

3.3 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計

3.3.1 土留

(1) 擁壁工

擁壁工は急傾斜地の崩壊を防止することが目的である。その構造は土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下しないものであり、かつ、その裏面の排水をよくするための水抜穴を有するものであること。

高さが2mを超える擁壁工は、建築基準法施行令第142条に定めるところによること。

【解 説】

1) 目的

擁壁工は次のような目的の場合に計画される。

- ア 急傾斜地下部（脚部）の安定を図る場合
- イ 急傾斜地中段での小規模な崩壊を抑止する場合
- ウ のり枠工等ののり面保護工の基礎とする場合
- エ 押さえ盛土工の補強を行う場合

2) 擁壁工の種類

主な擁壁としては次のものがある。

- ア 石積、ブロック積擁壁
- イ 重力式コンクリート擁壁
- ウ もたれコンクリート擁壁
- エ コンクリートのり枠擁壁（井桁組擁壁）

それぞれの概要及び特徴については、表 2.1を参照すること。

3) 擁壁工の計画

擁壁工はのり面の崩壊を直接抑止する構造物として用いられるが、急傾斜地の諸条件を十分検討した上で使用する必要がある。また、急傾斜地は一般に傾斜度が急で斜面長が長い場合崩壊を直接擁壁のみで抑止できる場合は少なく、他の工法と併用する場合の基礎として設計することが多い。

4) 荷重

擁壁工の設計に用いる荷重は常時における土圧、水圧、浮力及び自重の組合せとする。また、地震時の影響を考慮する必要がある場合には、設計に用いる荷重は地震時慣性力及び地震時土圧の組合せとする。

詳細は「3.1 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」を参照すること。

5) 安定性の検討

- ア 常時における安定性の検討

常時において、擁壁は、4) に示す荷重に対して、その安定を保つため次の4つの条件を

満たさなければならない。

- (ア) 損壊に対する安定は、土圧及び自重によって擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鉄材又はコンクリートの許容応力度を超えないこと。
- (イ) 転倒に対する安定は、擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面の中央 1/3 以内に入ること。なお、このことが満たされれば、重力式擁壁では転倒安全率に換算すると 1.5 以上となる。
- (ウ) 滑動に対する安定は、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、擁壁の基礎の滑り出す力の 1.5 倍以上であること。
- (エ) 沈下に対する安定は、擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力を超えないこと。なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は 3.0 とする。

イ 地震時における安定性の検討

地震時における安定性の検討については、地震による荷重の重大を常時の設計計算において評価した安全率や、その他不確実な抵抗が設計時に考慮され、ある程度補われていると考え、一般的に地震時の安定計算は行わないでよいこととする。

しかし、以下に示す擁壁について、別途地震時の設計計算を行うものとする。

- (ア) 高さ 8.0m を超える擁壁
- (イ) 倒壊が付近に重大な損害を与え、復旧が極めて困難な擁壁など、地震を考慮する必要があると認められた場合

なお、詳細については、以下のとおり検討する。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 215～219

(2) 滑動に対する安定

擁壁を底版下面に沿ってすべらせようとする力は土圧の水平分力であり、これに抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力である。擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが、長期にわたる確実性が期待できないことが多いので通常はこれを無視して設計する。

滑動に対する安全率は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{(滑動に対する抵抗力)}}{\text{(滑動力)}} = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \phi_B + c \cdot B}{P_H} \geq 1.5 \quad \dots\dots\dots (10.12)$$

ここに、

- W : 擁壁の自重 (tf/m)
- P_v : 土圧合力の鉛直成分 (tf/m)
- P_H : 土圧合力の水平成分 (tf/m)

$\tan \phi_B$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。現場打コンクリートの場合は、 $\phi_B = \phi$ (基礎地盤の内部摩擦角)、現場打ちでない場合は、 $\phi_B = 2/3 \cdot \phi$ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 $\tan \phi_B$ の値は0.6を超えないものとする。なお通常の場合簡便には表 10-3 を用いてよい。

c : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (tf/m²)。ただし、摩擦係数 ($\tan \phi_B$) を表 10-3 より求めた場合は $c = 0$ とする。

B : 擁壁の底版幅 (m)

(10.12) 式の安全率 (F_s) の値が1.5を満足できない場合、原則として底版幅を増し安定させるものとする。ただし地形条件などの制約により止むを得ない場合は基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮したり、あるいは杭の水平抵抗などを考慮しなければならない場合もある。

<参 考>

① 前面受働土圧を考慮する場合

通常的设计で擁壁前面の土による受働抵抗力を無視することとしたのは、流水により前面の土が洗掘される可能性があること、あるいは将来人工的に前面の土が取り除かれるおそれがあること(例えば埋設管補修等)などの理由によるものである。したがって前面の受働土圧を考慮する場合は、これらについて十分配慮し前面の仮想地表面を設定する必要がある。なおこの場合、前面の埋戻しにあたって十分な締固めの行われることが必要前提条件であることはいうまでもない。

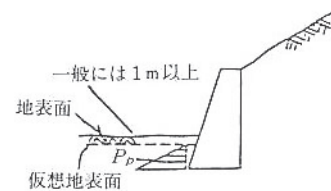


図 10-15 擁壁前面の受働土圧

滑動に対する安全率 F_s は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \phi_B + c \cdot B + 0.5P_p}{P_H} \geq 1.5 \quad \dots\dots\dots (10.18)$$

ここに、

P_p : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (tf/m) (図 10-15 参照)

② 杭の水平抵抗力を考慮する場合

杭の水平抵抗力については、10.8.1および「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」8章¹⁰⁻⁷⁾により検討すればよい。この場合、滑動力はすべて杭のみで支持するようしなければならない。なお杭基礎の詳細は10.8.2(2)を参照されたい。また、この手法の具体的な適用例は参考編第2章2.2の例のなかに示されている。

③ 突起を設ける場合 (図 10-16 参照)

突起は堅固な地盤や岩盤に対して、これらの地盤を乱さないように、また周辺地盤との密着性を確保するように施工されてはじめてその効果が期待できるものである。突起をつけた場合の滑動抵抗力 H_k は式 (11.19) で示される。

$$H_k = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot l_1 \cdot \tan \phi + \frac{q_2 + q_3}{2} \cdot l_2 \cdot \tan \phi + c \cdot l_1 \quad \dots\dots\dots (10.19)$$

ここに q_1, q_2, q_3 : 擁壁底面のつま先、かかとおよび突起前面での地盤反力度 (tf/m²)

l_1 : 突起前面と擁壁つま先との水平距離 (m)

l_2 : 突起前面と擁壁かかとの水平距離 (m)

なお、岩盤の場合は c のみを評価し、 ϕ を無視する方法があるが、この値は岩盤の種類および岩盤内のき裂の状態などにより大きく変わるので、その決定には注意を要する。

滑動に対する安全率 F_s は式 (10.20) を満足しなければならない。

$$F_s = H_k / P_H \geq 1.5 \quad \dots\dots\dots (10.20)$$

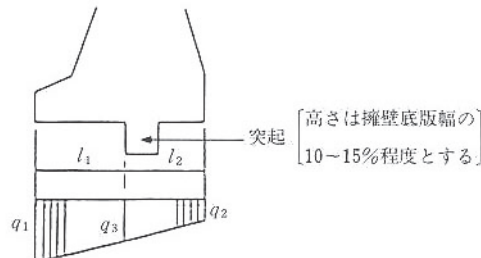


図 10-16 地盤反力度および水平距離のとり方

(3) 転倒に対する安定

擁壁の底版下面には、擁壁の自重、荷重および土圧などによる荷重が作用する。底版下面における地盤反力はこれら荷重合力の作用位置により異なる。図 10-17 において、つま先から合力 R の作用点までの距離 d (m) は次式で表される。

$$d = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_v} \quad \dots\dots\dots (10.17)$$

ここに、

- a : 擁壁つま先と W の重心との水平距離 (m)
- b : 擁壁つま先と P_v の作用点との水平距離 (m)
- h : 擁壁かかとと P_H の作用点との鉛直距離 (m)

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離 e は次式で表される。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \dots\dots\dots (10.18)$$

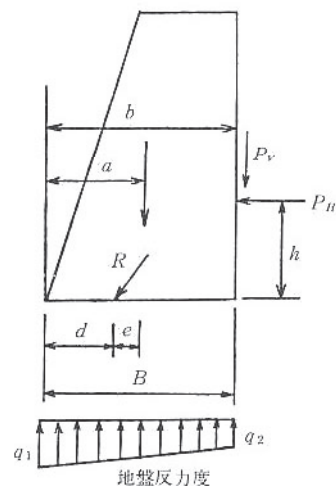


図 10-17 地盤反力度の求め方

転倒に対する安定条件として、合力 R の作用位置は底版幅 B の中央 1/3 以内でなければならない。すなわち偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad \dots\dots\dots (10.19)$$

(4) 基礎地盤の支持力に対する安定

地盤反力度は (10.20)・(10.21) 式により求める (図 10-17 参照)。

$$q_1 = \frac{P_v + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (10.20)$$

$$q_2 = \frac{P_v + W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (10.21)$$

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad \dots\dots\dots (10.22)$$

ここに、

q_a : 地盤の許容支持力度

q_u : 地盤の極限支持力度

F_s : 地盤の支持力に対する安全率で $F_s=3.0$ とする。

地盤の許容支持力度あるいは極限支持力度は土質調査や原位置載荷試験を行い、10.1.4(4)を参考に決めるのが望ましいが、高さ8.0m以下の擁壁の場合には表10-3に示す地盤の許容支持力度の値を用いてよい。

(5) 全体としての安定

斜面は一般にそれ自体として安定上の問題を含んでいる場合が多いが、さらに斜面上に擁壁を設ける場合には擁壁並びに背後の盛土を含む斜面全体の安定について検討する必要がある。この場合は本編第10章10.1.4(5)を参考にその安定を検討するのがよい。なお擁壁が斜面上に多段に設置される場合があるが、このような場合には個々の擁壁の安定を検討するとともに、これら全体としての安定についても確認することが必要である。

(6) 地震時における安定

地震時における擁壁の安定を検討する場合には、常時の土圧の代りに地震時土圧を用いること、地震時慣性力を考慮することに注意し、前述の(1)、(2)、(3)の方法に準じて行うことができる。基礎地盤が良好でない場合は背面盛土および地山を含む全体としての安定について注意する必要があるが、その場合は円弧すべり法などにより別途の検討を行うのがよい。

なお、地震時安定計算における安全率などは次のものを用いてよい。

(i) 滑動に対する安全率は $F_s \geq 1.2$ とする。

(ii) 転倒に対する安定：合力 R の作用位置が底板幅 B の中央 $2/3$ 以内でなければならない。

すなわち (10.18) 式に示す偏心距離 e は (10.23) 式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{3} \quad \dots\dots\dots (10.23)$$

(iii) 基礎地盤の支持力に対する安全率は $F_s \geq 2.0$ とする。ただし地盤反力度は(10.24)・(10.25)式による。

$$e \leq \frac{B}{6} \text{ のとき } \quad q_1 = \frac{P_{VE} + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (10.24)$$

$$\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{3} \text{ のとき } \quad q_1 = \frac{2(P_{VE} + W)}{3d} \quad \dots\dots\dots (10.25)$$

ここに、

P_{VE} : 地震時土圧合力の鉛直成分

10.2.4 コンクリートの強度および許容応力度

(1) コンクリートの強度

コンクリートは一般にその用途によって配合を変えるが、擁壁などに用いるコンクリートは鉄筋コンクリート、無筋コンクリート、基礎敷ならしなどほぼ3種に大別できる。

コンクリートの配合は所要の強度，耐久性，水密性および作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で単位水量をできるだけ少なくするようにこれを決める。コンクリートの引張り強度は圧縮強度の大体 1/10 である。

コンクリートの配合についてはその設計基準強度，耐久性，水密性など構造物の目的により異なるため，「コンクリート標準示方書」¹⁰⁻⁸を参照し，決定しなければならない。

