(y_{i+1} + 2y_i) \right\}$$

$$x_c = \frac{G_y}{A_c}$$

$$y_c = \frac{G_x}{A_c}$$



| No. | x(m) | y(m) | A | G _y | G _x |
|-----|-------|--------|--------|----------------|----------------|
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 1 | 0.000 | 1.000 | 0.750 | 0.000 | 0.750 |
| 2 | 1.500 | 1.000 | -4.500 | -70.875 | 83.250 |
| 3 | 6.000 | 10.000 | 2.500 | 0.000 | 25.000 |
| 4 | 6.500 | 10.000 | 4.875 | 31.688 | 0.000 |
| 5 | 6.500 | 8.500 | -3.188 | 0.000 | -27.094 |
| 6 | 5.750 | 8.500 | 6.375 | 62.245 | -51.177 |
| 7 | 1.500 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| Σ | | | 6.813 | 23.057 | 30.729 |

| | | |
|------|-----------------|--|
| 重量 | Wc= | <input type="text" value="156.69"/> kN/m |
| 重心位置 | $x_c = G_y/A =$ | 3.38 m |
| | $y_c = G_x/A =$ | 4.51 m |

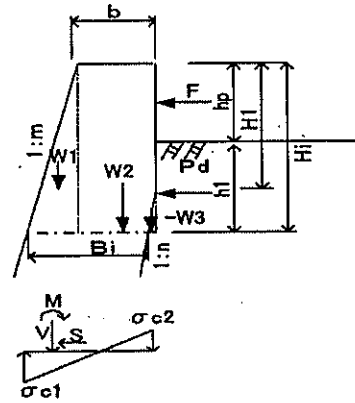
4. 躯体の断面応力度の検討

躯体の断面応力度の検討は最も危険となる断面で照査する。

1) 設計条件

| | | |
|-----------|--------------|---|
| 照査位置 | Hi= | <input type="text" value="10.00"/> m (天端からの距離) |
| 直壁部 | H1= | <input type="text" value="1.50"/> m |
| 天端幅 | b= | <input type="text" value="0.50"/> m |
| 表法勾配 | n=1: | <input type="text" value="0.50"/> |
| 裏法勾配 | m=1: | <input type="text" value="0.50"/> |
| 空きポケット高 | Hp= | <input type="text" value="1.00"/> m |
| 土圧作用高 | h1= | <input type="text" value="0.50"/> m |
| 水平方向土圧係数 | Kaudh= | <input type="text" value="0.24"/> 2.項参照 |
| 鉛直方向土圧係数 | Kaudv= | <input type="text" value="0.139"/> 2.項参照 |
| 裏込め土の単重 | γu = | <input type="text" value="19.0"/> kN/m ³ |
| 衝撃力 | F= | <input type="text" value="34.60"/> kN |
| コンクリートの単重 | γc = | <input type="text" value="23.0"/> kN/m ³ |

奥行きL=1.0m当たり



張りコン厚 tH= m

Bi= m

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/4) = 1.5(18/4) = 6.75 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの許容曲げ引張り応力度 $\sigma_{cat} = 1.5(\sigma_{ck}/80) = 1.5(18/80) = 0.33 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{at} = 1.5(\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5(18/100 + 0.15) = 0.49 \text{ N/mm}^2$

2) 荷重計算

| | 計算式 | S | V | 作用位置 | M |
|------|------|--|-------|--------|---------|
| | | KN | KN | m | KN·m |
| 躯体自重 | W1 | $1/2 \times 1.50^2 \times 0.50 \times 23.00$ | — | 4.75 | 61.45 |
| | W2 | $1.50 \times 0.50 \times 23.00$ | — | 5.25 | 90.56 |
| | W3 | $8.50 \times 0.56 \times 23.00$ | — | 2.41 | 263.30 |
| 土圧 | Pudh | $1/2 \times h1^2 \times kaudh \times \gamma u$ | 0.57 | — | -4.94 |
| | Pudv | $1/2 \times h1^3 \times kaudv \times \gamma u$ | — | 0.33 | 1.82 |
| 衝撃力 | F | 3.項参照 | 34.60 | 9.50 | -328.70 |
| 合計 | | | 35.17 | 140.00 | 83.49 |

3) 断面計算

$$d = \frac{M}{V} = \frac{83.49}{140.00} = 0.60 \text{ m}$$

$$|e| = B/2 - d = 0.32 \text{ m}$$

コンクリート断面の縁応力度

$$\sigma_{c1} = V/Bi \cdot (1 + 6e/Bi) = 1097.4 \text{ kN/m}^2 = 1.098 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

