

## 4. 設 計 編

## 目 次

### 4. 設計編

第1章 総説	1
第2章 各施設の設計	2
2.1 排水工	2
2.1.1 排水工の目的および一般的留意事項	2
2.1.1.1 一般的留意事項	2
2.1.1.2 排水工の種類と適用	2
2.1.1.3 排水工のための調査	3
2.1.2 地表水排除工	3
2.1.2.1 地表水排除工の目的	3
2.1.2.2 排水路の構造	5
2.1.2.3 排水路の設置	8
2.1.2.4 のり肩排水路工、小段排水路工（集水のための水路）	8
2.1.2.5 縦排水路（排水のための水路）	10
2.1.2.6 湧水の措置	12
2.1.2.7 小溪流等の措置	12
2.1.3 地下水排除工	13
2.2 植生工	15
2.2.1 植生工の目的および一般的留意事項	15
2.2.2 植生工の選定	16
2.2.2.1 一般的留意事項	16
2.2.2.2 植生工の設計	18
2.3 吹付工	22
2.3.1 吹付工の目的および一般的留意事項	22
2.3.1.1 目的	22
2.3.1.2 一般的留意事項	22
2.3.1.3 吹付工の種類	23
2.3.2 吹付工の設計	23
2.4 張工	25
2.4.1 張工の目的および一般的留意事項	25
2.4.2 張工の設計	26
2.5 のり砕工	28
2.5.1 のり砕工の目的	28
2.5.2 のり砕工の設計	28

2.5.2.1	現場打ちコンクリートのり砕工	28
2.5.2.2	吹付のり砕工	29
2.5.2.3	プレキャストのり砕工	31
2.5.2.4	中詰工	32
2.5.2.5	排水処理	32
2.6	切土工	33
2.6.1	切土工の目的および一般的留意事項	33
2.6.2	のり面の形状	34
2.6.2.1	のり面勾配	34
2.6.2.2	のり面形態	35
2.6.2.3	小段	36
2.7	擁壁工	37
2.7.1	擁壁工の目的	37
2.7.2	擁壁工の計画	37
2.7.3	擁壁工の排水	40
2.7.4	擁壁工の設計	41
2.7.4.1	一般的留意事項	41
2.7.4.2	荷重の検討	43
2.7.4.3	設計全般	47
2.7.5	安定性の検討（土圧のみが作用する場合）	50
2.7.6	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	55
2.7.6.1	一般的留意事項	55
2.7.6.2	崩壊土砂による衝撃力および堆積土圧	57
2.7.6.3	捕捉土砂量の検討	60
2.7.6.4	設計手順	61
2.7.6.5	検討手法	63
2.7.6.6	重力式擁壁の設計計算例	65
2.7.6.7	落石防護柵の設計計算例	73
2.7.7	その他の待受式対策施設	79
2.8	グラウンドアンカー工	81
2.8.1	グラウンドアンカー工の目的および一般的留意事項	81
2.8.1.1	計画における一般的留意事項	81
2.8.1.2	調査における一般的留意事項	81
2.8.1.3	グラウンドアンカーの特徴	82
2.8.2	グラウンドアンカーの基本的要素	83
2.8.3	グラウンドアンカー工の設計	84
2.8.3.1	グラウンドアンカーの設計手順	84
2.8.3.2	グラウンドアンカー工の機能	88

2.8.3.3	グラウンドアンカーの配置 .....	89
2.8.3.4	必要アンカー力の算定（単位幅当たり） .....	90
2.8.3.5	設計アンカー力の算定（1本当たり） .....	94
2.8.3.6	アンカー体の設計 .....	95
2.9	地山補強土工 .....	99
2.9.1	地山補強土工の目的および一般的留意事項 .....	99
2.9.2	地山補強土工の計画 .....	100
2.9.3	地山補強土工の設計 .....	101
2.9.4	定着材と地盤の許容摩擦抵抗力（引抜き試験） .....	103
2.10	落石対策工 .....	105
2.10.1	落石対策工の目的および一般的留意事項 .....	105
2.10.2	落石対策工の計画 .....	105
2.10.3	落石対策工の設計 .....	109
2.11	杭工 .....	114
2.11.1	杭工の目的および一般的留意事項 .....	114
2.11.2	杭工の設計 .....	115
<b>第3章</b>	<b>急傾斜地崩壊防止施設の維持管理 .....</b>	<b>116</b>
3.1	総説 .....	116
3.2	施設の点検 .....	116
3.2.1	工種毎の留意事項 .....	117
3.2.2	施設周辺の留意事項 .....	119
3.3	急傾斜地崩壊防止施設の健全度評価 .....	119
3.4	急傾斜地崩壊防止施設の維持および対策 .....	121

## 第1章 総説

急傾斜地崩壊防止施設は、急傾斜地崩壊対策施設計画に基づき、適切な機能と安全性を有するよう設計するものとする。

### 《解説》

急傾斜地崩壊防止施設は、家屋等に隣接した斜面の崩壊を防止するもので、ひとたび崩壊が発生すれば、直接人命の損傷につながる危険が極めて高いため、防止施設の設計は安全性、耐久性等について十分配慮する必要がある。

このためには、地表水、地下水の排除や斜面形態等の諸条件を改善し、斜面の安全性の向上を図る抑制工、および構造物のもつ抑止力によって斜面の安定性を図る抑止工を適切に組み合わせて、斜面の崩壊防止を達成するよう設計する。又防止施設を設置する斜面は、居住区域と接近しているため、斜面の安定性を保持するうえで許容しうる範囲内で植生工を併用し、周囲の環境の調和したのり面保護工を設計するよう、十分な配慮が望ましい。

さらに、施工性、施工中の安全管理、防止施設の完成後の維持管理等についても考慮したうえで、急傾斜地崩壊防止に有効、適切な施設の設計を行うものとするが、特にのり尻の掘削により安定度を減じるため、基礎工は極力掘削を小さくする必要がある。

急傾斜地崩壊防止工事を実施しようとする斜面が直高 30m を超え、さらに上方に連続している、いわゆる長大斜面では、斜面上部からの崩壊を防止し、人家の十分な保全を図ることは技術的にも困難なばかりでなく、多大な経費を要するが多い。このような長大斜面における急傾斜地崩壊防止工事は、斜面下部（脚部）の崩壊が、斜面上部の崩壊を誘発助長することがないように十分配慮するとともに、沢部等を形成している場合にも、その上部からの崩壊土砂による被害を阻止するよう、長大斜面に適した崩壊防止施設を設計する必要がある。なお、防止施設は十分な安全度をもつよう設計に努力が払われるが、防止施設が完成したあとも、異常な豪雨の場合の危険性を住民に十分認識させ、警戒避難体制を継続するよう指導することが必要である。

また、急傾斜地崩壊防止施設の維持管理のため、原則として管理用の通路を設置するものとする。急傾斜地では、地形条件あるいは人家密集等のため、十分な管理用通路を確保するのは困難であるが、単独あるいは一連の崩壊防止施設の上部、中間部、下部に設置したり、また施設の小段を通路として利用できるよう、設計の際に留意する。事故防止のため、管理用通路には管理者以外の者が容易に立ち入りできないよう配慮し、排水についても注意を払う。急傾斜地崩壊防止施設の完成後の状況変化による人身事故等の危険が生ずるおそれがある場合には、防護柵、注意標識等を設置するものとする。防護柵の位置、延長、高さ、構造等は現地の状況を勘案して設計する。注意標識は、耐久性のある材料を使用し、平易な文章、簡単な文字、絵などを使用し、わかりやすく表示する。

管理用通路が急傾斜地上下を結ぶ通路である場合は、住民の使用も考えた安全な構造とする必要がある。

## 第2章 各施設の設計

### 2.1 排水工

#### 2.1.1 排水工の目的および一般的留意事項

排水工は、斜面の安定を損なう可能性の大きな地表水・地下水を速やかに集めて斜面外の安全なところへ排除したり、地表水、地下水の斜面への流入を防止することで、斜面の安定性を高めると同時に、のり面保護工、擁壁工等の他の崩壊防止施設の安定性を増すことを目的として用いるものとする。

##### 2.1.1.1 一般的留意事項

斜面崩壊の主な要因としては、降雨、湧水、地下水がある。斜面に降った雨水や、斜面周辺から流入する表面流水によって斜面が浸食されたり、地中に浸透した水によって土中の間隙水圧が上昇し、また地盤の強度が低下したり、含水による地盤の重量増等により斜面の安定が損なわれたりする。また砂質の斜面では、地中に浸透した水により、パイピングによる局部崩壊と、その進行により斜面が崩壊することもある。さらに二次的なものとして、斜面地山の凍結融解や湿潤乾燥の繰り返しによる風化の促進等の影響もある。

##### 2.1.1.2 排水工の種類と適用

排水工は地表水排除工と地下水排除工に分けられる。

地表水排除工は一般に地表水の集水斜面外への排水、斜面内への流入防止のために用いられ、のり肩排水路工、小段排水路工、縦排水路工、浸透防止工、および谷止工がある。また、地下水排除工は一般に地下水の集水、斜面外への排水、斜面内への流入防止のために用いられる。急傾斜地では主として暗渠工、横ボーリング工などが用いられ、その他には遮水壁工、集水井工、排水トンネル工などがある。

排水工の計画・設計にあたっては対象斜面付近の気象、地形および地表面の被覆状況、地質・土質と地下水・湧水、斜面および周辺の既設排水施設の断面と状況、および排水系統を調査し、排水系統全体のバランスがとれるよう合理的に計画・設計する。また工事施工中に思わぬ湧水・地下水が見つかったら、その都度適宜対処する。

地表水排除工に用いる水路等の断面を決定するには、これまでの周辺の斜面における既設排水施設の実態、および対象斜面からの流出土砂量、維持管理、施工性、工費等を総合的に検討して決定する。この際、流出量の計算値も考慮に入れることが望ましい。

### 2.1.1.3 排水工のための調査

排水計画及び設計のための調査は表 2-1 に示す内容を基本とする。

表 2-1 排水計画・設計のための調査

調査項目	調査目的趣旨
気 象	計画雨量の決定 凍上対策 除雪・融雪対策 施工時の排水
地形および地表面の被覆状況	流出量の決定 地下浸透流予測
地質・土質と地下水など	凍上対策 施工時の排水 地下排水工の決定 のり面排水工の決定
斜面および周辺の既設排水施設の断面の状況および排水系統	新設排水系統 流出量の決定

### 2.1.2 地表水排除工

#### 2.1.2.1 地表水排除工の目的

地表水排除工は、水の浸透による土の強度低下および間隙水圧の増大、または地表流による浸食を防止するため、主として排水路により地表水を施設外に速やかに排除する目的で行うものとする。

#### 《解 説》

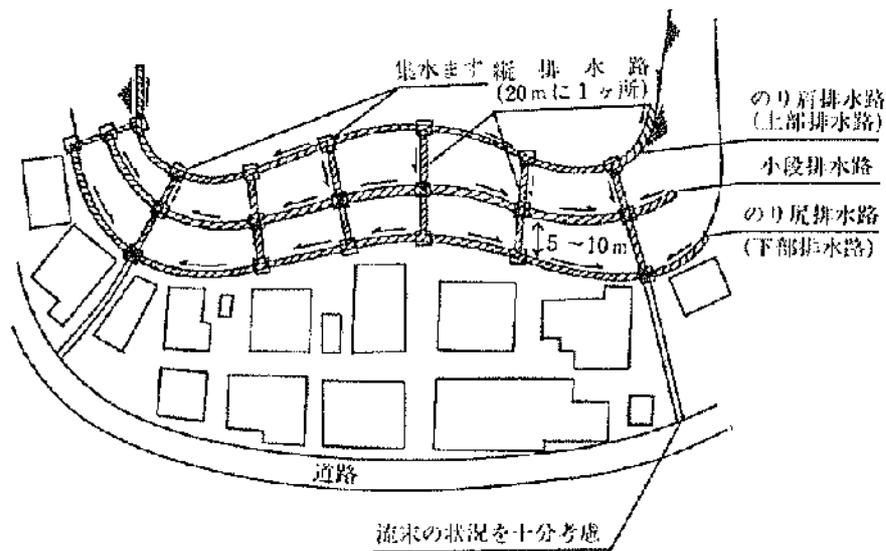
地表水排除工は、斜面に流入する水、または斜面内の水を速やかに斜面外へ導くことにより、擁壁等の崩落防止施設の安定性を高め、斜面の崩壊を防止しようとするものである。地表水排除工を計画する箇所としては斜面上部、斜面内および斜面下部いずれも可能である。また斜面の上部に凹地等があつて滞水し地下に浸透して斜面の安定を害している場合には、地形を整形するとともに排水路を設置することが望ましい。

地表水排除工は一般に他の工法と併設されるほか、斜面状況によっては単独に設置して斜面の安定を図る場合もある。また切土工の着手に先行して、周囲から流入する地表水を遮断する目的で施工する場合もある。特に切土工中に降雨水が斜面に集中して流下したため崩壊事故が発生することが多いことから、できるだけ工事区域の周辺に地表水排除工を先行して実施することが望ましい。

場合によっては仮設工事として設置することも考慮しなければならない。

工種としては地表水を横断的に集めるのり肩排水路、小段排水路、のり尻排水路等と、集めた水を迅速に排水するための縦排水路工に区分されるが、一般にはこれが一体となって機能するものである（図 2-1）。しかし地形的に自然な集水が期待できるときは縦排水路工のみの場合もある。また斜面に小規模の食溪があってそれが発達するおそれがある場合、その縦横侵食を防止するために縦排水路を設けることがある。

のり尻排水路は擁壁上部の埋戻部分には原則として設置しない。やむを得ず設置する場合には、擁壁と排水路が一体となるように設計・施工する。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-1 地表水排除工模式図

### 2.1.2.2 排水路の構造

排水路は集めた水が再び土層内へ浸透しないような構造とするとともに、土砂等の堆積及び排除など維持管理面を考慮し、十分に余裕のある断面としなければならない。

#### 《解 説》

地表水排除工に用いる水路などの断面を決定するには、これまでの周辺の斜面における既設排水施設の実態、および対象斜面からの流出土砂量、維持管理、施工性、工費等を総合的に検討して決定する。この際、計画規模の降雨量から求められる流出量に、土砂混入や余裕を見込んで設計する。

一般に水路等の断面は土砂などの堆積を考慮して流出量より 20%程度余裕をもった断面とするが、場合によってはさらに十分な余裕をもたせる必要がある。

維持管理の面から 300×300 mm程度以上の断面をとることが望ましい。

#### (雨水流出量の計算)

雨水流出量の計算は、一般的に合理式（ラショナル式）を用いて計算する。

降雨強度は、「土木工事設計マニュアル砂防編（山梨県県土整備部監修）」に準じる。

降雨確率年は、構造物の重要度、設計流量以上の流水量が生じた場合の危険度の大きさ、経済性などを考慮して決める。急傾斜対策事業においては一般的に 10 年とする場合が多い。一般的な算定手順を図 2-2 に示す。

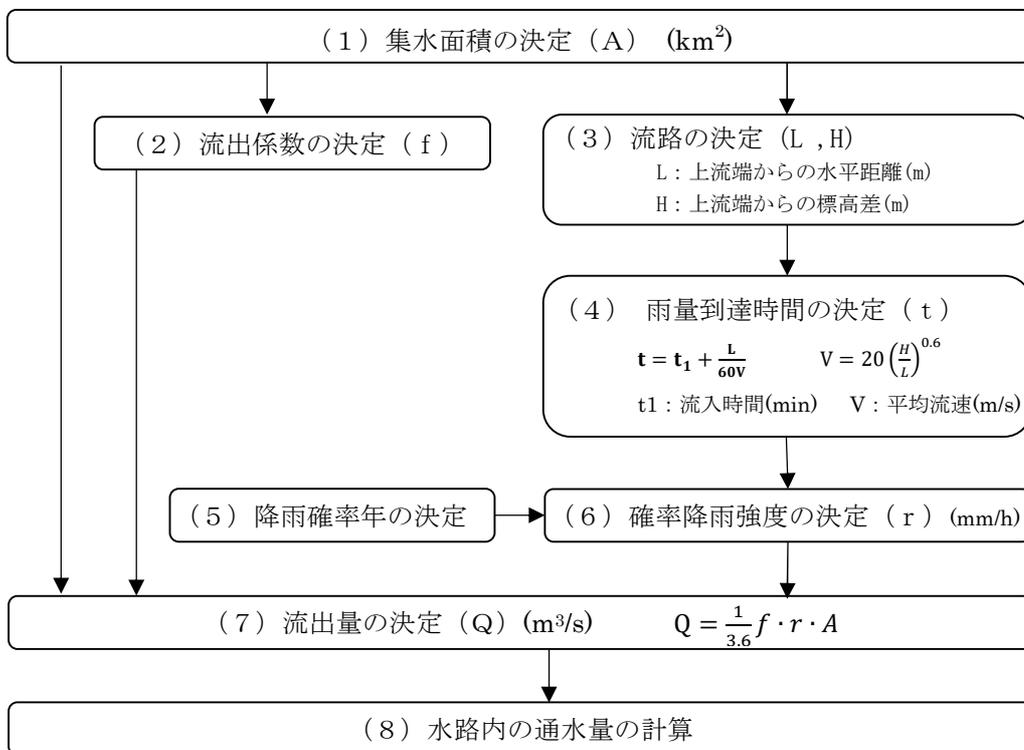


図 2-2 雨量流出量の算定手順

表 2-2 流出係数 ( f )

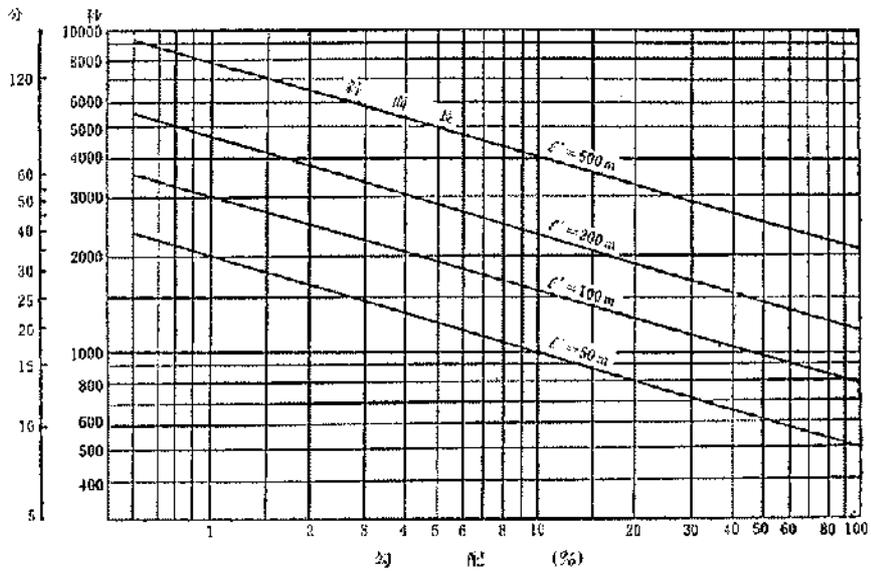
切土のり面	0.9	平坦な耕地	0.5	山地河川地域	0.8
急峻な山地	0.8	湛水した水田	0.8		平地小河川地域
緩い山地	0.7	市街地	0.7	半分以上平地の大河川地域	0.6
起伏ある山地および森林	0.6	森林地帯	0.3		

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年 5 月）

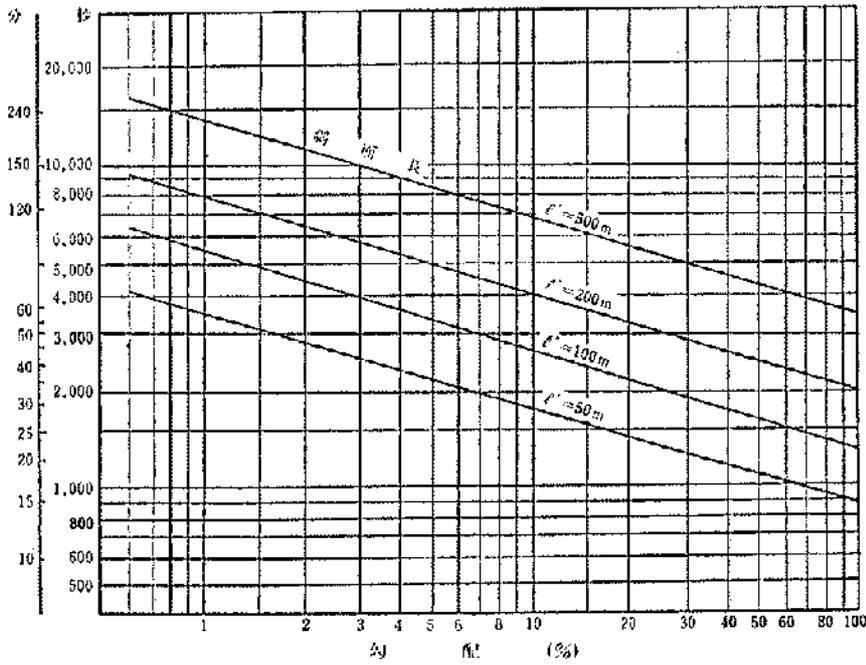
表 2-3 粗度係数の値

排水施設の種類		粗度係数 n
素掘り	土	0.02~0.025
	砂 礫	0.025~0.04
	岩 盤	0.025~0.035
現場施工	セメントモルタル コンクリート	0.01~0.013 0.013~0.018
	粗 石      練 積 空 積	0.015~0.03 0.025~0.035
工場製品	鉄筋コンクリート	0.011~0.014
	コンクリート管	0.012~0.016
	コルゲートパイプ	0.016~0.025

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年 5 月）



(a) 草の生育の悪い土地, ある程度の凹凸のある裸地の流入時間(粗度係数  $n=0.2$ )



(b) 普通の草地の流入時間(粗度係数  $n=0.4$ )

出典:「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)

図 2-3 流入時間(参考)

### 2.1.2.3 排水路の設置

排水路は排水系を考慮の上、急傾斜地崩壊危険区域内、およびその周辺の地表水を、速やかにかつ十分な安全性をもって施設外に排出するよう配置するものとする。

#### 《解説》

排水工の計画・設計にあたっては、対象斜面付近の気象、地形、および地表面の被覆状況、地質・土質と地下水・湧水、斜面および周辺の既設排水施設の断面と状況、および排水系統を調査し、排水系統全体のバランスがとれるよう合理的に計画・設計する。また、工事施工中に思わぬ湧水・地下水が見つかったら、その都度、適宜対処するものとする。

### 2.1.2.4 のり肩排水路工、小段排水路工（集水のための水路）

のり肩排水路工、小段排水路工は原則として斜面上および小段の全区間に設置するものとする。

#### 1. 区域外からの地表水の排除

- (1) 排水路は、区域外からの地表水を集中、または浸透させないよう最も上部に配置するものとする。
- (2) 斜面上部が平坦な場合は、原則として平坦部に計画し、斜面内を流下させないようにするものとする。
- (3) 水路工により大きな切土が生じないように計画するものとする。

#### 2. 区域内の地表水の排除

- (1) 小段には原則として排水路を計画するものとする。
- (2) 水が流れやすい法線および勾配で計画するものとする。

#### 《解説》

#### (1) 一般的留意事項

のり肩排水路、小段排水路は斜面に流入する地表水および斜面内の降雨水および湧水を集水し、縦排水路に導き速やかに斜面外に排除するものである。

水路勾配については、土砂の堆積や越流など維持管理上の問題を生じないように縦排水路に向かって流れやすい勾配にし、途中で屈折点などの逆勾配部分をなくし滞水しないように注意する。

断面は土砂や枝葉等の流入、堆積を見込んで十分余裕をもたせた断面とする。水路の構造はコンクリートブロック製品が多く用いられるが、施工にあたっては漏水、越水または滞水しないよう注意する。基礎部分が軟弱であれば栗石等で敷き固め、その上にならしコンクリートを打設し不等沈下を防ぐ。のり肩排水路と小段排水路の間隔および小段排水路相互の間隔は通常小段間隔と同じで直高 5m 程度が標準である。

侵食されやすい砂質土からなるのり面および重要なのり面に設置する排水路工はコンクリート、アスファルト等で被覆し、侵食等を防止しなければならない。

## (2) のり肩排水路

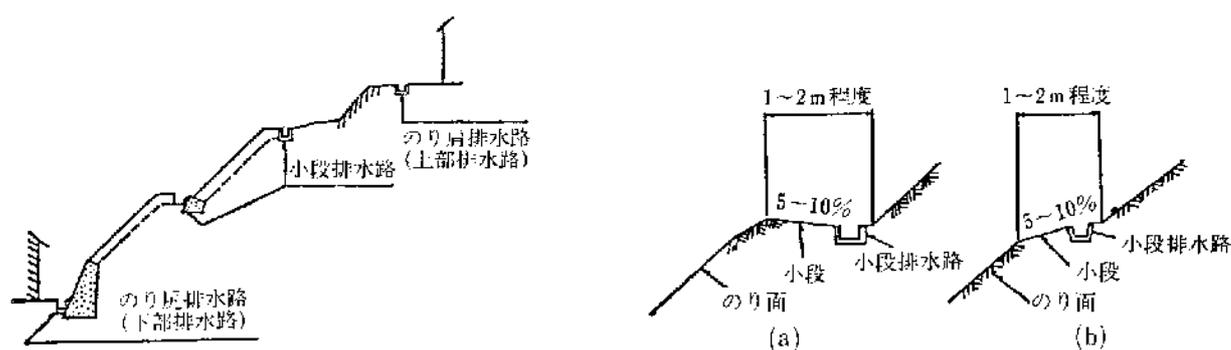
のり肩排水路は上部斜面に降った雨水や湧水をのり面に流入させないようにするために、のり肩に設けるものである。その種類はのり面の存在する地形、沈下量および土質などを十分検討して決定しなければならない。

## (3) 小段排水路

小段排水路は小段上部のり面の表面水を処理できるように設計し、下部のり面に悪い影響を与えないようにしなければならない。

小段の横断勾配は、一般に図 2-4 (右図 a) の方向につけるのが普通であるが、この場合は小段から水が全く浸透しないことが施工面で保証されるか、あるいは小段から多少水が浸透しても、のり面の安定に重大な影響がないと判断されることが必要である。このような条件が満たされない場合は、のり表面が流水により浸食されないように、のり面保護工を施工するか、あるいは、のり面保護工を施工しなくても浸食されにくいことを確認のうえ図 2-4 (右図 b) に示すように、斜面と同じ方向に勾配をつける。

なお、水路断面は維持管理の面から 300×300 mm程度以上をとることが望ましい。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)

図 2-4 横断水路工の設置位置 (左図) と小段の横断勾配 (右図)

### 2.1.2.5 縦排水路（排水のための水路）

縦排水路は集水した水を速やかに区域外に排出するためのもので、次のように計画するものとする。

1. 縦排水路の配置間隔は 20m を標準とするものとする。
2. 縦排水路は原則として縦断方向、横断方向ともに屈曲しないよう計画するものとする。
3. 縦排水路と横排水路の連結点、屈曲点、勾配急変点など流れが急変するところには、集水柵を設けるものとする。また、縦排水路の勾配が急な場合等で水の飛散が考えられる場合は、縦排水路の周辺の浸食防止、縦排水路の被覆等を行うものとするが、維持管理しやすい構造とするものとする。

#### 《解説》

- (1) 断面は、原則として流量を検討して決定するが、少なくとも肩排水路の断面以上とする。
- (2) 一般に設置する勾配が急なため部材がずり落ちやすくなるので、すべり止めコンクリートなどを設けるのが望ましい（図 2-5 参照）。
- (3) 水のはね出しなどによる水路側面の洗掘を防ぐため、勾配をつけたコンクリート張りなどを施すのが望ましい（図 2-6 参照）。