＜参 考＞

コンクリートの設計強度を表 10-11 に示す。

なお，鉄筋コンクリート構造の擁壁工を設計する場合には，「道路土工 擁壁工指針」¹⁰⁻⁹を参照されたい。

(2) コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

許容曲げ圧縮応力度は次式による。

$$\sigma_{ca} \leq \frac{\sigma_{ck}}{3} \dots\dots\dots (10.26)$$

ここに，

σ_{ca} ：許容応力度

σ_{ck} ：コンクリートの標準供試体の材齢28日圧縮強度

表 10-11 コンクリート設計強度

種 別	設計強度 (kgf/cm ²)
鉄筋コンクリート	210
無筋コンクリート	180
基礎敷ならし，石積裏込め など	120

また、高さ 2m を超える擁壁については、建築基準法施行令第 142 条を満たす必要があるため、以下による検討も行うように注意すること。

宅地防災マニュアルの考え方

地震時における安定性の検討を行うかどうかは、地域の状況等に応じて適切に判断するものとするが、一般的には高さが 2 m を超える擁壁については、中・大地震時の検討を行うものとする。

その安定性を保つため、(4) に示す荷重のうち、宅地防災マニュアルから引用した「中地震」及び「大地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して、以下の 3 つの条件を満たさなければならない。

- 1 中地震時において擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の設計基準短期強度以内に収まっていること。
- 2 大地震時において擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の設計基準短期以内に収まっていること。
- 3 転倒に対する安定は、大地震時において、擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの 1.0 倍以上であること。なお、設計においては擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面以内に入ることが望ましい。
- 4 滑動に対する安定は、大地震時において、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、擁壁の基礎の滑り出す力の 1.0 倍以上であること。
- 5 沈下に対する安定は、大地震時において、擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の極限支持力をこえないこと。

なお、設計基準水平震度等の詳細については「宅地防災マニュアル（耐震対策）」を参照すること。

ウ まとめ

以上の転倒、滑動及び沈下の安全率についてまとめると、表 3.13 のようになる。

表 3.13 安全率のまとめ

	新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 (急傾斜地崩壊防止工事技術指針)		宅地造成等規 制法施行令第 7条	宅地防災マニュアル	
	常時	地震時		常時	大地震時
転倒*1	$ e \leq B/6$ (1.5)	$ e \leq B/3$ (1.2)	1.5	1.5 $ e \leq B/6$	1.0 $ e \leq B/2$
滑動	1.5	1.2	1.5	1.5	1.0
沈下	3	2	3	3	1

e : 許容偏心量

*1 : 転倒の安定性検討には、安全率法と許容偏心量法の2種類がある。安全率法は、抵抗モーメントが転倒モーメントの何倍に相当するかを検討する方法で、その倍数が安全率である。許容偏心量法は、擁壁の荷重が前方か後方に偏りすぎていないかを検討する方法で、擁壁の底面全体にわたって地盤に荷重がかかっている（底面全面に地盤反力が発生している）安定であるという考え方である。もたれ擁壁を考えない場合、許容偏心量法のほうが、安全率法よりも安全側の結果が得られることが分っている。宅地防災マニュアルでは、安全率法を採用しているが、許容偏心量法でも検討することが望ましいとしている。（ ）内の安全率は、許容偏心量法に相当する換算値である。

6) 水抜穴

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ものとする。

- ア 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ものとする。
- イ 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ものとする。
- ウ 擁壁背面の水を排除するため、外径 5~10cm 程度の水抜孔を 3m² に 1 か所以上の割合で設置するものとする。湧水、浸透水の多い場合は必要に応じて数量を増す。
- エ 擁壁背面には原則として栗石、砕石等を使用し、排水層を設ける。
- オ 水抜孔は排水が良好にできる位置に設置するものとする。
- カ 水抜孔の設置に当たっては土粒子等の吸出し防止に留意するものとする。土質、湧水等の現状により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用するものとする。
- キ 下段水抜孔より下部は捨てコンクリートなどを使用し、不透水層を設け擁壁工底部への浸透を防止する。

なお、擁壁工のタイプごとの設計に関しては、以下を参考とすること。

＜参考＞ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 221～223

10.3.1 石積・ブロック積擁壁工の一般的留意事項

石積およびブロック積擁壁はいずれも斜面下部の小規模な崩壊の抑止と斜面下部（脚部）保護のために用いる。つまり石積・ブロック積擁壁はのり勾配が1：1.0より急なもの（一般には1：0.3～1：0.5の勾配が用いられている）で、主として土の崩れを防ぐのり面の保護に用いられ、背面の地山が締まっているなど土圧が小さい場合に適用される。

原則としてのり面保護工の基礎として使用しない。斜面の土質も普通土、粘質土、土丹等で比較的湧水の少ない箇所であることが望ましい。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決定する。基礎の形状、寸法は地盤の状況等を十分考慮する。水抜き断面、数量の決定にあたっては湧水、浸透水等の状況を十分考慮する。

一般に石積およびブロック積擁壁の設計は標準設計もしくは10.3.2に示す方法で実施するが、特に地山に問題がある場合や地山あるいは裏込め土の支持がなくても自立できる場合で安定計算を実施する場合には、重力式擁壁に準じて設計する。

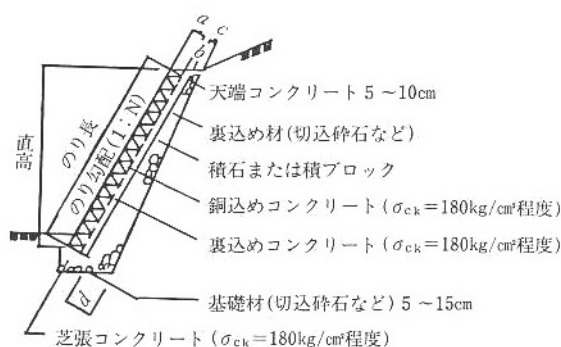
石積・ブロック積擁壁工の施工は材料の精選、据付け、積立て等入念な施工を行い、所定の機能、効果を発揮するような強度を確保しなければならない。そのために練積を原則とし、積立ては原則として谷積とする。胴込めコンクリートは石・ブロック積間に隙間を生じないように十分突固めなければならない。この際、据え付けた積石等が移動しないように注意する。胴込めコンクリートの打継目は十分に清掃し、一体となるように施工しなければならない。

10.3.2 設 計**(1) 材 料**

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

(2) 断面形状（図10-19参照）

- (i) 石積擁壁、ブロック積擁壁は原則として練積のものをを用いる。
- (ii) 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。
- (iii) 石積擁壁、ブロック積擁壁の勾配、上端・下端部の厚さは表10-12を参考とし、土質等現場の状況により決定する。



a: 控長
 b: 裏込めコンクリートの厚さ 0~20cm
 (ただし直高が大きい場合は下部を厚くし、上部は10cm程度とする)
 c: 裏込め材上部の厚さ
 d: 裏込め材下部の厚さ

図 10-19 練積擁壁の標準断面

(iv) 裏込め材の厚さは直高によって表 10-13 を参考に決めるのが一般的である。

(3) 基礎

- (i) 基礎はコンクリート基礎を標準とする。
- (ii) 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（砕石）基礎またはならしコンクリートを施す。
- (iii) 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。
- (iv) 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 10-20 に示しておく。

表 10-12 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
の勾配	土 1:0.3	土 1:0.4	土 1:0.5	土 1:0.5
り配切	土 1:0.3	土 1:0.3	土 1:0.4	土 1:0.5
控長 (cm)	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

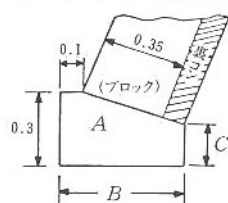
注1) 表中*印は裏込めコンクリート厚を示す。
 注2) 空積では、裏込め土が比較的よいときに3mの高さまで用いてよいが、3mを超えてはならない。
 練積では、裏込めコンクリートをはがし胴込めコンクリートのみを用いる場合、裏込め土が比較的よいときは5mの高さまで用いてよいが、5mを超えてはならない。
 注3) 擁壁前面に水位を考慮する場合または、裏込め土が普通以下とみなされる場合は、裏込めコンクリートを設けるのがよい。
 注4) 「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」による。

表 10-13 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
	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 の小さめの値を、よくない場合は大きめの値を用いる。裏込め土が普通とみなされる場合は中央値を目標にする。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もの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。

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

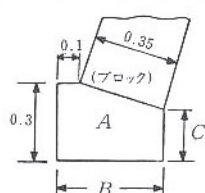


図 10-20 基礎工の設計標準の一例

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 (㎡)		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 (㎡)		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 (㎡)		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

- (i) 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。
- (ii) 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。
- (iii) 擁壁背面の水を排除するため、外径5～10cm程度の水抜き孔を3㎡に1か所以上の割合で設置する。湧水、浸透水の多い場合は数量を増す。
- (iv) 水抜き孔は排水が良好にできる位置に設置する。
- (v) 水抜き孔の設置にあたっては土粒子等の吸出し防止に留意する。土質、湧水等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

伸縮目地の間隔は20m程度に1か所を標準とする。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 224～226

10.4.1 重力式コンクリート擁壁工の一般的留意事項

重力式コンクリート擁壁工は斜面崩壊を直接抑止するほか、押え盛土の安定、のり面保護工の基礎等として用いられる。原則として斜面下部（脚部）の安定を図るためコンクリート擁壁により斜面下部を保護するとともに、崩壊に対しても抑止効果をもたせる。斜面中段部で抑止効果をもたせる場合、前に触れた事項に準じて取り扱うことが望ましい。また、擁壁の天端には一般に落石防護柵（ストーンガード）を設置することが望ましい。

重力式コンクリート擁壁の設計は安定計算により実施するのが原則であるが、10.2.1に述べたように標準設計を適用する場合も多い。

重力式コンクリート擁壁は自重によって土圧を支持する形式のものであって、土圧と自重の合力により躯体の断面に引張応力が生じないように設計するのが原則であるが、断面に引張応力が生じる場合でもこれがコンクリートの許容引張り応力度以下であるときは、重力式コンクリート擁壁として設計する。

重力式コンクリート擁壁は転倒、滑動、支持、擁壁自体の破壊に対しても、また擁壁基盤のすべりに対しても安全であるよう設計するものとする。水抜き断面、数量の決定にあたっては湧水、浸透水等の状況を十分考慮するものとする。

コンクリート擁壁工はのり面保護工や石積・ブロック積擁壁工の基礎として用いられる場合がある。

斜面の崩壊を直接抑止することが困難な場合、斜面下部（脚部）から離してコンクリート擁壁を設置し、崩壊土砂を擁壁で待ち受けることがある。この場合の詳細は10.6で述べる。

土圧を計算する場合は、10.2.2で述べたように、斜面の状況により、①曲線すべり土塊による土圧、②直線すべり土塊による土圧、③盛土部擁壁に作用する土圧、④表土の影響を考慮した土圧、のうちのどの土圧が作用するかを調査結果等から判断し、検討を進めなければならない。一般に特別な場合を除いて水圧は考慮しないことが多い。したがって間隔水圧が発生しないよう排水に対する設計は特に留意するものとする。

重力式コンクリート擁壁工の施工は適正な施工計画と施工管理により所定の強度と安定性を確保するとともに、擁壁背面の排水機能を損なわないようにしなければならない。擁壁工施工の前段階にあたる斜面下部の掘削、切り取り等は本編第5章に準ずるが、基礎床掘り終了時までに底盤の位置、高さ、幅を設計書に基づき改めて確認するとともに、土質、湧水の有無等から地盤支持力を想定し、必要に応じ計画の変更等を行うなど安全施工に十分注意を払わなければならない。

10.4.2 設計全般（図10-22参照）

(1) 断面形状

- (i) 斜面下部（脚部）に擁壁を設置する場合の断面形状は斜面の勾配、高さ、表土の厚さ、斜面下部での崩壊の位置および形状、基礎地盤の性状、基礎幅等を考慮し、原則として安定計算により決定する。
- (ii) 斜面中腹部に擁壁を設置する場合の断面形状は斜面の勾配、高さ、表土の厚さ、これより上部での予想される小崩壊の位置および形態、基礎地盤の性状、基礎幅等を考慮し、原則として安定計算により決定する。
- (iii) 他の構造物と併用する場合はそれらの組み合わせによって最も抑止および抑制効果が上がるよう設計するとともに、原則としてその安定性を検討する。
- (iv) 天端幅（ b ）は落石防護柵（ストーンガード）設置あるいは施工性を考慮し、50cm程度以上にすることが望ましい。のり面保護工の基礎となるとときはその支持力に耐えるものとする。
- (v) 地山の状況に特殊な問題がなく、類似の地形・地質の地区で標準的な擁壁工での対策により成功している例がある場合には、安定計算による詳細設計を省略し、近隣地区での既往設計例および標準設計を用いて設計する場合が多い。