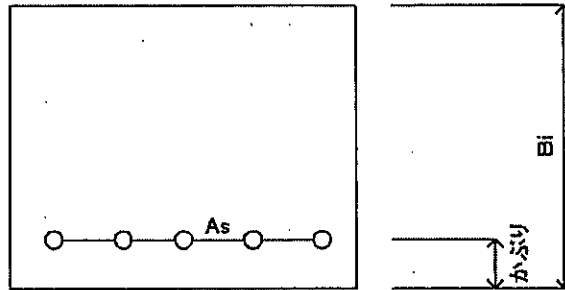
$$\sigma_{c2} = V/Bi \cdot (1 - 6e/Bi) = -597.4 \text{ kN/m}^2 = -0.598 \text{ N/mm}^2 \leq -\sigma_{cat} = -0.33 \text{ N/mm}^2 \text{ OUT}$$

$$A = Bi \times 1.0 \text{ m} = 0.6 \text{ m}^2$$

$$\tau_c = S/A = 62.8 \text{ kN/m}^2 = 0.063 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

5. 配筋の検討

1) 配筋



| | かぶり | Bi | 配筋 | 鉄筋量 |
|----|-----|-----|--------------------|----------------------|
| | mm | mm | | (mm ² /m) |
| As | 100 | 560 | D16 c t c 200 (5本) | 993.0 |

2) 曲げ応力度の計算

| 荷重ケース名 | 曲げモーメント 作用方向 | M (kN/m/m) | σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²) | σ_s (σ_{sa}) (N/mm ²) |
|--------|-----------------|---------------|--|--|
| 衝撃力作用時 | 下側引張り | 83.49 | 3.800 (6.75) | 197.5 (210) |

OK

OK

3) せん断応力度の計算

| 荷重ケース名 | 作用方向 | S (kN/m/m) | τ_c (N/mm ²) | τ_{ca} (N/mm ²) |
|--------|-------|---------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| 衝撃力作用時 | 下側引張り | 62.8 | 0.060 | 0.500 |

OK

3) 参考

①石積・ブロック積擁壁工の設計

設計位置、高さ、勾配は支持層となる地盤の状況を考慮するとともに、掘削による斜面の不安定化を避け、原則として現地形にあわせて設計する。

新斜面崩壊 p221

解説

(1) 材料

- ・コンクリートブロックは控長 35cm を標準とする。
- ・コンクリートブロックは JIS 規格品を使用する。
- ・石積は雑割石を標準とする。

(2) 断面形状 (図 7-17 参照)

- ・石積擁壁、ブロック積擁壁は原則として練積のものを用いる。
- ・石積擁壁、ブロック積擁壁の直高限度は原則として 7m とする。
- ・石積擁壁、ブロック積擁壁の勾配、上端・下端部の厚さは表 7-18 を参考とし、土質など現場の状況により決定する。
- ・裏込め材の厚さは直高によって表 7-19 を参考に決めるのが一般的である。

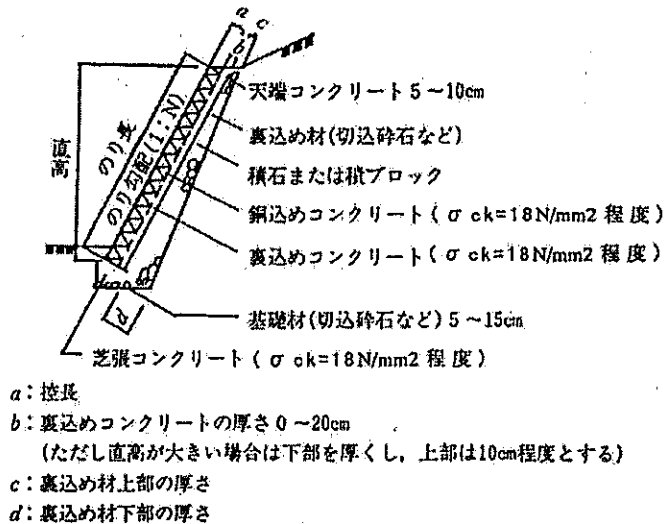


図 7-17 練積擁壁の標準断面

表 7-18 直高とのり勾配および控長

| 直高 (m) | | ~1.5 | 1.5~3.0 | 3.0~5.0 | 5.0~7.0 |
|--------|-------------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| のり配 | 盛土 | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 | 1:0.5 |
| | 切土 | 1:0.3 | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
| 控長 (m) | 空積 | 35 | 35 | - | - |
| | 練積(胴込めのみ) | 35 | 35 | 35 | - |
| | 練積(胴込め+裏込めコンクリート) | 35+5*=40 | 35+10*=45 | 35+15*=50 | 35+20*=55 |