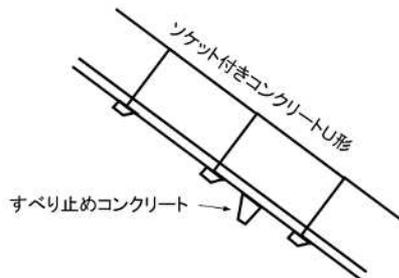


図 2-5 縦排水路（すべり止めコンクリート付）

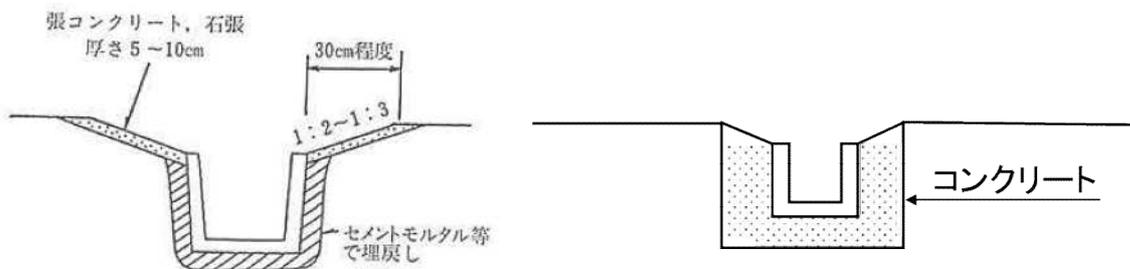
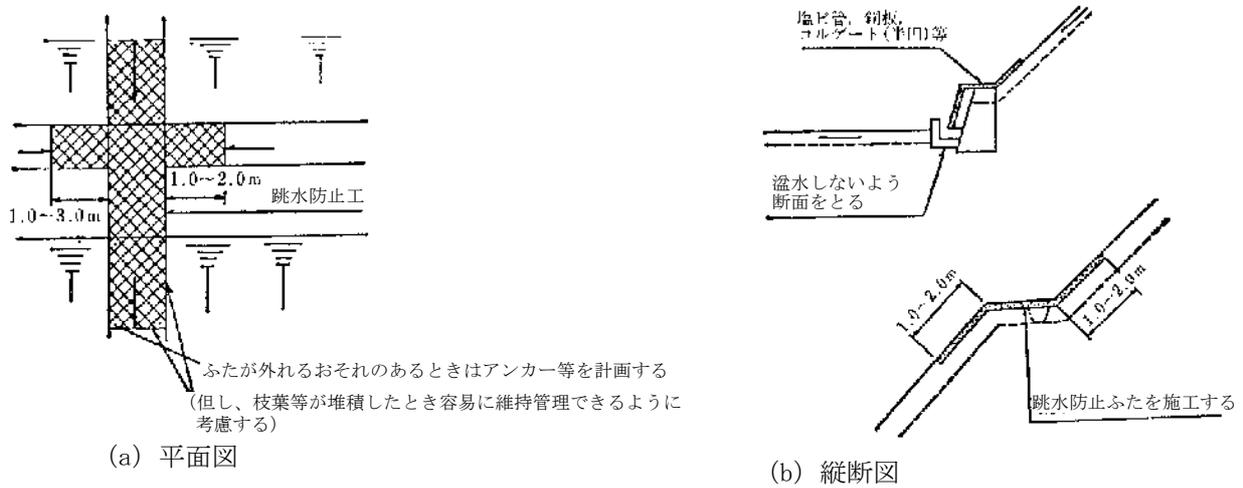


図 2-6 縦排水路の跳水対策

(4) 勾配が1:1より急なところや、のり尻から1~2m 区間勾配の変化点などの縦排水路は水が跳ね出すおそれがあるのでふた付きにする(図 2-7、図 2-8 参照)。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)

図 2-7 跳水防止工の一例

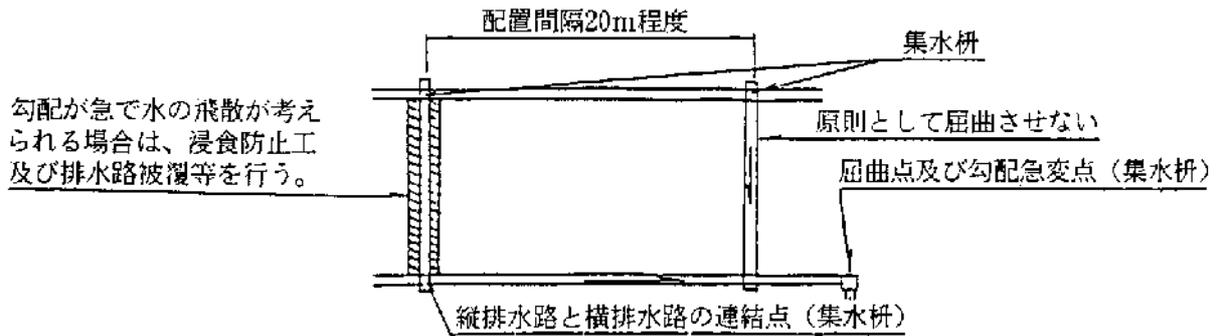


図 2-8 縦排水路の配置(平面図)

集水柵が落差工となるような場合、落差工、流量、越流水深を考慮して標準的に次式によって柵の大きさを求める。

$$L = k (h_1 + t)$$

k : 2.5~3.0

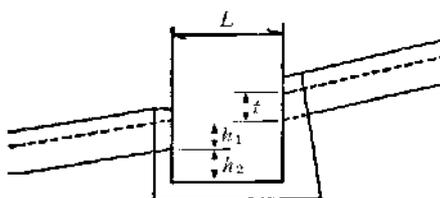
L : 柵の内長 (m)

t : 水路の水深 (m)

$h_1$  : 上下水路床間の落差 (m)。

$h_1$ は必ず確保し潜り堰とならないように定めなければならない (図 2-9)

$h_2$  : 柵の土砂溜め深さ (0.15~0.5m)



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)

図 2-9 集水柵側面図

#### 2.1.2.6 湧水の措置

斜面に湧水などがある場合は、排水路、ならびに地下水排除工などにより排除するものとする。

《解説》

斜面に湧水等があると、土のせん断強度が低下したり浸食が発生したりし、さらに湧水が閉塞した場合には、間隙水圧の増大をもたらすものとなるので、完全に排水措置を講ずる必要がある。この場合、必要に応じ土砂流出に対して、蛇かご等により措置するものとする。

#### 2.1.2.7 小溪流等の措置

斜面に小溪流等があり、流水による浸食が考えられるときは、上部に谷止工を設けた後、水路工を計画するものとする。

《解説》

小溪流など流水が集中するところでは、崩壊の拡大助長を防止するため、谷止工、水路工等を設置する。

### 2.1.3 地下水排除工

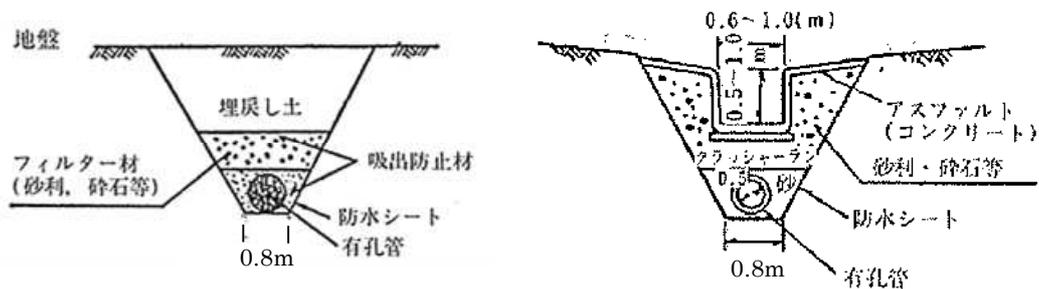
地下水排除工は、急傾斜地崩壊危険区域内、および区域外から区域内へ流入する地下水を排除して、斜面地盤の含水および間隙水圧を低下させ、斜面の安定を図るため計画するものである。

#### 《解説》

地下水排除工は、地表面下に浸水性の大きな層を作って、斜面内に分布している地下水を誘導排水し、土塊中の含水比や間隙水圧を下げ、また斜面内の透水性の地層に、地域外から地下水が流入する場合には、流入前にこの地下水を遮断して排除することにより、斜面の安定を高めようとするものである。

地下水排除工は、浅層地下水排除工（暗渠工、明暗渠工、横ボーリング）と深層地下水排除工（横ボーリング、集水井工、排水トンネル工）とがあるが、急傾斜地崩壊防止工事では浅層地下水排除工が主体となる。工法の適用については、地形、地質、湧水の有無等現地の状態を十分判断したうえで、【地すべり関係技術マニュアル】を参考として設計するものとするが、次の事項に留意する。

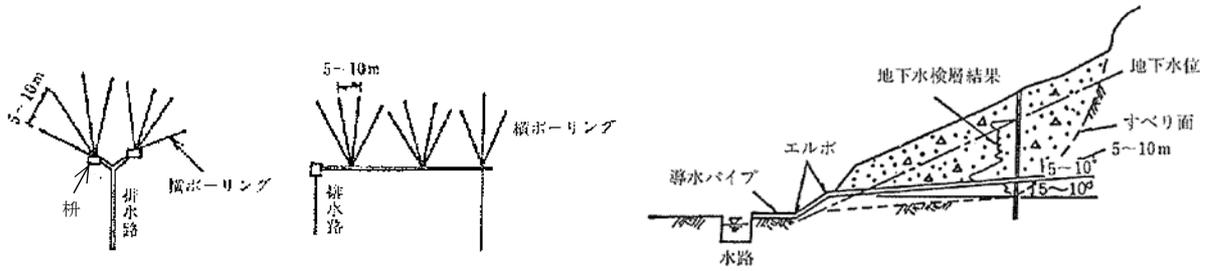
- (1) 比較的浅い箇所の地下水を排除するもので、地表面下1~2mに設置し、再度浸透しないよう20m程度を標準の長さとし、集水桝や落差工に接続し、地表水排除工により排水を行う。
- (2) 構造は、底に漏水防止のためのビニールシート、アスファルト版等を布設し、暗渠管の周囲ならびに上部には吸出し防止材を布設して、上部の陥没防止に努める（図2-10参照）。
- (3) 暗渠管の材料は、蛇かご、または多孔管とし、ずれ、抜けを防止するために、必要に応じて杭等で固定するものとする。
- (4) 暗渠工などで処理できない比較的深い所に存在している地下水を排除するために横ボーリング工を用いる。横ボーリング工の設置箇所は、地下水の分布または流入の著しい箇所、あるいは湧水のある箇所やパイピングによる局所崩壊の予想される箇所とする。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-10 暗渠工標準図（右）と明暗渠工標準図（左）

ボーリング孔から集水した水は速やかに集水枡、排水路に流入させ、斜面外に排水する。また、その配置は先端間隔が5~10m程度になるように配置するのが一般的である（図 2-11 参照）。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-11 横ボーリングの配置

## 2.2 植生工

### 2.2.1 植生工の目的および一般的留意事項

植生工は、のり面・斜面に植物を繁茂させることによって、雨水による浸食を防止すること、緑化により斜面周辺の自然環境との調和を図ることなどを目的とするものとする。

#### 《解 説》

植生工はのり面・斜面の安定化にも、環境や景観の保全にも、導入した植物の永続した健全な植物群落を形成させ、地表面の温度変化を緩和し、凍上を防ぎ、さらに根により表土を緊縛することによる凍上崩壊の抑制などの効果があることから、対象とするのり面・斜面と周辺の状況に適した設計と施工に心がける。

のり面・斜面などの裸地部は時間の経過とともに不安定度を増し、浸食、落石、崩壊、地すべり等の現象に発展しやすい。こうした現象は、のり面・斜面の直上、直下の災害の危険性を増大させるだけではなく、その周辺の施設、農地、山林、および下流域の河川、農地、市街地などへも影響を及ぼすことがある。

こうした裸地は目に付きやすく、自然生態系や地域の環境にも著しい影響を与えることがあるので、裸地の出現している場所の地形、地質、気象、周辺環境に十分配慮して工事を行う必要があり、できる限り安定度が高く、環境保全に役立つ植生工を検討することが望ましい。

近年、亀裂のある岩や勾配が急な斜面などには、厚層基材吹付工を行い、安定化される手法も用いられる。

また、生物多様性保全に配慮し、外来種を用いない新しい植生工が開発されている。たとえば、「表土利用工」、「自然侵入促進工」および「地域性種苗利用工」などである。これらに関しては、道路土工指針（社団法人日本道路協会、平成 21 年）や地域生態系の保全に配慮したのり面緑化工の手引き（国土技術政策総合研究所、平成 25 年）などを参照する。

## 2.2.2 植生工の選定

植生工法は、降雨、日照等の植物の生育条件を満たし、のり面の土質、施工時期、施工面積等を考慮して、現地条件に適した工法を選定しなければならない。

《解説》

### 2.2.2.1 一般的留意事項

植生工はその種類によって、気象条件（温度・水分）、土地条件（地質・勾配・乾湿）等の適応が異なり、生存年限や生態も異なるので、植物の使用目的と性状を十分理解したうえで選定する。

植生工の設定にあたっては、急傾斜地の安定化と同時に、表 2-4 に示す目標とする植生群落の達成を図ることの可能な工法を選定する。また、植生工のみでは急傾斜地を安定できない場合には、のり面の土質・勾配・気象などから緑化基礎工の採用を検討する。

基本的には、周辺環境に調和するような植生群落を造成することが、急傾斜地の安定や維持管理を軽減する上で景観的に好ましい。

表 2-4 のり面・斜面における植物群落の造成目標の目安

目標群落のタイプ	中低本林型 (灌木林型)	草本型 (草原型)	高木林型 (森林型)	庭園型 (特殊型)
適用地	山間地，急傾斜地 自然環境重視地区	都市，都市近郊，農地，牧草地	山間地の緩勾配の盛土特定な施設地域	都市，都市近郊，観光地
緑化の目標	自然環境に近い群落，維持管理の軽減	草本が主体の群落	特定の環境や機能を有する群落	修景，造形が主体の群落
具体例	低木林から自然な群落への遷移を期待	外来草本類が主体の群落で平面的な斜面	遮へい林，防風林，防潮林，落石防止林	見た目に美しく感じる群落
使用植物	先駆植物を主体とした低木類と草本類	外来草，在来草 ノシバ，コウライシバ	高木性樹木を主体に低木類，草本類	花木，草花，つる植物
植生工	厚さが確保でき流亡しない植生基盤材による播種工	播種工を中心 張芝，筋芝	播種工を主体に植栽工を併用	播種工 植栽工
維持管理	自然遷移にまかせる。必要があれば除伐，追播など	定期的な草刈り，追肥，追播	除伐，つる刈り，補植，追肥	徹底した管理，補植，植えかえ，追肥，除草
備考	急勾配，無土壌地の緑化も可能	急傾斜地では表層土の滑落対策が必要	急傾斜の切土面は避ける	急傾斜地では植生ブロック，編柵などが必要

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

植生工は、生きた材料を取り扱うので、施工場所の立地条件によって大きく影響を受ける。気象に関する情報などのほかは現地調査（周辺環境、周辺植生、のり面形、斜面形、地層、地質、流水、湧水、のり面情報の状況）による。

調査結果を植生工の設計、施工に活用してゆくうえでの導入の可能性と、その判断事項となる例を表 2-5 に示す。

表 2-5 調査結果の植生工検討への活用例

調査項目	調査結果から植生工を判断する際の事項												
周辺環境と周辺植生	<ul style="list-style-type: none"> <li>対象のり面・斜面と周辺環境との連続性や調和を図る。</li> <li>ニホンジカ、イノシシなどの獣害発生が予想される場合は対策を検討する。</li> </ul>												
のり面形 斜面形	<ul style="list-style-type: none"> <li>源頭部や両サイドのオーバーハング部で、土砂または礫混じり土となっているところは60度より緩く切り取れば可能。</li> <li>のり面の両サイドや凹部などで表土や風化層が厚くなっているところは構造物との併用を検討することによって可能。</li> <li>勾配は45度より緩では植生工、45～60度では必要に応じて構造物+植生工、60度より急や硬岩では部分緑化が可能。</li> </ul> <p style="text-align: center;">参表-1 勾配と植物の生育状態(山寺)</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th>勾配</th> <th>植物の生育状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1:1.7以下 (30度以下)</td> <td>高木が優先する植物社会の復元が可能 周辺からの在来種の侵入が容易 植物の生育が良好で、植生被覆が完成すれば表面浸食はほとんどなくなる</td> </tr> <tr> <td>1:1.7～1:1.4 (30～35度)</td> <td>35度は、放置した場合に周辺から自然侵入によって植物群落が可能となる限界角度</td> </tr> <tr> <td>1:1.4～1:1 (35～45度)</td> <td>中・低木が優先し、草本類が地表を覆う植物群落の造成が可能</td> </tr> <tr> <td>1:1～1:0.5 (45～60度)</td> <td>低木や草本類からなる丈の低い植物群落の造成が可能 高木を導入すると、将来基盤が不安定になるおそれがある</td> </tr> <tr> <td>1:0.6以上 (60度以上)</td> <td>岩の節理などへ根の伸長を期待して、主として低木類の導入は可能である</td> </tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> <li>小段などが設置できず、斜面長が10m以上となる場合には斜面凹部などへ排水溝を設置するなどして木本類を導入。</li> </ul>	勾配	植物の生育状態	1:1.7以下 (30度以下)	高木が優先する植物社会の復元が可能 周辺からの在来種の侵入が容易 植物の生育が良好で、植生被覆が完成すれば表面浸食はほとんどなくなる	1:1.7～1:1.4 (30～35度)	35度は、放置した場合に周辺から自然侵入によって植物群落が可能となる限界角度	1:1.4～1:1 (35～45度)	中・低木が優先し、草本類が地表を覆う植物群落の造成が可能	1:1～1:0.5 (45～60度)	低木や草本類からなる丈の低い植物群落の造成が可能 高木を導入すると、将来基盤が不安定になるおそれがある	1:0.6以上 (60度以上)	岩の節理などへ根の伸長を期待して、主として低木類の導入は可能である
勾配	植物の生育状態												
1:1.7以下 (30度以下)	高木が優先する植物社会の復元が可能 周辺からの在来種の侵入が容易 植物の生育が良好で、植生被覆が完成すれば表面浸食はほとんどなくなる												
1:1.7～1:1.4 (30～35度)	35度は、放置した場合に周辺から自然侵入によって植物群落が可能となる限界角度												
1:1.4～1:1 (35～45度)	中・低木が優先し、草本類が地表を覆う植物群落の造成が可能												
1:1～1:0.5 (45～60度)	低木や草本類からなる丈の低い植物群落の造成が可能 高木を導入すると、将来基盤が不安定になるおそれがある												
1:0.6以上 (60度以上)	岩の節理などへ根の伸長を期待して、主として低木類の導入は可能である												
地層	<ul style="list-style-type: none"> <li>のり肩下の粘性土で、気相が少ないものでは植生基材吹付工などにより植物の根の領域を造成。</li> <li>地層分布が異なる場合は、それぞれの地質に応じた植物種、または工法により可能。</li> <li>流れ盤では、吹付砕工などによる安定化を図ったうえで植生工を施工。</li> </ul>												
岩質	<ul style="list-style-type: none"> <li>安定度が確認された斜面については、岩の節理などに根が入る余地があれば、木本類の導入が適する。その目安は節理間隔が0.3～0.5mm、節理間隔が1.0m以内でも斜面をほぼ被覆できる。</li> <li>岩の節理が少ないものや根の侵入する余地のない地盤へは、植生基材吹付工などで根の生長領域を造成する。</li> <li>風化岩、泥岩などでは、土壌硬度の測定結果にもとづき参表-2により植物種、工法を検討する。</li> <li>土壌酸度はpH4.0～7.5で植生可能。この範囲外では植生基材吹付工(接合材セメントを使用したものなど)で植生可能。</li> </ul>												
崖錐 岩塊堆積 土砂	<ul style="list-style-type: none"> <li>岩塊が大きな箇所へは、植生基材吹付工などによる間隙へのポインティングによる基礎造成で植生可能。</li> <li>安息角付近で表面土砂、礫が移動しやすいものも、金網張工+植生工で安定化が可能。</li> <li>ガリ、凍上の発生は金網張工併用で可能。</li> <li>土壌硬度は粘性土では23mm以下、砂質土では27mm以下で根の侵入可能。</li> </ul> <p style="text-align: center;">参表-2 土の硬度からみた植物の生育状態(山寺)</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th>基盤の硬度</th> <th>植物の生育状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10mm未滿</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> <li>乾燥のため発芽不良になる</li> <li>安息角より急な勾配となると崩れやすくなる</li> </ul> </td> </tr> <tr> <td>粘性土 10～23mm 砂質土 10～27mm</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> <li>根系の伸長は良好となる(草本類では肥沃な土である場合)</li> <li>樹木の植栽にも適する</li> </ul> </td> </tr> <tr> <td>粘性土 23～30mm 砂質土 27～30mm</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> <li>木本類の一部のものを除いて、根系の伸長が妨げられる</li> </ul> </td> </tr> <tr> <td>30mm以上</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> <li>根系の伸長が不可能(根の領域の造成が必要)</li> </ul> </td> </tr> <tr> <td>軟岩・硬岩</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> <li>岩に節理がある場合には、木本類の根系の伸長は可能となる</li> </ul> </td> </tr> </tbody> </table> <p>※山中式土壌硬度計による</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>土中酸素量が不足すると根の侵入は望めない。飽和度の高い粘性土がこれに属し、植生基材吹付工などによる根の領域の造成が必要。</li> <li>保肥性は表土、または黒色埋積土以外ではないと判断する。肥料木の使用、または保肥性の多い基盤造成で生育が可能。</li> </ul>	基盤の硬度	植物の生育状態	10mm未滿	<ul style="list-style-type: none"> <li>乾燥のため発芽不良になる</li> <li>安息角より急な勾配となると崩れやすくなる</li> </ul>	粘性土 10～23mm 砂質土 10～27mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>根系の伸長は良好となる(草本類では肥沃な土である場合)</li> <li>樹木の植栽にも適する</li> </ul>	粘性土 23～30mm 砂質土 27～30mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>木本類の一部のものを除いて、根系の伸長が妨げられる</li> </ul>	30mm以上	<ul style="list-style-type: none"> <li>根系の伸長が不可能(根の領域の造成が必要)</li> </ul>	軟岩・硬岩	<ul style="list-style-type: none"> <li>岩に節理がある場合には、木本類の根系の伸長は可能となる</li> </ul>
基盤の硬度	植物の生育状態												
10mm未滿	<ul style="list-style-type: none"> <li>乾燥のため発芽不良になる</li> <li>安息角より急な勾配となると崩れやすくなる</li> </ul>												
粘性土 10～23mm 砂質土 10～27mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>根系の伸長は良好となる(草本類では肥沃な土である場合)</li> <li>樹木の植栽にも適する</li> </ul>												
粘性土 23～30mm 砂質土 27～30mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>木本類の一部のものを除いて、根系の伸長が妨げられる</li> </ul>												
30mm以上	<ul style="list-style-type: none"> <li>根系の伸長が不可能(根の領域の造成が必要)</li> </ul>												
軟岩・硬岩	<ul style="list-style-type: none"> <li>岩に節理がある場合には、木本類の根系の伸長は可能となる</li> </ul>												
流水 湧水	<ul style="list-style-type: none"> <li>流下水は直接植生面への流下を回避させる。</li> <li>適当な湧水は植生を助けるが、多量の湧水は浸食、崩壊につながる。</li> </ul>												
周辺状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜面上方の亀裂は切り取りが原則、転石は落下の危険性のあるものは固定。</li> <li>近隣の植物種から、周辺景観の調和性と植生工に使用可能な植物種の選択を行う。</li> <li>斜面上方の集水面積の把握により15分降雨強度程度で排水溝断面を検討する。</li> </ul>												

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)

#### 2.2.2.2 植生工の設計

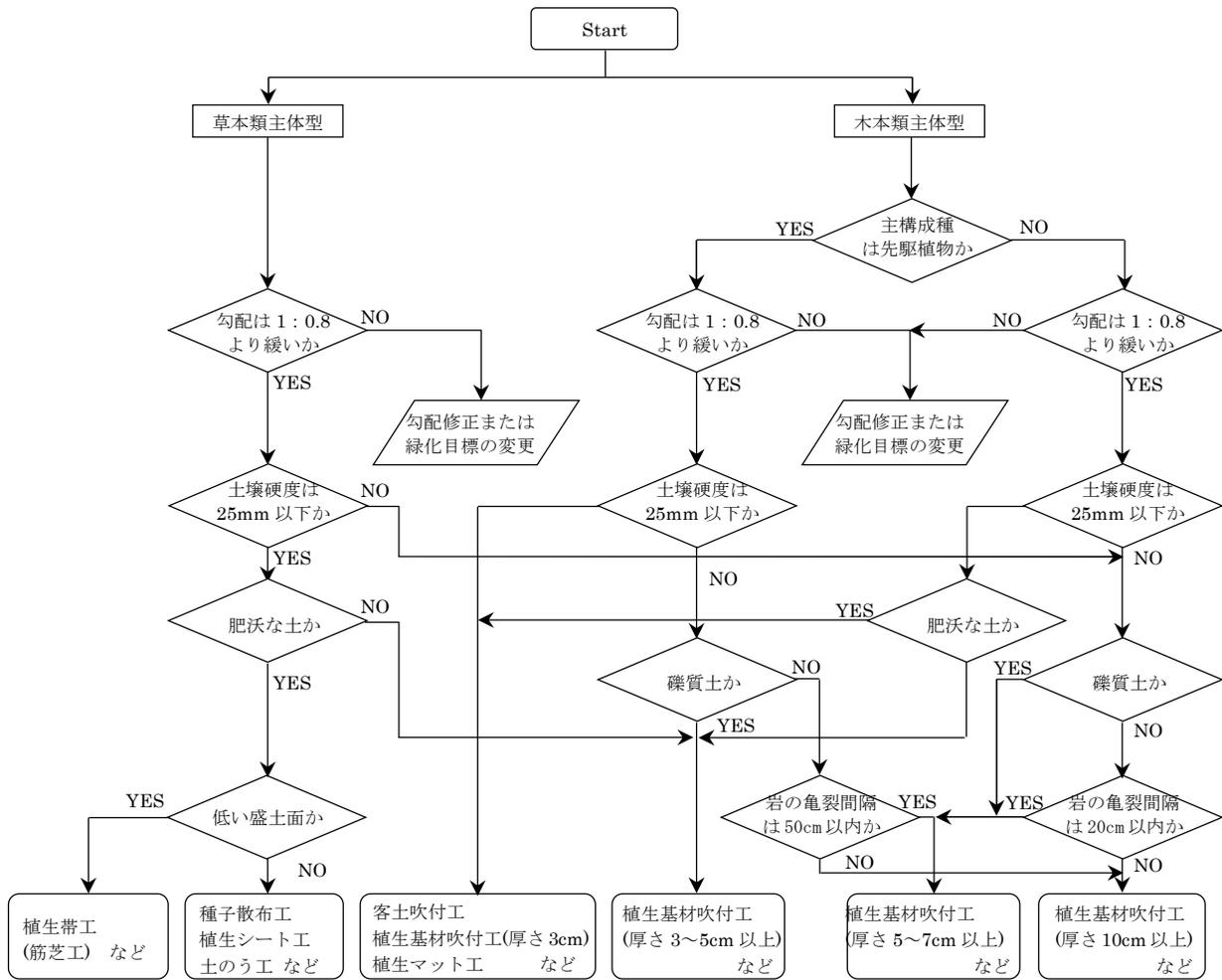
のり面・斜面での植生工は、防災機能が高く、地域生態系や自然景観に調和しやすい植物群落の増勢が必要であり、植栽工より播種工を主体にし、必要に応じて植栽工を導入する。

植生工の設計にあたっては、次のことを特に留意する。

- (1) 湧水の少ない均一な切土のり面で、標準のり勾配が確保できること。
- (2) のり面の土質が植生に適している場合はのり面に直接種を播くか、または芝付けを行うものとし、土質が適さない場合は部分客土等を行うものとする。
- (3) 植生工の各工種を選択条件として、のり面の硬度を測定する。植物の土壌侵入限界値は砂質土で土壌硬度試数 27 mm、粘土土で土壌硬度試数 23 mmであるから、これ以上の硬度の場合は客土等を行って、植物根の成長を助長する工種を採用する。
- (4) 寒冷なところでは、凍上や積雪などに起因するのり面崩落がはなはだしい。このため、特に根の定着のよい工法を選ぶことが必要である。切土のり面では、植生穴工、植生袋工、溝切客土等を施工し場合によってはのり面全体にネットを張り付け、植生を固定する。
- (5) 湧水箇所はフィルター層、暗渠、蛇かご工など排水処理を検討する必要がある。

播種による植生工の選定フローを図 2-12 に示す。

植生工の種類と特徴を表 2-6、表 2-7 に示す。



注1) 1:1.5より急勾配では金網張工を併用する。  
 注2) 植生基材吹付工は有機系を使用する場合の厚さを示す。  
 注3) 土壌硬度と根の侵入の関係は粘性土で23mm, 砂質土で27mm程度以下であるが, ここでは平均的に25mm以下とした。

出典:「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)