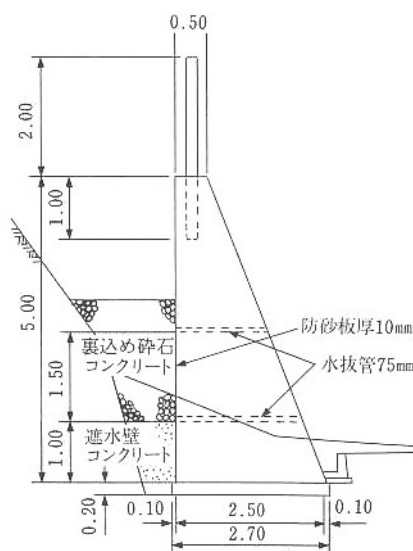


図10-22 重力式コンクリート擁壁工の一例

(2) 基礎

- (i) 基礎地盤が岩盤の場合はならしコンクリートする。
- (ii) 基礎地盤が土砂の場合はならしコンクリートの下部に栗石（碎石）基礎を設ける。
- (iii) 転倒，滑動，支持に対する安定性を増すため必要に応じてフーチングを設けるものとする。
- (iv) 基礎地盤の支持力が不足する場合は杭基礎を用いることが多い。杭基礎を用いる場合は設計に際して施工（打込みあるいは埋込み）条件等も考慮しなければならない。
- (v) 滑動に対し抵抗力を増すため必要に応じて基礎底面に突起を設けるものとする。
- (vi) 岩盤掘削の埋戻しには原則としてコンクリートを使用するものとする。
- (vii) 根入れについては0.5～1.0m程度とするが，地盤支持力が期待できないときはフーチング等も考慮し，諸条件勘案のうえ決定する。

(3) 水抜き

- (i) 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ものとする。
- (ii) 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ものとする。
- (iii) 擁壁背面の水を排除するため，外径5～10cm程度の水抜孔を3㎡に1か所以上の割合で設置するものとする。湧水，浸透水の多い場合は必要に応じて数量を増す。
- (iv) 擁壁面には原則として栗石，碎石等を使用し，排水層を設ける。
- (v) 水抜孔は排水が良好にできる位置に設置するものとする。
- (vi) 水抜孔の設置にあたっては土粒子等の吸出し防止に留意するものとする。土質，湧水等の現状により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用するものとする。
- (vii) 下段水抜孔より下部は捨てコンクリートなどを使用し，不透水層を設け擁壁工底部への浸透を防止する。

(4) 伸縮目地

- (i) 伸縮目地は10～20mに1か所程度設置することを標準とする。
- (ii) 伸縮目地材としてはエラストイトを使用する。

(5) 裏込め

裏込めは擁壁裏面の排水可能な下段水抜孔から上部の施工上切り取った部分とし，透水性のある材料（栗石等）とする。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 230～231

10.5.1 もたれコンクリート擁壁工の一般的留意事項

擁壁背面が比較的良好な地山で用いられ、重力式コンクリート擁壁と比べると崩壊を比較的小さな壁体で抑止できる。この工法は侵食および風化に対するのり面保護効果もあわせて有している。また設置位置が狭隘でも場所をとらず、斜面地形が変化していても比較的適応性があるので斜面崩壊防止工事ではよく使われている。

もたれコンクリート擁壁工はそれ自体では自立できないので、背面と地山とが密着するよう配慮する。一部盛土部がある場合は十分に締固めて、もたれ効果が期待されるよう地山と密着するようしなければならない。

支持地盤は十分な支持力を期待できる岩盤など堅固なものが望ましいが、必要に応じ支持杭等を考える。もたれコンクリート擁壁工の設計は安定計算によることを原則とするが、重力式コンクリート擁壁工と同様に地山の状況に特に問題がないような場合には、標準的設計例を適用することができる。

一般に擁壁の天端幅は50cm以上とし、壁体の前面のり勾配は1：0.3～1：0.6、壁高は5～15mぐらいまでが用いられている。標準的なもたれコンクリート擁壁工の一例を図10-28に示しておく。

もたれコンクリート擁壁工がそれ自体だけでは崩壊に対応しきれない場合にはグラウンドアンカー工を併用して補強する。この場合のグラウンドアンカー工の設計については本編第11章を参照されたい。

もたれコンクリート擁壁工の施工には10.4.2の重力式コンクリート擁壁工の施工に準ずるが、特に以下の項目に注意を払う必要がある。

- ① 伸縮目地は10～20m 間隔で設けることを標準とする。
- ② 施工継目はかぎ形に施工するとともに、継鉄筋を入れるものとする。

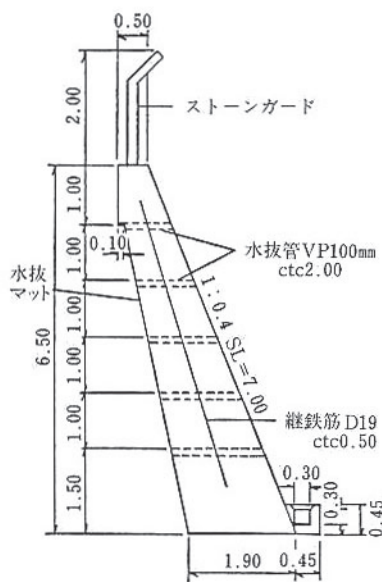


図10-28 もたれコンクリート擁壁工の一例

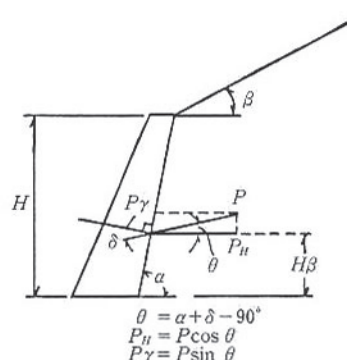


図10-29 もたれコンクリート擁壁に作用する土圧

10.5.2 安定計算手法

重力式コンクリート擁壁工と同様に10.2.2に従って計算する。土圧が作用したときの安定についても重力式コンクリート擁壁工と同様に（10.4.3(1)参照）以下の項目について検討する（図 10-29 参照）。

- ① 転倒に対する安定
- ② 滑動に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 全体としての安定
- ⑤ 土圧や擁壁重量その他の荷重によって躯体内に生ずる応力が、許容応力の範囲内にあることの確認

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 232～234

井桁組擁壁は湧水が多く、地盤が比較的軟弱な斜面の小崩壊を防止し安定を図るものである。斜面下部で基礎掘削や斜面の切り取りを必要としない場合が多く、またそれが必要な場合でも最小限に止めることができる。そして透水性が良好で屈撓性があるので、湧水量が多く地盤が比較的軟弱な場合とか地すべり性の崩壊が予想される箇所に適用できる。同じ機能を有するものとして鋼製枠擁壁工もある。

擁壁の高さ、幅、勾配等は斜面および周囲の状況等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。

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等経験的に処理せざるを得ないのが現状である。したがって本工法を設計するにあたっては、近隣地での成功例および標準設計を参考とすることが有効な手段となる。井桁組擁壁工の一例を図10-33に示す。

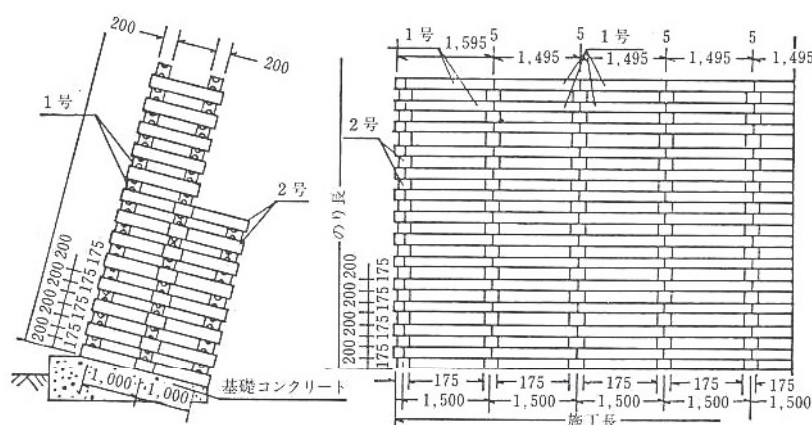


図 10-33 井桁組擁壁工の一例 (単位: mm)

井桁組擁壁の施工は部材の入手、現場への搬入、組立ての難易等に応じて現地に適合した方法で行わなければならない。基礎は枠の組み上り精度を保つため慎重に施工しなければならない。また枠組の節点がフレキシブルな構造であり、不等沈下等により偏荷重が生じ部材を破損する場合もあるので、基礎の設置、部材の組み合わせには十分注意する必要がある。組み立てにあたっては次の点に留意する。

- ① 水平に設置する部材で長大なものは2点吊りとし、基礎部を先行して一定区間を下部から横方向へと連続して施工する。
- ② ブロックを2段程度組み上げたら中詰めを行い、同時に裏込めも行って背後地盤と密着させ、同時に立ち上がるよう施工する。
- ③ 中詰め石は部材に衝撃を与えぬよう枠内に入れ、枠の周囲には枠間隔より大きめの石材を張り立て、内側には大小とり混ぜた礫を空隙が少なくなるよう密に施工する。
- ④ 中詰めには土砂を混入してはならない。また背後から土砂の侵入を防ぐため、背後地山と接する部分には吸出し防止材を施工する。
- ⑤ 積上高が高い場合は立ち上がりに従い背後に屈曲するおそれがあるので、十分に点検して一定勾配を保つよう注意する。
- ⑥ のり線上に屈曲部がある場合は十分に組み合わせを検討し、部材に偏荷重が作用しないよう注意する。
- ⑦ 組み上げに鋼材等を使用する場合は防食塗料を塗布する等、十分な腐食防止を行う。

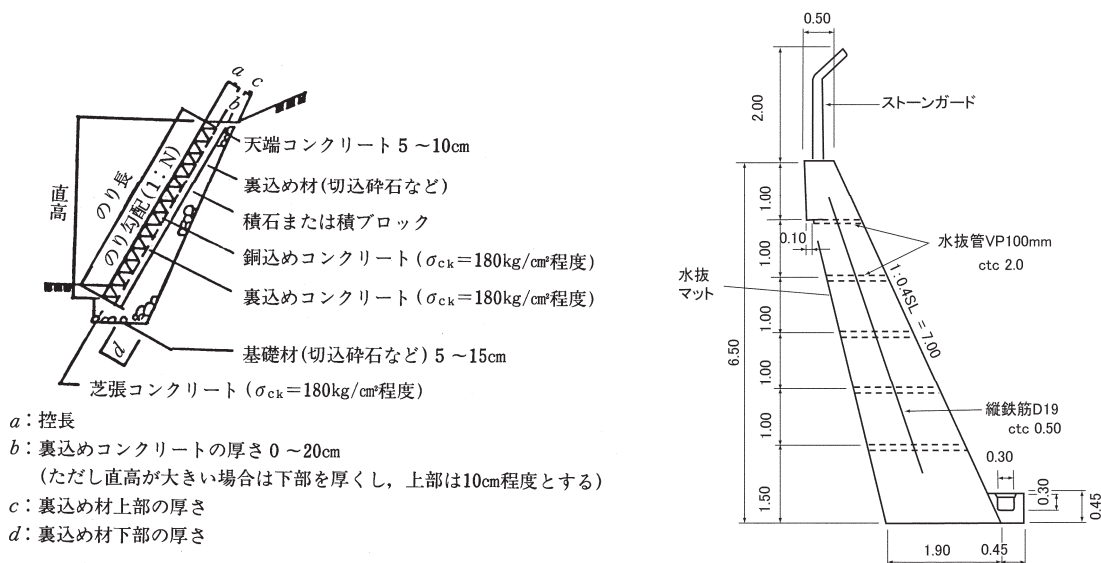


図 3.11 練積擁壁及びもたれ擁壁工の標準断面の一例 (単位 : m)

出典 : 新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例
 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 (平成 8 年 7 月)

(2) アンカー工

アンカー工は、硬岩又は軟岩の斜面において、岩盤に節理・亀裂・層理があり、表面の岩盤が崩落、又は剥落するおそれがある場合、直接安定な岩盤に緊結したり、あるいは他工法と併用して、その安定性を高める目的で用いるものとする。

アンカー工は、グラウンドアンカー工とロックボルト工に大別するものとする。

【解 説】

1) アンカー工を斜面の崩壊防止工事に用いる場合、次のような条件の斜面では有効な工法となる。

ア 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受け式擁壁工等が施工できない場合、あるいは斜面勾配が急であったり斜面長が長くて現場打コンクリート法枠工やコンクリート擁壁工等の、安定が不足する場合