- 注1) 表中*印は裏込めコンクリート厚を示す。
 注2) 空積では、裏込め土が比較的よいときに3mの高さまで用いてよいが、3mを超えてはならない。
 練積では、裏込めコンクリートをはぶき胴込めコンクリートのみを用いる場合、裏込め土が比較的よいときは5mの高さまで用いてよいが、5mを超えてはならない。
 注3) 擁壁前面に水位を考慮する場合または、裏込め土が普通以下とみなされる場合は、裏込めコンクリートを設けるのがよい。
 注4) 「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」による。

表 7-19 直高と裏込め材の厚さ

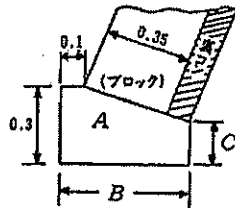
| 直高 (m) | | ~1.5 | 3.0 | 5.0 | 7.0 |
|---------|----|-------|-------|--------|--------|
| 厚さ (cm) | 上部 | 20~40 | 20~40 | 20~40 | 20~40 |
| | 下部 | 30~60 | 45~75 | 60~100 | 80~120 |

- 注1) 裏込め土が良好であれば、表 2-8 の小さな値を、よくない場合は大きな値を用いる。裏込め土が普通とみなされる場合は中央値を目標とする。直高が表中の直高の間にある時、裏込め材の下部厚さは補間により求める。
 注2) 切土のときには、比較的よく締まった地山では裏込め材の厚さを上下等厚とし30~40cmとする。ただし、地山がよく締まっていないうちおよび背面に埋戻しを多く必要とするような場合は、前記盛土部の場合に準じる。
 注3) 「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」による。

(3) 基礎

- ・基礎はコンクリート基礎を標準とする。
- ・基礎地盤が普通土または粘性土の場合は、コンクリート基礎の下部に栗石（碎石）基礎またはならしコンクリートを施す。
- ・基礎地盤の支持力が不足する場合は杭基礎を併用することがある。
- ・擁壁の根入れ深さは地盤の状況により決定するが、岩盤の場合は根石程度に、それ以外の場合は一般に 0.5m程度以上とする。ただし寒冷地においては凍土深より深くするよう配慮する。なお、参考のために基礎工の設計標準の一例を図 7-18 に示しておく。

裏込めコンクリートのある場合の基礎



裏込めコンクリートのない場合の基礎

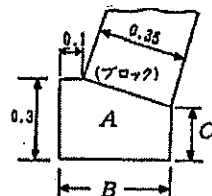


図 7-18 基礎工の設計標準の一例

裏込めコンクリート10cmの場合

| 寸法 \ のり勾配 | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
|---------------------|-------|-------|-------|
| A (m ²) | 0.13 | 0.12 | 0.11 |
| B (m) | 0.53 | 0.52 | 0.50 |
| C (m) | 0.17 | 0.13 | 0.10 |

裏込めコンクリート20cmの場合

| 寸法 \ のり勾配 | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
|---------------------|-------|-------|-------|
| A (m ²) | 0.15 | 0.13 | 0.12 |
| B (m) | 0.63 | 0.61 | 0.59 |
| C (m) | 0.14 | 0.10 | 0.05 |

裏込めコンクリートのない場合

| 寸法 \ のり配 | 1:0.3 | 1:0.4 | 1:0.5 |
|---------------------|-------|-------|-------|
| A (m ²) | 0.12 | 0.11 | 0.10 |
| B (m) | 0.44 | 0.43 | 0.41 |
| C (m) | 0.20 | 0.17 | 0.15 |

- (注) 1. 本構造は裏込め土が良好な場所に適用すること。
 背面の土が普通または悪い場合は裏込めコンクリートを用いる構造を使用する。
 2. 擁壁前面に水位がある場合、本構造は適用しないこと。

(4) 水抜き

- ・湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため擁壁背面の水は速やかに前面に排出する。
- ・擁壁前面に排出した水は擁壁付近に停滞させることなく速やかに処理する。
- ・擁壁背面の水を排除するため、外径 75mm の水抜き孔も $2\sim 3\text{m}^2$ に 1 箇所程度を設ける。湧水、浸透水の多い場合は数量を増す。
- ・水抜き孔は排水が良好にできる位置に設置する。
- ・水抜き孔の設置にあたっては土粒子などの吸出し防止に留意する。土質、湧水など現場状況により透水性の吸出し防止材を併用する。