図 2-12 播種による植生工の選定フロー

表 2-6 機械播種施工による植生工の種類と特徴

工種	施工方法	使用材料				補助材料	施工後の耐浸食性		適用条件		備考	工種標準図
		基盤材	浸食防止材 又は接合材	植物	肥料		耐降雨 強度	期間	地質	勾配		
種子散布工	ポンプを用いて散布厚を1cm未満に施工する	木質繊維(ファイバー)など	粘着剤または被膜剤	外来草木種子 在来草木種子	高度化成肥料	繊維網、金網、むしろ、編籠	10mm/hr程度	1~2ヶ月程度	粘性土 (土壌硬度 27mm以下) 砂質土 (土壌硬度 23mm以下)	<1:1	肥料分の少ない土質では追肥管理を必要とする	
客土吹付工	ポンプまたはガンを用いて厚さ1~3cmに吹付ける	土(黒ボク土+木質繊維(またはパーク)	粘着剤または被膜剤 繊維	木本種子(肥料木) 外来、在来草木種子	PK肥料、緩効性肥料 高度化成肥料	金網、むしろ、編籠	10mm/hr程度	1~2ヶ月程度	同上の他岩片、礫の多い土砂	<1:1	肥料分の少ない土質に草本類のみで施工する場合は追肥管理を必要とする	
植生基材吹付工	モルタルガンを用いて厚さ3~10cmに吹付ける	土+有機基材(パーク、ビートモスなど) 有機基材(パーク堆肥、およびビートモス)	セメントまたは高分子系樹脂	木本種子 外来、在来草木種子	緩効性肥料 PK肥料 高度化成肥料	金網	20~100mm/hr程度 (使用する基材や接合材などにより異なる)	2~10年程度(使用する基材や接合材などにより異なる)	同上の他亀裂のある岩	<1:0.5	草本類のみで施工する場合は数年後に滑落することがある 亀裂のない岩面への施工には厚さを10cm程度とする必要がある	
植生基材注入工	布製の袋(厚さ3~10cm)をアンカーピンで固定し、袋内に植生基材を注入する	種子、肥料、植生基材	高分子系樹脂など	木本種子 外来、在来草木種子	緩効性肥料 PK肥料 高度化成肥料	特になし	植生基材は袋内にあり侵食の危険性は少ない	布製の袋の耐久性による	同上の他亀裂のある岩	<1:0.5	のり面にできる限り密着させる必要がある  客土注入工、客土注入マット工とも言う	作図に関しては協議願います。

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)

表 2-7 人力施工による植生工の種類と特徴

工種	施工方法	使用材料			補助材料	併用工	施工後の耐侵食性	適用条件		備考	工事標準図
		基材	植物	肥料				地質	勾配		
張芝工	全面または市松に張り付ける	切芝、ロール芝	切芝→野芝 ロール芝→ 外来草木	化成肥料 緩効性肥料	目串、 播土、 目土		比較的大さい	粘性土 (硬度 27mm 以下) 砂質土 (硬度 23mm 以下)	<1:1	小面積で造園的効果が必要である場合に使用	
植生マット工	全面または帯状に張り付ける	種子、肥料などを装着したむしろなど	外来、在来 草本種子	高度化成肥料	目串、 播土、 目土		大さい	同上	<1:1	むしろのほか、繊維フェルト状のものもある 肥料分の少ない土質で追肥管理を必要とする	
筋芝工	土羽打ちを行いながら切芝を施工	切芝	野芝	化成肥料 緩効性肥料			少ない	同上	<1:1.2	小面積用の盛土に適用 砂質土には不適	
植生筋工	土羽打ちを行いながら種子帯を施工	種子、肥料などを装着した繊維帯	外来、在来 草本種子	高度化成肥料			少ない	同上	<1:1.2	小面積の盛土に適用 肥料分の少ない土質では追肥管理を必要とする 砂質土には不適	
土のう工	土のうまたは植生袋を固定する	繊維袋に土又は改良土 種子などを詰めしたもの	木本種子 外来、在来 草本種子	堆肥、PK肥料 緩効性肥料	目串、 アンカーピン	溝切工、枠工	大さい	肥料分の少ない土砂、または硬質土砂、岩	<1:1	勾配が1:1より急なところでは落下することがある 草本種子を使用する場合には保肥性の大きい土砂とする	
埋枝工	切り取った樹木の幹枝を土中へ埋める	長さ 10~20mm に切った樹木の幹・枝・根	萌芽力の強い樹種	堆肥、PK肥料 緩効性肥料		植え穴工		土 壌 硬 度 25mm 程度以下の土砂	<1:1	幹枝は 2/3 以上を埋め込むようにする	
植栽工	植え穴を掘って苗木などを植え付ける	苗木、成木	樹木類 つる性植物	堆肥、PK肥料 固形肥料		植え穴工、 ポット工		同上	<1:1.5	活着率を高めるには堆肥のほか、高吸水性ポリマーやソフトセラミックスを用いるとよい 植え穴からの浸透水による崩壊に注意を要する	

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年 5 月）

## 2.3 吹付工

### 2.3.1 吹付工の目的および一般的留意事項

吹付工は、斜面の浸食を防止するとともに、斜面を外気および雨水等から遮断することにより風化を防止し、斜面を形成する地盤の強度低下を防ぐことを目的とするものとする。

《解説》

#### 2.3.1.1 目的

吹付工は、切土した時点で安定しているのり面に、湧水がなく当面崩落するおそれはないが風化しやすい岩、風化してはく落するおそれのある岩、土丹等で植生工が適当でないのり面の風化、侵食を防止するとともに、地表水が切土のり面に浸透することを防止して、のり面を形成する地盤の強度低下を防ぐことを目的とする。

つまり、切土した時点では安定した外観をしているが、切りっぱなしの状態でおくと著しく風化が進みやすい岩質とか、すでにある程度風化が進行していて、崩落のおそれのある岩盤で植生工やプレキャストのり枠工程度では不十分な場合の斜面の保護をすることにある。

#### 2.3.1.2 一般的留意事項

本工法は湧水がない岩盤で、亀裂が小さく崩壊が予想されないところに適している。湧水が多いと吹付けされた層と地盤との間の密着、一体化が阻害され、さらに凍結・融解を繰り返すことによって剥離をきたすこととなり、このような箇所での吹付工の施工は避けることが望ましく、入念かつ適切な湧水処理を行った上で実施する。また年間を通じて最高・最低の温度に激しい差がある地方では、吹付工(特に厚さが薄いモルタル吹付工)の耐久性に問題が多い。また本工法ではその施工上、斜面に繁茂している草樹木類をすべて伐採することになり、照り返しが強くなるため、斜面に近接する家屋の住民が吹付工施工前より暑さを感じる等の問題が発生したり、「緑」がなくなることにより周囲との調和がとれず、著しく環境を損なうという問題が発生したりすることもあるので、本工法の選択にあたっては、このような問題点についても事前に十分調査、検討することが必要である。

しかしながら、本工法は外気および雨水等の遮断効果が優れており、植生工やプレキャストのり枠工等と比較すると、その風化防止効果は非常に大きく、特に風化花崗岩や蛇紋岩等の雨水の浸透による風化に弱い岩の風化防止には有効である。また本工法は切土量が少なく機械設備が簡易かつ小型の可搬式機械で行えるので、狭い場所や高所のり面でも容易に施工することができる。このため他の工法に比べ広い面積に比較的工費も安く迅速に施工ができる。

斜面の崩壊防止工事として本工法を採用する場合には、恒久的な災害防止機能も要求されるので、特にモルタル吹付工の適用には耐久性等に十分な注意を払う必要がある。コンクリート吹付工においても基本的には軟岩以上の岩盤に適用することが望まれる。

抑止力が必要とされる箇所への適用に際しては、のり枠工およびグラウンドアンカー工、地山補

強土工などの併用が必要である。

### 2.3.1.3 吹付工の種類

吹付工の種類としては、図 2-13 に示すとおりモルタル吹付とコンクリート吹付がある。吹付けには乾式工法と湿式工法とがあるが、のり面工で施工されているのはバラツキの少ない湿式工法が主流である。

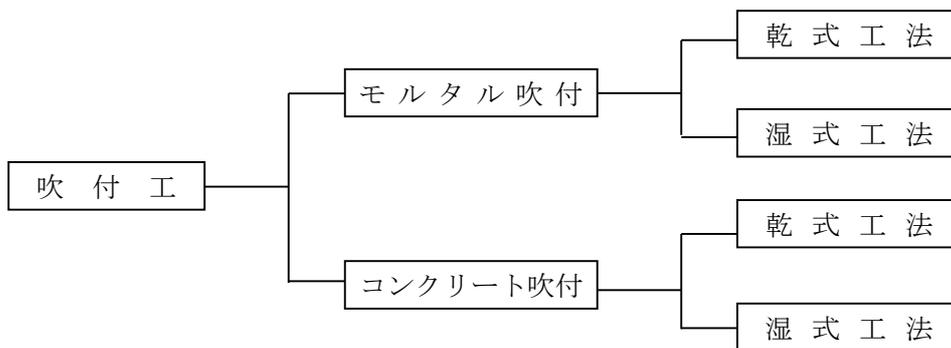


図 2-13 吹付工の種類

モルタル吹付工とコンクリート吹付工の適用条件の特徴を表 2-8 に示す。

表 2-8 モルタル吹付工とコンクリート吹付工の適用条件の特徴

モルタル	コンクリート
<ul style="list-style-type: none"> <li>・地盤が軟岩以上で斜面自体が十分安定しているところで、斜面長が比較的短く、気象条件もよく、湧水処理が行えるところに適用できる。</li> <li>・設計上は土圧を考えない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地盤が軟岩以上であることを原則とするが、団結度の高い砂質土や礫混じり土以上にも計画できる。しかしこの場合、風化の程度や湧水、気象条件、傾斜度等を考慮して、他の工法との比較を行う。</li> <li>・原則として土圧を考慮しない。また通常は岩質や勾配、のり長、気象条件等から経験的に吹付厚を決める。</li> </ul>

### 2.3.2 吹付工の設計

吹付工における吹付厚は、切土のり面の勾配、凹凸の程度、岩質、割目とその方向、のり面の緩み、風化の程度、気象、地形、斜面の安定性、施工性、経済性を考慮して設計する。

#### 《解説》

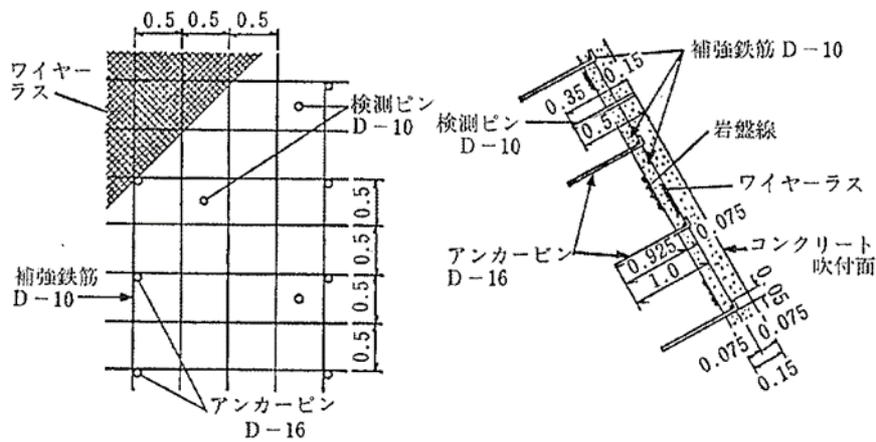
吹付厚は、切土のり面の勾配、凹凸の程度、岩質、割目とその方向、のり面の緩み、風化の程度、気象、地形、斜面の安定性、施工性、経済性を考慮して決めるが、標準はモルタル吹付工で 7～10cm であるが、凍結、融解を繰り返す地方では、10cm 以上の厚さが必要である。また、コンクリート吹付工では 10～25cm である。

切土後ののり面の状態は、一般にのり面全体が均質なことは少なく、風化の著しい部分、土の部分等が介在しており、場所により気温の変化による膨脹・収縮等が若干異なるので、吹付層の中間付近に原則として鉄筋を入れた上に、ワイヤーラス、ワイヤーメッシュ等の補強金網を貼り付けたり、桁吹付工または部分的に特殊現場打りの枠工を組み入れる。

補強金網は、アンカーバーまたはアンカーピンで固定する。吹付工には水抜孔を設計する。水抜孔は、標準として外径 5cm 以上のものを 2~4 m<sup>2</sup>に 1 箇所以上設置する (図 2-14 参照)。

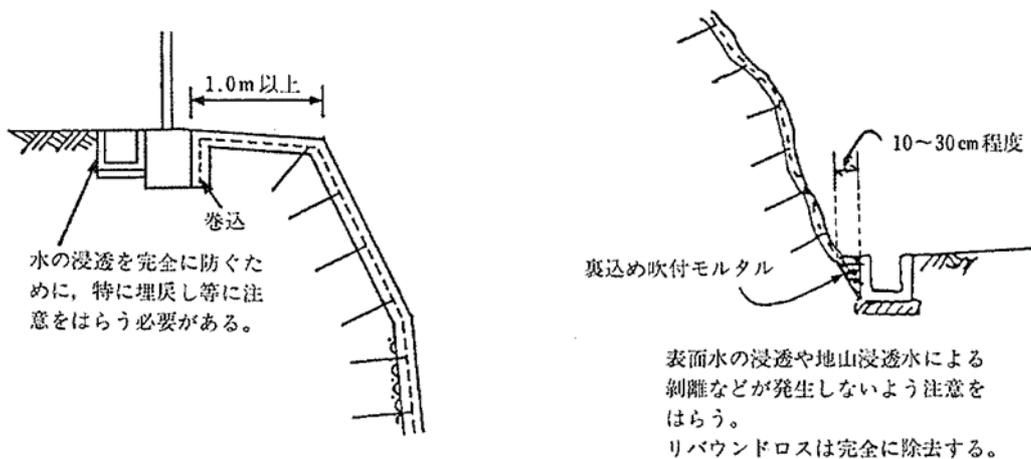
のり肩部は表土、または表土に近い土質になるので、地表水の浸透などにより、最も崩壊しやすい部分となるため、地山に沿って吹付工を巻き込む。

吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい。吹付工ののり尻では、吹付工表面の流水による侵食を防止するため、排水路と一体になるよう設計する (図 2-15 参照)。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年 5 月)

図 2-14 コンクリート吹付工の一例(単位：m)



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年 5 月)

図 2-15 のり肩の処理の一例(左)とのり尻の処理の一例(右)

## 2.4 張工

### 2.4.1 張工の目的および一般的留意事項

張工の目的は、斜面の風化、浸食および軽微な剥離、崩壊などを防止することを目的とするものとする。

#### 《解 説》

張工の種類としては、コンクリートブロック張（あるいは石張）工、コンクリート版張工（大型RCブロック工）とコンクリート張工がある。張工はその目的からいっても土圧に対抗するものではないので、設計においても一般的には土圧を考慮しない。

土砂斜面においては、地山の土質が硬質土や中硬質土でのり勾配が1:1.0より緩いような比較的良好な土質の場合には、一般に植生工もしくはプレキャスト枠工と植生工を組み合わせた工法が用いられる。しかし粘着力のない土砂、風化泥岩および崩れやすい粘土などに対して前記の工法では不十分と考えられる場合にはコンクリートブロック張（あるいは石張）工、コンクリート版張工が用いられる。この工法は単独で用いられるほか、のり枠の中詰めとしても用いられる。この工法の適用に関して、湧水の多い所では張工背面に水圧が生じたりするので十分な排水対策を実施した上で適用する必要がある。また寒冷地では凍結・凍上が生じないように、裏込め土厚を増すなどの対策も必要となる。

コンクリートブロック張（あるいは石張）工、コンクリート版張工は練張りを原則とし、また直高は土質や湧水の有無にも関係するが5mを限度とし、またのり長は7mを限度とする。特に石張工においては石材の緊結が難しいので、極力緩勾配で用い直高はあまり高くしないほうがよい。

コンクリート張工は、比較的勾配の急な節理の多い岩盤の剥離や、風化による軽微な崩落を防止するため、吹付工では不十分と考える場合に用いられる。また緩い崖錐層などでの軽微な崩落を防止するために、プレキャスト枠工では不安と思われる場合にも用いられる。さらには凍結・凍上が予想され、吹付工では不安な場合にもこの工法が用いられる。この工法においても湧水が多い所ではコンクリートと地山との一体化が望めず、かつ水圧が発生し安定が損なわれるので十分な排水対策を実施した上で適用する必要がある。コンクリート張工の機能はコンクリート吹付工ともたれ擁壁工の中間的な機能が期待されるわけであり、その適用にあたってはコンクリート吹付工やもたれ擁壁工との機能や経済性等を十分に比較検討した上で採用する必要がある。

## 2.4.2 張工の設計

張工は、のり面の風化および雨水による浸食を防止するために用い、石張工、コンクリートブロック張工、そしてコンクリート張工等を用いるものとする。石張工、コンクリートブロック張工は勾配 1 : 1.0 より緩い斜面上に、コンクリート張工はそれより急な斜面上に原則として用いるものとする。張工の仕上がり勾配は、あくまでも地山の安定勾配でなければならない。

### 《解説》

コンクリート張工は、比較的勾配の急な岩盤斜面上における風化による剥離崩壊を防止するために用いる。コンクリート張工の厚さは 20~80 cm で標準的に 50 cm である。のり勾配は 1:0.5 より緩い勾配が標準であるが、地山の状態がよい場合には 1:0.3 まで計画できる。断面内における勾配変化は避けなければならない。やむを得ず大きな勾配変化をさせなければならないときには、小段をはさんで変化させるものとする。のり高は 20m 程度を限界とする。ただし、多段に設置する場合は 1 段の高さは 15m 程度を限度とする。

一般に 1 : 1.0 程度の勾配の斜面上には無筋コンクリート張工が、1 : 0.5 程度の勾配の斜面上には鉄筋あるいは鉄骨コンクリート張工が用いられる。また、地山との一体化を図るために、すべり止めアンカーを用いることがあるが、これは 1~4 m<sup>2</sup> に 1 本の割合で設置し、打ち込み深さはコンクリート厚の 1.5~2 倍を標準とする。

天端および小口部は、背後に水がまわらないように地山を十分巻き込み、雨水等の浸透を防止しなければならない。

横方向の水路は天端、小段および下部に設け、縦方向の水路は、現地の状況に応じて適当な間隔で設けるものとする。縦水路は水路深さを浅くし、幅を広げるようにして、勾配の変化等により飛び散ったり、あふれたりしないような構造とする。

水抜孔は、原則として、2~4 m<sup>2</sup> 毎に 1 ヲ所適切な傾斜をつけて配置するが、湧水のみられる場所や透水性の地山等の場合は、必要に応じて増やすものとする。水抜き孔は、内径 5 cm 以上の耐水材料のものを用いるものとする。

コンクリート張工天端には、原則として、上方に斜面が続く場合は落石防護柵を、上方が平坦な場合は侵入防止柵を設置するものとし、小段には、必要に応じて落石防護柵を設けるものとする。

コンクリートの打設高は、十分に締固めのできる高さとする。コンクリートの打継ぎを行う場合、その施工継手を水平にすると、継手上部がすべり出すおそれがあるので、施工継手はのり面に垂直あるいはかぎ形にすることが望ましい（図 2-17 参照）。また、打継部には打継鉄筋（φ 9~22mm、長さ 50cm 程度）を設置することが望ましい。横方向には縦の伸縮継目を 10~20m に 1 ヲ所設置する。

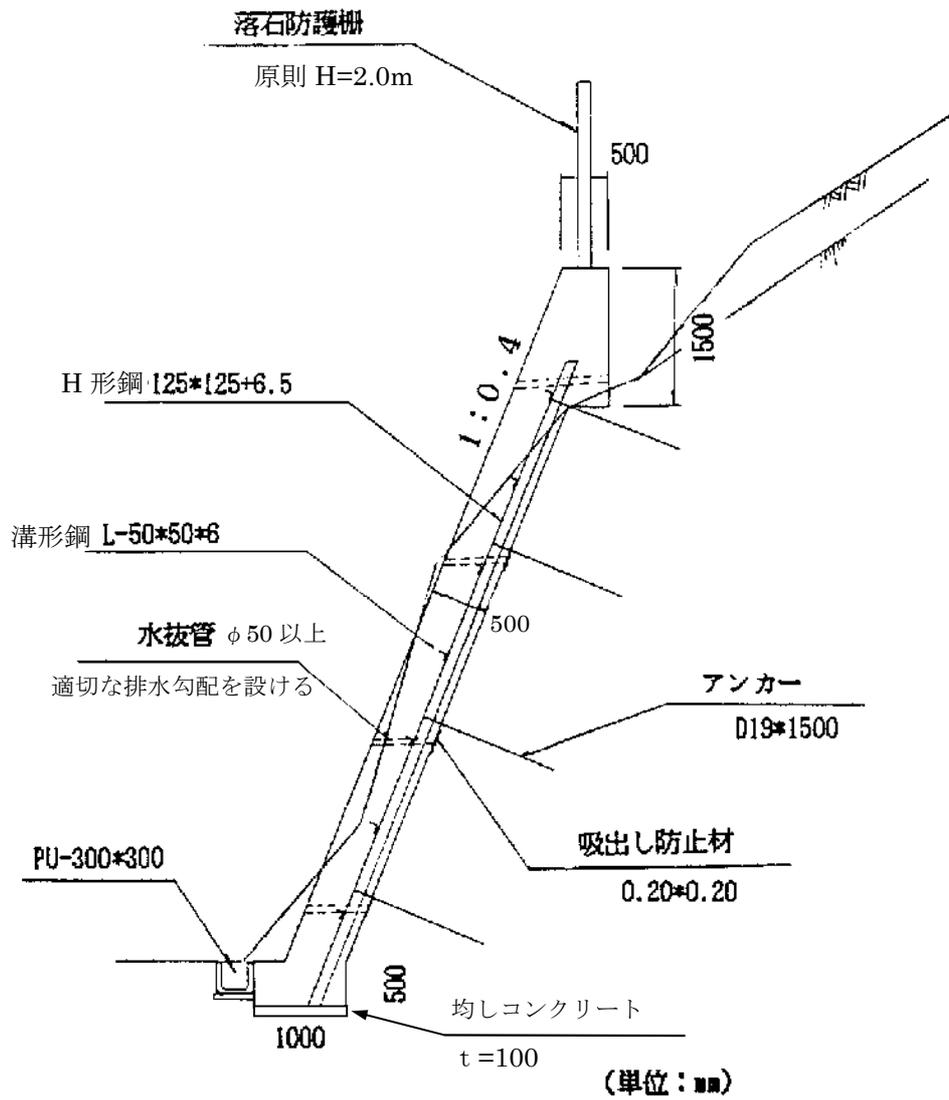
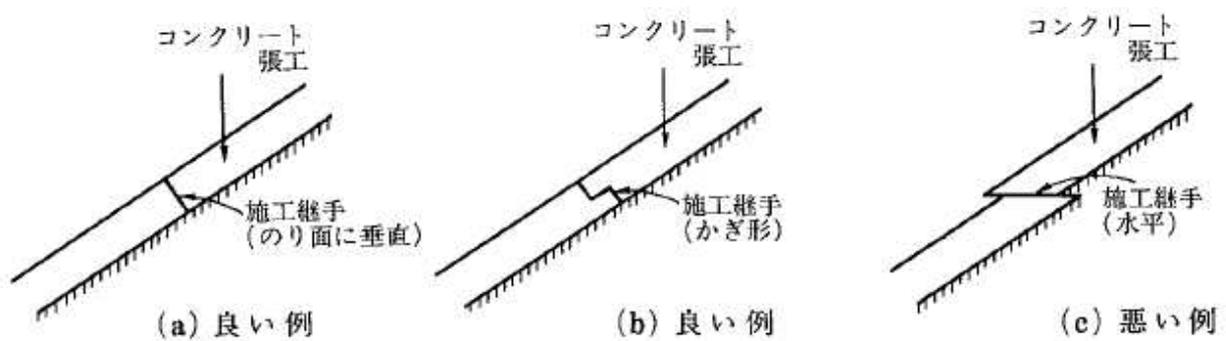


図 2-16 コンクリート張工の例



出典：「道路土工-切土工・斜面安定工指針」（平成 21 年 6 月）

図 2-17 コンクリート張工の施工継手

## 2.5 のり砕工

### 2.5.1 のり砕工の目的

のり砕工は、のり面の風化・浸食を防止するとともに、のり面表層の崩壊をも抑制することを目的とするものである。

#### 《解 説》

のり砕工は湧水を伴う風化岩などの長期にわたる安定が若干疑問と思われるのり面に現場打ちコンクリートや吹付モルタル、プレキャスト部材によって枠を組み、その内部を植生、コンクリート張工等で被覆することによってのり面の風化、侵食の防止をするとともに、のり面表層の崩壊をも抑制することを目的としている。

のり砕工は地山補強土工の芯材やグラウンドアンカーを併用し、小～中規模の崩壊抑止対策としての支承構造物として機能させる。

### 2.5.2 のり砕工の設計

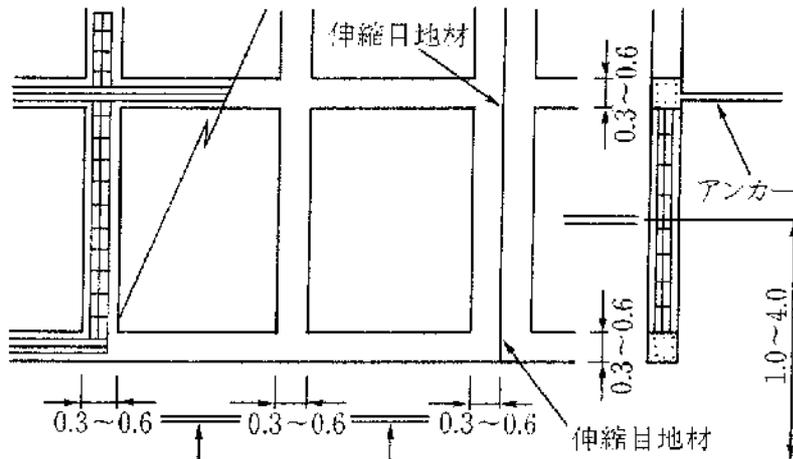
プレキャストのり砕工は植生工のみでは表面浸食が防止できない場合で、原則として勾配が 1 : 1.0 より緩い場合に用いるものとする。現場打のり砕工は長期にわたる安定性に疑問がある箇所や、節理、亀裂等のある岩盤に支保工的役割を期待する場合で、勾配が 1 : 1.0 より急な場合に用いるものとする。

枠の中詰めは植生によって保護するのが望ましいが、植生工が環境面・維持管理の面で不適当な場合は土質に応じた中詰めを行う。

#### 2.5.2.1 現場打ちコンクリートのり砕工

現場打ちコンクリートのり砕工は、のり面の風化、浸食の防止、のり面表層部の崩落防止のために用いるものであり、地形、地質、施工条件等の制約を受け、切土のり面の安定勾配がとれない急斜面や長大斜面の場合、湧水を伴う場合、土質が良好でない場合のほか、節理、割目等の発達した岩盤でコンクリート吹付工事等で浮石を止めることができない場合に、地山補強土工やグラウンドアンカーを併用することにより支保工的機能を期待して適用される。

部材の断面については、外力の想定ができる場合は計画された地山補強土工やグラウンドアンカーの有する抑止力に基づき、支承構造物として設計する。断面形状は、地山の状況に応じて決めるものとするが、一般に幅 0.3～0.6m、厚さは同程度以上のものとする。スパンは 1～4m の範囲を標準とする。のり砕の桁には鉄筋を入れ、交点には滑り止めの杭またはアンカー鉄筋を入れて補強することが望ましい。大きな抑止力を期待するときは、桁に溝型鋼や H 形鋼を入れて耐力を大きくしたり、交点にグラウンドアンカーやロックボルトを入れてそれらの支圧板として桁の設計を行うこととする。



「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）より引用加筆

図 2-18 現場打ちコンクリートのり枠工の例（単位：mm）

### 2.5.2.2 吹付のり枠工

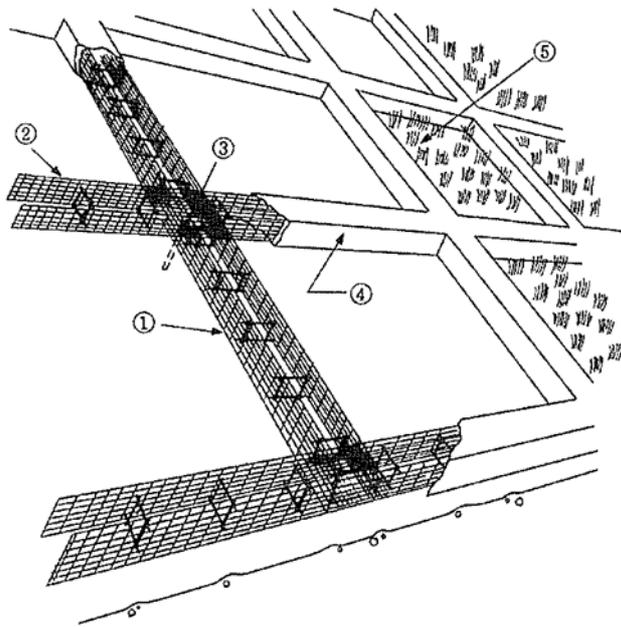
吹付のり枠工は金網型枠を地山の形状に順応させて張り付けてコンクリート（現場打コンクリートのり枠工に比べ空隙が多くなるなどの不安要素がある）またはモルタルを直接吹付けて造成するものである。のり面の状態に応じて枠の交点に鉄筋、地山補強土工の補強材、グラウンドアンカー等の工法を併用して地山との一体化を図る。