イ アンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある（すなわちすべり面が比較的浅い）場合

ウ 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合

エ 大きな抑止力を必要とされる場合

オ 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合

2) アンカー工を永久構造物として用いる場合は、特に鋼材の防錆、定着荷重の点検、維持管理等を考慮して計画する。

3) アンカーの定着地盤はよく締まった砂礫層や岩盤とし、緩い砂層や粘土層、又は被圧地下水のある砂地盤では避けなければならない。

アンカー工は単独で用いられることよりも、現場打コンクリート法枠工、コンクリート張工、擁壁工等の工法の安定性を高めるため併用されることが多い。

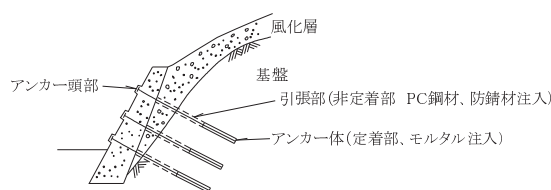


図 3.12 アンカー工の例（擁壁の補強）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

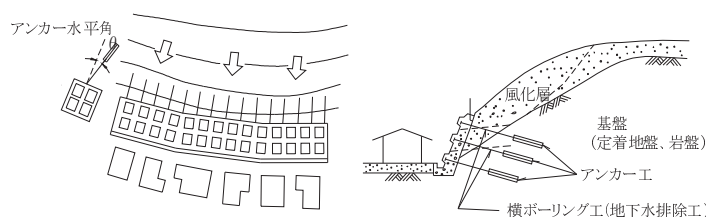


図 3.13 構造物およびアンカーの配置模式図

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 243～262

11.2 グラウンドアンカー工の設計

11.2.1 一般的留意事項

斜面安定工に用いるグラウンドアンカー工の一般的な設計手順を図 11-6 に示す。

グラウンドアンカー工の設計において特に留意しなければならない事項は次の通りである。

(1) すべり面の想定

すべり面をなるべく的確に想定することが的確な設計荷重を想定するための基本である。本編第3章を参照されたい。

(2) 構造物およびグラウンドアンカーの配置検討

グラウンドアンカーおよび構造物の配置（平面的配置，横断面的配置，アンカー角）はグラウンドアンカーおよび構造物の斜面安定効果に重大な影響を与えるので慎重に検討する必要がある。

なお，アンカー引張力によって，構造物に曲げ応力が発生する場合には，曲げ応力が非常に大きなものになるので注意を要する。特にのり枠併用のグラウンドアンカー工においては，枠の許容曲げ応力度が，グラウンドアンカーのテンドン（引張材）の引張力に比して非常に小さいので，アンカー引張力は，枠の許容曲げ応力度によって規制されることが多い。

(3) 斜面の安定の検討および必要アンカー力の算定

すべり面が想定され，グラウンドアンカーの施工によって目的とされる計画安全率が決定されると，単位幅当たりの必要抑止力が算定される。それに対するグラウンドアンカーの配置（施工幅，段数，打設角度等）が決定されると，グラウンドアンカー1本当たりの必要アンカー力が算定される。計画安全率は，1.20以上で計画されることが多い。なお，グラウンドアンカーに作用する外力の算定については本編第2章を参照されたい。

(4) グラウンドアンカー体の設計

単位幅当たりの必要アンカー力からアンカー間隔等を検討し，1本当たりの設計アンカー力を求

める。次にアンカーの種類を決定する。アンカー体を設計するため定着地盤・岩盤におけるアンカ

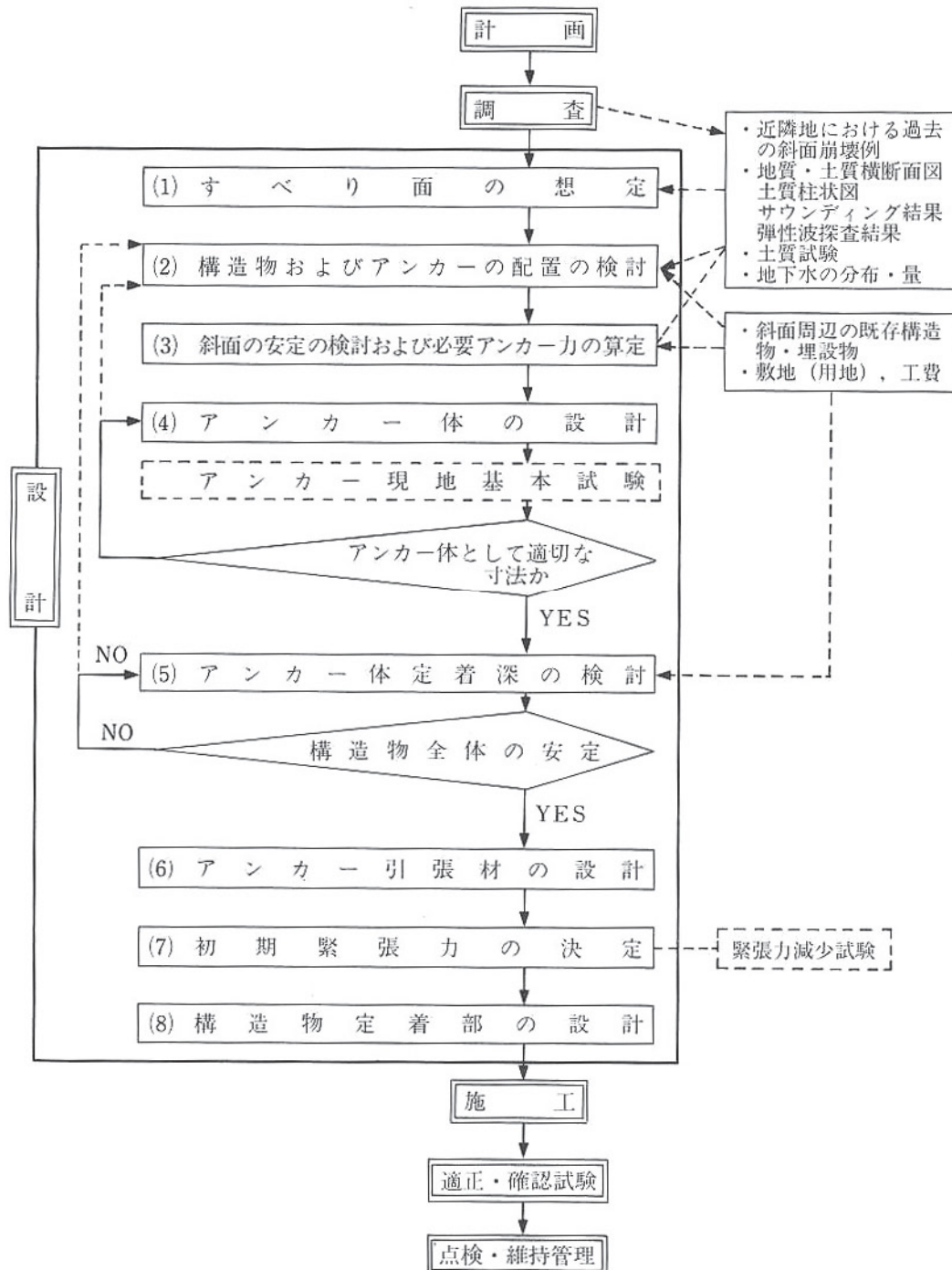


図 11-6 グラウンドアンカー工の一般的な設計手順

一体の極限周辺摩擦抵抗を推定する。なお、事前にアンカー基本試験を実施してある場合にはその結果を利用する。次にアンカー体の安全率（アンカーの引抜きに対する安全率）を決定する。斜面安定工に用いられるような永久アンカーの安全率は、2.5を用いるものと土質工学会基準で定められている。

アンカー体の長さは、土質工学会基準により、自由長は4 m以上、定着長は3～10mとするように定められている。定着長を安全のために10m以上とする場合でも、設計上10m以上の分については考慮しないことを原則とする。

(5) アンカー体定着位置の検討

アンカー体の定着地盤は想定すべり面より深い位置の安定地盤・岩盤とするのは当然であるが、アンカー体を打設した場合の斜面の全体的な安定を検討し、さらにアンカーのグループ効果およびアンカー体の土かぶり厚等も考慮し施工性、工事費等を加味して最終的なアンカー体の定着深すなわちアンカー長を検討し決定する。

なお、アンカー定着部については、すべり面の凹凸や不確実性も考慮して、すべり面の1.0～1.5 m以上の深さをとることが通常である。

(6) アンカー引張材（テンドン）の設計

アンカー引張材（テンドン）としては一般にPC鋼材が用いられおり鋼線、鋼より線、複合より線束および鋼棒などの種類があり、それぞれ鋼材の断面積、構成、材質等が規格化されている。テンドンの選択・設計にあたってはアンカーの種類、アンカー長、アンカー体径、設計アンカー力、アンカー体とグラウト材との付着力、アンカー頭部許容変位置、鋼材許容引張応力度、リラクセーション、施工性、工費、点検・維持管理等を考慮して決定する。なお永久アンカーでは引張鋼材の防錆は重大な問題であり、防錆処理を二重に行うことが、土質工学会基準で定められている。

(7) 初期緊張力の決定

斜面安定に用いるアンカーにおいて初期緊張力（あるいは初期有効緊張力）は慎重に決定されるべきである。構造物やアンカーの種類・形状・材料、斜面地山の強度・性質、アンカー体定着地盤・岩盤の強度・性質およびアンカー締付金具等は初期有効緊張力（初期定着力）、緊張力（定着力）の経年変化に影響を与えるため、これらを総合的に検討して決定する。また必要に応じ、現地においてアンカー緊張定着試験あるいはクリープ試験を行い、その結果を参考にするとよい。アンカー有効緊張力は原則として、斜面崩壊に対して構造物の最大の抵抗力とアンカーの設計アンカー力が同時に働くよう決定されるべきである。これを誤ると設計アンカー力が働く前に土塊のすべりが生じたり、構造物の抵抗力が働かないうちにアンカーに設計アンカー力以上の力が加わったりすることになる。またアンカーの初期有効緊張力は長期的な時間の経過とともに引張鋼材のリラクセーション、地盤の変形、構造物の二次変形等により多かれ少なかれ減少する。初期有効緊張力の減少が大きくなると予想される場合には、事前にアンカーのクリープ試験を行ったり、施工後緊張力の変化が測定できるような施設・構造とし、必要に応じて再緊張やアンカーの再打設ができるような構造としておくことが望ましい。

(8) 構造物定着部の設計

アンカー締付金具はアンカー引張鋼材の種類・構成によりそれらに適したものが規格化されている。またアンカーの締付金具との接合は、構造物からの力を無理なくテンドンに引張力として伝えることができるような構造とする。一方、アンカーの集中的な力を安全・確実に構造物を通して地盤に分散できるよう考慮することも大切である。一般に構造物のアンカー頭部付近には引張力に耐

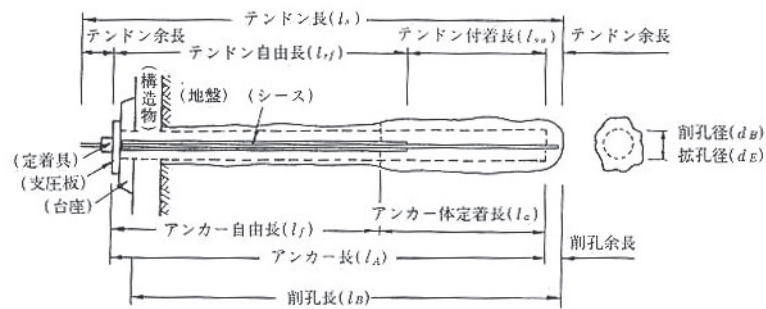


図 11-7 アンカーの長さとは径¹¹⁻³

えるよう補強鉄筋を入れておくとよい。またアンカー頭部は防錆や外力からの保護のためにコンクリート等で覆われる場合が多いが、アンカー緊張力の変化を測定したり再緊張を要する場合には鋼製の蓋をかぶせ、その中に防錆材を注入しておくとい。

11.2.2 アンカーの配置

アンカーは、作用する荷重に対してそのベクトルがどのような配置関係にあるかにより、その効力に大きな影響がある。設計計画するうえで、アンカーの配置に関する次のことを明瞭にしなければならぬ。