(5) 伸縮目地

- ・伸縮目地 ($t=10\text{mm}$) の間隔は $10\sim 20\text{m}$ 程度 (標準 10m) に 1 箇所を標準とする。

②井桁組枠擁壁工の設計

近隣地での成功例および標準設計を参考とする。

新斜面崩壊p232

解説

擁壁の高さ、幅、勾配などは斜面および周囲の状況などを勘案して決定する。枠の中詰めはぐり石または雑石が一般に用いられる。

同じ機能を有するものとして鋼製枠擁壁工もある。

井桁組擁壁工および鋼製枠擁壁工は一種の重力式擁壁とする考え方もあるが、たわみ性壁に働く土圧が剛な壁に働く土圧と異なると考えられていながらその詳細がわかっていない現在、設計に際しては相当程度に十分な安全率を用いて行うなど経験的に処理せざるを得ないのが現状である。井桁組擁壁工の一例を図7-24に示す。

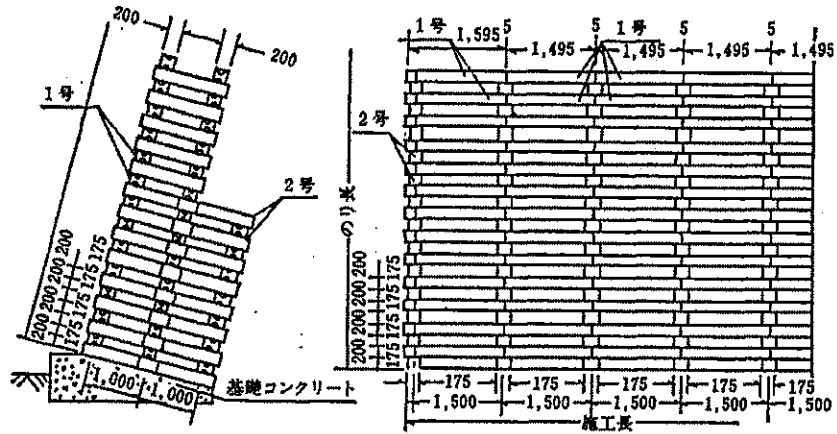


図 7-24 井桁組擁壁工の一例 (単位 : mm)

③多段式石積（ブロック積）擁壁工

多段式石積擁壁（2 段を含む）は原則として避けるべきであるが、種々の制約によりやむを得ず設置する場合は慎重な設計検討を行う。

新斜面崩壊 p224

解説

設計の留意点を以下に示す。（図 7-19 参照）

- ・上段積擁壁の基礎地盤は在来地山などで沈下のおそれがない堅固なものとする。
- ・上段積擁壁の基礎コンクリートは通常のものより形を大きくし（特に幅を広げる）、根入れ深さを十分確保する。
- ・上段積擁壁からの悪影響が考えられるときは、下段擁壁は重力式コンクリート擁壁やもたれコンクリート擁壁とするなど、これに対する十分な処置を行う。
- ・下段積擁壁と上段積擁壁の間に 2m 程度の小段を設け、防水処置を行う。