吹付のり枠工と現場打コンクリートのり枠工については、それぞれの特徴があるのでそれらを考慮して選定しなければならない。

本工の特徴は以下のとおりである。

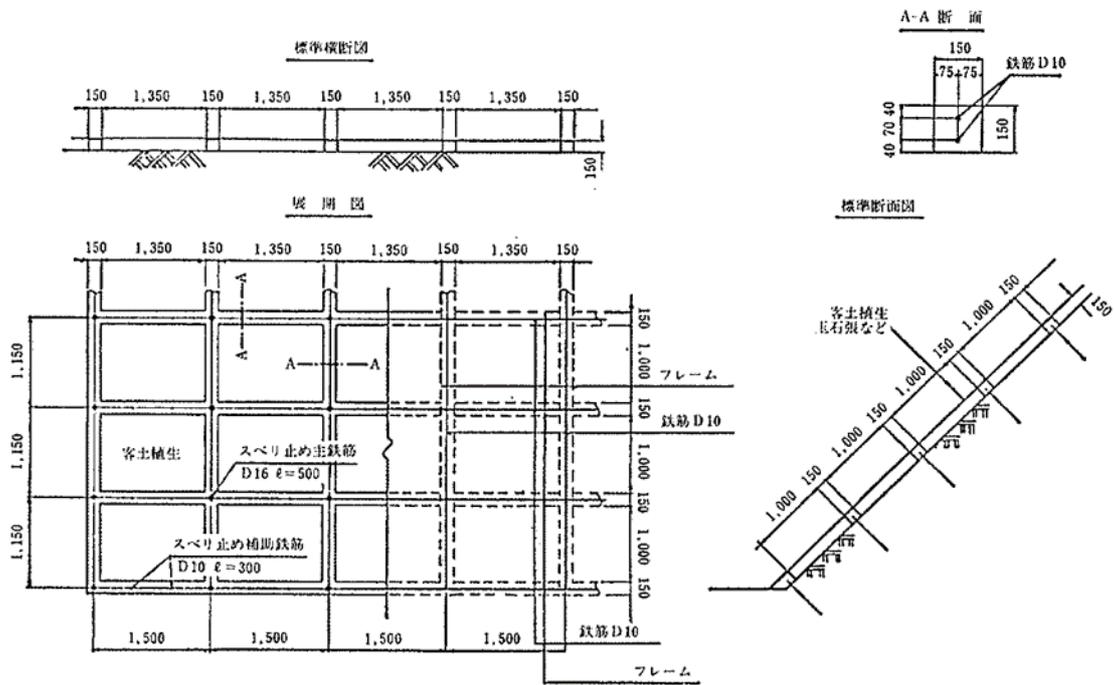
- ① 従来のコンクリート張工と違い、型枠架設が不要で、地山のならしも必要としない。
- ② フレーム部材自体を補強材兼型枠として埋殺しとするため型枠解体が不要である。
- ③ フレーム部材は軽量でありかつ変形自由であるため作業性がよく、高所、凹凸面でも施工性、経済性に優れている。
- ④ 吹付工法を用い、フレーム内に直接吹付けるので地山と梁が一体となる。

吹付のり枠工にグラウンドアンカーなどを併用するときは、現場打コンクリートのり枠工の場合と同様に支承構造物として応力計算を行い、断面、鉄筋量などを設計する。小断面の吹付枠工であっても、応力を期待する場合は計算にて断面などを照査する。最近では従来の吹付の施工法とは違ったポンプ圧送によって、先端まで送られたモルタル等を先端エアによって吹付ける方法も施工されている。従来のものより強度が見込まれるため、のり枠断面が小さくなる。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-19 吹付枠工施工の一例



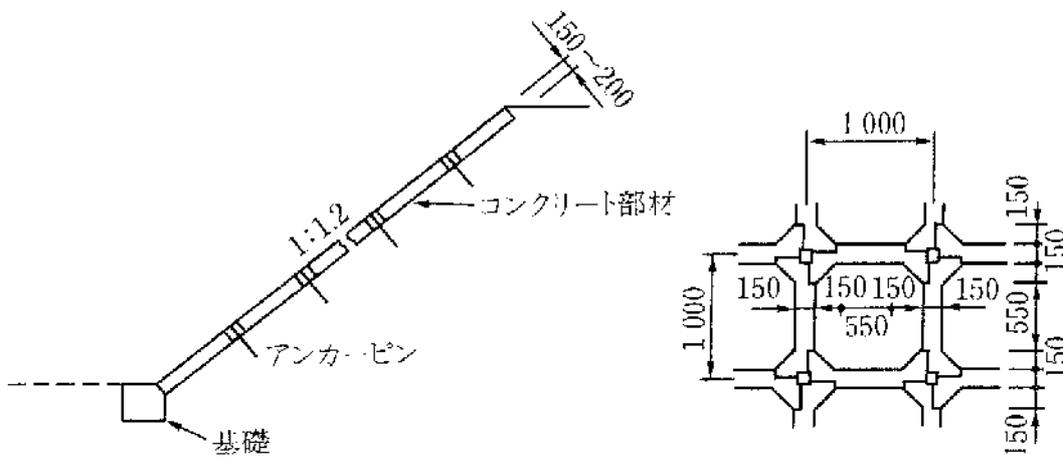
出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-20 吹付枠工施工の一例

### 2.5.2.3 プレキャストのり枠工

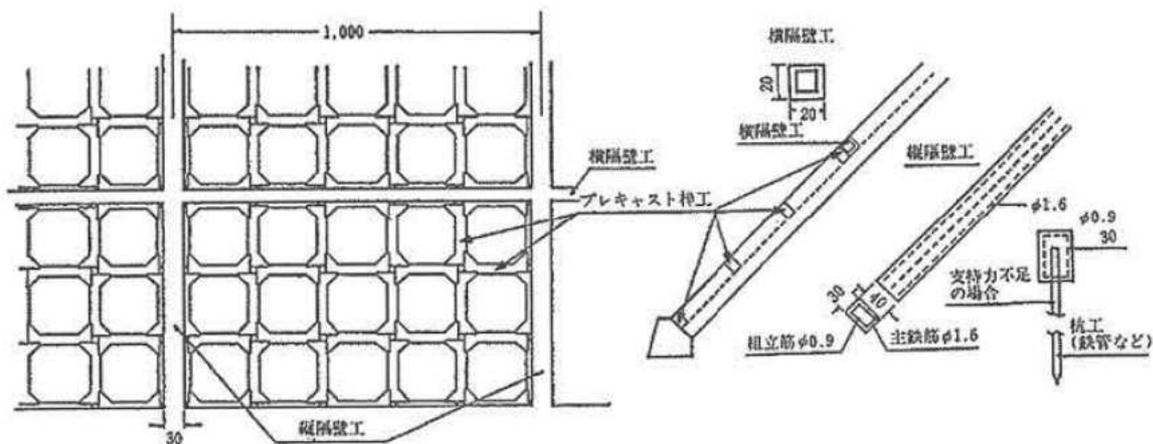
プレキャストのり枠工は、切土面に植生工のみ施工しただけでは、雨水による浸食に耐えられないのり面に用いる。原則として、直高5m以下の斜面に用いるものとするが、直高5mを越える斜面の場合は、のり面縦方向に現場打ちの隔壁を10m毎に設置するとともに、必要に応じて横隔壁も設置するものとする。また、部材の一部が万一破損した場合でも、その影響が全体におよばないように配慮することはもちろんであるが、そのために少なくとも隔壁間の1ブロックについては同時施工を行い、速やかに緊結するものとする。土質によっては、1:0.8ののり面勾配程度まで設計できるものもあるが、原則として1:1.0より緩勾配に設計する。

一般に枠はプレキャスト製品で、枠の交差部分には滑り止めの杭またはアンカー鉄筋を施す。斜面長が短いときは、鋼製枠、樹脂枠、木製枠等のプレキャスト枠工を用いることもある。



出典：改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ（平成9年10月）

図 2-21 プレキャストのり枠工の例（単位：mm）



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-22 隔壁工の例（単位：cm）

### 2.5.2.4 中詰工

のり枠内の中詰めについては、植生によって保護することが望ましいが、植生が不適当な場合には、コンクリート等で状況に応じた中詰めを行う。植生工を検討する場合には 2.2 植生工を参照する。なお、中詰めをコンクリート張工、植石コンクリート工、コンクリートブロック張工、練石張工等で設計した場合は、吸出し防止を施した水抜き工を設計して、のり枠背面の水を排出する。

原則として水抜き孔は、のり面の面積 2~4 m<sup>2</sup>毎に 1 個以上配置するものとし、その孔の大きさは、内径が 5 cm 程度のものを使用する。湧水が特に多い場合には暗渠を設けるとともに、吸出し防止材等で十分に処理するものとする。

### 2.5.2.5 排水処理

湧水のあるのり面においては、吸出し防止に十分配慮したのり枠背面の排水処理を行う必要がある。特に吹付のり枠工は勾配の急な場合が多く、吸出しが懸念されるので、必要に応じて暗渠方式などによる完全な排水工を検討する。

現場打ちのり枠工の枠内排水は、中詰めがモルタル等の場合は水抜きパイプが詰まる可能性が低いパイプ方式（内径 5 cm 程度）を原則とするが、初期投資及び長期的な経済性や供用期間中の枠内排水の管理の確実性等を考慮し、適切な排水方法を選択する。（図 2-23 参照）

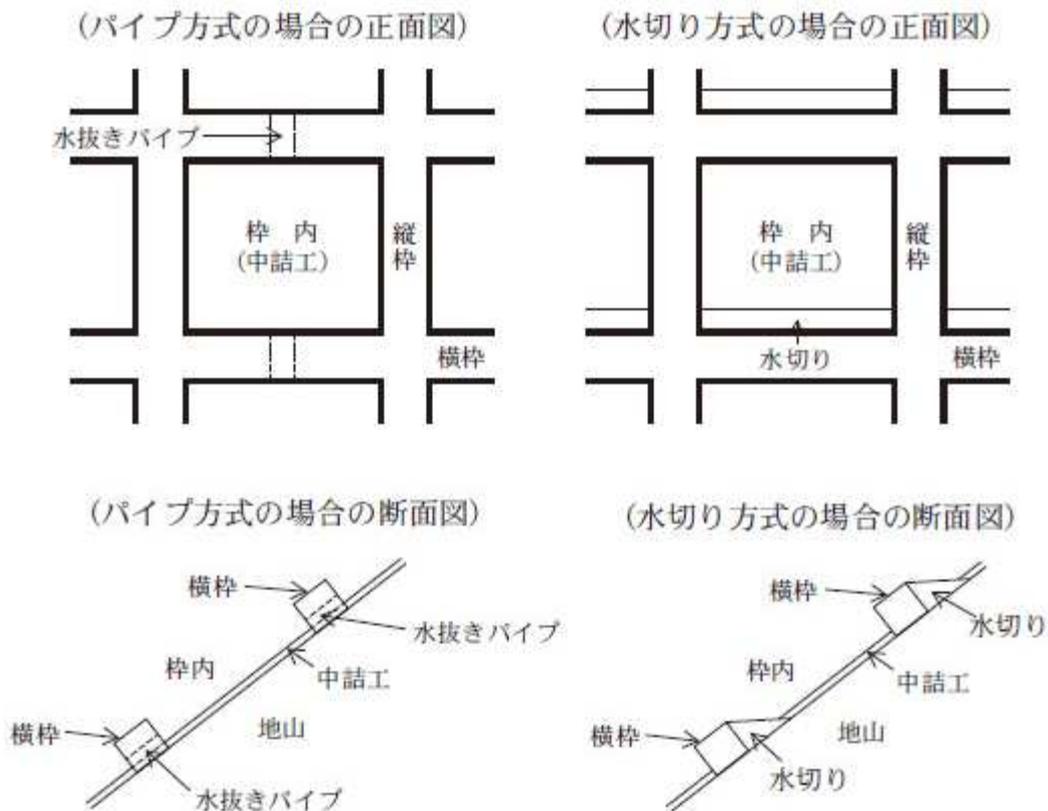


図 2-23 現場吹付のり枠工の枠内排水方法に関する概念図

## 2.6 切土工

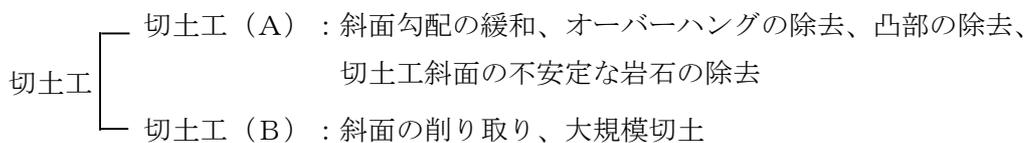
### 2.6.1 切土工の目的および一般的留意事項

切土工は斜面の安定を図るため計画するもので、切土をした後の浸食防止等のため、適切なのり先保護工ならびにのり面保護工を設けるものとする。

#### 《解 説》

切土工は、不安定土塊および岩石の除去、斜面勾配の緩和、植生またはのり面保護工のための斜面整形等の目的に応じて設計するものとする。

工法は次のように分けられる。



これらは、いずれも斜面の安定性の検討に基づき、崩壊が予想される土塊および岩石の一部または全部を排除するもので、最も確実な工法といえる。しかし、急傾斜崩壊地防止工事を実施する斜面は、その上下部に人家が密集していること、傾斜も急で作業が他の工事に比べ困難であること、人力施工に頼らざるを得ない場合が多いこと等の理由により、実施にあたりこの工法が用いられる箇所は非常に制約を受ける。自然斜面の土質は極めて不均質で、風化の程度、成層状態、節理等により地盤の強さが著しく異なるので、切土の設計にあたっては現地の状況に応じ、地形、地質、地下水等を十分考慮し、条件の似た既存の斜面の資料等に基づき、総合的に判断して決定するものとする。

切土部の斜面の表面は、侵食、落石、崩壊が再発しないように現場の状況をよく考慮して、裸地状態で放置することなく、表層の侵食防止、風化防止を自的としたのり面保護工を施工する。これらに用いる工種としては、植生工、コンクリート張工、コンクリートブロック張工、石張工、のり枠工、モルタル吹付工、コンクリート吹付工、連続長繊維補強土工などがある。また、例えば用地上の制約から、切土工のみで安定を確保することが困難な場合や、環境・景観への配慮から安定勾配より急な切土工を行って、緑化ブロック擁壁等を行うこともある。これらの場合には、安定度を確保するために切土工と他の抑止工（グラウンドアンカー工や地山補強土工等）との併用（複合）工法が採用される。

## 2.6.2 のり面の形状

### 2.6.2.1 のり面勾配

切土をする場合における切土高および切土した後ののり面の勾配は、地山の土質や切土高に応じて適切な勾配を用いるものとする。

#### 《解説》

切土した後ののり勾配を表 2-9 に示す。ただし、この値は一般的土質の標準値を示したものであるため、次のような箇所は特に注意して安全の検討を行い、のり勾配を決定する。なお、施工中の切土のり面勾配については、労働安全規則を参考とする。

- ① 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地等の崩壊が生じやすい斜面
- ② マサ等の浸食に弱い土砂からなる斜面
- ③ 膨張性岩、第三紀泥岩、蛇紋岩、および風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面
- ④ 破碎帯、割れ目の多い岩からなる斜面
- ⑤ 流れ盤の斜面
- ⑥ 地下水が多い斜面
- ⑦ 積雪、寒冷地の斜面

表 2-9 切土高および勾配

地山の土質および地質		切土高	勾配 (割)
硬 岩			0.3~0.8
軟 岩			0.5~1.2
砂			1.5~
砂質土	締まっているもの	5m以下 5~10m	0.8~1.0 1.0~1.2
	ゆるいもの	5m以下 5~10m	1.0~1.2 1.2~1.5
礫質土、 岩塊または玉石混じりの砂質土	締まっているもの、 または粒度分布のよいもの	10m以下 10~15m	0.8~1.0 1.0~1.2
	締まっていないもの、 または粒度分布の悪いもの	10m以下 10~15m	1.0~1.2 1.2~1.5
粘質土、粘土		10m以下	0.8~1.0
岩塊または玉石混じりの粘質土、粘土		5m以下	1.0~1.2
		5~10m	1.2~1.5

- 注) 1. 切土がこの表の切土高を越えるとき、またはこの表に定めのないときは、別に安全度を確認、安全を確認しておかなければならない。
2. 上表は風化が著しい場合、あるいは浸食のおそれがある場合は、これらに対して適切な保護をした場合に適用できるものとする。
3. シラスの場合は別途検討する必要があるものとする。

#### 《留意事項》

土砂災害防止法の規定による土砂災害特別警戒区域が指定されている斜面において切土を施工し、表 2-9 に示す勾配が 30 度以上の場合でのり面保護施設を併用しない場合、土砂災害特別警戒区域が解除されない場合があるので注意する。

### 2.6.2.2 のり面形態

切土のり面の形態は地質、土質等の状況により原則として次のとおりとするものとする。

#### 1 単一勾配のり面

一般に切土高 7~10m の一様な硬岩の場合に採用する。ただし、条件がよければ切土高を 10~15m までとする。また、硬岩以外で単一勾配を計画せざるをえない場合は、地盤を調査し抑止工などの構造物によって十分な安定を図らなければならない。

#### 2 勾配を土質および岩質により変化させたのり面

土質および岩質が一様でない場合に採用する。この場合各層の土質、岩質に見合ったのり勾配をとるものとするが、原則として上層を下層より急勾配にしない。

#### 3 小段をつけたのり面

切土高が 7~10m を超える場合で土質および岩質の変化する場合等に計画する。

《解説》

#### (1) のり面の形態

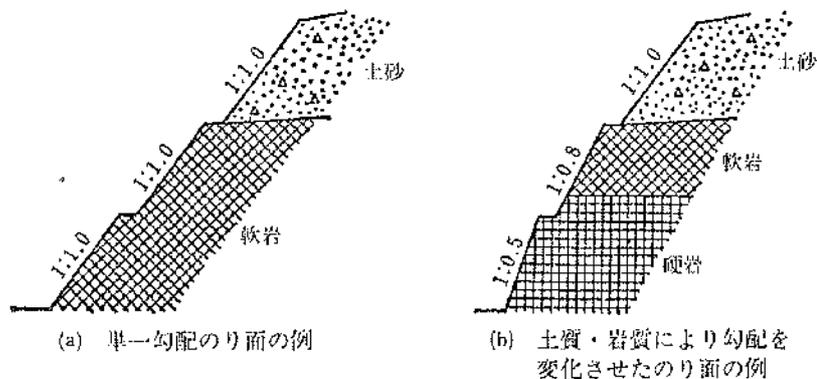
切土のり面形状には一般的に次のようなものがある。

##### (ア) 単一勾配のり面

##### (イ) 勾配を土質および岩質により変化させたのり面

地質、土質が深さ方向、縦方向ともにほぼ等しい場合には一般に(ア)単一勾配のり面とする。地質、土質が異なっても、最も緩い勾配を必要とする土質にあわせれば、図 2-24 のように単一のり勾配としてもよい。一般に地山は深くなるほど硬くなり、のり勾配はそれに応じて急にすることも可能である。この場合、(イ)を採用することになるが、勾配の変化点には小段を設けるのが一般的であり、安定性、施工性からいっても得策である。

ただし、実際は防止工の種類、組合せ、施工法により決まることが多く、例えば現場打コンクリート枠工の範囲を一つのり面とし、その上部の勾配を緩くしてプレキャスト枠工と枠内を植生工にするような工法が用いられる。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年 5 月）

図 2-24 地山状態とのり面形状の説明図

## (2) 法面のラウンディング

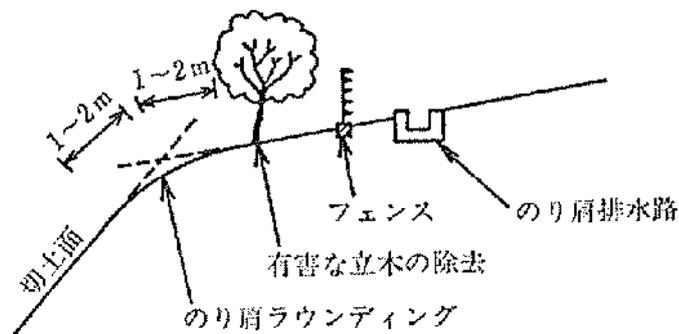
### (a) のり肩処理

切土のり肩付近は植生も定着しにくく浸食を受けやすいので、背後地より地表水の集まる地形では排水路を設け、のり面への流水を排除することが大切である。

切土のり肩には原則として適当な余裕幅を取って、切土のり面の保護のための緩衝地にあてる。一般にはこの位置に排水路を設け背後地からの地表水を処理したり、フェンス等の防護柵を設置している（図 2-25 参照）。また切土のり肩にある立木も有害な場合、伐採する必要がある。

### (b) ラウンディング

切土のみで設計する場合、のり肩は自然地形と施工面とのなじみをよくするためラウンディングを行い、のり面保護工を施工する。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-25 のり肩部処理

### 2.6.2.3 小段

のり面における小段は、高さ 5~10m 間隔で設置し、各小段には排水施設を設けるものとする。また、必要に応じ、のり尻に土留工を設けるものとする。

#### 《解説》

小段の主目的は、のり面の安定と降雨、湧水等により、法面を流下する水の量を制御し、しかも流速を小さくし、のり面の侵食をできるだけ少なくすることである。

切土のり面の設計にあたっては、次の点に留意するものとする。

- (1) 小段幅は 1~2m を標準とする。
- (2) 小段の維持・補修のための足場や管理用道路として使用する場合は、必要に応じ拡幅を図る。
- (3) 小段上の横排水路の断面は、水があふれないように十分余裕のある断面形状とする。

## 2.7 擁壁工

### 2.7.1 擁壁工の目的

擁壁工は斜面下部の安定、小規模崩壊の抑止、のり面保護工の基礎、崩壊土砂のしゃ断（人家に及びことを防止する）、押え盛土の補強などを目的とするものとする。

#### 《解 説》

擁壁工は次のような目的の場合に計画される。

- ① 斜面下部（脚部）の安定を図る場合
- ② 斜面中段での小規模な崩壊を抑止する場合
- ③ のり枠工等ののり面保護工の基礎とする場合
- ④ 斜面上部からの崩壊を斜面下部で待ち受けて被害を防止する場合
- ⑤ 押え盛土工の補強を行う場合

### 2.7.2 擁壁工の計画

擁壁工は斜面崩壊を直接抑止する構造物として用いられるが、斜面の諸条件を十分検討のうえ使用する必要がある。

擁壁工は、施工時にできるだけ斜面下端の切土をしないような位置に計画するものとする。

#### 《解 説》

急傾斜地は一般に勾配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。擁壁工を設置する位置は原則として斜面下部（脚部）に設置するが、斜面の条件によっては斜面中段に設置する場合もある。この場合として次のような斜面の条件が考えられる。

- ① 下部の斜面に崩壊のおそれがない場合
- ② 想定される崩壊が斜面上部、斜面下部で独立している場合
- ③ 斜面中段に基礎となる堅固な地盤が得られる場合
- ④ 擁壁の設置が斜面全体に悪影響を及ぼす場合

また斜面下部に相当の余裕がある場合、斜面下部に擁壁を設けその背後に土砂を盛って斜面の安定を図る押え盛土工がとられる。この場合の擁壁設置は押え盛土の安定を図る目的をもっている。

基礎地盤が堅牢な場合には背後地の地盤条件、施工性、経済性等を考慮して、重力式コンクリート擁壁、もたれ式コンクリート擁壁等を計画するものとする。基礎地盤が軟弱で湧水が多い場合には、井桁組擁壁工等の屈撓性のある工法を計画するものとする。

擁壁工の計画位置は斜面下部の切り取りはできるだけ避けるように地山に応じた法線で計画する。

擁壁工の工種の選定は、その目的、地形、地質、土質、施工性および経済性等のさまざまな要因に左右されるが、主な擁壁工の概要を表 2-10 に、選定の目安の一例を表 2-11 に示す。

表 2-10 擁壁工の概要

種 類	概 要	採用される場所
石積・ブロック積擁壁	石あるいはブロックを積み重ね、のり勾配を1:1.0よりも急にした簡易擁壁で、のり勾配、のり長および線形を自由に変化させることができる。のり留および構造物との取り合いなどが容易で、従来から用いられている。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 小規模崩壊を防止する斜面下部</li> <li>・ 脚部を保護する場所</li> </ul>
重力式擁壁	自重により土圧を支持するコンクリート製の擁壁で、壁体内にコンクリートの抵抗力以上の引張力が生じないとして設計したものであり、基礎地盤が良好である場合に使用される。また他の構造物の基礎としても使われることが多い。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 小規模な斜面崩落を直接抑止する場所</li> <li>・ 押さえ盛土の安定を図る箇所</li> <li>・ のり面保護工の基礎</li> <li>・ 崩壊土砂を待ち受ける場所</li> </ul>
もたれ式擁壁	擁壁自体では自立せず、地山あるいは裏込め土等にもたれた状態で自重によって土圧に抵抗する擁壁で、擁壁背面が比較的良好な地山の場合に採用される。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 比較的安定した地山や切土部</li> <li>・ 狭い場所、人家密集地 (土工規模が小)</li> </ul>
コンクリート枠(井桁)擁壁	プレキャストコンクリート等の部材を井桁状に組んで積み上げ、中詰め材を充填する擁壁である。透水性に優れ、ある程度の変形に追従できる。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 基礎地盤が軟弱で湧水が多い場所</li> <li>・ 地すべり危険箇所</li> </ul>

表 2-11 擁壁工の選定の目安の一例 (1/2)

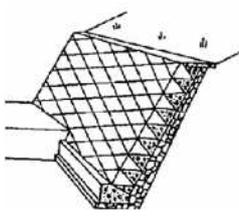
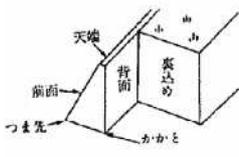
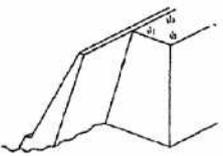
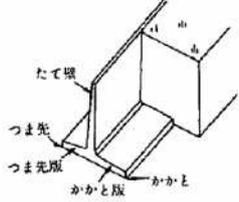
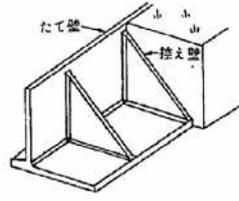
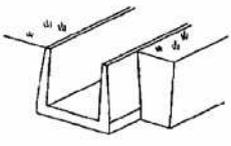
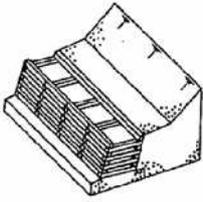
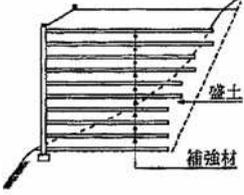
種類	形状	一般的な適用高さ	特徴	採用上の留意点
ブロック積 (石積) 擁壁		<ul style="list-style-type: none"> <li>・7m以下 (直高により勾配や裏込厚などが変わる)</li> <li>・大型ブロック積の場合は15m程度まで可能なものもある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・のり面下部の小規模な崩壊の防止、のり面の保護に用いる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・背面の地山が締まっている場合や背面土が良好であるなど土圧が小さい場合に用いる。</li> <li>・構造として比較的耐震性に劣る。</li> </ul>
重力式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> <li>・5m程度以下</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・自重によって水平荷重を支持し、躯体断面には引張応力が生じないような断面とすることを原則とする。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・底版反力が大きいため支持地盤が良好な箇所に用いる。</li> <li>・杭基礎となる場合は適していない。</li> </ul>
もたれ式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> <li>・10m程度以下が多い</li> <li>・15m程度まで用いられた例がある</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地山あるいは裏込め土などに支えられながら自重によって土圧に抵抗する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・支持地盤は岩盤などの堅固なものが望ましい。</li> </ul>
(逆T型・L型・逆L型) 片持ばり式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> <li>・3~10m程度</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・水平荷重に対し、たて壁が片持ばりとして抵抗する。</li> <li>・かがと版上の土の重量を擁壁の安定に利用できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・杭基礎が必要な場合にも用いられる。</li> <li>・プレキャスト製品も多くある。</li> </ul>
控え壁式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> <li>・10m程度以上</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・たて壁および底版は控え壁で支持されるものと考えられるため、片持ばり式擁壁に比べ、高さが高くなる場合に有利である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・躯体の施工および背面土の施工が難しい。</li> <li>・杭基礎が必要な場合にも用いられる。</li> </ul>
U型擁壁		—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・側壁と底版が一体となっており、掘削道路などに用いられる。</li> <li>・側壁間にストラットを設ける場合がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地下水位以下に適用する 경우가多く、水圧の影響を考慮したり浮上がりに対する安定を検討する必要がある。</li> </ul>

表 2-11 擁壁工の選定の目安の一例 (2/2)