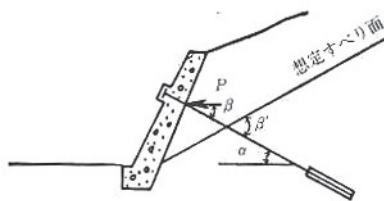


図 11-8 アンカー角

アンカー角には主として横断面において、アンカーが水平面となす角（すなわちアンカー傾角）(α)、力の作用線（土圧）の方向とアンカーのなす角 (β)、アンカーと想定すべり面のなす角 (β') と、主として平面において構造物の垂直線（一般には土圧抵抗方向）とアンカーのなす角、すなわちアンカー水平角 (θ) がある（図 11-8, 9 参照）。

アンカー傾角 (α) は一般にグラウト時にブリ



図 11-9 アンカー傾角・水平角

ーシング水がたまって耐力の低下が心配されることから水平に対して $-10\sim+10^\circ$ の打設角度は避けるべきである。また β は(2)で述べた種々の条件で定着部となり得る良好な岩の分布範囲や後述する力学的な面から考慮されるべきであるが、一般に $\beta \leq 45^\circ$ となるように配置するのが望ましい。またアンカー水平角(θ)は(1)で述べたように一般に $\theta = 0^\circ$ となるように配置するのが望ましい。 β' が 90° より大きくなると、アンカー導入力による抵抗力が(-)の方向になるので注意を要する。

11.2.3 斜面安定の検討および必要アンカー力の算定

グラウンドアンカー工のための斜面安定の検討は、一般に必要なアンカー力を算定するための斜面の安定計算が主体となる。自然斜面の場合は、斜面を構成している地盤の強度や水に関する性質が異方性、不均質性を示すため、斜面の安定計算は調査結果をもとに慎重に行う必要がある。

斜面の安定計算方法は斜面を構成する地盤の性質、想定すべり面の形状、崩壊の要因、構造物およびアンカーの種類と配置等により異なるが、くさび形の崩壊が想定される斜面においてアンカーを擁壁等の補強に用いる場合と、比較的勾配が緩く斜面長が長い斜面内で円形すべりが想定される場合の、2つの場合に大別できる。

また、図11-10に示すようにグラウンドアンカー工には、次の2つの機能、

- ① すべり面における垂直力を増加させ、せん断抵抗力を増大させる。
……………締めつけ(押さえ込み)機能
- ② すべり滑動力を減殺する。
……………引き止め(待受け)機能

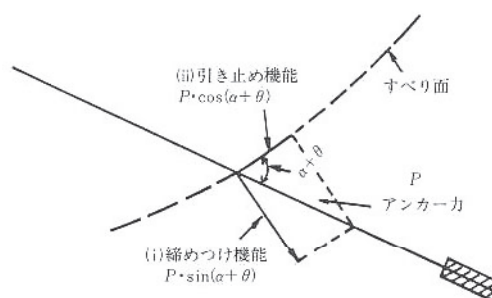


図11-10 グラウンドアンカー工の2つの機能

があると考えられている。

のり面・斜面を安定させるための永久構造物としてのグラウンドアンカー工の設計(後述する、くさび形すべりおよび円弧すべり型)においては、上記の2つの機能が同時に発揮されるかどうか明らかでない場合があり、状況によっては安全側に考えてどちらか一方の機能のみ重点的に考慮する場合がある。

どちらの機能を優先するかは、経済性および以下の技術的な観点から判断される。

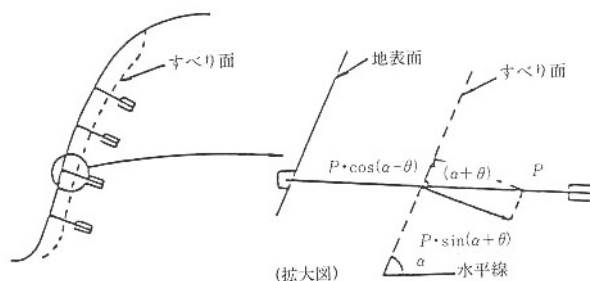


図11-11 締めつけ機能を期待する場合
(すべり面の勾配が急な場合)

(i) 締めつけ（押さえ込み機能）を期待するアンカー

締めつけを期待するアンカーには図 11-11 に示すようにすべり面勾配が急でかつ、すべり面の位置が比較的浅い場合が多い。

締めつけ機能（押さえ込み機能）を発揮させるためには、図 11-11 に示すように、アンカーは一般に水平に近い角度で打設されることが多いので $P \cdot \cos(\alpha + \theta)$ （引き止め機能）は小さくなり、安全側を考慮しこれを無視する場合が多い。したがって、同じアンカー引張力ならアンカー打設角がすべり面に垂直に近いほど締めつけ機能は大きくなる。これらを考慮すると、締めつけ機能を期待するアンカーでは、初期緊張力として、アンカー耐力の100%を採用する場合が多い。

(ii) 引き止め機能（待受け機能）を期待するアンカー

引き止め機能を期待するアンカーには、図 11-12 に示されるように、勾配が緩やかで、かつすべり面が比較的深い場合が多い。

引き止め機能（待受け機能）を発揮させるには、アンカーの打設角がすべり面に平行に近い角度

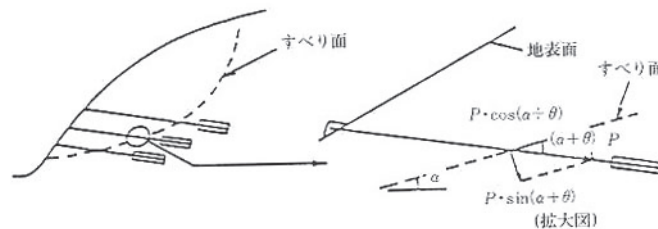


図 11-12 引き止め機能を期待する場合（すべり面の勾配が緩い場合）

になると引き止め機能は大きくなるので、 $P \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi$ （締めつけ機能）は小さくなり、安全側を考慮しこれを無視することがある。

しかし、アンカーが水平に近い打設角では、アンカー角で述べた通り、グラウト時にはブリージング水がたまって、耐力の低下が心配されるので、水平に対して $+10^\circ \sim -10^\circ$ はさけるようにするべきである。

また、引き止め機能を期待する場合、対象すべり土塊が大きく、1本当たりの引張力が大きくなり、特に未固結地盤や軟岩では定着部のクリープなどが懸念されるために、初期緊張力は低くなる。

(1) くさび形すべり型（擁壁などの補強としてアンカーを用いる場合）

(i) 一般的考え方

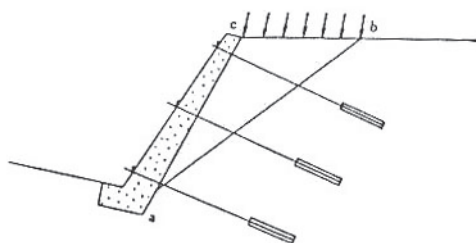


図 11-13 くさび形すべり型

この計算方法は対象斜面において図 11-13 のようなくさび形すべり面が想定された場合に用いられる。

このようなすべりに対しては、力の多角形を用いて構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力 (E) を求め、これから構造物によるすべり抵抗力 (F) を減じて必要アンカー (P_n) を求める（第10章参照）。

(2) 円弧すべり型（主としてアンカーにより斜面安定を図る場合）

この計算方法は対象斜面において図 11-14 のような円弧すべり面が想定された場合に、図のように想定すべり面の全体にわたってアンカーを打設して斜面崩壊を防止しようとするものである。

このような場合には一般に構造物としては現場打コンクリート枠工、コンクリート張工等が併用として多く用いられており、構造物のみによるすべり抵抗力はアンカー工の抵抗力に比して小さいので一般に算定されない場合が多い。

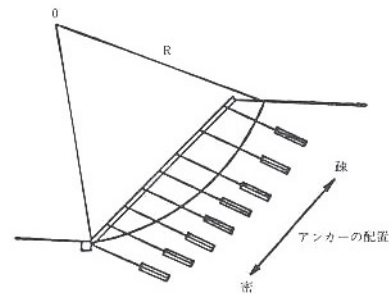


図 11-14 円弧すべり型およびアンカー配置

アンカーのある斜面の安定計算方法としては、一般の円形すべり安定計算と同様に単位幅当たりで想定すべり土塊をいくつかのスライスに分割し、各スライスにおけるアンカー引張力 (P_0) による抵抗力 (P_A) (実際にはすべり円弧の中心点 O に関するモーメント) を図 11-15 より次のように算定する。

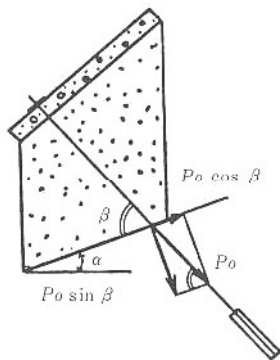


図 11-15 各スライスに働くアンカー力 (P_0)

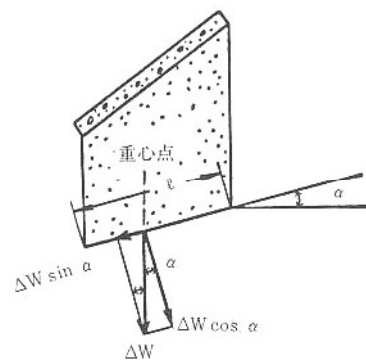


図 11-16 各スライスに働く土塊+構造物の自重 (W)

$$P_A = P_0 \cos \beta + P_0 \sin \beta \cdot \mu \quad \dots\dots\dots (11.1)$$

P_A : 各スライスのアンカーによるすべり抵抗力, (tf/m)

P_0 : 各スライスのアンカー引張力 (tf/m)

β : アンカー引張鋼材とすべり面のなす角 ($^\circ$)

μ : すべり面に沿う摩擦係数 (= $\tan \phi$)

また各スライスにおける土塊+構造物の自重 (ΔW) におけるすべり起動力 (P_m) およびすべり抵抗力 (P_r) は図 11-16 より、有効応力法の場合、

$$P_m = \Delta W \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (11.2)$$

$$P_r = c' \cdot l + (\Delta W \sin \alpha - u \cdot l) \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (11.3)$$

全応力法の場合、

$$P_m = \Delta W \sin \alpha$$

$$P_r = c \cdot l + \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi$$

P_m : 各スライスにおけるすべり起動力 (tf/m)

- P_r : 各スライスにおけるすべり抵抗力 (tf/m)
 ΔW : 各スライスの土塊重量+構造物の自重 (tf/m)
 α : 想定すべり面と水平面のなす角 (°)
 c' : 有効応力に関する土の粘着力 (tf/m²)
 ℓ : 各スライスのすべり面の弧長 (m)
 u : 間隙水圧 (tf/m²)
 ϕ' : 有効応力に関する土の内部摩擦角 (°)
 c : 粘着力 (tf/m²)
 ϕ : 内部摩擦角 (°)

以上よりアンカーおよび構造物設置後の安全率 (F_s) は、

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{\Sigma(P_r + P_A)}{\Sigma P_m} \\
 &= \frac{\Sigma\{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \alpha - u \cdot \ell) \tan \phi'\} + \Sigma P_o(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\Sigma \Delta W \sin \alpha} \\
 \text{or} &= \frac{\Sigma(c \cdot \ell + \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi) + \Sigma P_o(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\Sigma \Delta W \sin \alpha} \dots\dots\dots (11.4)
 \end{aligned}$$

したがって単位幅当たりの必要アンカー力 (P_n : 単位幅, 各スライス当たり) は計画安全率を $F_{s,p}$ とすると、

$$\begin{aligned}
 P_n &= \frac{\Sigma \Delta W \sin \alpha \cdot F_{s,p} - \Sigma\{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \alpha - u \ell) \tan \phi'\}}{\Sigma(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)} \\
 \text{or} &= \frac{\Sigma \Delta W \sin \alpha \cdot F_{s,p} - \Sigma\{c \cdot \ell + \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\Sigma(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)} \dots\dots\dots (11.5)
 \end{aligned}$$

(11.4) 式は、土留め壁などに一時的にアンカーを用いる場合のように仮設工事に対しては従来から適用され、実績も有しているが、斜面崩壊防止工で永久構造物としてアンカーを用いる場合は必ずしも妥当でないと考えられる場合もある。その理由は、アンカー定着部の岩のクリープ等によって、長時間ではアンカーの緊張力が減少すると考えられるからである。したがって、永久構造物としてアンカーを用いる場合は安全側に考えて (11.4) 式の分子の $[\Sigma P_o \sin \beta \tan \phi]$ の項を見込まない場合がある。