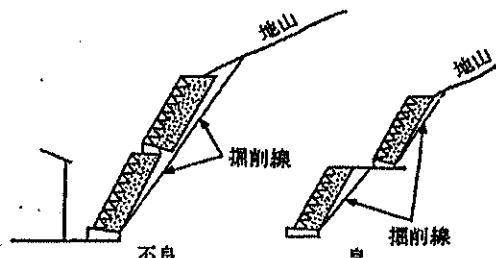


図 7-19 多段式石積擁壁

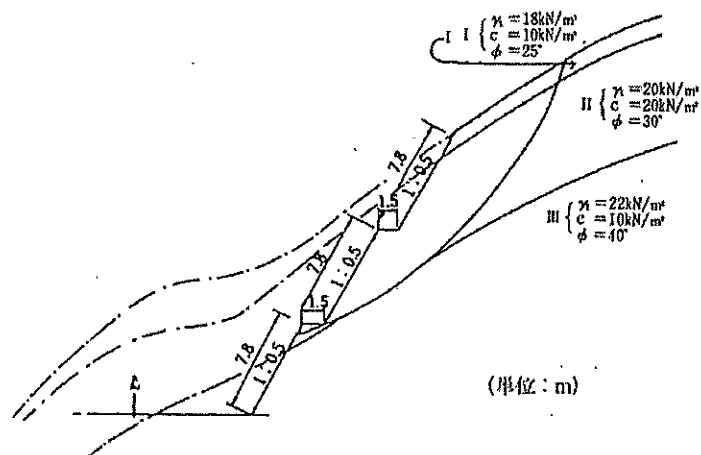
(3) グラウンドアンカー工の設計計算例

「のり枠工設計・施工指針 (社) 全国特定法面保護協会 平成7年10月 (平成15年3月一部修正)」より抜粋

付録-2 グラウンドアンカー併用吹付砕工の設計計算例

(1) 概 要

検討地点の地盤条件は、付図2-1に示すとおりである。本斜面には強風化軟岩が厚く分布するため、切土掘削(のり面勾配1:0.5, 切土高7.0m, 3段)後に、地山の緩みおよび強度低下により不安定化することが予想される。したがって、抑止工としてP C鋼棒を使用したグラウンドアンカー工を計画し、グラウンドアンカー工の支承構造物として吹付砕工を採用し安定化をはかった。



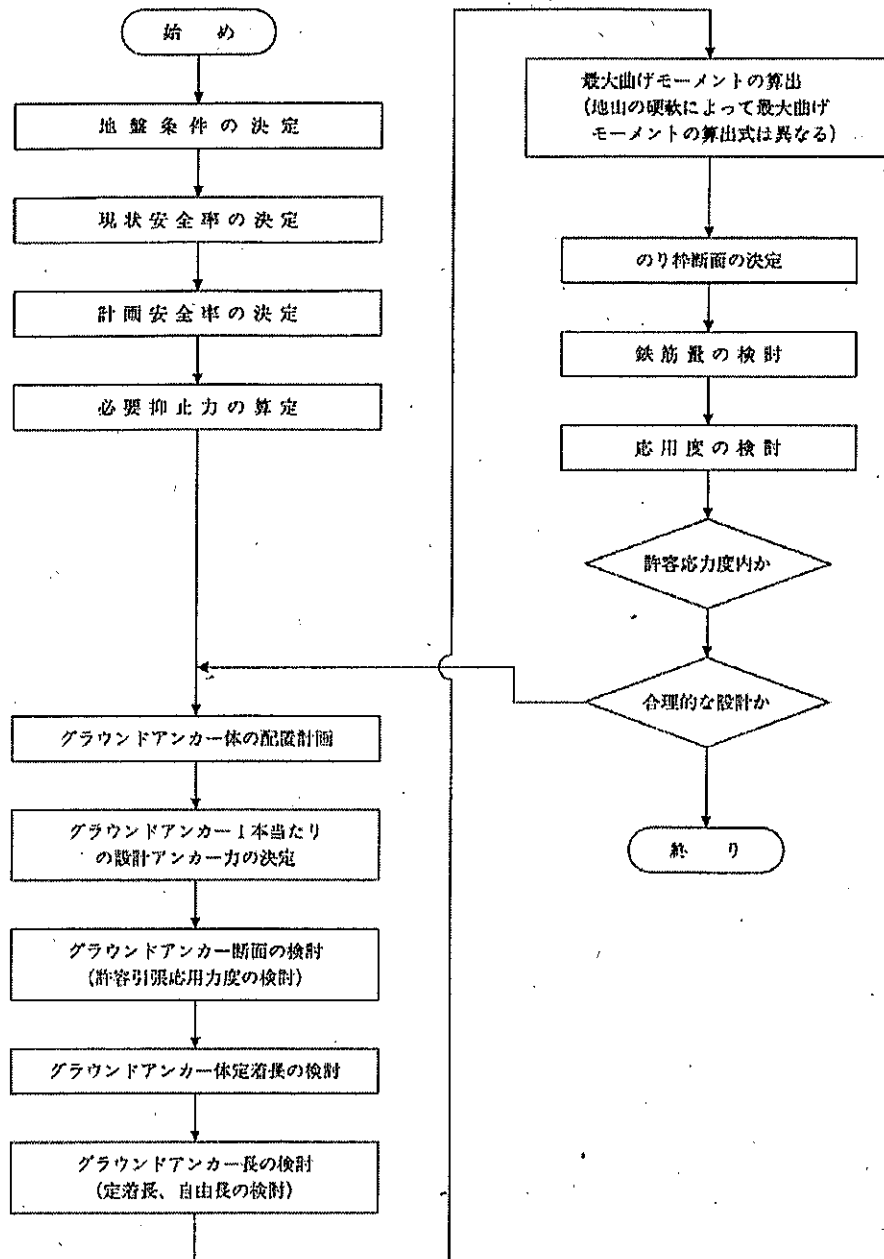
付図2-1 検討地点の地盤条件

グラウンドアンカー併用吹付砕工の設計手順は、付図2-2にしたがい行った。なお、計算の考え方は「土質工学会編：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説」ならびに「フリーフレーム協会編：フリーフレーム工法 設計・施工の手引き」を参考にした。