種類	形状	一般的な適用高さ	特徴	採用上の留意点
井桁組擁壁		15m程度以下	<ul style="list-style-type: none"> <li>・プレキャストコンクリートなどの部材を井桁状に組み中詰め材を充填するもので、透水性に優れる。</li> <li>・部材および中詰め材の重量により水平荷重に抵抗する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・もたれ式擁壁に準じた設計を行う。</li> </ul>
補強土擁壁		3m～18m程度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・補強材と土の摩擦やアンカープレートの支圧によって土を補強して壁体を形成するもので、さまざまな工法がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・補強効果を発揮するためある程度の変形が生じる。</li> <li>・比較的軟弱な地盤においても直接基礎とすることができる場合があるが全体安定などに対し十分な検討が必要である。</li> </ul>
その他の擁壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地形・地質・土質、施工条件、周辺環境その他、各種の制約条件などに応じて適宜採用される。</li> </ul>			

「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)より引用加筆

### 2.7.3 擁壁工の排水

擁壁工を計画する場合は、背面からの浸透水を十分排水させるよう措置しなければならない。

## 2.7.4 擁壁工の設計

擁壁工は、斜面崩壊を抑止し、または崩落土砂による被害を防止しうる構造となるよう設計するものとする。

《解説》

### 2.7.4.1 一般的留意事項

一般に斜面崩壊防止工事の擁壁工の設計においては、地山の状況に特殊な問題がなくまた近隣の斜面崩壊防止工事で標準的な擁壁工の対策で成功している場合には、必ずしも工事対象区域ごとに詳細な地盤調査や土質試験を経た詳細設計は実施する必要はなく、既往設計例および標準設計等を用いて擁壁工を設計することができる。

しかし擁壁はその高さあるいは地盤条件などにより構造形式が変わり、また現場の状態によっては標準的な構造形式を用いることができない場合がある。したがって下記の事項を総合的に勘案のうえ設計を進めるのがよい。

- ① 設置目的
- ② 設置箇所の地形、地質、土質
- ③ 周辺構造物との相互影響
- ④ 施工条件
- ⑤ 経済性

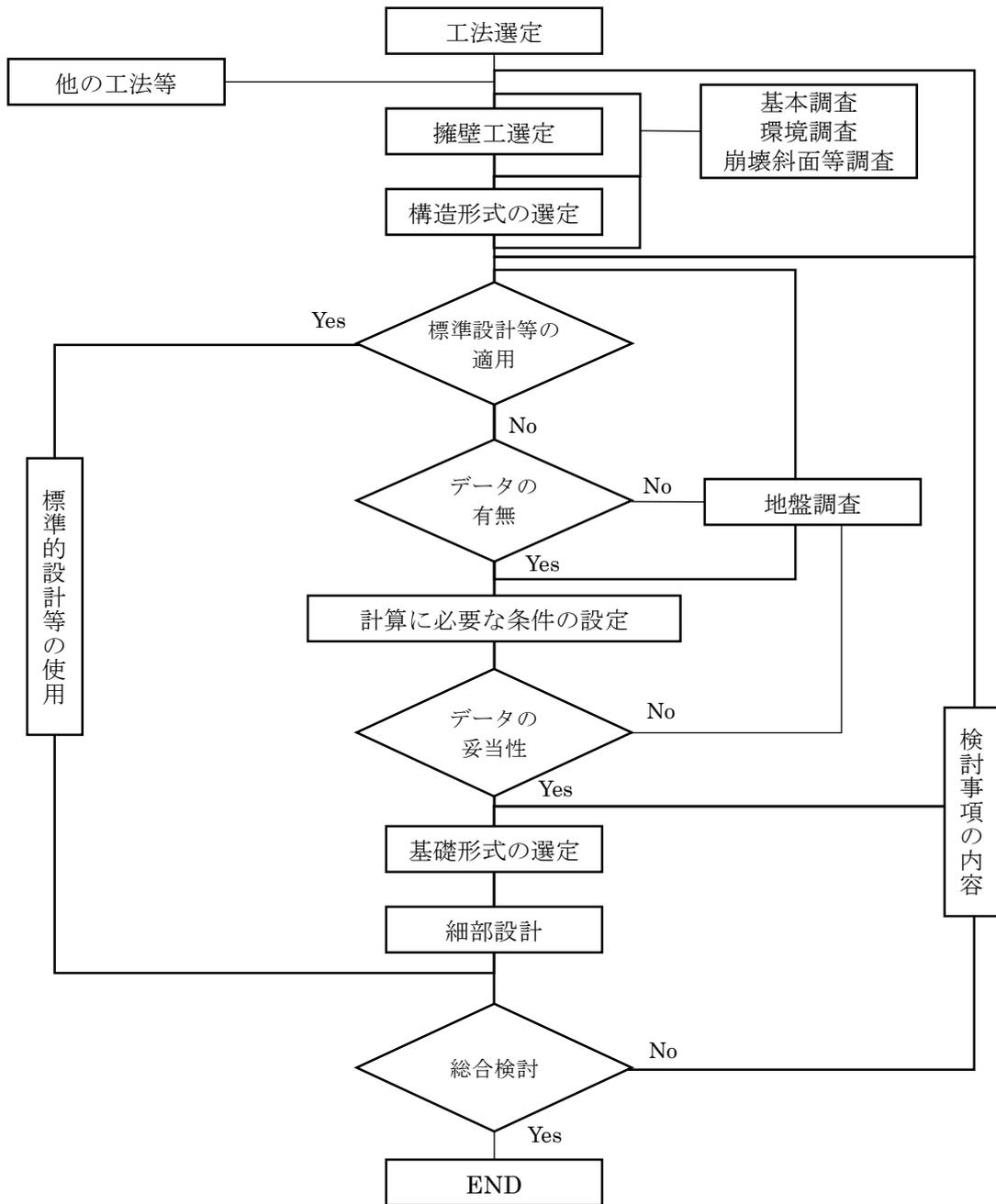
擁壁設置のための基礎掘削は、施工中およびその後の斜面の安定に及ぼす影響が大きいので、できる限り最小限にとどめるものとする。また、同様の理由により、斜面下部の切土も最小限にとどめる。

地震時の検討については、地震時による荷重の増大を常時の設計計算において長期荷重で評価した安全率により、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られるので、一般的に地震時の設計計算を行わないでもよい。しかし、以下に示す擁壁については、別途地震時の設計を行うものとする。

- ① 高さ 8.0m を越えるような擁壁
- ② 倒壊が付近に重大な損害を与えたり、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る場合

擁壁の基礎形式を大別すると、直接基礎および杭基礎に大別される。これらの基礎形式の選定にあたっては、地盤の条件、施工条件などについて十分調査・検討しなければならない。擁壁底板は支持地盤に直接設けるのがよいが、これが困難な場合は他の方法がとられる。すなわち支持層と考えられる層までの深さが浅い場合は基礎の根入れを下げ、また用地がなく必要な基礎幅がとれない場合、もしくは支持層が深いと考えられる場合には杭基礎が採用される。擁壁の基礎杭としては一般に H 鋼杭、鋼管杭などの打込み杭が用いられる。

擁壁の設計手順の一例を図 2-26 に示す。



「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)に加筆修正

図 2-26 擁壁工の設計の手順の一例

## 2.7.4.2 荷重の検討

### (1) 斜面における土圧の分類

斜面において豪雨時に擁壁に作用する土圧は図 2-27 に示すように 4 種類に分類できる。

地山に接近して重力式擁壁やもたれ式擁壁を設置することが多い斜面崩壊防止工事では、すべり面を正しく想定し斜面の全体的な範囲で土圧を検討することが一般に必要なである。想定されるすべり面の形としては、①直線すべり面、②円弧すべり面、③複合すべり面、が考えられ、①は図 2-27 の(b)のイ、②・③は図 2-27 の(a)に相当する。擁壁背後の裏込め材料による土圧およびポケット容量の小さな待受式コンクリート擁壁にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図 2-27 の(b)のロに相当する。なお、急傾斜地崩壊防止工事では盛土工が用いられる場合は少ないが、盛土部からの土圧およびポケット容量の大きな待受式コンクリート擁壁工にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図 2-27 の(c)に相当すると考えられる。また、急傾斜地の場合、基岩の上に表土が堆積している場合があり、これに、崩積土が堆積する場合が多い。この場合の擁壁に作用する土圧は裏込め土圧、表土のすべり土圧、崩積土の堆積土圧の合計となる。図 2-27 (d)に作用土圧を示した。図 2-27 (d)に示す崩積土の堆積勾配は、一般に  $20\sim 30^\circ$  程度と考えられる。

以上のことを要約すると斜面において豪雨時に擁壁に作用する土圧は次の 4 種類に分類できる。

- 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 (①、②、③の複合型の荷重となり基本的な考え方はそれに準じる)

また、4 種のパターンすべてにおいて地震の影響が考えられる。

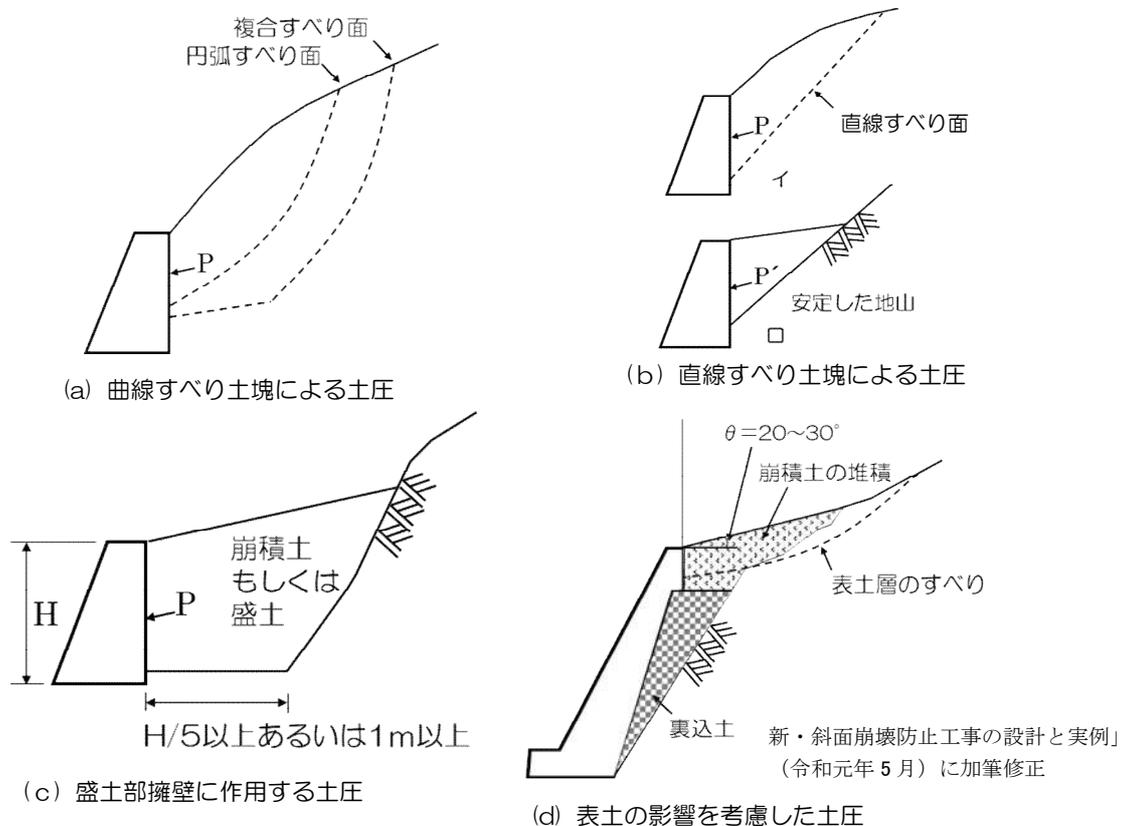


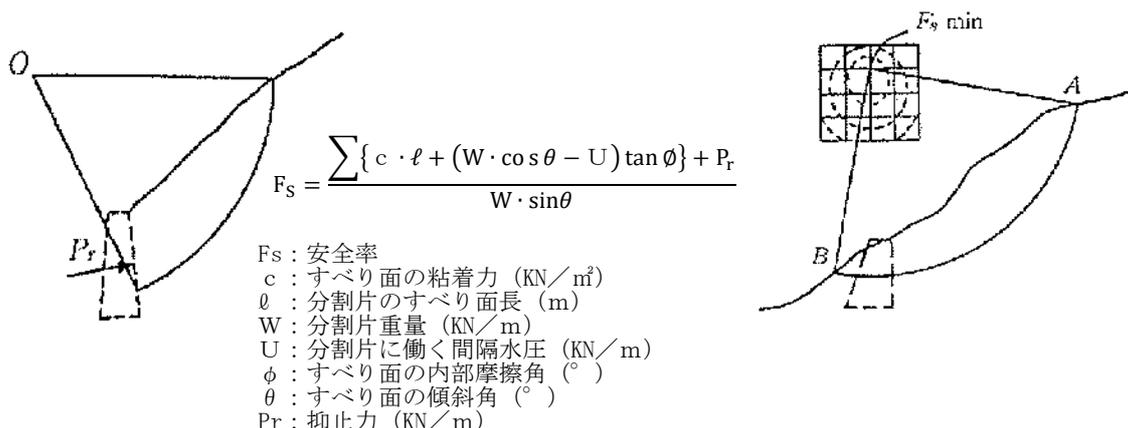
図 2-27 斜面における土圧の分類

## (2) 曲線すべり土塊による土圧

曲線のすべり面を有する場合の土圧を求める基本的考えは、想定すべり面において安定度を検討（安全率を求める）し、それが擁壁工等の抑止力により所定の安定度（計画安全率）となるのに必要な抑止力を求めることによって設計外力としての土圧を考える。

安定度の検討には想定すべり面の形より、①円弧すべり面を有するもの、②非円弧すべり面（複合すべり面）を有するもの、の2つの場合についてそれぞれ計算法が提案されている。①の場合には一般に広く用いられる方法として簡便法（スライス法）があげられる。この計算法は種々の仮定を含んでいるにしても取扱いに便利なことからよく用いられる。一方、②の複合すべり面を有する場合の代表的な計算法にはヤンブー(Janbu)の方法などがあげられる。

一般に、すべり面および土質定数が地盤調査等により精度よく決定できる場合は、それらの諸定数を用い擁壁設置時の断面で計画安全率( $F_{sp}$ )となるような抑止力（求めるべき土圧） $P_r$ を計算する。一方、明確なすべり面の想定が難しい場合は、図 2-29 に示すように最小安全率を与える断面を求め、この面に沿うすべりに対する安全率を  $F_s=0.95\sim 1.0$  とし、これを計画安全率( $F_{sp}$ )にするための必要抑止力  $P_r$ を計算する。計画安全率は、一般には 1.2 が用いられるが現地の状況などにより必要と判断される場合などでは  $F_{sp}=1.2\sim 1.5$  の範囲で適宜決められる。



「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」 (令和元年 5 月) に加筆

図 2-28 曲線すべりの抑止力

図 2-29 最小安全率を与えるすべり面

## (3) 直線すべり土塊による土圧

### ① 直線すべり面を有する場合

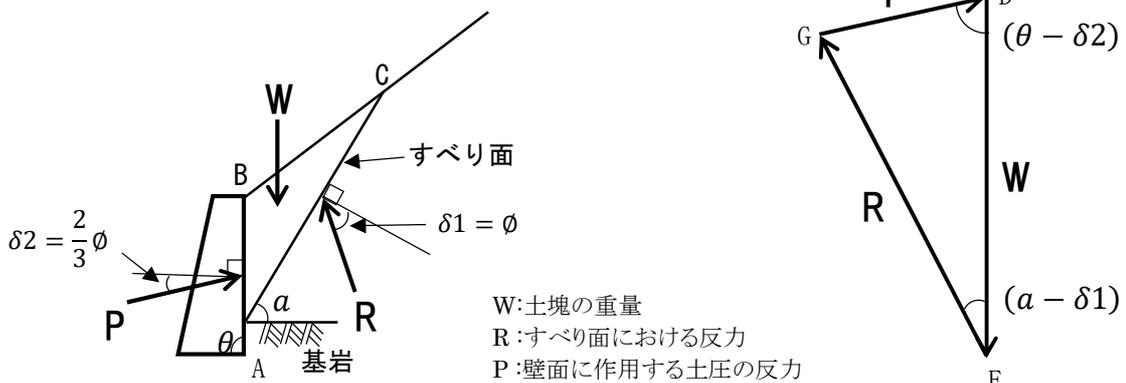
直線すべり面を有する場合の土圧は、擁壁の背後に切土面など裏込め土と異質面の境界面が接しており、土圧の大きさが境界面の存在を受け通常の盛土部の場合と異なってくる。

また、切土面自体が安定していると判断される場合には、裏込め土のみによる土圧を考慮すればよいが、この場合でも通常の盛土擁壁における土圧に比較して切土面の位置、勾配、粗度、排水面などの状態により大きく変化する場合がある。表 2-12 に直線すべり面を有する場合の基本的な考え方を示す。

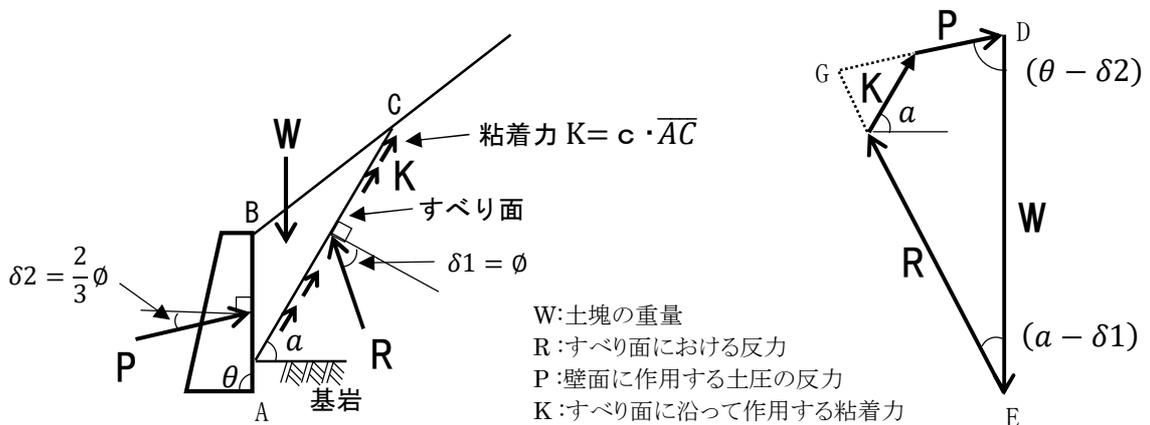
表 2-12 直線すべり面を有する場合の基本的な考え方

設計条件	土塊の重量(W)	すべり面に沿って作用する粘着度(K)
明確な直線すべり面が確認される場合 (設計条件が明確である)	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W: 土塊重量 $\gamma$ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能  ◇上記以外について →考慮しない
設計上経験的に直線すべりを仮定する場合 この場合作用荷重の大きさが明確でない	$W = F_s \times \gamma \times \text{土塊面積}$ W: 土塊重量 $\gamma$ : 湿潤重量 F <sub>s</sub> : 計画安全率	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能  ◇上記以外について →考慮しない

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方



「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)に加筆修正

図 2-30 直線すべり土塊からの土圧の解析

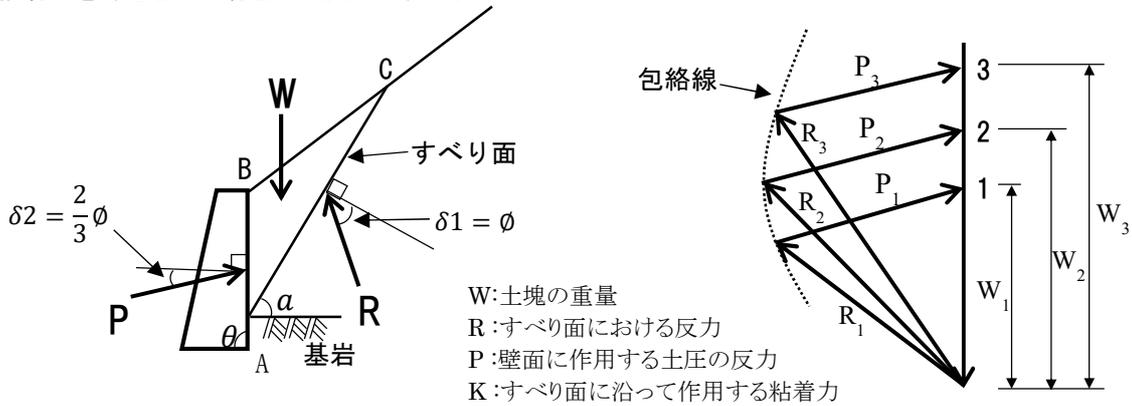
② 明確にすべり面が特定できない場合(試行くさび法)

すべり面の位置が特定できない場合には図 2-31 に示すように、すべり面が特定される場合の土圧の算定方法を用いて異なるすべり面で数回繰り返して最大土圧を与える断面を決定し、そのときの土圧を作用土圧とする。表 2-13 に明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方を示す。

表 2-13 明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方

設計条件	土塊の重量(W)	すべり面に沿って作用する粘着度(K)
すべり面が明確でなく滑り面を変化させて最大土圧を求める	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W: 土塊重量 $\gamma$ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方

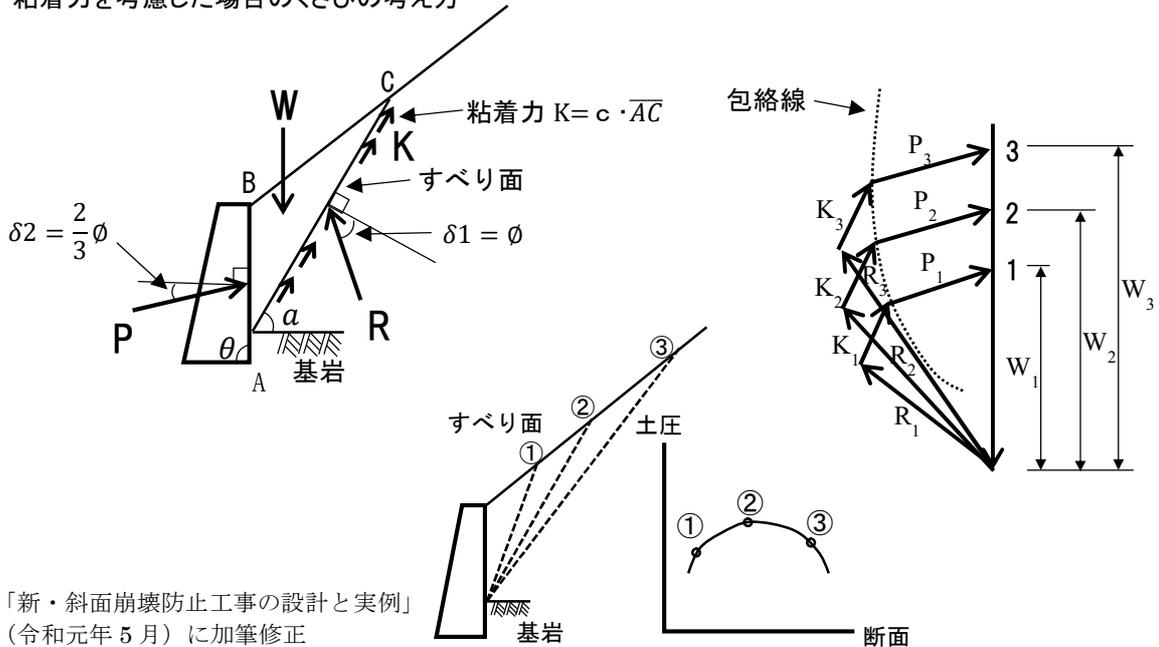


図 2-31 直試行くさび法による土圧の算定

### 2.7.4.3 設計全般

#### (1) 設計定数

土圧計算に用いる土質定数は、表 2-14 に示す土質試験結果をもとに決定するのが望ましいが、高さ 8m 程度以下の擁壁では、表 2-15～表 2-18 の値を用いてもよい。

コンクリートの最低設計基準強度及び単位体積重量を表 2-19 に示す。

表 2-14 擁壁設計における土質調査と設計諸定数

地盤調査 試験名 (注1)	主な調査結果	調査結果の利用					設定する 設計諸定数		
		土圧の 計算	基礎の 支持力	全体 安定	沈下	液状化			
土質試験 (注2)	含水比試験	自然含水比 $W_n$				○	初期間隙比 $e_0$ 圧縮指数 $C_c$ 等		
	液性限界・塑性 限界試験	コンシステンシー指数 $W_L, W_P$ 塑性指数 $I_p$				○ ○			
	粒度試験	粒径加積曲線 細粒分含有率 $F_c$ 平均粒径 $D_{50}$					○		
		土の工学的分類	○ (注4)	○				土圧係数 $K_A, K_0, K_p$ 許容支持力度 $q_a$	
	突固めによる土 の締固め試験	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ 最適含水比 $W_{opt}$	○				裏込め材料の単位 体積重量 $\gamma_t$		
	土の湿潤密度試 験	湿潤密度 $\rho_t$	○	○	○		○	単位体積重量 $\gamma_t$	
	圧密試験	圧縮指数 $C_c$ 圧密係数 $C_v$ 体積圧縮係数 $m_v$ 圧密降伏応力 $P_c$ e-logP 曲線					○		
			一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ $q_u$		○	○		
	三軸圧縮試験	変形係数 $E_{50}$		○			○		地盤反力係数 $k_v, k_h$
		強度定数 $c, \phi$ 変形係数 $E_{50}$	○	○	○				地盤反力係数 $k_v, k_h$
土の電気化学試 験	pH, 比抵抗, 可溶性塩 類の濃度	補強土壁等における補強材の耐久性検討							
原位置試験	標準貫入試験	N 値	○ (注5)	○	○	○	○	強度定数 $c, \phi$ 地盤反力係数 $k_v, k_h$	
	平板載荷試験 (直接基礎)	極限支持力 $Q_u$ 地盤反力係数 $K_v$		○			○	強度定数 $c, \phi$ 地盤反力係数 $k_v, k_h$	
	孔内水平載荷試 験 (杭基礎)	変形係数 $E_b$		○				地盤反力係数 $k_v, k_h$	
	地下水調査	地下水位	○	○	○	○	○		
調査頻度 (注3)		<ul style="list-style-type: none"> <li>・擁壁延長 40～50m に 1 箇所程度。</li> <li>・擁壁の設置計画箇所で少なくとも 1 箇所以上。</li> </ul>							

出典：「道路土工－擁壁工指針」(2012.7 日本道路協会 pp.38)

(注1) 土の強度定数を求めるための試験方法については、現地の土の種類、含水比、排水条件、施工条件により選定する。

(注2) 土質試験はサンプリングした試料によって行われるが、地形や地質が軟弱で複雑に変化している場合は、地盤の強度や成層状態等を把握するためボーリング(標準貫入試験)間の中間位置でサウンディング(静的コーン貫入試験やスウェーデン式サウンディング試験等)を実施する。

(注3) 調査はできるだけ段階的に進めることが望ましく、その結果、地形地質等の変化が著しい場合にはそれぞれの中間地点や擁壁設置位置直下でも実施する。

(注4) 裏込め材料としての適否の判断や設計定数推定表の分類に利用する。

(注5) 切土部擁壁で切土のり面や地山斜面が不安定な場合の土圧の計算に利用する。

表 2-15 基礎地盤の種類と設計定数

支持地盤の種類		許容支持力度 $q_a$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ (tf/ $\text{m}^2$ ))	備 考	
			$q_u$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ (kgf/ $\text{m}^2$ ))	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000 (100)	10000 以上 (100 以上)	—
	亀裂の多い硬岩	600 ( 60)	10000 以上 (100 以上)	—
	軟岩・土丹	300 ( 30)	1000 以上 ( 10 以上)	—
礫 層	密なもの	600 ( 60)	—	—
	密でないもの	300 ( 30)	—	—
砂 質 地 盤	密なもの	300 ( 30)	—	30~50
	中位なもの	200 ( 20)	—	20~30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	200 ( 20)	(200~400) 2.0~4.0	15~30
	堅いもの	100 ( 10)	(100~200) 1.0~2.0	10~15

表 2-16 裏込め土の種類及び単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$  (tf/ $\text{m}^3$ ))

裏込め土の種類	単位体積重量
礫質土	20 (2.0)
砂質土	19 (1.9)
シルト、粘性土 (ただし WL<50%)	18 (1.8)