しかしながら、想定される土塊の体積が増加すると考えられる部分については、アンカーの緊張力が減少しないとし、(11.4) 式の第 2 項を見込んで想定される土塊のすべりに対する防止工を設計する立場からは差し支えないであろう。すなわち、図 11-15 に示すように、想定すべり面の末端部やすべり面の勾配が緩くなった部分のスライスでは (11.4) 式をそのまま適用し、残りの部分については、(11.4) 式の $[\Sigma P_o \sin \beta \tan \phi]$ の項を見込まない場合もある。

そのような場合は、想定されたすべり下部にアンカーを密に設置し、上部には疎に設置することになる (図 11-8 参照)。

また斜面上部での小崩壊が図 11-18 のように想定される場合には、その小崩壊を防止する目的でアンカーを斜面上部に設置する。

上述のように、クリープ性の著しい岩盤の場合には、上部斜面アンカーにおいて、再緊張等の考慮を要する。

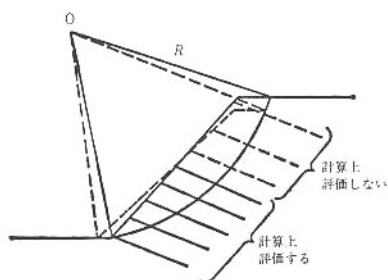


図 11-17 円弧すべり型におけるアンカーの評価

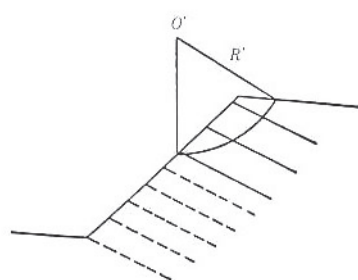


図 11-18 斜面上部の小崩壊に対するアンカー

(3) その他

そのほかアンカーを用いた山留め壁の内的安定の検討方法としては, Kranz の計算法が有名である。また想定すべり面が円弧の場合の斜面の安定計算法には, (2)に述べた計算法のほかに Bishop 法があり, 想定すべり面が非円弧の場合には代表的なものとして Janbu 法や Morgenstern 法がある。

11.2.4 アンカー体の設計

以上のように単位幅当たりの必要アンカー力 ($P_n ; P_1, P_2 \dots$ 等) が求めれば, 構造物の構造, アンカー耐力, 施工性等を考慮してアンカーの配置・間隔を決定し, 1 本当たりの必要設計アンカー力 (P_n') が求められる。

以下では, 斜面安定工に多く用いられている永久グラウンドアンカーについて, そのアンカー体の一般的な設計方法を述べる。

アンカー耐力は, 主にグラウトとテンドン (引張材) との付着力とグラウトと地盤の付着力によって決まるので, 設計アンカー力は次式で求められる両者のうち, 定着長の長くなる方を採用することになっている。

グラウトとテンドンの付着

$$\ell a = \frac{T_d}{\pi \cdot d_s \cdot \tau_b}$$

$$\ell a = \frac{T_d}{U \cdot \tau_b}$$

T_d : 設計アンカー力
 d_s : 引張鋼材の見かけの直径
 τ_b : 許容付着応力度
 U : 見かけの周長 (11.6)

グラウトと地盤との付着

$$\ell a = \frac{T_d \cdot f_s}{\pi \cdot d_A \cdot \tau}$$

d_A : アンカー体径
 τ : 周面摩擦抵抗
 f_s : 安全率 (11.7)

(1) アンカー体の周面摩擦抵抗 (τ) の推定

アンカー体の周面摩擦抵抗はアンカー体定着地盤の強度・性質・深度, アンカー体の長さ・径, 地盤の削孔方法, グラウトの施工方法の良否等に左右される。中でも特にアンカー体定着地盤の強度・性質により大きく変化するため, 事前に現地でアンカー基本試験を 1~2 本実施して, この結果からアンカー体の周面摩擦抵抗を推定する方法が現在最も正確な方法の 1 つといえる。

しかしながら, 急傾斜地崩壊防止工事の対象斜面では人家が斜面に近接し, かつ密集している場合が多く, 対象斜面内で基本試験を実施することは必ずしも好ましくない場合がある。現地で基本

試験を行う場合には対象斜面と類似した、人家等に対して安全な近隣の斜面で行う等の配慮が必要である。

したがって以下では主として従来のアンカー基本試験の結果を利用して、対象斜面の地盤調査結果をもとにアンカー体の周面摩擦抵抗 (τ) を推定する方法を述べる。

現在最も一般に用いられている τ の推定方法は土質工学会基準で示されている表 11-2 を利用して定着地盤の種類から τ を推定する方法である。

ただしこの表の τ 値はほとんどが加圧型アンカーの基本試験によって求められた値であり、無加圧型アンカーの τ を推定する場合には表 11-2 をそのまま使うことは避け、いくらか τ を小さく推定する必要がある。低減率については明確にされていないが、表 11-2 を用いた場合はなるべく低いほうの値を用いるべきであろう。

図 11-19 には日本各地で実施されたアンカーの基本試験結果を整理し、 τ は地盤・岩盤との関係を求めたものである。なお、この図で斜線を施した範囲は表 11-2 に示された関係を示している。

図 11-16 より、砂および岩盤に定着されたアンカー体の周面摩擦抵抗 (τ) はばらつきが大きく、表 11-2 に示された値よりも小さな τ がかなりみられる。特に風化岩の場合その具体的な土質定数が明示されていないためばらつきがひどく、その風化の度合いが強い場合にはむしろ土砂並みの扱いをしたほうがよい場合があり注意を要する。このようなことから今後は地盤・岩盤の土質定数（一軸圧縮強度、粘着力、内部摩擦角、変形係数等）と τ の関係を調査し、資料を集積することにより、より正確に τ を推定できるようにする必要がある。

アンカー体を形成するためのグラウト注入時に加圧するかあるいは無加圧とするかによりアンカー体の周面摩擦抵抗 (τ) は変化する。一般にパッカー等を用いてグラウト材を加圧すると、土砂、砂礫の地盤等では施工されたアンカー体径が削孔径よりも増加するため、みかけの τ (削孔径で周面積を計算したもの) は無加圧に比べて大きくなる。また、軟岩、硬岩等では加圧により削孔周辺地盤内の亀裂等にグラウトが注入され、さらに削孔壁に対するアンカー体の垂直応力が増加する等の効果により同様に無加圧に比べてみかけの τ が増加する。この τ の増加量を算定する式はいくつか発表されているが、実際には施工方法は定着地盤・岩盤の性質等に左右されるため、現地における基本試験あるいは類似した地盤での過去の基本試験例を参考にして推定するのがよい。参考までに図 11-20 に海外でこの関係をまとめた例を示す。

加圧応力は地盤・岩盤の性質、強度、加圧方法等を考慮して決定するが、一般に砂・砂礫の場合で $2 \sim 15 \text{ kgf/cm}^2$ 、粘性土で $2 \sim 5 \text{ kgf/cm}^2$ 、土丹で $10 \sim 13 \text{ kgf/cm}^2$ 、岩盤で $5 \sim 18 \text{ kgf/cm}^2$ が用いられている場合が多い。ただし加圧によりアンカー体周辺地盤を破壊しないよう加圧圧力の決定にあ

表 11-2 アンカー周面の摩擦抵抗¹¹⁻³⁾

地盤の種類		摩擦抵抗 (kgf/cm ²)	
岩盤	硬岩	15~25	
	軟岩	10~15	
	風化岩	6~10	
	土丹	6~12	
砂礫	N 値	10	1.0~2.0
		20	1.7~2.5
		30	2.5~3.5
		40	3.5~4.5
		50	4.5~7.0
砂	N 値	10	1.0~1.4
		20	1.8~2.2
		30	2.3~2.7
		40	2.9~3.5
		50	3.0~4.0
粘性土		1.0c (cは粘着力)	

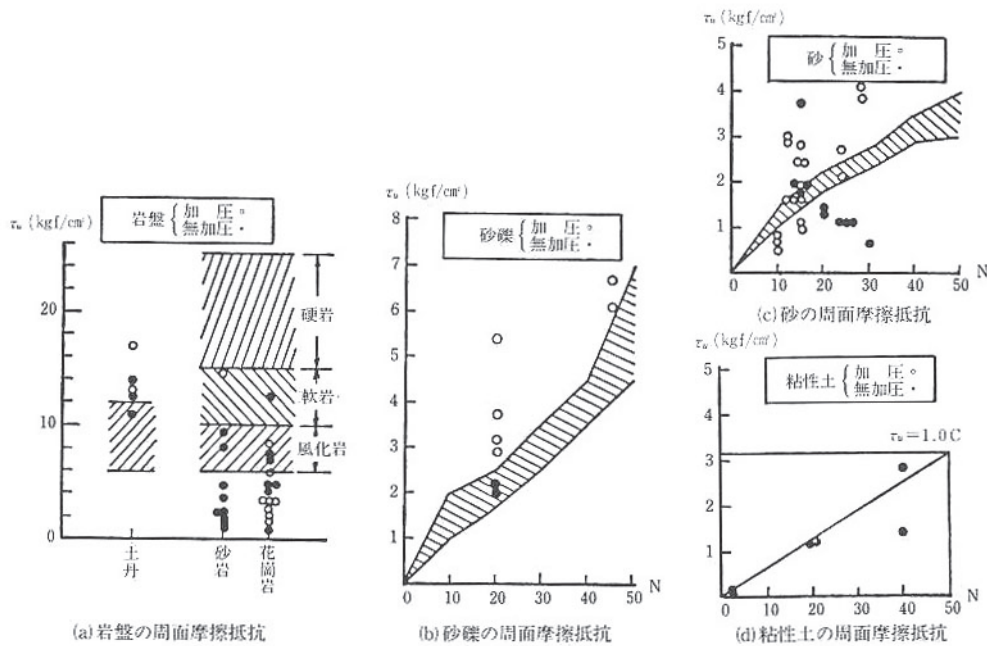


図 11-19 周面摩擦抵抗 (τ) と地盤・岩盤の関係

たっては注意を要する。

(2) アンカー体の安全率 (f_s) の検討

一般の摩擦型グラウト式アンカーは次に述べる1つかあるいは複数の原因により破壊すると考えられる。

- ① 地盤内部の破壊によるもの。
- ② 地盤とグラウトの付着面で破壊するもの。
- ③ グラウトと引張鋼材の付着の破壊によるもの。
- ④ 引張鋼材あるいは定着機構の破壊によるもの。

ここでは②の地盤とグラウトの付着面での破壊に対する安全率をアンカー体の安全率 (f_s) として検討する。

このアンカー体の安全率 (f_s) は一般に仮設アンカーと永久アンカーにより区別している。さらに国によっては構造物の重要度によって変化させている場合もある。さらに各国においてもこの f_s は異なっている。

わが国においては、土質工学会基準により、アンカー体の安全率を表 11-2 のように定めている。

(3) アンカー体径 (d_a) の選定

永久アンカーのグラウトによるかぶり厚は土質工学会基準により10mm以上と定められており、ア

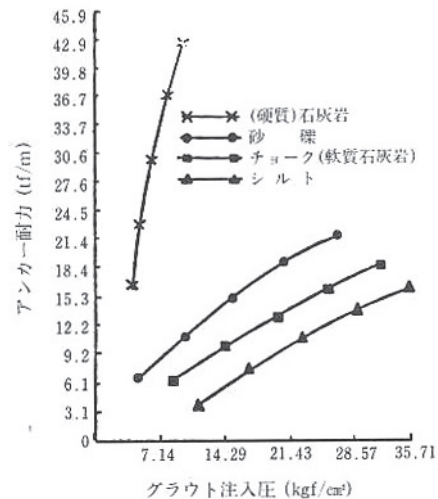


図 11-20 グラウト注入圧とアンカー耐力の関係 (Soletanche, 1970による)

表 11-3 許容値に対する係数および安全率

(1) 許容引張力 (係数 k)		テンドン極限荷重 (T_{uz}) に対して	テンドン降伏荷重 (T_{ys}) に対して
仮設アンカー		$0.65T_{uz}$	$0.80T_{ys}$
永久アンカー	(常時)	$0.60T_{uz}$	$0.75T_{ys}$
	(地震時)	$0.75T_{uz}$	$0.90T_{ys}$

(2) 許容引抜き力 (安全率 f_s)		極限引抜き力 (T_{uz}) に対して
仮設アンカー		$T_{uz}/1.5$
永久アンカー	(常時)	$T_{uz}/2.5$
	(地震時)	$T_{uz}/1.5\sim 2.0$