(2) 地山の土質定数の決定

土質定数(単位重量 γ 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ)は、斜面の安定計算を行うにあたって十分検討する必要がある、

- ① 現地踏査結果
 - ② 過去の施工例
 - ③ 現地の崩壊、変状の状況
- などを考慮して決定する。



付図 2 - 2 グラウンドアンカー併用枠工設計計算フロー

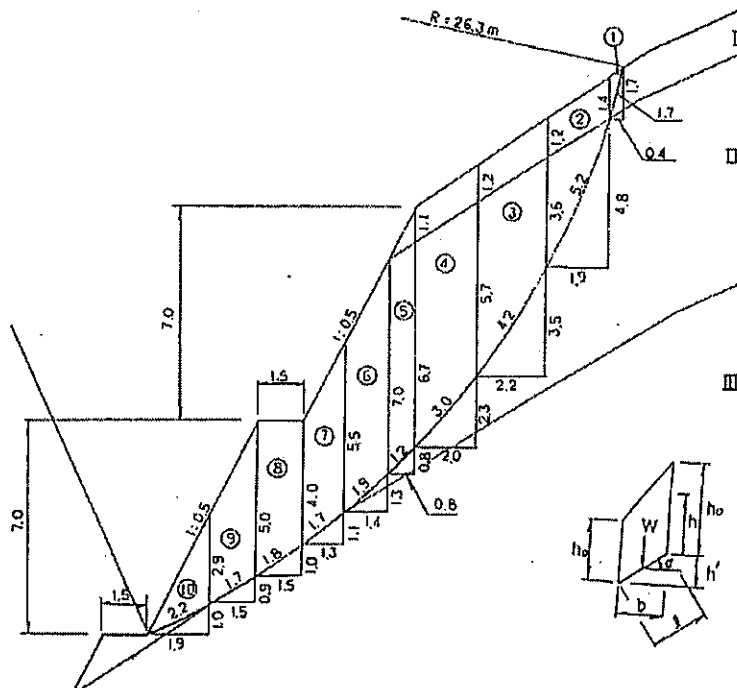
ここでは、土質定数を付表 2-1 のように設計した。

付表 2-1 設計に用いた土質定数

| 区分 | 地質 | 単位重量 γ (kN/m ³) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 粘着力 c (kN/m ²) |
|-----|---------|---------------------------------------|---------------------|---------------------------------|
| I | 土砂 | 18 | 25 | 10 |
| II | 軟岩(強風化) | 20 | 30 | 20 |
| III | 硬岩 | 22 | 40 | 1000 |

(3) すべりに対する安全率の算定

地盤条件から切土施工後に、付図 2-1 に示すように硬岩面に接するすべり破壊の発生が予想される。そこで、すべり破壊の形態を円弧すべりと仮定し、簡便法(分割法)により安全率を求める。



付図 2-3 円弧すべりの分割片

切土後の安全率 F_0 は次式により、求められる。

$$F_0 = \frac{\sum W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + \sum c \cdot \ell}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここに、 F_0 ：切土後の安全率