表 2-17 土圧算定に用いる土質定数

裏込め土の種類	内部摩擦角	粘着力 (c)
礫質土	35°	—
砂質土	30°	—
シルト、粘性土 (ただし WL<50%)	25°	—

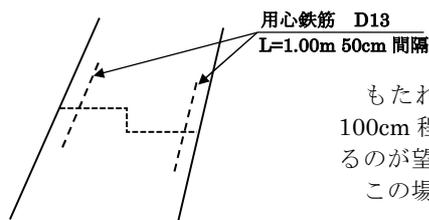
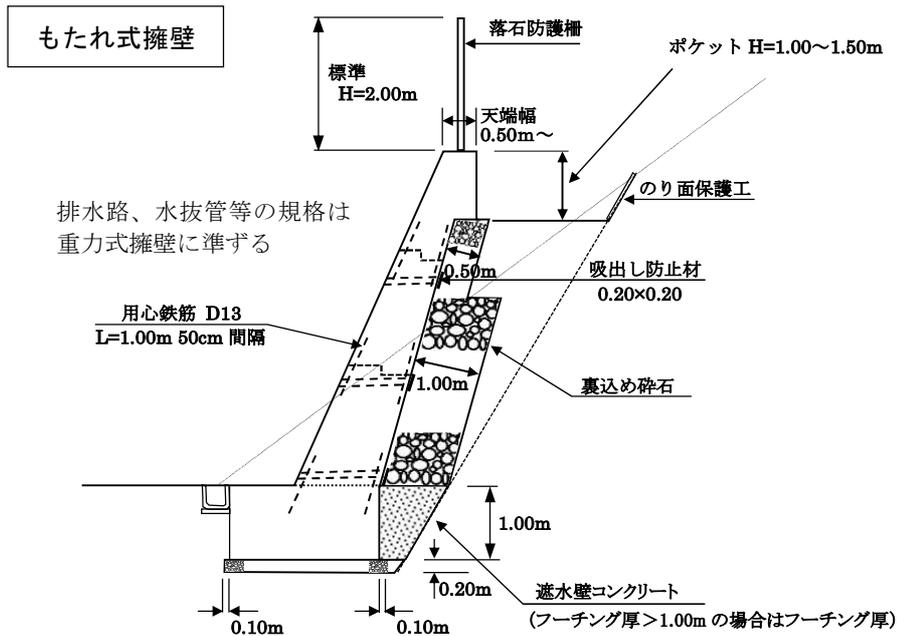
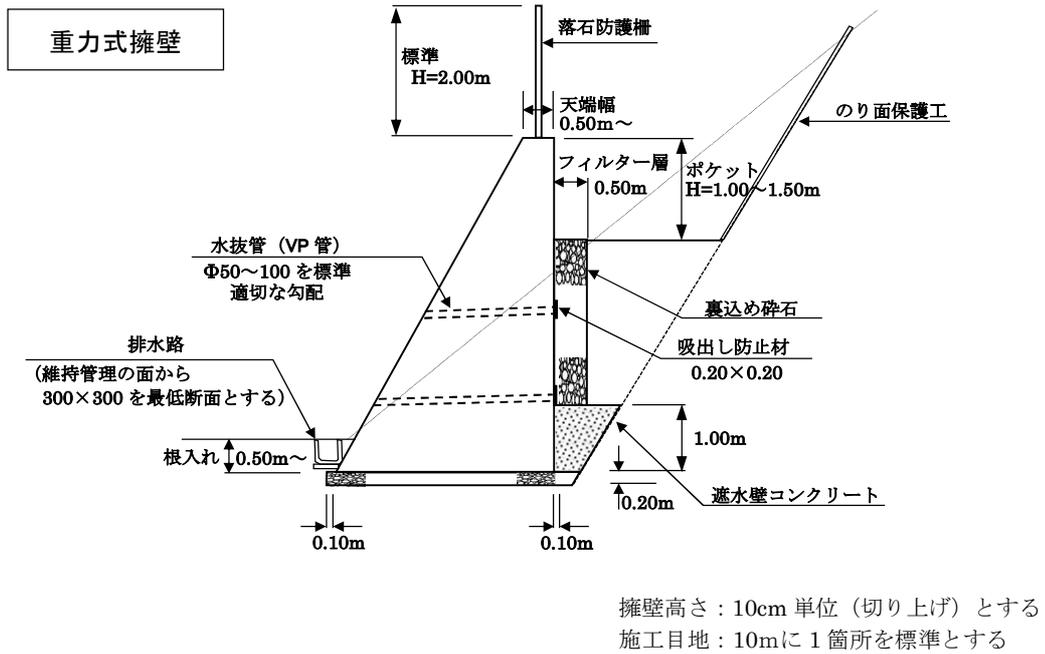
表 2-18 土圧算定に用いる壁面摩擦角

擁壁の種類	計算の種類	擦角の種類	壁面摩擦角
重力式擁壁 もたれ式擁壁	安定計算	土とコンクリート	2φ/3
	部材計算		

表 2-19 コンクリートの最低設計基準強度及び単位体積重量

項 目	コンクリートの種類	設計定数
最低設計基準強度 ( $\text{N}/\text{m}^2$ )	無筋	18
	鉄筋	21
単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	無筋	22.5

(2) 断面形状



もたれ擁壁の水平打継目に対しては段を付け、長さ100cm程度の用心鉄筋 (D13mm) を50cm間隔に配置するのが望ましい。  
この場合、型枠や用心鉄筋などの材料は別途計上する。

図 2-32 断面図 (参考)

### (3) 基礎

- ① 基礎地盤が岩盤の場合はならしコンクリートを設ける。
- ② 基礎地盤が土砂の場合は栗石（碎石）基礎を設ける。
- ③ 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。
- ④ 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。
- ⑤ 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。
- ⑥ 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。
- ⑦ 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。

### (4) 水抜き

- ① 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。
- ② 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。
- ③ 擁壁背面の水を排除するため、直径 50~100mm 程度の水抜き孔を 2~4 m<sup>2</sup>に 1 個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。
- ④ 水抜き孔は排水が良好にできる位置に設置する。
- ⑤ 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。
- ⑥ 擁壁背面の水抜き穴周辺、その他必要な箇所には砂利等による透水層を設ける。
- ⑦ 水抜き穴は耐水材料のものを用い、適切な傾斜をつけて配置する。

### (5) 伸縮目地

伸縮目地は 10~20m に 1 箇所程度設置することを標準とする。伸縮目地材としては瀝青質板等を使用する。

## 2.7.5 安定性の検討（土圧のみが作用する場合）

### (1) 概説

擁壁の安定に関しては、一般には下記①、②、③について検討すればよいが、現地の状態および擁壁の規模によっては④、⑤についても検討する必要がある。

- ① 滑動に対する安定
- ② 転倒に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 斜面および基礎地盤を含む全体としての安定
- ⑤ 地震時における安定

## (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。

$$F_s = \frac{\text{(活動に対する抵抗力)}}{\text{(活動力)}} = \frac{(W + P_V) \tan \phi_B + c \cdot B'}{P_H} \geq 1.5 \quad \dots\dots \textcircled{1}$$

ここに、 $W$ ：擁壁の自重 (kN/m)

$P_V$ ：土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

$P_H$ ：土圧合力の水平成分 (kN/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  $\phi_B = 2/3 \cdot \phi$

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、通常の場合簡便に表 2-20 を用いてよい。

$c$ ：擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)。

ただし、摩擦係数 ( $\tan \phi_B$ ) を表 2-20 より求めた場合は  $c=0$  とする。

$B'$ ：荷重の偏心を考慮した擁壁底版の有効載荷幅 (m)。  $B' = B - 2e$  とする。

$B$ ：擁壁底版の幅 (m)

$e$ ：擁壁底版の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離 (m)。式③による。

式①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考慮しなければならない場合もある。

表 2-20 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 $c$
岩または礫とコンクリート	岩 盤	0.7	考慮しない
	礫 層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割栗石または碎石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても摩擦係数は 0.6 を超えないものとする。

## (3) 転倒に対する安定

擁壁の底版下面には、擁壁の自重、載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 2-33 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。

$$d = \frac{W \cdot a + P_V \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_V} \dots\dots\dots ②$$

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<sub>V</sub>の作用点との水平距離 (m)

h : 擁壁かかとと P<sub>H</sub>の作用点との鉛直距離 (m)

また、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。

$$e = \frac{B}{2} - d \dots\dots\dots ③$$

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。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \dots\dots\dots ④$$

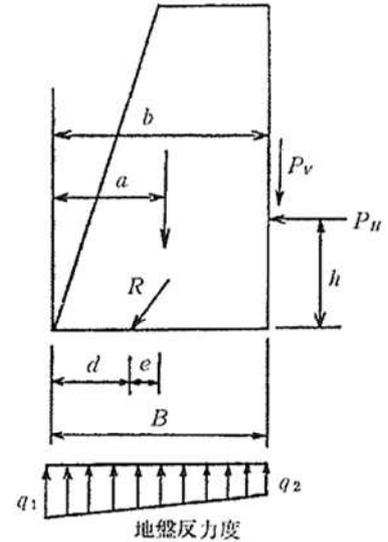


図 2-33 地盤反力度の求め方

(4) 基礎地盤の支持力に対する安定

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、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 2-15 に示す地盤の許容支持力度の値を用いてよい。

(i) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」により地盤の極限支持力度から地盤の許容支持力度を求める場合は、式⑤から地盤反力度 q<sub>1</sub> を求め、これが式⑥を満足しなければならない。

$$q_1 = \frac{W + P_V}{B'} \dots\dots\dots ⑤$$

$$q_1 \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \dots\dots\dots ⑥$$

ここに q<sub>a</sub> : 地盤の許容支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

q<sub>u</sub> : 地盤の極限支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

F<sub>s</sub> : 地盤の支持力に対する安全率で F<sub>s</sub>=3.0 とする。

(ii) 表 2-15 の許容支持力度を用いる場合は、式⑦, ⑧, ⑨により地盤反力度 q<sub>1</sub>, q<sub>2</sub> を求め、これが式⑩を満足しなければならない。

(ア) 合力 R の作用位置が底版幅 B の中央 1/3 以内にある場合

$$q_1 = \frac{P_V + W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots ⑦$$

$$q_2 = \frac{P_V + W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots ⑧$$

(イ) 合力 R の作用位置が底版幅 B の中央 1/3 から 2/3 の範囲にある場合

$$q_1 = \frac{2(P_V + W)}{3d} \dots\dots\dots \textcircled{9}$$

$$q_1, q_2 \leq q_{a0} \dots\dots\dots \textcircled{10}$$

ここに、 $q_{a0}$  : 表 2-15 による地盤の許容支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

(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。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、常時の土圧の代わ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(2)、(3)、(4)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  $R$  の作用位置が底版幅  $B$  の中央  $2/3$  以内でなければならない。

すなわち③式に示す偏心距離  $e$  は⑪式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{3} \dots\dots\dots \textcircled{11}$$

(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⑫、⑬式による。

$$e \leq \frac{B}{6} \quad \text{のとき} \quad q_1 = \frac{P_{VE} + W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots \textcircled{12}$$

$$\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{3} \quad \text{のとき} \quad q_1 = \frac{2(P_{VE} + W)}{3d} \dots\dots\dots \textcircled{13}$$

ここに、 $P_{VE}$  : 地震時土圧合力の鉛直成分

(※) 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の力（衝撃力）と堆積の力を考慮した擁壁工の安定性の検討については、2.7.6.5を参照する。

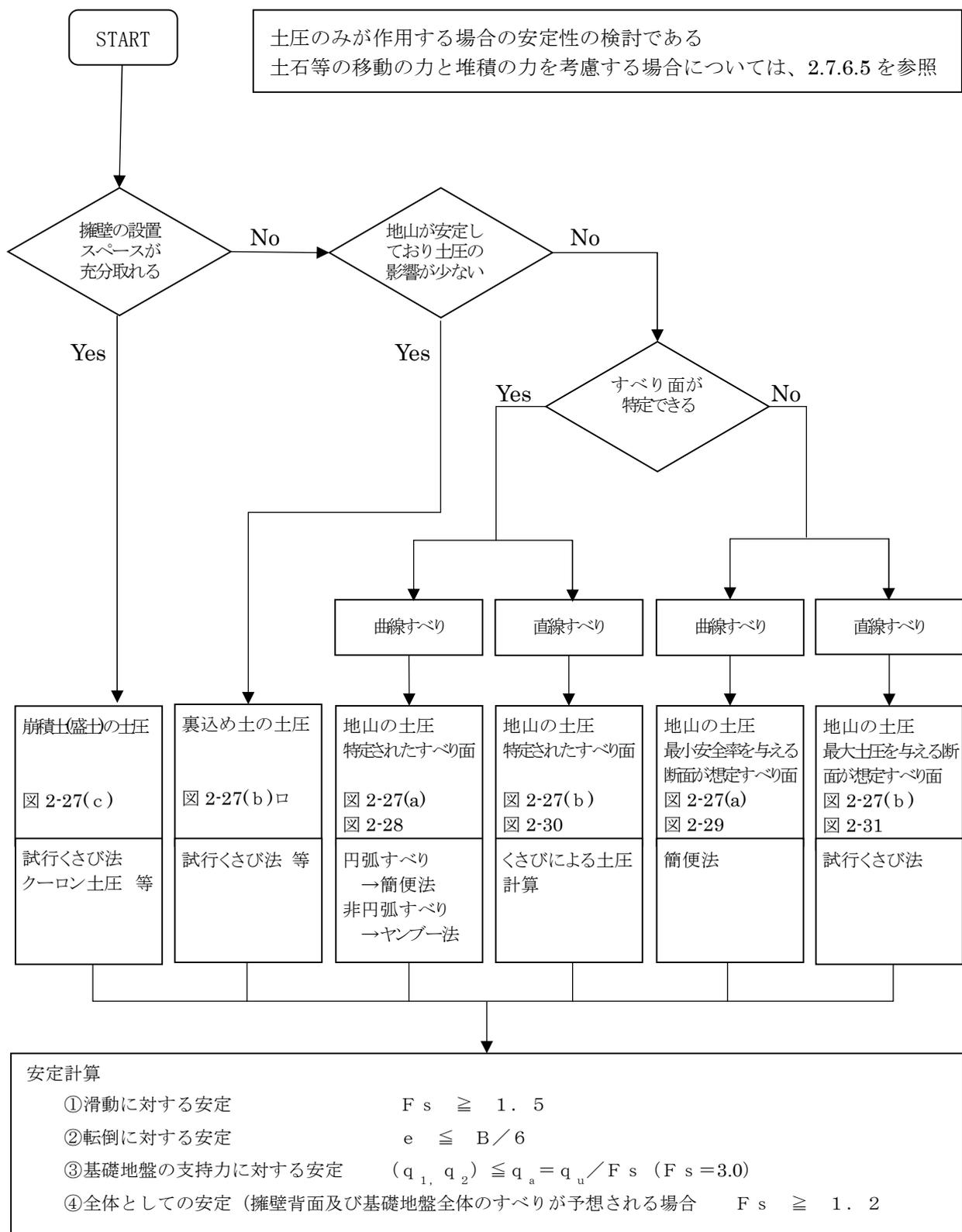


図 2-34 擁壁の安定性の検討フロー

## 2.7.6 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

土砂災害防止法の制定以降、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の力（衝撃力）と堆積の力を考慮した擁壁工の設計が取り入れられている。

この設計について、「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」（H16.6（H22.11 一部修正）、全国地すべりがけ崩れ対策協議会）から主に引用する。

### 2.7.6.1 一般的留意事項

設計にあたっては次の点に留意する。

- ・崩壊深は現地での地質調査・簡易貫入試験等の調査によるものとし、不安定土砂層の深さが2mよりも浅い場合は調査結果の深さとする。不安定土砂層の深さが2mよりも深いものは2mとする。ただし、現地にて2m以上の崩壊痕跡が見られる場合については、砂防課と協議するなかで、実際の不安定土層の深さにすることができる。
- ・崩壊土砂量は、現地の地質調査等による推定が困難な場合は、全国の斜面災害データでの斜面高さ毎に区分した崩壊土量を参考とすることができる。
- ・土砂の移動の高さ（ $h_{sm}$ ）は原則として最大崩壊深（ $D$ ）の1/2として設定できる。
- ・崩壊土砂の捕捉容量は落石防護柵部を含めてよい。ただし、擁壁のポケット高さは移動の高さ以上を確保する
- ・急傾斜地の下端から擁壁までの水平距離（ $X$ ）が大きいほど、崩壊土砂による衝撃力は小さい。
- ・急傾斜地の下端からの傾斜度 $\theta_d$ は原則として0度とするが、必要に応じて砂防課と協議する。
- ・急傾斜地の高さ（ $H_s$ ）は力の大きさがほぼ一定となる50mを上限とする。

（表 2-21 参照）

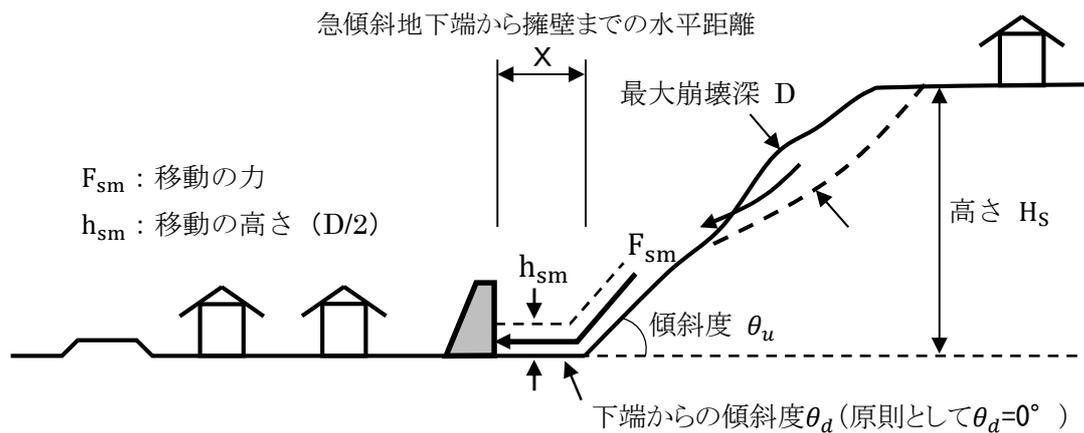


図 2-35 土砂崩壊と移動の力のイメージ

(参考) 表 2-21 急傾斜地の高さ移動の力等との関係

地形		移動の力		堆積の力		
急傾斜地の高さ	急傾斜地の傾斜角度	移動による力	斜面下端からのレッド区域の幅	擁壁位置の崩壊土砂の堆積高さ	堆積による力	斜面下端からのレッド区域の幅
Hs (m)	$\theta_u$ (°)	$F_{sm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$X_{fsm}$ (m)	hd' (m)	$F_{sa}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$X_{fsa}$ (m)
10.00	35.00	96.06	7.51	2.11	10.68	0.88
30.00	35.00	146.36	10.70	3.03	15.32	3.60
40.00	35.00	151.62	11.01	3.50	17.67	5.36
50.00	35.00	153.61	11.12	3.87	19.55	6.95
60.00	35.00	154.37	11.16	3.87	19.55	6.95
80.00	35.00	154.76	11.19	3.87	19.55	6.95
100.00	35.00	154.82	11.19	3.87	19.55	6.95

その他の計算条件

急傾斜地の下端に隣接する土地の傾斜角度	$\theta_d =$	0°
斜面下端から擁壁までの距離	X =	0.00 m
崩壊土砂の移動の高さ	$h_{sm} =$	1.00 m
土石等の密度	$\rho_m =$	1.8 t/m <sup>3</sup>
重力加速度	g =	9.8 m/sec <sup>2</sup>
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重	$\sigma =$	2.6
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積密度	c =	0.5
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角	$\phi =$	30°
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数	fb =	0.025
崩壊土砂の単位体積重量	$\gamma =$	17 kN/m <sup>3</sup>
崩壊土砂の内部摩擦角	$\phi_d =$	30°
建築物の壁面摩擦角	$\delta =$	20°
急傾斜地下端からの距離	X =	0.0 m

## 2.7.6.2 崩壊土砂による衝撃力および堆積土圧

### (1) 崩壊土砂による衝撃力

崩壊土砂による衝撃力は、崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用するものとし、擁壁背面の空き高さは崩壊土砂の移動の高さ以上を確保する。

ただし、擁壁背面の空き高さを確保しようとして、斜面下部に切土を行うと斜面が不安定化するために注意が必要である。

崩壊土砂による衝撃力は裏込め土の地表面から作用するものとする。

また、移動の高さは近隣の崩壊実績、地質調査などの結果より最大崩壊深の推定が可能な場合は最大崩壊深の 1/2 として設定できる。

衝撃力作用時の検討にはその作用時間が短時間であると想定されることから、崩壊土砂の自重による土圧は無視してよい。

擁壁に作用する衝撃力は以下のとおりとする。

$$F = \alpha \cdot F_{sm}$$

ここに、 $F$  : 待受け擁壁に作用する衝撃力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$F_{sm}$  : 移動の力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$\alpha$  : 待受け擁壁における衝撃力緩和係数 ( $\alpha = 0.5$ )

崩壊土砂による衝撃力が擁壁に作用した場合、擁壁の変位（回転変位、水平変位）や崩壊土砂の作用深さが擁壁の延長に対して一様でないなどのことにより単位長さ当たりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。衝撃力緩和係数はこのような点を考慮し、被災実態にもとづき検討した値である。

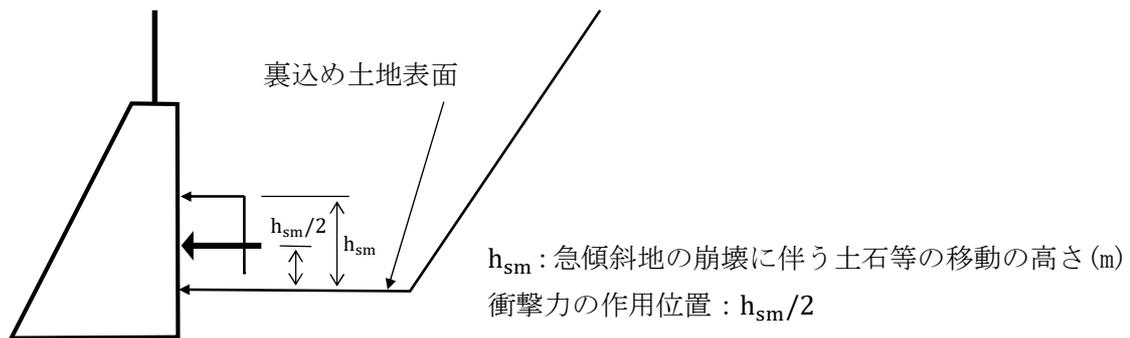


図 2-36 衝撃力作用位置

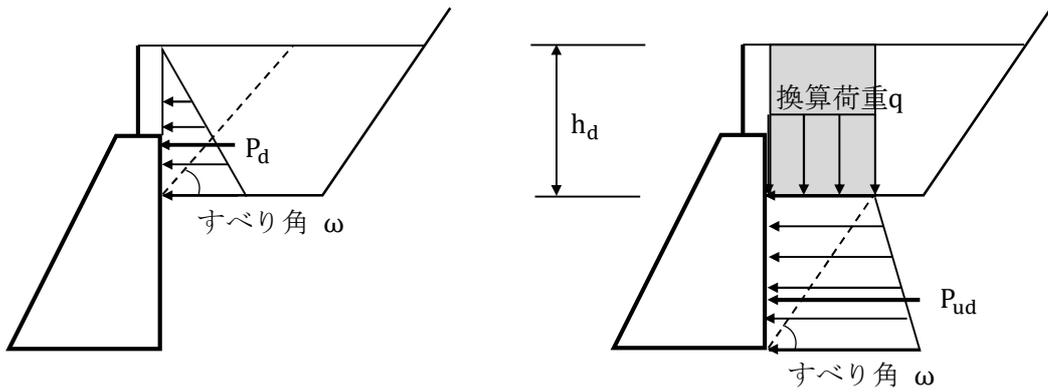
### (2) 堆積土圧

崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用した後、後続流による崩壊土石が落石防護柵を含めた擁壁背後の空間に堆積するものとし、この場合の堆積土砂の土圧を外力として考慮する。

土圧の算定方法は、前項 2.7.4.2 を参考にする。

ここで、崩壊土砂による堆積土圧の考え方は、裏込め土の土質と異なる場合は裏込め土の土圧と区分し、次のように求めてもよい。

崩壊土砂による土圧は堆積高 ( $h_d$ ) が擁壁背面の空き高さ、落石防護柵部に作用するとし、崩壊土砂による裏込め土圧の増分は崩壊土砂の土重を上載荷重に換算し裏込め土の土圧を求める。



(a) 崩壊土砂による土圧

$$q = h_d \times \gamma_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$\gamma_d$  : 崩壊土砂の単位堆積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$h_d$  : 崩壊土砂の堆積高 (m)

(b) 裏込め土の土圧

図 2-37 堆積土圧の考え方

【参 考】土砂災害防止法により定められた①移動の力と②堆積の力の算出方法

$$\textcircled{1} \quad F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \left\{ \frac{b_u}{a} \left( 1 - e^{-2aH/h_{sm} \sin \theta_u} \right) \cos^2 (\theta_u - \theta_d) \right\} e^{-2ax/h_{sm}} + \frac{b_d}{a} \left( 1 - e^{-2ax/h_{sm}} \right) \right] \dots(1.1)$$

$$\textcircled{2} \quad F_{sa} = \frac{\gamma h \cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin \phi / \cos \delta} \right\}^2} \dots(1.2)$$

ここに、

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b$$

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

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

$F_{sm}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho_m$  : 土石等の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$h_{sm}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ (m)

$H$  : 急傾斜地の高さ (m)

$\theta_u$  : 急傾斜地の傾斜度 (°)

$\theta_d$  : 当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度 (°)

$X$  : 急傾斜地の下端からの水平距離 (m)

$\sigma$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重

$c$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度

$f_b$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数

$\phi$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 (°)

$F_{sa}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積高さ (m)

$\gamma$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の単位体積重量 (=  $\rho_m g$ ) (kN/m<sup>3</sup>)

$\delta$  : 擁壁の壁面摩擦角 (°)

### 2.7.6.3 捕捉土砂量の検討

#### (1) 崩壊土砂量

崩壊土砂量は、現地の地質調査等による推定が困難な場合は、全国の斜面災害データでの斜面高さ毎に区分した崩壊土量（累積度数 90%となる値）を参考とすることができる。

表 2-22 急傾斜地の高さ毎の最大崩壊土量 (90%値) (調査編表 4-2 の再掲)

斜面高(m)	崩壊土量 V(m <sup>3</sup> )	崩壊幅 W(m)
5 ≤ H < 10	40	14
10 ≤ H < 15	80	17
15 ≤ H < 20	100	19
20 ≤ H < 25	150	21
25 ≤ H < 30	210	24
30 ≤ H < 40	240	25
40 ≤ H < 50	370	29
50 ≤ H	500	32

注) 崩壊幅は、全国のがけ崩れ災害データ(4761件)から崩壊土砂量と崩壊幅について求めた近似的式( $W=3.94V^{0.336}$ )に崩壊土砂量を代入することにより算出した値である。

出典:「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事例」  
(平成 16 年 全国地すべりがけ崩れ対策協議会)

#### (2) 土砂捕捉容量

土砂捕捉容量は、崩壊土量 V(m<sup>3</sup>)を崩壊幅 W(m)で除した単位擁壁長さ当たりの崩壊土量 Ad(m<sup>2</sup>/m)を算出し、擁壁の斜面側の空き空間にこれと同等の空き容量（擁壁単位長さ当たり）を有することとして計算してもよい（図 2-38 参照）。