表 11-4 許容付着応力度

(kgf/cm²)

引張材の種類		グラウトの設計基準強度				
		150	180	240	300	400以上
仮設	P C 鋼 線 P C 鋼 棒 P C 鋼 線 より 多重 P C //	8	10	12	13.5	15
	異形 P C 鋼 棒	12	14	16	18	20
永久	P C 鋼 線 P C 鋼 棒 P C 鋼 線 より 多重 P C //	-	-	8	9	10
	異形 P C 鋼 棒	-	-	16	18	20

表 11-5 許容付着応力度

普通コンクリート

鉄筋の種類	設計基準強度 f'_{ck} (kgf/cm ²)			
	180	240	300	400以上
普通丸鋼	7	8	9	10
異形鉄筋	14	16	18	20

アンカーの削孔径は、このかぶり厚とテンドン径を考慮して決定される。

粘性土、砂、シルトなどの地盤では削孔径の大きさに削孔速度がそれほど影響されないことから $d_A=90\sim 140\text{mm}$ の範囲に、砂礫、玉石、岩盤の場合は削孔速度が削孔径により著しく左右されるので $d_A=60\sim 110\text{mm}$ の範囲が削孔効率が良いが、永久アンカーの場合は二重防食の構造とする必要から、 $d_A=115\sim 165\text{mm}$ となることが多い。

(4) アンカー体定着長 (l_a) の選定

原則としてアンカー体定着長 l_a は土質工学会基準で10m 以下と定められている。その理由とし

ては、まず l_a を長くとりすぎるとアンカー体が斜面の表面に近いところから逐次グラウトと岩盤の付着切れを起こして、

- ① アンカー体グラウト部の亀裂の発生。
- ② 定着力（プレストレス力）の低下。

等の悪影響を生じる可能性があり、期待する効力が得られなくなる場合が多いからである。

また逆にアンカー体定着長（ l_a ）を極端に短くすることは、実際の施工時に定着地盤の局部的な強度低下に対して危険性が高くなること、また1本当たりのアンカー耐力が必然的に低下し工費的にも不利になる。

(5) アンカー現地基本試験による適否の検討

以上のようにしてアンカー体の大きさ等が決定されたならば、施工前に現地でアンカー基本試験を実施して、設計されたアンカーの適否を判定し、もし不適と判断された場合には、その試験結果を参考に再設計を行わなければならない。

しかしながら前述したように斜面崩壊防止工事においては、斜面に対する安定性、工費、工期等の面から制約され、現実には必ずしも現地におけるアンカー基本試験が可能ではないことがある。

このような場合は所定の設計荷重に対する確認試験時のアンカーおよび周辺地山の挙動よりアンカー工の妥当性を検討することが重要になってくる。

11.2.5 アンカー体定着位置の決定

これまでの検討から構造物およびアンカーの平面的・横断面的配置の概要が決定され、アンカー体の径や長さも決定されたわけであるが、次に斜面、構造物およびアンカーの全体的な面からアンカーの適否をチェックしてアンカーの定着位置（アンカー体の間隔、アンカー体の定着深等）を決定する。

(1) アンカーテンドンの自由長（ l_{sf} ）の検討

アンカーの引張材自由長部は地山に有効プレストレスを与えるため、またそのプレストレスがクリープにより減少するのを少なくするため、さらに定着部または地盤に小さな変異が生じてもアンカー緊張の緊張荷重が大きく変化しないようにするため、土質工学会基準では4.0m以上必要とされている。引張材自由長部はすべて土塊から横方向の力を加えられないよう、モルタル等で、グラウトして地山に密着することは避けることが望ましい。

(2) アンカー体の土かぶりの厚さの検討

アンカー体の定着基盤と斜面の表層の土層の厚さが薄い場合（すなわちアンカー体定着基盤の深さが浅い場合）には、アンカー体は定着基盤の表面よりさらに深く（一般にはアンカー体径 d_a の20倍以上）設置することが望ましい。

11.2.6 テンドン（アンカー引張材）の設計

(1) テンドン（アンカー引張材）の種類

テンドンとしては一般にPC鋼材が用いられている。これは他の一般の鋼材に比して引張強さが大きい（例えばSR30では49～63kgf/mm²であるのに対してPC鋼棒では95kgf/mm²以上）こと、およびリラクセーションが少なく緊張定着力の経時による減少が少ないことなどによる。テンドンとして用いられているPC鋼材には鋼線・鋼より線、複合より線束、鋼棒（丸鋼、異形）がある。これらのテndonはその種類、本数等により特殊の締付金具を用いる場合があるのでこれらも合わせ

て検討する。

(2) 引張材断面積 (A_s) の算定

以上のようにしてアンカー引張材に用いる鋼材の種類が決定されたならば、次に1本当たりの設計アンカー力 (P_0) を満たす引張材断面積 (A_s) を算定し、それに適した鋼材径 (あるいは本数) を選定する。

(i) 引張材の許容引張応力度 (σ_{pa}) に関する検討
まず、

$$A_s \geq \frac{P_0}{\sigma_{pa}} \quad \dots\dots\dots (11.8)$$

ここに、

- A_s : 引張材断面積 (mm²)
- P_0 : 設計アンカー力 (kgf)
- σ_{pa} : 引張材の許容引張応力度 (kgf/mm²)

でなければならない。さらに σ_{pa} は鋼材の引張強度 (σ_{pu}) および鋼材の降伏点応力度 (σ_{py}) に対して検討を行い、

$$\begin{aligned} \sigma_{pa} &\leq 0.60 \sigma_{pu} \\ \sigma_{pa} &\leq 0.75 \sigma_{py} \end{aligned}$$

のうちいずれか小さな σ_{pa} を用いなければならない。

ただし、基本試験、確認試験あるいは緊張定着時の一時的な荷重に対しては、

$$\begin{aligned} \sigma_{pa}' &\leq 0.80 \sigma_{pu} \\ \sigma_{pa}' &\leq 0.90 \sigma_{py} \end{aligned}$$

のうちいずれか小さな σ_{pa}' を用いてもよい。

(3) 引張鋼材およびアンカー頭部の腐食対策

アンカーを永久構造物として用いる場合、引張鋼材および締付金具の腐食は重要な問題となる。一般に引張鋼材および締付金具は工事完成後はモルタル等で覆われてしまうため外からはその状況が判定できず、長期間の後には重大な腐食が生じ引張鋼材や締付金具の強度の低下をもたらし、最終的にはアンカーの破壊につながるおそれがある。

鋼材の腐食には主として水や化学薬品などによる化学的腐食と漏洩電流による電氣的腐食がある。一般に化学的腐食は鋼材全体にわたることが多く、電氣的腐食は局部的なものが多い。

これらの腐食の原因となるものは主として、鋼材の傷、加工やコイリングによるひずみが残って

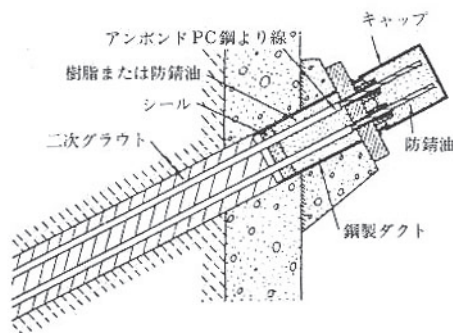


図 11-21 アンカー頭部および引張部の防食工例 (PC 鋼より線)

いる場合、有害な化学作用のある土質で地下水のある場合、グラウト厚が不足し亀裂等より水が浸入した場合などが考えられる。

したがって、引張鋼材およびアンカー頭部の腐食対策としては次の事項があげられる。

- ① 全般的な注意事項として
 - (a)鋼材に傷をつけないよう取り扱いに注意する。
 - (b)鋼材の加工時に余分なひずみを与えない。
 - (c)鋼材を長期にわたって放置しない。
 - (d)鋼材の設置にあたっては、傷や錆を事前にチェックし十分な防錆（防錆材の塗付等）を行う。
- ② アンカーの頭部に関しては、
 - (a)保護蓋を設置し内部に防錆材（グリス、グラウト材等）を封入する。
- ③ アンカー自由長部に関しては、
 - (a)シーす（ポリエチレン製等）をかぶせ内部に防錆材（グリス等）を封入する。
 - (b)あるいは引張鋼材表面に防錆材料を塗付する。
 - (c)なお上述の対策を行うとき、引張材の伸縮を拘束しないような構造とする。
- ④ アンカー体に関しては、
 - (a)グラウトのかぶり厚を十分とる（10mm以上）。また施工にあたってはPC鋼材が削孔した孔の中央部に設置されるよう保持する。
 - (b)一般にグラウトの上部のほうはブリージング水等により弱くなるので設計アンカー定着長より余分にグラウトし、シーすと重複させる。
 - (c)グラウト材には腐食を生じさせる有害な物質を使用しない。
 - (d)施工にあたっては念入りなグラウトを行う。

なお、アンカーの軸方向が、のり枠工や擁壁の壁面と垂直にならず斜交する場合は、アンカーの緊張時に壁体と台座がズレるおそれがあるので、十分注意する必要がある。

11.2.7 初期緊張力の決定

打設されたアンカーの緊張計画をたてることは、アンカーの設計のなかでも重要な項目の1つといえる。アンカーの緊張力をいくらにとるかにより施工されたアンカーが有効に働くか否かを左右する場合もあるので、慎重に検討し、決定する必要がある。

アンカーの緊張は、まず計画最大荷重 P_{max} で緊張し、一定期間荷重を保持しアンカーのクリープ量、その他の変状がないか否かを確認した後除荷し、途中で再び載荷して初期緊張力 (P_i) まで達したならアンカーの締付金具で引張鋼材を固定し、次にジャッキの荷重を除いていく。この場合最終的に引張鋼材に導入される緊張力は、初期有効緊張 P_e である。したがって、ジャッキの初期緊張力 (P_i) と実際に引張鋼材に導入される初期有効緊張力（初期定着力） P_e には $\Delta P = P_i - P_e$ の差があることに注意する必要がある。

この差 ΔP は、引張鋼材の種類や長さ、締付金具の種類、斜面を構成する地盤・岩盤、構造物等により変化するため、実際には現地において実測するのがよい。

斜面安定に用いるアンカーに対して、現在アンカーの初期有効緊張力をいくらにするかについては統一された考え方がなく、各設計者や現場担当者が斜面の状況、構造物の特性およびアンカーの特性等を考慮してケースバイケースで決定している場合が多い。

(1) くさび形すべり面に用いたアンカーの場合

前述したくさび形のすべりでは、すべり面でのせん断抵抗力 (K) を見込んでいる。しかしながら、図 11-22 に示すように K は一定でなく、すべり面の変位に伴い変化する。同様にアンカー緊張力 (抑止力) も壁体の変位に伴い変化する。

したがって常時におけるアンカーの有効緊張力 (P_e) はすべり土塊のせん断抵抗力 (K) およ

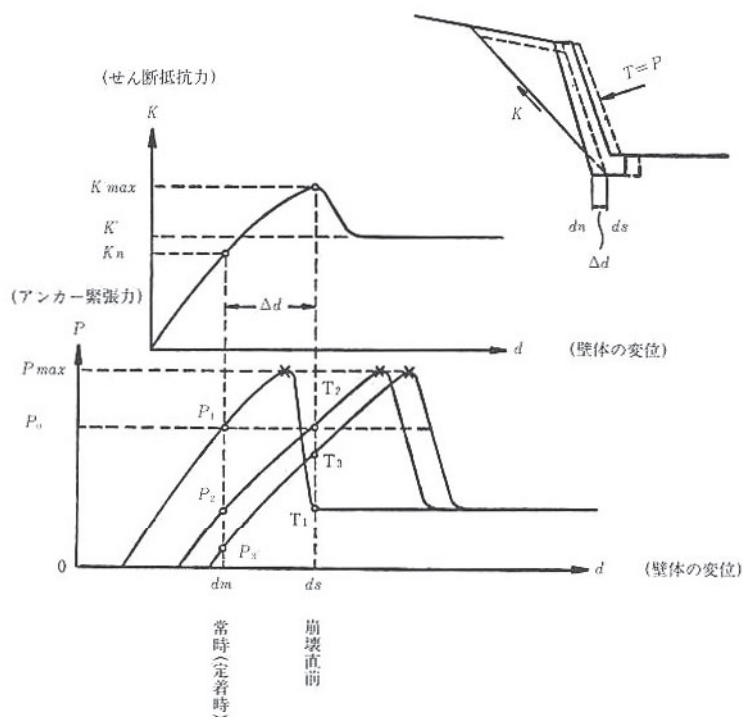


図 11-22 壁体の変位とアンカー緊張力およびせん断抵抗力の関係

び構造物の滑動抵抗が最大となる時点で、 $P_e = P_0$ (設計アンカー力) となるように設定されることが望ましい。言い換えれば図 11-22 において $P_e = P_2$ で設定されることが望ましい。もし $P_e = P_1$ で設定されれば、土塊のせん断抵抗および構造物の滑動抵抗が最大になる前にアンカーに設計アンカー力 (P_0) を超える荷重が作用しアンカーが破壊されるおそれがあり、 $P_e = P_3$ で設定されれば、逆に設計アンカー力 (P_0) が発揮される前にすべり面のせん断が生じてしまう可能性がある。