α ：すべり面の水平との角度

ϕ ：内部摩擦角

c ：粘着力

ℓ ：分割片のすべり面の長さ

付図 2-3 に分割片を、付表 2-2 に計算表を示す。

これにより安全率を計算すると次のようになる。

$$F_0 = \frac{530 + 475}{983} = 1.02$$

付表2-2 簡便法による安定計算表

| NO | h_0 (m) | b (m) | h (m) | h' (m) | e (m) | $\sin\alpha = h'/e$ | $\cos\alpha = b/e$ | γ (kN/m^3) | ϕ ($^\circ$) | $\tan\phi$ | c (kN/m^2) | $\Delta W = \gamma bh$ (kN/m) | $\Delta W \sin\alpha$ (kN/m) | $\Delta W \cos\alpha \tan\phi$ (kN/m) | $c \cdot e$ (kN/m) |
|----|--------------|------------|------------|-------------|------------|---------------------|--------------------|--|------------------------|------------|-----------------------------------|--|---|--|---|
| 1 | 0.0 | 0.4 | 0.70 | 1.7 | 1.7 | 1.000 | 0.235 | 18 | 25 | 0.466 | 10 | 5.0 | 5.0 | 0.5 | 17 |
| 2 | 1.4 | 1.9 | 1.30 | 4.8 | 5.2 | 0.923 | 0.365 | 18 | 25 | 0.466 | 10 | 44 | 41 | 8.0 | |
| | 0.0 | 1.9 | 1.80 | 4.8 | 5.2 | 0.923 | 0.365 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 68 | 63 | 14.0 | 104 |
| 3 | 1.2 | 2.2 | 1.20 | 3.5 | 4.2 | 0.833 | 0.524 | 18 | 25 | 0.466 | 10 | 48 | 40 | 12.0 | |
| | 3.6 | 2.2 | 1.20 | 3.5 | 4.2 | 0.833 | 0.524 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 205 | 171 | 62.0 | 84 |
| 4 | 1.2 | 2.0 | 1.15 | 2.3 | 3.0 | 0.767 | 0.667 | 18 | 25 | 0.466 | 10 | 41 | 32 | 13.0 | |
| | 1.1 | 2.0 | 1.15 | 2.3 | 3.0 | 0.767 | 0.667 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 248 | 190 | 95.0 | 60 |
| 5 | 6.7 | 2.0 | 6.20 | 2.3 | 3.0 | 0.767 | 0.667 | 18 | 25 | 0.466 | 10 | 8.0 | 5.0 | 2.0 | |
| | 1.1 | 0.8 | 0.55 | 0.8 | 1.2 | 0.667 | 0.667 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 110 | 73 | 42.0 | 24 |
| 6 | 7.0 | 0.8 | 6.85 | 0.8 | 1.2 | 0.667 | 0.667 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 175 | 120 | 74.0 | 38 |
| | 5.5 | 1.4 | 6.25 | 1.3 | 1.9 | 0.684 | 0.737 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 124 | 80 | 55.0 | 34 |
| 7 | 4.0 | 1.3 | 4.75 | 1.1 | 1.7 | 0.647 | 0.765 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 135 | 75 | 65.0 | 36 |
| | 4.0 | 1.5 | 4.50 | 1.0 | 1.8 | 0.556 | 0.833 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 119 | 63 | 61.0 | 34 |
| 8 | 5.0 | 1.5 | 3.95 | 0.9 | 1.7 | 0.529 | 0.882 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 55 | 25 | 27.0 | 44 |
| | 1.5 | 1.9 | 1.45 | 1.0 | 2.2 | 0.455 | 0.864 | 20 | 30 | 0.577 | 20 | 983 | 25 | 27.0 | 44 |
| 9 | 2.9 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | 0.0 | | | | | | | | | | | | | | |
| 計 | | | | | | | | | | | | | | | 475 |

(4) 計画安定率の決定

計画安全率は、切土後における風化などによる地山強度の低下、設計条件と現場条件との相違、対象物の重要度などを考慮し、ここでは次のように設定する。

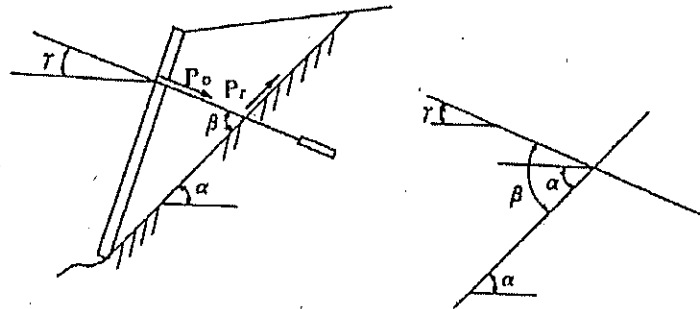
$$F_s = 1.2$$

この計画安全率達成のためグラウンドアンカー工を用い、グラウンドアンカー支保構造物として吹付砕工を採用する。

(5) 必要抑止力の算定

グラウンドアンカー工法は、グラウンドアンカー頭部に加えられた力をPC鋼材を通じて地盤に伝達させ、すべろうとする土塊を地盤に押し付けて斜面の安定を図る工法である。

付図2-4において、グラウンドアンカー張力により生ずるすべり抵抗力は、次式で示される。



付図2-4 アンカー張力によるすべり抵抗力

$$Pr = Po \cdot \cos\beta + Po \cdot \sin\beta \cdot \mu$$

$$= Po \cdot (\cos\beta + \sin\beta \cdot \tan\phi)$$

$$\beta = \alpha + \gamma$$

ここに、Pr：アンカーによるすべり抵抗力

Po：アンカー張力

α ：すべり面の水平との角度

β ：アンカーとすべり面とのなす角度

γ : アンカーの打設角度 (アンカーの水平面とのなす角度)

μ : すべり土塊と安定地盤との間の摩擦係数 ($= \tan\phi$)