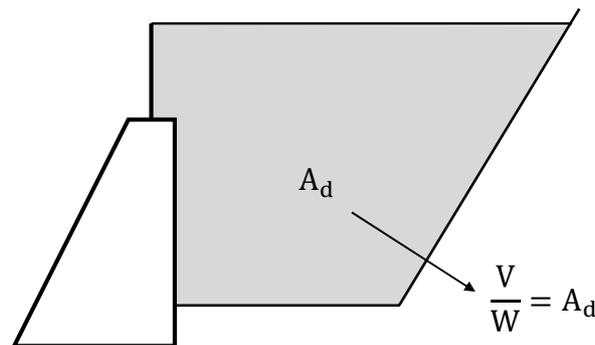


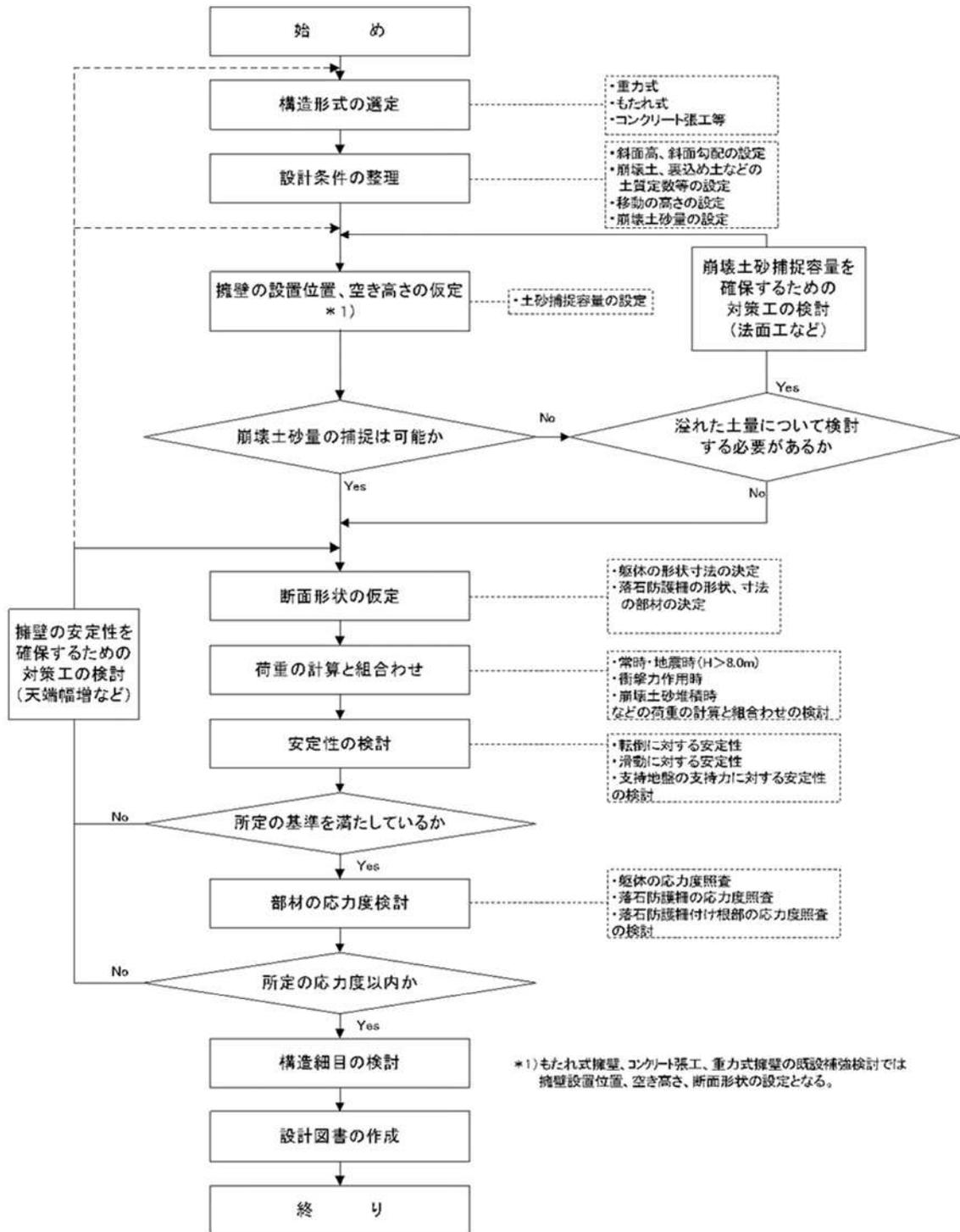
図 2-38 単位幅当たりの崩壊土量 Ad (m<sup>2</sup>) の算出

したがって、崩壊土砂が溢れることのないよう、崩壊土砂量を十分に捕捉できる空間を擁壁背面に確保する。

ただし、擁壁背面の空き高さを確保しようとして、斜面下部に切土を行うと斜面が不安定化するために注意が必要である。

## 2.7.6.4 設計手順

衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁工の設計は以下のフローに従って行う。



出典：「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事例」  
(平成 16 年 全国地すべりがけ崩れ対策協議会)

図 2-39 衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁工の設計フロー

### 1) 構造形式の選定

立地条件などより擁壁の構造形式を選定する。

### 2) 設計条件の整理

擁壁形式と擁壁の立地条件などを整理し、設計時に考慮すべき外力、崩壊土砂量などについて検討を行う。

### 3) 擁壁設置位置、空き高さの仮定

擁壁の立地条件より、擁壁の設置位置、擁壁斜面側の空き空間の高さを仮定する。

### 4) 崩壊土砂量の捕捉量の検討

仮定した空き空間と崩壊土砂量を比較し、擁壁が崩壊土砂量を捕捉可能か検討する。

この崩壊土砂捕捉量の検討において、崩壊土砂量を擁壁が捕捉できない場合、対策工の検討に進み、再度擁壁設置位置、空き高さの仮定から立地条件的に可能な範囲で検討を繰り返す。

立地条件的に不可能な場合は他工法（崩壊土砂量低減）の検討を行うか、崩壊土砂が溢れた場合の検討を別途行う。

### 5) 断面形状の仮定

選定した形式、擁壁の設置位置、空き高さ、地盤条件などに応じて断面形状の仮定を行う。

### 6) 荷重の計算と組み合わせ

これまでに検討した条件をもとに、設計時に考慮すべき外力を算定し、組み合わせについて検討を行う。検討は常時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時を基本とし、必要に応じ地震時の検討を行う。

### 7) 安定性の検討

擁壁の安定性の検討を行う。この安定性の検討によって不安定の結果が出た場合は、対策工の検討に進み、再度断面形状の仮定を変更して、安定の結果がでるまで検討を繰り返す。ただし、最終的な形状が当初の仮定からかけ離れたものとなった場合、あるいは安定な形状とならない場合は擁壁設置位置、構造形式より見直しを行う。

### 8) 部材の応力度検討

擁壁として安定であるとの結果が得られた後、部材の応力を検討する。

### 9) 構造細目の検討

擁壁の安定検討と部材の応力照査が所定の基準を満たした場合は、排水工などの構造細目の検討を行う。

### 10) 設計図書の作成

擁壁の安定性の検討で決定した断面形状、部材の応力度の検討での部材数量および検討した構造細目をもとに施工に必要な計算書、材料表、詳細な図面を作成して設計作業は終了となる。

以上是新設擁壁の場合の設計手順を示したものであるが、既設擁壁の安定性評価、補強の場合は、「1) 構造形式の設定」において変更が不可能なことと、「3) 擁壁設置位置、空き高さの仮定」において擁壁設置位置の変更が不可能なこと以外は新設擁壁と基本的には同じである。

## 2.7.6.5 検討手法

### (1) 荷重の組み合わせ

擁壁に作用する力は自重、裏込め土圧などの通常の荷重に加え、崩壊土砂による衝撃力、崩壊土砂が堆積したときの堆積土圧を考慮する（図 2-40 参照）。

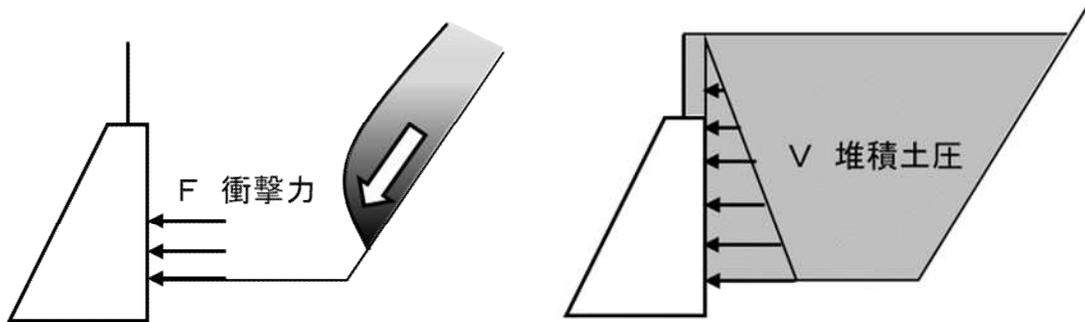


図 2-40 擁壁に作用する力

一般的な荷重の組み合わせは次のとおりである。ただし、設置される環境、構造形式、形状寸法などによっては、その他の荷重を下記の組み合わせに付加して設計しなければならない。

- ① 平常時：自重＋裏込め土圧
- ② 地震時：自重＋地震の影響
- ③ 衝撃力作用時：自重＋裏込め土圧＋崩壊土砂による衝撃力
- ④ 崩壊土砂堆積時：自重＋裏込め土圧＋崩壊土砂による堆積土圧

ここで

崩壊土砂による衝撃力：2.7.6.2【参考】(1.1)式による移動の力

崩壊土砂による堆積土圧：2.7.6.2【参考】(1.2)式による堆積の力

(2) 安定性の検討

各荷重の組み合わせでの安全性の検討は表 2-23 のとおりとする。

表 2-23 荷重の組み合わせと安全率

荷重の組み合わせ		平常時	地震時 <sup>注1)</sup>	衝撃力作用時	崩壊土砂堆積時
状態図					
外力		①裏込め土圧	①裏込め土圧 ②地震時慣性力	①裏込め土圧 ②崩壊土砂の堆積土圧	①裏込め土圧 ②崩壊土砂の堆積土圧
安全率	活動	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$	$F_s \geq 1.2$
	転倒	$ e  \leq B/6$	$ e  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$
	基礎地盤の支持力	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 1.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$

ここに e : 底版中心より合力の作用位置の偏心距離

B : 擁壁の底版幅

q : 地盤反力度

q<sub>a</sub> : 許容地盤支持力度

q<sub>u</sub> : 極限地盤支持力度

注 1) 擁壁高が 8m を超えるものについて検討する。

出典：「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事例」（平成 16 年 全国地すべりがけ崩れ対策協議会）

## 2.7.6.6 重力式擁壁の設計計算例

### 1.1 標準形状の設計計算例

#### ●設計計算項目

衝撃力作用時の  
安定計算

1. 崩壊土砂による移動の力

- 1) 設計定数
- 2) 移動の力

2. 土圧の算定

3. 衝撃力作用時の安定性検討

- 1) 設計条件
- 2) 荷重計算
- 3) 安定計算

堆積土圧時の  
安定計算

4. 堆積土圧の算定

- 1) 崩壊土砂による土圧
- 2) 裏込め土による土圧

5. 堆積土圧時の安定性検討

- 1) 設計条件
- 2) 荷重計算
- 3) 安定計算

6. 躯体の断面応力度の検討

- 1) 設計条件
- 2) 荷重計算
- 3) 断面計算

1. 崩壊土砂の移動の力

1) 設計定数

土石等の密度  $\rho_m = \boxed{1.8} \text{ t/m}^3$

重力加速度  $g = \boxed{9.8} \text{ m/s}^2$

土石等の比重  $\sigma = \boxed{2.6} \text{ t/m}^3$

土石等の容積濃度  $C = \boxed{0.5}$

内部摩擦角  $\phi = \boxed{30}^\circ$

流体抵抗係数  $f_b = \boxed{0.025}$

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。

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

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

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

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

斜面高	移動の高さ	斜面勾配		距離	bu	bd	流速	移動の力
Hs	h <sub>sm</sub>	θ <sub>u</sub>	θ <sub>d</sub>	X			V	F <sub>sm</sub>
m	m	°	°	m			m/s	kN/m <sup>2</sup>
<b>30.0</b>	<b>1.0</b>	<b>40</b>	<b>0</b>	<b>3.0</b>	0.45	-0.26	7.64	105.1

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 1.8)

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

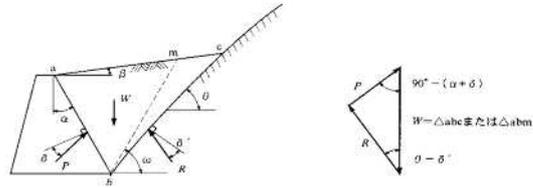
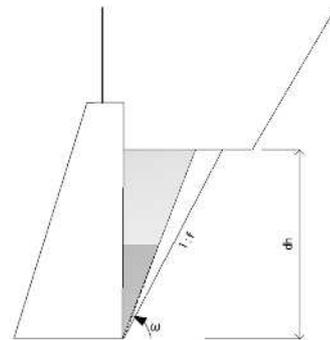


図 2-7 切土部土圧の算定

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



奥行き土圧作用幅  $L = 1.0$  m

裏込め土高  $dh = 3.0$  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u = 30$  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w = 0$  °

壁面摩擦角  $\delta = 20$  ° (2/3  $\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta' = 30$  ° (切土面; 粗)

切り土面の角度  $f = 1:0.5 = 63.47$  °

すべり角 $\omega$ °	土重 $W_u$ kN/m	土圧合力 $P_{ud}$ kN/m	最大値
63.47	42.75	24.23	
64.00	41.77	24.06	

土圧合力  $P_{ud} = 24.23$  kN/m

土圧水平力  $P_{udh} = P_{ud} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 24.23 \times \cos(20.00^\circ) = 22.77$  kN/m

土圧鉛直力  $P_{udv} = P_{ud} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 24.23 \times \sin(20.00^\circ) = 8.28$  kN/m

換算土圧係数

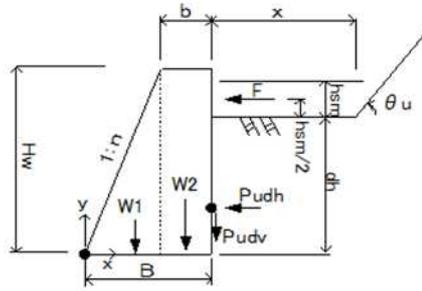
水平方向  $K_{audh} = \frac{2 P_{udh}}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 22.77}{19.0 \cdot 9.0} = 0.266$

鉛直方向  $K_{audv} = \frac{2 P_{udv}}{\gamma_d \cdot h_d^2} = \frac{2 \cdot 8.28}{19.0 \cdot 9.0} = 0.097$

3. 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件 1.8 奥行き1.0m当たり

- 壁高  $H_w =$   m
- 天端幅  $b =$   m
- 表法勾配  $n = 1:$
- 裏込め土高  $dh =$   m
- 平場の距離  $x =$   m
- 斜面勾配  $\theta_u =$   °
- 移動の力  $F_{sm} =$   kN/m<sup>2</sup>
- 移動の高さ  $h_{sm} =$   m
- 待ち受け擁壁における  
衝撃力緩和係数  $\alpha =$
- 土圧の算出方法
- 基礎地盤の摩擦係数  $\mu =$   (砂質土)
- 滑動の安全率  $F_s =$



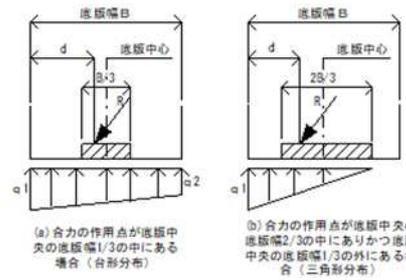
- コンクリートの単重  $\gamma_c =$   kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u =$   kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $C_g =$   kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力度  $q_a =$   kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B =$   m

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN・m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.55 \times 22.5$	-	99.00	$x=1.47$	145.53
	W2	$4.00 \times 0.50 \times 22.5$	-	45.00	$x=2.45$	110.25
裏込土圧	Pudh	2項参照	22.77	-	$y=1.00$	-22.77
	Pudv	2項参照	-	8.28	$x=2.70$	22.36
衝撃力	F	$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.55	-	$y=3.50$	-183.93
合計(Σ)			75.32	152.28		71.44

3) 安定計算

- ① 転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{71.44}{152.28} =$   m
- $|e| = B/2 - d = 2.70/2 - 0.47 =$   m  $\leq B/3 =$   m ..... OK
- ② 滑動に対する安定性 :  $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_g \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 152.28 + 0.00 \times 2.70}{75.32} =$    $\geq$   ..... OK
- ③ 支持力に対する安定性 :  $|e| = \frac{0.88}{2 \times 152.28} \geq 0.45 = B/6$  より三角形分布となる。
- $q_1 = \frac{2 \times 152.28}{3 \times 0.47} =$    $\leq$   kN/m<sup>2</sup> ..... OK
- $q_2 =$    $\leq$   kN/m<sup>2</sup> ..... OK



4. 堆積土圧の算定

崩壊土砂、裏込め土砂の土質定数が違うことから、別個に土圧を算出する。

1.8

1) 崩壊土砂による土圧

土圧の算定は試行くさび土圧(盛土部土圧)とし、背面土の勾配は水平とする。

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

ここに、  
 W; 土くさびの重量(kN/m)  
 P; 土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ ; 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\phi$ ; 土のせん断抵抗角(°)  
 $\delta$ ; 壁面摩擦角(°)  
 $\omega$ ; 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

奥行き土圧作用幅  $L = \boxed{1.0}$  m

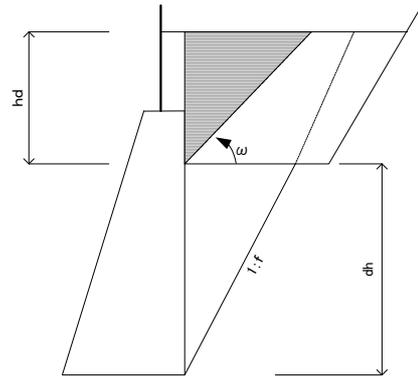
崩壊土砂の堆積高さ  $hd = \boxed{2.22}$  m

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma d = \boxed{18.0}$  kN/m<sup>3</sup>

崩壊土砂の内部摩擦角  $\phi d = \boxed{30}$  °

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha w = \boxed{0}$  °

壁面摩擦角  $\delta = \boxed{20}$  ° (2/3  $\phi$ )



すべり角 $\omega$ °	土重 W kN/m	土圧合力 Pd kN/m
55.00	31.08	13.18
56.00	29.95	13.20
57.00	28.84	13.19

最大値

土圧合力  $Pd = \boxed{13.20}$  kN/m

土圧水平力  $Pdh = Pd \cdot \cos(\alpha + \delta) = 13.20 \times \cos(20.00^\circ) = \boxed{12.40}$  kN/m

土圧鉛直力  $Pdv = Pd \cdot \sin(\alpha + \delta) = 13.20 \times \sin(20.00^\circ) = \boxed{4.51}$  kN/m

2)裏込め土による土圧

試行くさび法(切土部土圧)により求める。  
(すべり線と地山線が同じ点で発する場合)

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

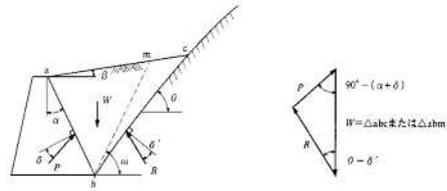
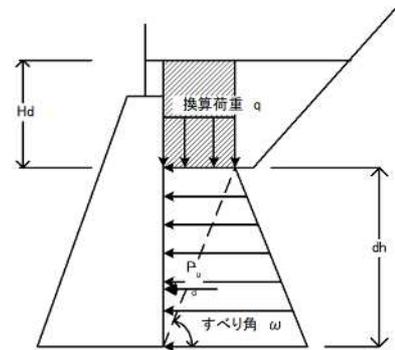


図 2-7 切土部土圧の算定

ここに、  
 W;土くさびの重量(kN/m)  
 P;土圧合力(kN/m)  
 $\alpha$ ;壁背面と鉛直面のなす角( $^{\circ}$ )  
 $\delta'$ ;切り土面におけるすべり摩擦角( $^{\circ}$ )  
 $\delta$ ;壁面摩擦角( $^{\circ}$ )  
 $\omega$ ;仮定したすべり面と水平面のなす角( $^{\circ}$ )



奥行き土圧作用幅 L=  m

裏込め土高 dh=  m

堆積高 hd=  m

裏込め土砂の単位体積重量  $\gamma_u$ =  kN/m<sup>3</sup>

裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi_u$ =   $^{\circ}$

崩壊土砂の単位体積重量  $\gamma_d$ =  kN/m<sup>3</sup>

土圧作用面と鉛直面のなす角度  $\alpha_w$ =   $^{\circ}$

壁面摩擦角  $\delta$ =   $^{\circ}$  (2/3 $\phi$ )

切り土面の摩擦角  $\delta'$ =   $^{\circ}$  (切土面;粗= $\phi$ )

切り土面の角度 f=  =   $^{\circ}$

すべり角 $\omega$ $^{\circ}$	土重 W kN/m	換算荷重 q kN/m	土圧合力 Pud kN/m
63.47	42.75	59.81	58.13
64.00	41.77	58.44	57.72

最大値

土圧合力 Pud=  kN/m

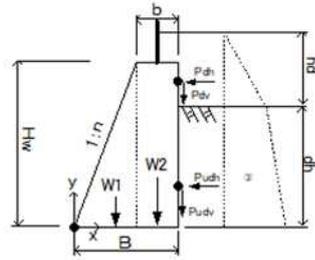
土圧水平力 Pudh= Pud $\cdot$ cos( $\alpha + \delta$ ) = 58.13 $\times$ cos(20.00 $^{\circ}$ ) =  kN/m

土圧鉛直力 Pudv= Pud $\cdot$ sin( $\alpha + \delta$ ) = 58.16 $\times$ sin(20.00 $^{\circ}$ ) =  kN/m

5. 堆積土圧時の安定性検討

1) 設計条件 1.8 奥行き1.0m当たり

- 壁高 Hw = 4.00 m
- 天端幅 b = 0.50 m
- 表法勾配 n = 1: 0.55
- 裏込め土高 dh = 3.00 m
- 崩壊土砂の堆積高 hd = 2.22 m
- 崩壊土砂 空きポケット高 Hp = 1.00 m
- 水平方向土圧力 Pdh = 12.400
- 鉛直方向土圧力 Pdv = 4.51
- 裏込め土 水平方向土圧力 Pudh = 54.63
- 鉛直方向土圧力 Pudv = 19.87
- 基礎地盤の摩擦係数 μ = 0.60 (砂質土)
- 滑動の安全率 F<sub>s</sub> = 1.2



- コンクリートの単重 γ<sub>c</sub> = 22.5 kN/m<sup>3</sup>
- 崩壊土の単重 γ<sub>d</sub> = 18.0 kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重 γ<sub>u</sub> = 19.0 kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力 C<sub>E</sub> = 0.00 kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力度 q<sub>a</sub> = 450 kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅 B = 2.70 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	W1	1/2 × 4.00 <sup>2</sup> × 0.55 × 22.5	-	99.00	x=1.47	145.53
	W2	4.00 × 0.50 × 22.5	-	45.00	x=2.45	110.25
土圧	Pdh	4.1)項参照	12.40	-	y=3.74	-46.38
	Pdv	4.1)項参照	-	4.51	x=2.70	12.18
	Pudh	4.2)項参照	54.63	-	y=1.00	-54.63
	Pudv	4.2)項参照	-	19.87	x=2.70	53.65
合計(Σ)			67.03	168.38		220.60

3) 安定計算

① 転倒に対する安定性 :  $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{220.60}{168.38} = 1.31 \text{ m}$

$|e| = B/2 - d = 2.70/2 - 1.31 = 0.04 \text{ m} \leq B/3 = 0.90 \text{ m}$  ..... OK

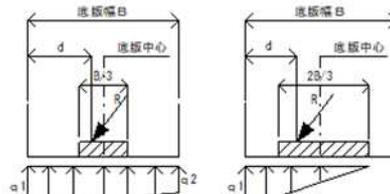
② 滑動に対する安定性 :

$F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_E \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 168.38 + 0.00 \times 2.70}{67.03} = 1.51 \geq 1.20$  ..... OK

③ 支持力に対する安定性 :

$|e| = \frac{0.04}{\Sigma V} \leq \frac{0.45}{6e} = \frac{0.45}{6 \times 168.38} = B/6$  より台形分布となる。  
 $q1 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{168.38}{2.70} \left(1 + \frac{6 \times 0.04}{2.70}\right) = 67.9 \leq 450 \text{ kN/m}^2$  ..... OK

$q2 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{168.38}{2.70} \left(1 - \frac{6 \times 0.04}{2.70}\right) = 56.8 \leq 450 \text{ kN/m}^2$  ..... OK



(a) 合力の作用点が底版中央の底版幅1/3の中にある場合 (台形分布)  
 (b) 合力の作用点が底版中央の底版幅2/3の中にあらずかつ底版中央の底版幅1/3の外にある場合 (三角形分布)

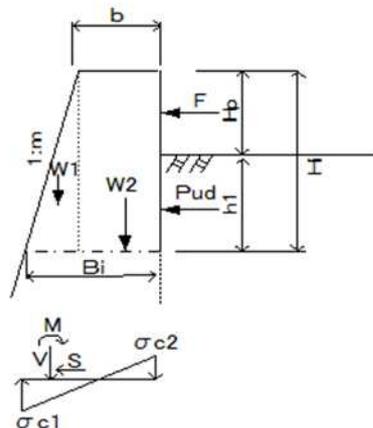
6. 躯体の断面応力度の検討

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。

ここでは、例として裏込め: 1.8

1) 設計条件

- 照査位置 Hi=  m(天端からの距離) 奥行きL=1.0m当たり
- 天端幅 b=  m
- 表法勾配 n=1:
- 裏法勾配 m=1:
- 空きポケット高 Hp=  m
- 土圧作用高 h1=  m
- 水平方向土圧係数 Kaudh=  2.項参照
- 鉛直方向土圧係数 Kaudv=  2.項参照
- 裏込め土の単重  $\gamma u$ =  kN/m<sup>3</sup>
- 衝撃力 F=  kN
- コンクリートの単重  $\gamma c$ =  kN/m<sup>3</sup>
- コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck}$ =  N/mm<sup>2</sup>



Bi= 1.05 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  $\tau_{ca} = 1.5(\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5(18/100 + 0.15) = 0.49 \text{ N/mm}^2$

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 × 1.00 <sup>2</sup> × 0.55 × 22.50	-	6.19	0.37	2.27
	W2	1.00 × 0.50 × 22.50	-	11.25	0.80	9.00
土圧	Puh	1/2 × h1 <sup>2</sup> × kaudh × $\gamma u$	0.00	-	0.00	0.00
	Puv	1/2 × h1 <sup>3</sup> × kaudv × $\gamma u$	-	0.00	1.05	0.00
衝撃力	F	3.項参照	52.55		0.50	-26.28
合計			52.55	17.44		-15.01

3) 断面計算

$$d = \frac{M}{V} = \frac{-15.01}{17.44} = -0.86 \text{ m}$$

$$|e| = Bi/2 - d = 1.39 \text{ m}$$

コンクリート断面の縁応力度  $\sigma_{c1} = V/Bi \cdot (1 + 6e/Bi) = 148.1 \text{ kN/m}^2 = 0.149 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

$\sigma_{c2} = V/Bi \cdot (1 - 6e/Bi) = -114.9 \text{ kN/m}^2 = -0.115 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.33 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

コンクリートのせん断応力度  $A = Bi \times 1.0 \text{ m} = 1.1 \text{ m}^2$

$\tau_c = S/A = 50.0 \text{ kN/m}^2 = 0.051 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ N/mm}^2$   
 ..... OK

## 2.7.6.7 落石防護柵の設計計算例

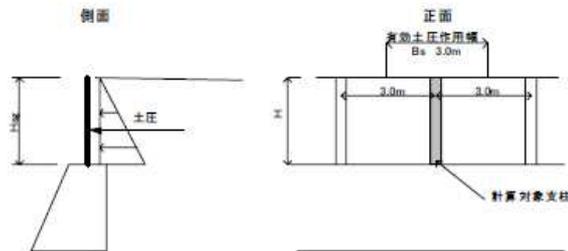
### 5. 落石防護柵の設計計算例

#### 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。

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

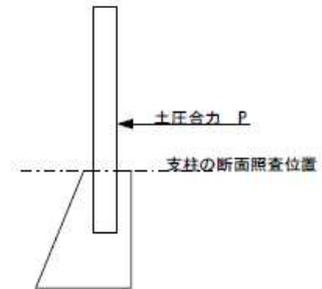
ここに、 $\sigma_s$  ; 部材の曲げ引張り応力度で下式による。

$$\sigma_s = M/Z$$

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) ワイヤーの破断に対する照査

ワイヤーが破断しないこととし、次式により照査を行う

$$T \leq T_b \quad \text{とする。}$$

ここに、T ; ワイヤーのに作用する引張力

$T_b$  ; ワイヤーの降伏張力

(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。

$$\sigma_c = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z}$$
$$A = b_n \cdot d_n$$
$$Z = \frac{b_n \cdot d_n^2}{6}$$

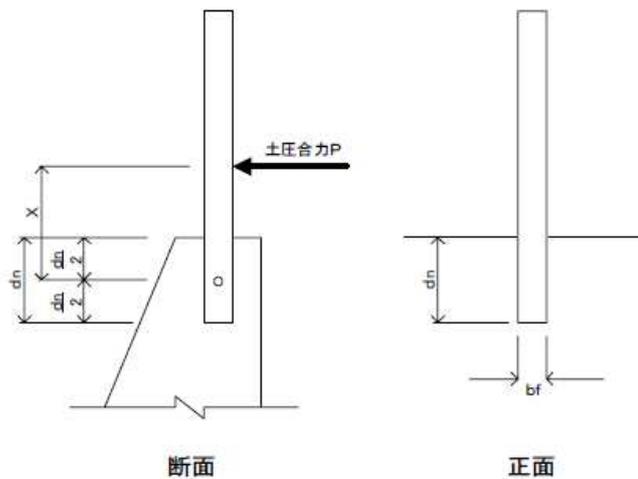


図 5-1 支柱根入れ部

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度の検討結果一覧

堆積高 m	土圧合力 kN	支柱の断面計算						ワイヤーの破断			支柱基礎の断面計算						総合 判定
		$\sigma_s$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{sa}$ N/mm <sup>2</sup>	判定	$\tau_s$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{sa}$ N/mm <sup>2</sup>	判定	T kN	Tb kN	判定	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{ca}$ N/mm <sup>2</sup>	判定	$\tau_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{ca}$ N/mm <sup>2</sup>	判定	
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