以上のことによりアンカー有効緊張力 (P_e) を適正に求めるためには、図 11-22 における $\Delta d = d_s - d_n$ が求められればよいことになる。

Δd は斜面の状況やすべりの動きあるいは構造物およびアンカーの種類、大きさ等により異なるため正確に求めることは困難であるが、一般に常時には動きがなく、亀裂等も発生していない斜面では、 $\Delta d = 3 \sim 5 \text{ mm}$ と考えられることが多い。

(2) 円弧すべり面で用いたアンカーの場合

円弧すべり面に用いたアンカーの場合も、原則的にはすべり面におけるせん断抵抗力が最大とな

る時点で、設計アンカー力 (P_0) が生ずるように初期緊張力および初期有効緊張力が設定されることが望ましい。ただし注意しなければならないことは、大きな円形すべりではわずかにすべり始めたときの斜面形の変化は図 11-23 に示すように斜面下部ではふくらみ、斜面上部ではへこむ。

したがって、このとき実際にアンカーの抑止力が働くのはすべり面下部に設置されたアンカーであり、すべり面上部に設置されたアンカーはあまり効果がないと考えられる。すべり面下部に設置されたアンカーに対しては、鋼材のリラクゼーション、定着部の岩のクリープなどによる長期間でのアンカー緊張力の緩みと、すべり土（岩）塊のふくらみ（体積膨張）によるアンカー緊張力の増加の兼ね合いで初期緊張力を決めるべきであるが、これらについては十分な知識、技術がないのが現状である。したが

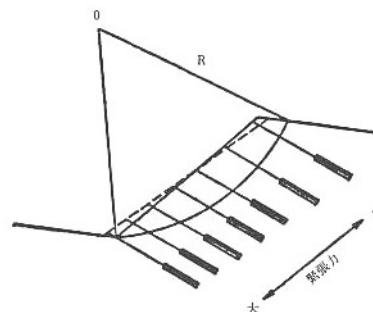


図 11-23 円弧すべりの崩壊直前の斜面形の変化

って、地山の状況や設計アンカー力の大きさなどから、ケースバイケースで判断することになるが、設計緊張の40～80%を初期緊張力とするのが目安であろう。すべり面上部に設置されたアンカーに対しては、想定すべり面の形状とアンカーの方向から、図 11-14 において $\cos \beta \geq 0$ であれば、これよりやや強めに初期緊張力をつけるのが妥当であろう。なお、すべり面上部に設置されたアンカーはすべり面上部に発生する局所的な小すべりに対しては有効である。

(3) アンカーのクリープ（緊張力減少）現象

アンカー打設後、適正な養生を終えたアンカーは、確認（あるいは適正）試験後、初期緊張力 (P_i) で緊張され、初期有効緊張力 (P_e) で定着される。一般にこの P_e は定着後、時間の経過とともに減少していく場合が多い。

特別なケースでは必要に応じて現地においてアンカーのクリープ試験を行ったり、また施工するアンカーの頭部に緊張力測定用のタイバック計（センターホール型荷重計）を設置して定期的な点検し、緊張力の減少が激しい場合には再緊張、あるいはグラウトの再注入等ができるような構造にしておくこともある。さらに機能を有さなくなったアンカーに対しては、新しいアンカーに置き換えることができるよう構造物およびアンカーの設計にあらかじめ考慮しておく場合もある。

アンカータイプによっては、再緊張するための除荷が不可能であったり、再緊張の際のジャッキのつかみ代のないタイプのももあるので、状況においては、再緊張が容易に行えるタイプのものを選定することが大切である。

11.2.8 構造物定着部の設計

構造物への定着部は一般にアンカー頭部と呼ばれ、模式的には図 11-24 に示される構造をしている。

アンカー頭部は構造物からの力を無理なく引張材に伝えるために設けられる。一般に構造物からの力は、テンダンの軸方向と必ずしも一致しない場合が多い。このためテンダんに引張力のみを確実に伝えるためには適切な処置を行う必要がある。一方、アンカーの集中的な力を分散して安全に構造物や地山に伝えるのもアンカー頭部の重要な機能である。またアンカー頭部には鋼材が多く用いられているため、テンドンも含めて防錆を十分に行っておく必要がある。

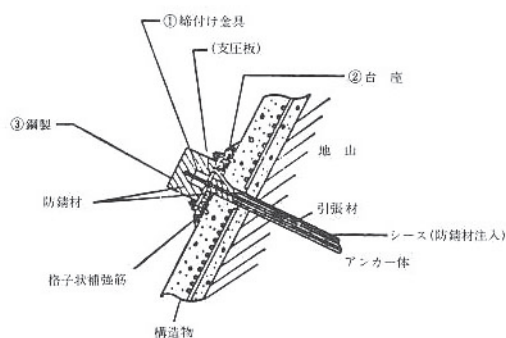


図 11-24 構造物定着部の模式図

次にアンカー頭部を構成している各部材について述べる。

(1) 締付金具および支圧板

締付金具は引張材を捕縛してテンドンにかかる力を支圧板に伝える機能をもつ。また支圧板はこの力を分散して台座および構造物に伝達する機能をもつ。締付金具および支圧板は引張材の種類および径、鋼線および鋼より線の本数等により、それぞれ決まったものが使用される。さらに引張材の捕縛方式の違いによりナット定着方式とくさび定着方式に分類される。

- ① ナット定着方式：一般の PC 鋼棒（ケビンテスタープ、丸鋼）や SEEE ストランドに使用される。カップラーは鋼棒の接続用に用いられるものである。この方式は必然的に鋼棒(材)の一部または全部をねじ加工する必要がある。
- ② くさび定着方式：一般の PC 鋼線および鋼より線に用いられる。PC 鋼線および鋼より線の径や本数の違いにより、それに適合したものを使用しなければならない。

(2) 台座

台座は締付金具または支圧板と構造物の間に設置され、アンカーの引張力を構造物に無理なく伝達するもので、一般にコンクリートによりつくられる。台座の形状は構造物の種類、設計アンカー力の大きさ、アンカー角、締付金具の種類などを検討のうえ決定する。

アンカーには引張力のみがテンダンの軸方向に加わるように、台座の表面はできる限りテンダンの軸と直角によるよう念入りに設計・施工する必要がある。

PC 鋼棒を用いた傾斜定着 PC 鋼棒の引張強度の関係に関する実験により、次のことがわかっている。PC 鋼棒と定着ナットの接する面の傾斜角 α (図 11-25) が 7° を超えると PC 鋼棒の強度は急激に低下し、傾斜度 5° ぐらいでもクリープ破断を起こす危険がある。したがって、台座の設置にあたってはできるだけ傾斜角 $\alpha = 0^\circ$ となるよう努める。また設計アンカー力の小さな場合には球座等を利用して補正する場合もある。

また台座には局部的に大きな力が加わるため、鉄筋をコンクリート中に配置し補強することが望ましい。

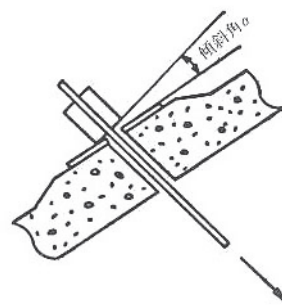


図 11-25 アンカー頭部の傾斜定着

(3) アンカー頭部の防錆および保護

アンカー頭部の防錆および外力からの保護のためコンクリート等で締付金具や支圧板を埋め殺す場合も多いが、維持管理における点検や緊張力の測定および再緊張等を考慮して鋼製の蓋等でアンカー頭部を覆い、内部にグリス等の防錆材を注入しておく等の処置も場合によっては必要である。なお再緊張を予定している場合には、ジャッキの引き代および鋼材のつかみ代を考慮して、引張鋼材を一般の場合より長く残しておく必要がある。

11.3 アンカー工の施工

11.3.1 一般的留意事項

(1) 安全管理

アンカー工を施工する場所は一般に傾斜が急で施工位置も高所になる場合が多いので、しっかりした足場を確保し安全施工に努める。

(2) 施工計画

施工計画のため周囲の環境等の調査を行う。

(3) 準備

アンカー工の施工の準備として機材の使用計画を立て手配する。またアンカー孔の削孔のために相当量の清水が必要である。引張材の保管および加工・組み立て・搬入にあたっては引張材に傷をつけないよう細心の注意を要する。

(4) 設計書の検討

アンカー工の施工にあたっては事前に設計書を十分に検討し、不明な点があれば監督者あるいは設計者に申し出る。特に設計に用いた地盤・岩盤条件を吟味し、ボーリングによる削孔中に設計と異なっていないか比較する必要がある。

(5) 削孔

削孔技術の良否が施工されたアンカーの良否を大きく左右するため、削孔にあたっては地盤を緩めたり、水みちをつくったり、有害なスライムを残さないよう十分に注意する必要がある。また地盤・岩盤の局所的な変化にも細心の注意を払い、設計条件と異なっている場合には直ちに監督者あるいは設計者と協議し設計変更等の処置を行う。また削孔時に使用する水が斜面に害を及ぼさないよう注意する必要がある。

(6) テンドンの加工、組み立て、防錆および挿入

テンドンの取り扱いにあたっては傷をつけないよう十分注意し防錆処理を行うとともに、ごみ、油等の不純物を清掃する。引張材の孔内への挿入およびグラウトはアンカー孔削孔後直ちに行う。またテンドンの挿入にあたっては孔壁を乱さないよう注意し、さらに必要なグラウトかぶり厚を確保するためスペーサーを用いる。

(7) グラウト

グラウトも施工されたアンカーの良否を決定する重要な工程である。グラウト材の配合にあたっては設計条件を満たすよう行う。注入は孔内水や空気をグラウトで置換するように行い、健全なアンカー体を形成するよう努める。

(8) 養成

グラウト材の圧縮強度が所定の値以上になるまで養生し、アンカーに外力や変異を与えないよう

にする。

(9) 試験

アンカー工においては表 11-6 に示すような試験を行う。表 11-6 に示す特殊試験には次のようなものがある。

- ① 群アンカー試験
- ② クリープ試験
- ③ 繰返し試験

表 11-6 アンカー工の試験

試験	目的	主な確認項目	試験実施時
基本試験	<ul style="list-style-type: none"> ・極限引抜き力 (T_{u0}) から単位面積当たりの摩擦抵抗 (τ) を求める⇒設計にフィードバック ・アンカーの挙動を調べる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・荷重-変位量特性を求めて極限引抜き力を確認する。 	実施設計を行う以前
適正試験	<ul style="list-style-type: none"> ・設計どおりのアンカーが造成されているかどうかを確認する。 ・確認試験時の判定の基準として使う。 ・施工法の良否の判定を行う。 	<ul style="list-style-type: none"> ・荷重-変位量特性からテンドン自由長、摩擦損失量を推定し、設計アンカー力に対して安全であることを確認する。 	施工時初期
確認試験	<ul style="list-style-type: none"> ・併用するアンカーが設計どおりの耐力を有するかどうかを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・設計アンカー力に対して安全であること、荷重-変位量特性が適正試験の結果と著しく相違しないことを確認する。 	施工時
特殊試験	<ul style="list-style-type: none"> ・使用目的に応じたアンカーの性能が得られるか否かを確認し、設計に必要な諸定数を求める。 	<ul style="list-style-type: none"> ・使用目的に応じた項目について確認する。 	原則として設計を行う以前

(10) 緊張・定着

前記の試験を完了した後に設計書に記された所定の初期有効緊張力で定着する。このとき油圧ポンプのブルドン管の値は事前に検定しておく。

(11) アンカー頭部の防錆・保護

緊張・定着の完了したアンカーは、設計書に指示された方法でアンカー頭部の防錆・保護のための処置を行う。