式中、 $P_o \cdot \cos\beta$ はアンカー引張力のすべり面に沿う抵抗成分、 $P_o \cdot \sin\beta \cdot \tan\phi$ はアンカーによる支圧効果によってすべり面に付加される増加摩擦抵抗成分である。 P_r の算出にあたっては、アンカーの打設角度、すべり面付近の土塊の力学的性質などの技術的検討や経済性などを総合的に検討し、そのどちらかを無視する場合もあり得る。

ここでは、アンカーの打設角度、地盤条件を総合的に検討して、両者の抵抗成分を考慮することにした。ただし、引き止め効果を主として期待する場合のアンカー打設角度は、 $-10^\circ \sim +10^\circ$ の範囲を除いて水平に近いほど効果的である。

よって、グラウンドアンカー工を設置した場合の安全率は次のようになる。

$$F_s = \frac{\sum W \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi + \sum c \cdot \ell + P_o \cdot (\cos\beta + \sin\beta \cdot \tan\phi)}{\sum W \cdot \sin\alpha}$$

$$\text{また、} F_o = \frac{\sum W \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi + \sum c \cdot \ell}{\sum W \cdot \sin\alpha}$$

であるから、

$$F_s = F_o + \frac{P_o \cdot (\cos\beta + \sin\beta \cdot \tan\phi)}{\sum W \cdot \sin\alpha}$$

したがって、計画安全率を得るためのアンカー張力は次式で表される。

$$P_o = (F_s - F_o) \cdot \frac{\sum W \cdot \sin\alpha}{(\cos\beta + \sin\beta \cdot \tan\phi)}$$

ここで、アンカーの打設角度 $\gamma = 30^\circ$ 、アンカーとすべり面のなす平均角度 $\alpha = 43^\circ$ であるから、これより必要アンカー張力を求めると次のようになる。

$$\beta = \alpha + \gamma = 43^\circ + 30^\circ = 73^\circ$$

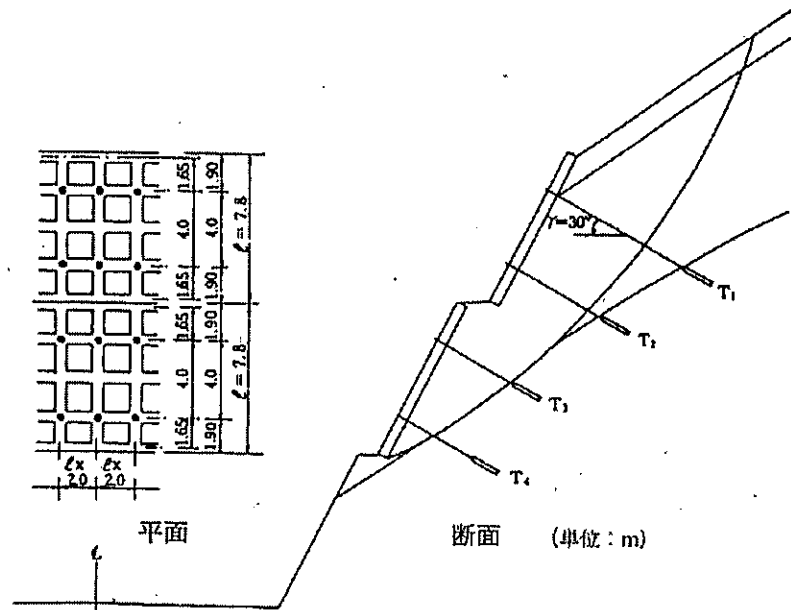
$$\begin{aligned} \therefore P_o &= (F_s - F_o) \cdot \frac{\sum W \cdot \sin\alpha}{\cos\beta + \sin\beta \cdot \tan\phi} \\ &= (1.2 - 1.02) \times \frac{983}{(\cos 73^\circ + \sin 73^\circ \times \tan 30^\circ)} \\ &= 209 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(6) アンカーの配置

アンカーの配置は、アンカー張力とのり梓工の強度との関係により決定される。

一般的には、アンカーの本数または総削孔長を減ずる方向で検討するのが経済的である。

ここでは、アンカーの配置を付図2-5に示すように、のり面方向に4段、水平方向に2mピッチで配置する。



付図2-5 アンカーの配置 (その1)

(7) アンカー1本当たりの張力

アンカー配置にもとづき、必要抑止力からアンカー1本当たりの引張力Tを求めると次のようになる。

$$\begin{aligned}
 T &= P_0 \cdot \ell x / n \\
 &= \frac{209 \times 2.0}{4} \\
 &= 104.5 \text{ kN/本}
 \end{aligned}$$

ここに、 ℓx : 水平方向のアンカーピッチ

n : のり面方向のアンカー配置数