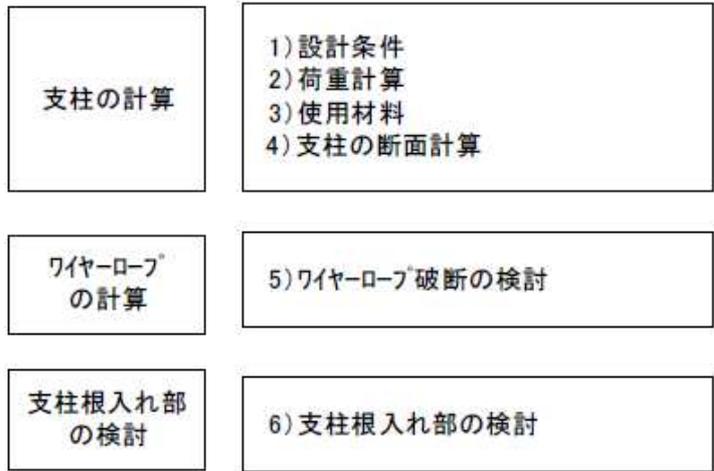
崩壊土砂の有効作用幅  $B_s = 3.00$  m  
 崩壊土の単位堆積重量  $\gamma_d = 18$  kN/m<sup>3</sup>  
 使用材料 中間支柱 = H-200-100 × 5.5 × 8  
 鋼材の許容引張応力度  $\sigma_{sa} = 210$  N/mm<sup>2</sup>  
 鋼材の許容せん断応力度  $\tau_{sa} = 120$  N/mm<sup>2</sup>  
 ワイヤロープ径  $\phi_w = 18$  mm  
 ワイヤロープの破断荷重  $T_b = 157$  kN  
 ワイヤロープ荷重作用幅  $L_w = 15$  m

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  
 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>

断面係数  $Z = 181$  cm<sup>2</sup>  
 断面積  $A = 26.67$  cm<sup>2</sup>

5.3 設計計算例

●設計計算項目



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  $k_d h = 0.28$

2) 荷重計算

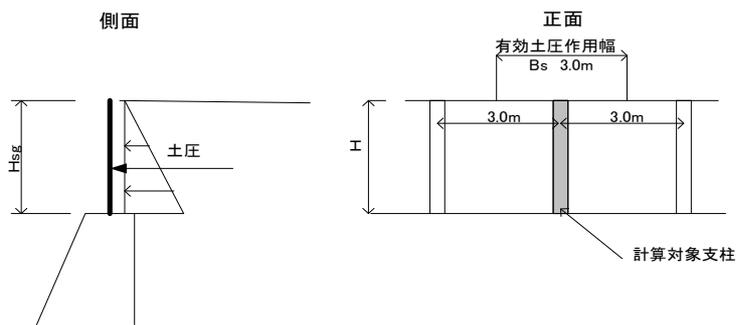
水平方向土圧合力  $P_d h = 1/2 \times k_d h \times \gamma_d \times h_d^2 = 3.75$  kN/m

土圧作用位置  $y = h/3 = 0.41$  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  $\sigma_{sa} = \boxed{210} \text{ N/mm}^2$  (SS400) = 140 \* 1.5

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

4) 支柱の断面計算

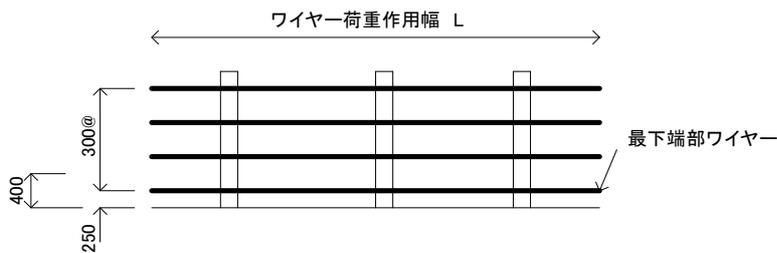
鋼材の引張応力度の照査

$\sigma_s = M/Z = \boxed{25.3} \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = \boxed{210} \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

鋼材のせん断強度の照査

$\tau_s = S/A = \boxed{4.2} \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{sa} = \boxed{120} \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

5) ワイヤロープの破断の検討



ワイヤロープ径  $\phi_w = \boxed{18} \text{ mm}$

ワイヤーの破断荷重  $T_b = \boxed{157} \text{ kN}$

ワイヤロープ荷重作用幅  $L_w = \boxed{15} \text{ m}$

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

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

$T = 18.0 \leq T_b = 157 \text{ kN} \dots \text{OK}$

### 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>

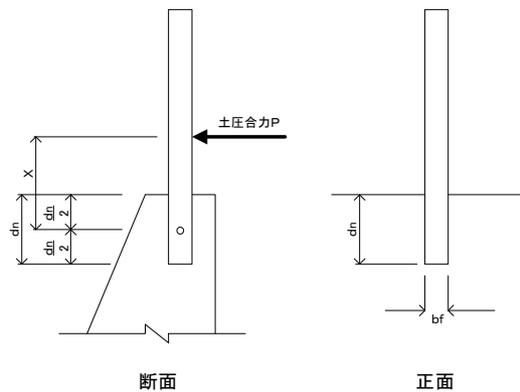
コンクリートの断面係数  $Z_{sg} = b_f \cdot d_n^2 / 6 = 12,041,667$  mm<sup>3</sup>

コンクリートの圧縮応力度に対する検討

$\sigma_c = S / A_{sg} + M / Z_{sg} = 0.909$  N/mm<sup>2</sup>  $\leq \sigma_{ca} = 6.75$  N/mm<sup>2</sup> … OK

コンクリートのせん断応力度に対する検討

$\tau_c = S / 2 l \cdot d_n = 0.029$  N/mm<sup>2</sup>  $\leq \tau_{ca} = 0.49$  N/mm<sup>2</sup> … OK



### 2.7.7 その他の待受式対策施設

地盤の強度や景観上の理由などで待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工等、その他の待受式対策施設を採用する場合の設計は、「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」(H16.6(平成22年11月一部修正)、全国地すべりがけ崩れ対策協議会)を参考とする。

ただし、衝撃力緩和係数( $\alpha$ )は工法(製品)によっては0.5以外の値を用いるものがあるので留意する。

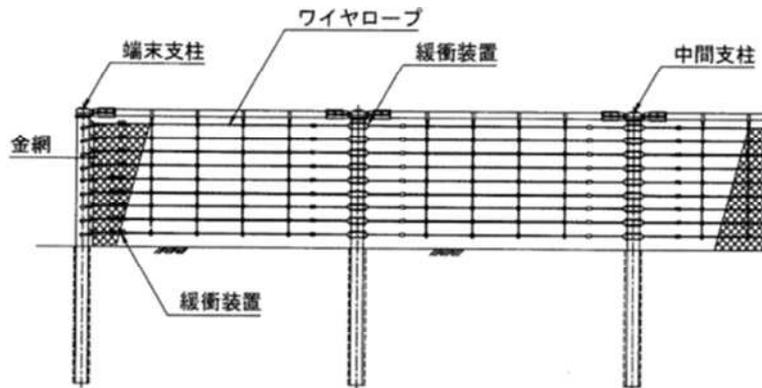
設置位置は、崩壊土砂の移動の力を計算する際の斜面下端からの距離、その距離に対策施設を設置する際の対策施設費と必要な用地費等を総合的に検討し決定する。例えば、設置位置が下端から斜面の反対側に離れば離れるほど移動の力は小さくなり対策施設の規模も小さくできるが、一方で取得する用地面積が広がるため、双方を踏まえた費用の検討が必要となる。

採用した工法の実績や設計方法(マニュアル)は設計業者(施工時変更の場合には施工業者)が整理し、報告書などに添付する。

工法とその特徴は次のとおりであるが、最新の内容は各工法のマニュアル等で確認する。

#### (1) 待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工(支柱強化型)

落石防護柵の強化型で、変形性能と耐力を備えたモルタル充填鋼管柱を主部材とし、緩衝金具や分散維持装置等の緩衝機構により、崩壊土砂のエネルギーを分散・吸収し、崩壊土砂を捕捉する。

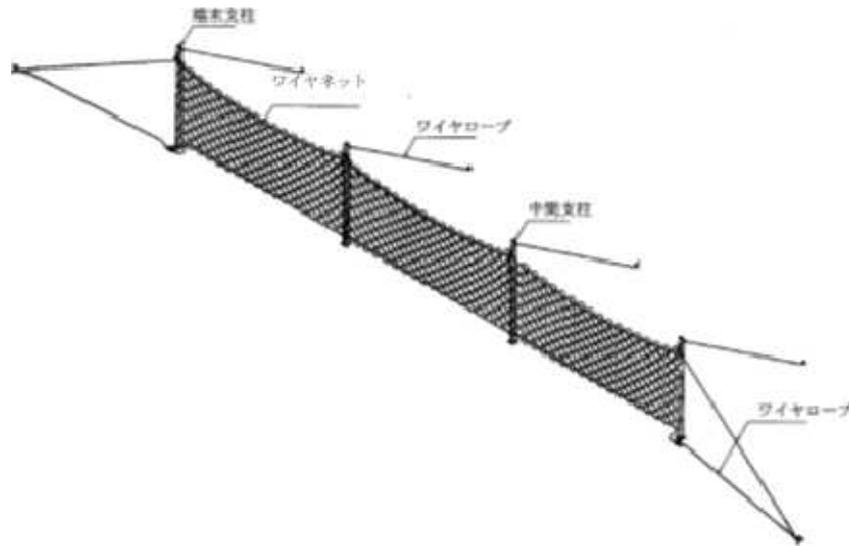


出典：「防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計—基準体系の指針—」(土木学会)

図 2-41 待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工

#### (2) 柔構造斜面崩壊対策待受け工(ネット強化型)

高エネルギー吸収型落石防護柵を応用し、崩壊土砂捕捉用に改良した待受け工法で、衝撃力に対し部材がバランスよく変形することで高い運動エネルギーを吸収し、崩壊土砂を捕捉する。ネットに作用した衝撃力等が、ワイヤロープに接続された衝撃緩衝部材の変形で軽減され、最終的にはアンカー材の引き抜き・圧縮抵抗で対抗させる。



出典：「防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計—基準体系の指針—」（土木学会）

図 2-42 柔構造斜面崩壊対策待受け工

## 2.8 グラウンドアンカー工

### 2.8.1 グラウンドアンカー工の目的および一般的留意事項

グラウンドアンカー工は、硬岩または軟岩の斜面において岩壁に節理・亀裂・層理があり、表面の岩壁が崩落または剥落するおそれがある場合、直接安定な岩壁に緊結したり、あるいは他の工法と併用して、その安定性を高める目的で用いるものとする。

#### 2.8.1.1 計画における一般的留意事項

グラウンドアンカー工を斜面の崩壊防止工事に用いる場合、次のような点を考慮する。

- (1) グラウンドアンカー工法は、一般に他の工法に比して工費が高くなる場合が多いが、次のような条件の斜面では有効な工法となる。
  - ① 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受式コンクリート擁壁工等が施工できない場合、あるいは斜面勾配が急な場合や、斜面長が長くて現場打コンクリート枠工やコンクリート擁壁工等の安定が不足する場合。
  - ② 安定地盤・岩壁が比較的堅固で、斜面表面より浅い位置（すなわち、すべり面が比較的浅い）にあり、アンカー体造成が確実視される場合。
  - ③ 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
  - ④ 大きな抑止力を必要とされる場合。
  - ⑤ 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。
- (2) グラウンドアンカー工法を永久構造物として用いる場合は、特に定着荷重の点検、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、または被圧地下水のある砂地盤では避けなければならない。

#### 2.8.1.2 調査における一般的留意事項

グラウンドアンカー工の設計・施工にあたっては、地質条件や地下水条件などの概況を知るとともに過去の崩壊状況を把握するなどの一般的な斜面調査も加え、次のような調査を重点的に行うことが望ましい。

##### ① すべり面推定のための調査

設計に必要なアンカー力を求め、アンカーの定着位置を決定するため、ボーリング、弾性波探査等を重点的に行うのが望ましい。

##### ② 定着地盤・岩盤の強度およびアンカー体の極限付着力の調査

アンカーの耐力やアンカー工の施工性はその定着地盤・岩盤の位置（深さ）、性質、強度により大きく左右されるため定着地盤・岩盤の強度特性を十分に調査することが望ましい。またアンカー体の設計の基本事項であるアンカー体極限付着力を正確に推定するために、基本調査試験を行うことが望ましい。

### 2.8.1.3 グラウンドアンカーの特徴

#### 〈技術的長所〉

a. プレストレスの導入

地山の変位によってその抑止効果を発揮する杭工に対し、アンカーはプレストレスを導入することによって地山が変位する前に大きな抑止効果を与えることができる。

b. 小機械、小設備

比較的小型の機械で施工でき、仮設足場が簡易であるため、急傾斜地など作業スペースが狭く、大型機械による施工が困難な場所にも適する。

c. 大耐力

比較的簡単な構造や施工法で、径もφ90mm～φ200mmと杭などに比べ小規模にあるにもかかわらず大きい抵抗力が得られる。

d. 汎用性

削孔機械の進歩により、地盤に対する適応性は、広がっている。

e. 設計アンカーの確認

アンカーの全数に対して設計アンカー力を確認できる。

f. 施工の自由度

地盤水平反力の大きさに断面規模が影響を受ける杭工とは違って、施工位置とすべり面傾斜が急なところや斜面の下方を選ぶことができること。また、定着後緊張せずに自由開放の状態にしておき、全アンカーが完成した後に同時に緊張を与えるといった施工方式をとることができる抑止工法である。

#### 〈技術的に問題が残っている点〉

a. 腐食に弱い

過去に打設されたアンカーには長期の防錆を意識しないものもあり、高い引張り応力下におかれていることも原因となってテンドンの腐食による破断や著しい緊張力の低下などが報告されるようになっている。

最近では防錆に強い製品も開発されているが従来の製品よりも高価であるため、採用の際にはライフサイクルコストを勘案する。

b. 施工技術の影響が大きい

施工技術の優劣により品質のばらつきを生じやすい。

c. 急激な破壊

設計以上の付加的な外力に対して破壊が急激に起こる。

d. 地下水に影響を受ける

注入材としてセメントペーストを使用する 경우가多く、十分な強度に達するまでに長時間を要するため地下水の流れが速い場合やセメントに不適当な化学成分を持つ場合は好ましくない。

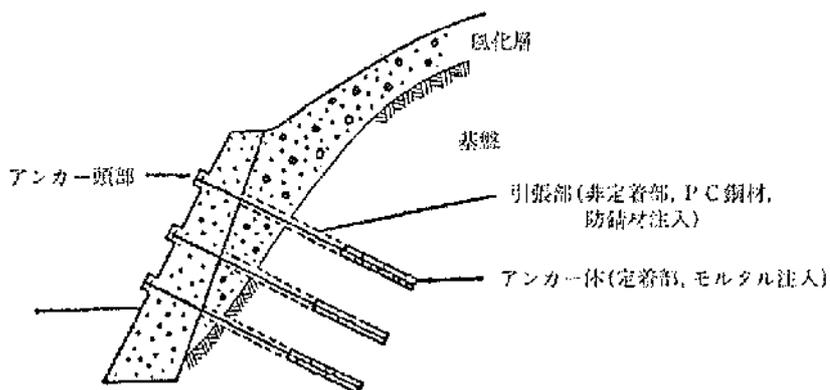
e. 高安全率

不均一、不均質な自然地盤へ定着し、比較的大きな抑止効果を期待しているため、定着に関して高い安全率をとっている。

## 2.8.2 グラウンドアンカーの基本的要素

グラウンドアンカーは、作用する引張り力を地盤に伝達するシステムで、次の3つの基本的要素からなる。

- ① アンカー頭部：構造物からの力を引張り部に無理なく引張力として伝達させるための部分
- ② 引張り部：アンカー頭部からの引張り力を基盤内のアンカー体へ伝達する部分
- ③ アンカー体：引張り部からの引張り力を基盤に伝達し抵抗する部分



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-43 斜面アンカー工の例（擁壁の捕強）

アンカー体は、特殊な場合を除き、引張り材（テンドン）とグラウトから構成され、テンドンの引張り力をテンドンとグラウトの摩擦抵抗、グラウトと地盤の摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によってアンカーの引張り力を地盤に伝達する。

テンドンとグラウトの付着は、単純にテンドン表面とグラウトの摩擦付着によるものと、耐荷体と称する支圧機構を有する部材を用いて、グラウトの圧縮力も期待するものがある。

また、アンカーは、供用期間と設置条件（繰り返し荷重や腐食条件）によりランクAとBに区分し、重要度も考慮して安全率や低減率・仕様などを設定する。

斜面安定工に用いるグラウンドアンカーはほとんどがランクAの永久アンカーである。

表 2-24 アンカーの供用期間と構造物の置かれる条件による分類

構造物の種類	供用期間	
	2年未満	2年以上
一般の構造物	ランク B	ランク A
特殊な条件下にある構造物	ランク A	

### 2.8.3 グラウンドアンカー工の設計

グラウンドアンカー工の設計にあたっては、地盤調査結果を十分に検討しアンカー耐力を求めるとともに、永久構造物として用いることを検討するものとする。

#### 《解説》

グラウンドアンカーの設計については、「グラウンドアンカーの設計・施工基準」（地盤工学会）が定められており、これを参考とする。また、「グラウンドアンカー設計施工マニュアル」（日本アンカー協会）も参考になる。

#### 2.8.3.1 グラウンドアンカーの設計手順

グラウンドアンカーの一般的な設計は図 2-44 に示す手順で行う。

##### 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。

##### 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、アンカー引張り力によって、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（引張り材）の引張り力に比して非常に小さいので、アンカー引張り力は、枠の許容曲げ応力度によって規制されることが多い。

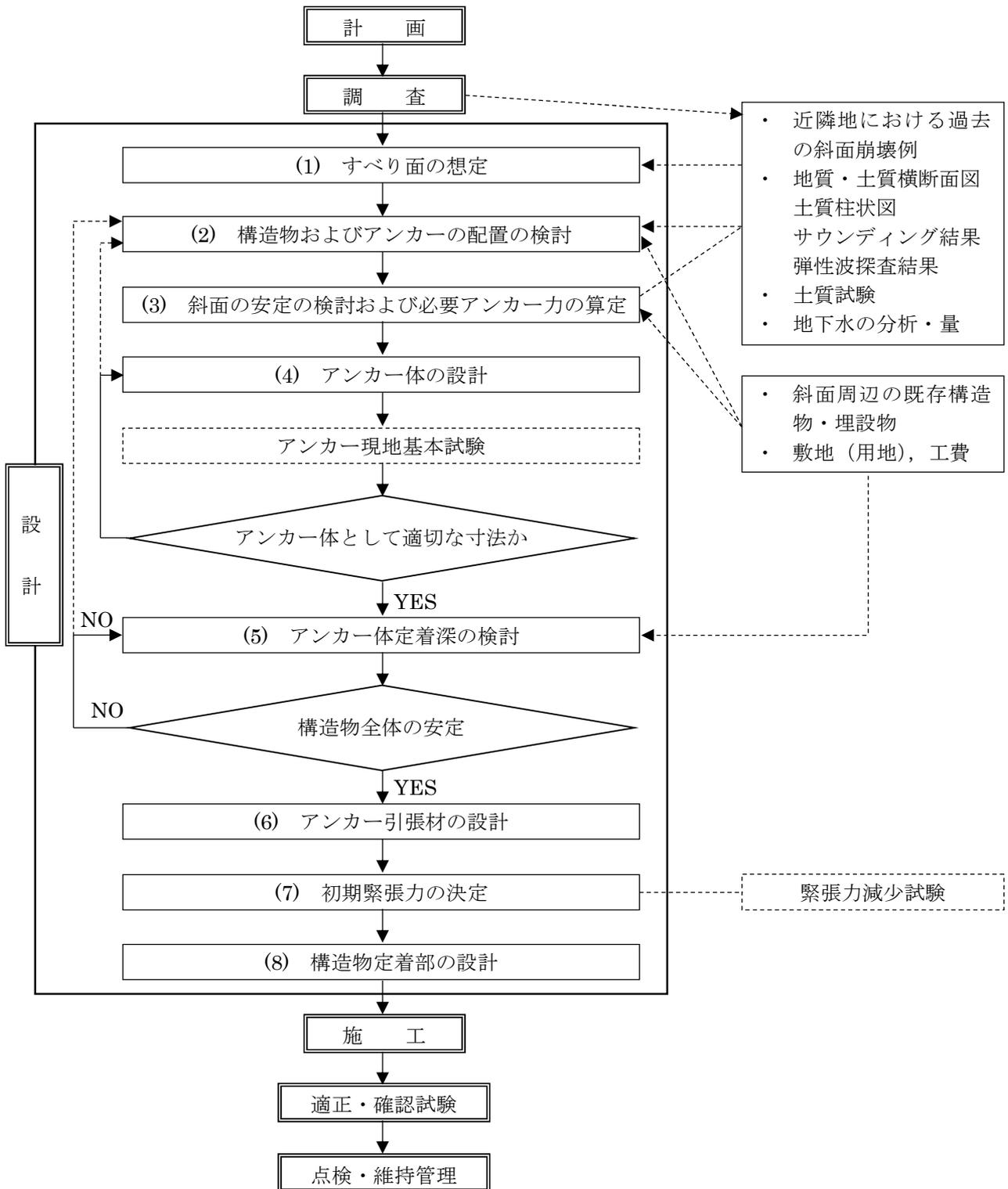
##### ③ 斜面の安定検討および必要アンカー力の算定

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。

##### 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ー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。アンカー体の安全率は1.5～2.5 が用いられるが、斜面安定工に用いられるようなランク A のアンカーの安全率は、2.5（常時）を用いるものと地盤工学会基準で定められている。

また、アンカー体の長さは、地盤工学会基準により、自由長は 4m 以上、定着長は 3～10m とするよう定められている。



「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）に加筆修正

図 2-44 アンカー工の一般的な設計手順

## ⑤ アンカー一体定着位置の検討

アンカー一体の定着基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、アンカー一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一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一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、すべり面より 1.0～1.5m以上の深さをとることが通常である。

## ⑥ アンカー引張り材（テンドン）の設計

アンカー引張り材（テンドン）としては一般に PC 鋼材が用いられており、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、アンカー一体径、設計アンカー力、アンカー一体とグラウト材との付着力、アンカー頭部許容変位量、鋼材許容引張り応力度、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、ランク A のアンカーでは、引張り鋼材の腐食は重大な問題であり、充填材・被覆材・コーティング材・耐腐食性引張り材などで、防錆処理を十分に行うことが、地盤工学会基準で定められている。

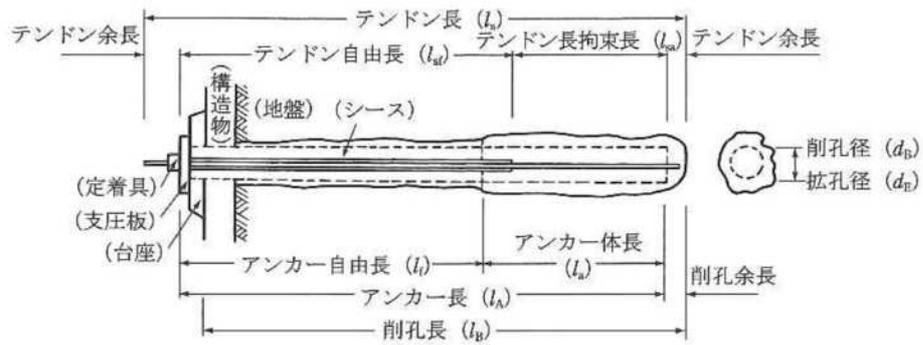
## ⑦ 初期緊張力の決定

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、アンカー一体定着地盤・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、現地において基本調査試験を行い その結果を参考にするるとよい。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り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り鋼材の種類・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り力と

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り力に耐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、防食や外力からの保護のために、防錆油を充填したキャップで覆われる場合が多いが、リフトオフ試験や再緊張を妨げない仕上げとする。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

図 2-45 アンカーの長さや径

### 2.8.3.2 グランドアンカー工の機能

アンカーの抑止機能には、①引き止め、②締め付けの各効果があるとされている。2つの効果のどちらかに期待したものとするかについては、安定解析の効果や地すべりのタイプ、規模、アンカー打設位置とすべり面の深度の関係などをもとに判断する必要がある。

#### (1) 締め付け効果

すべり面に対する垂直応力を増大させ、せん断抵抗力を増大させるもので、この効果を期待したアンカーは、急傾斜面などの安定化のために用いられており、プレストレスをかけることにより滑落の危険のある斜面をおさえつけて安定化をさせるものである。締め付けを期待するアンカーには、図 2-46 に示すようにすべり面勾配が急で、すべり面が比較的浅い場合が多い。

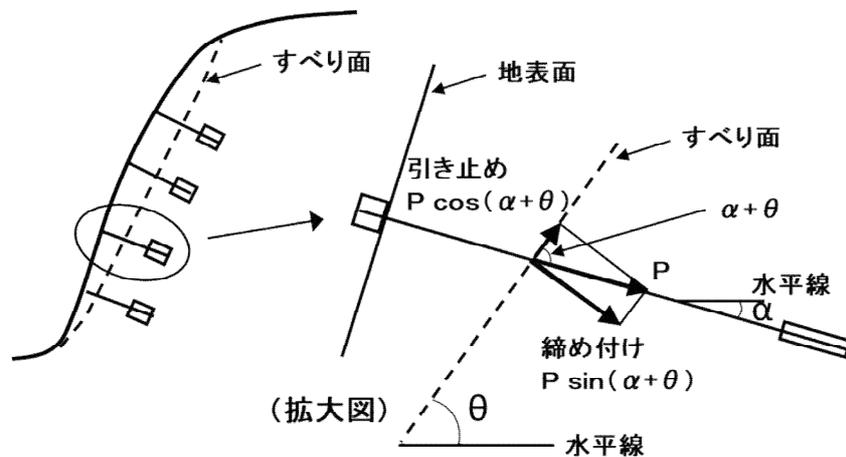


図 2-46 締め付け機能を期待する場合（すべり面の勾配が急な場合）

#### (2) 引き止め効果

すべり面の滑動力を減少させるもので、この効果を期待したアンカーは、鋼材の引張りの強さを利用して移動土塊が滑動しようとするのを引き止めるもので、地すべり対策工としてはこの効果を期待して設計することが多い。引き止め機能を期待するアンカーには、図 2-47 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。

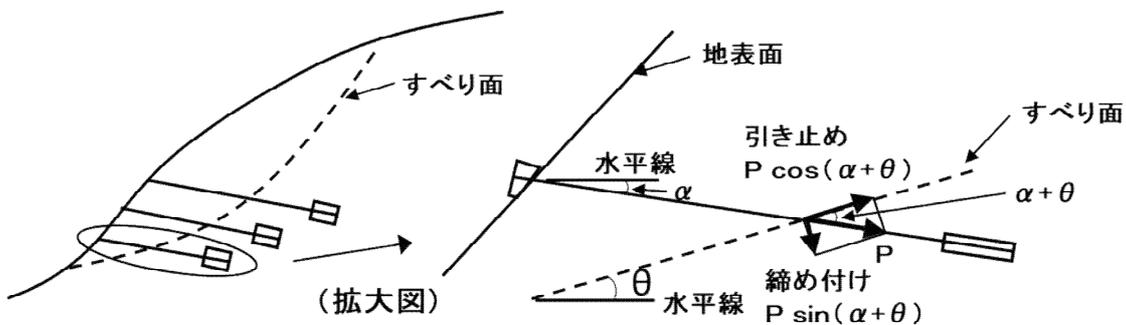


図 2-47 引き止め機能を期待する場合（すべり面の勾配が緩い場合）

### 2.8.3.3 グラウンドアンカーの配置

アンカーの平面的な配置は、地すべりや崩壊の範囲を確認したうえで検討するが、斜面上へのアンカーの配置は崩壊の形態を考慮し、崩壊ブロックを越えて不安定斜面の拡大が想定される範囲がある場合に、これも含めてカバーできる範囲であることが望ましい。これは、ブロックが移動している場合、境界部は変位を受けて地盤強度が低下していることがあること、また、境界を推定で決定している場合には、予想以上のブロックの拡大に対処するためである。

アンカーの打設角度には傾角と水平角とがある。傾角はアンカー軸と水平面とのなす角であり、水平角は受圧板内基準とする鉛直面とアンカー打設方向の鉛直面とのなす角である(図 2-49 参照)。

- ・アンカー傾角 ( $\alpha$ ) は一般にグラウト時にブリージ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 ( $-10^\circ \sim +10^\circ$ ) の打設角度は避けるべきである。(図 2-48 参照)
- ・土圧の方向とアンカーのなす角( $\gamma$ )は、一般に  $\gamma \leq 45^\circ$  となるように配置するのが望ましい。(図 2-48 参照)
- ・アンカーと想定すべり面のなす角 ( $\beta$ ) は、 $90^\circ$  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(図 2-48 参照)。
- ・アンカー水平角( $\theta_H$ )は一般に  $\theta_H = 0^\circ$  となるように配置するのが望ましい(図 2-49 参照)。

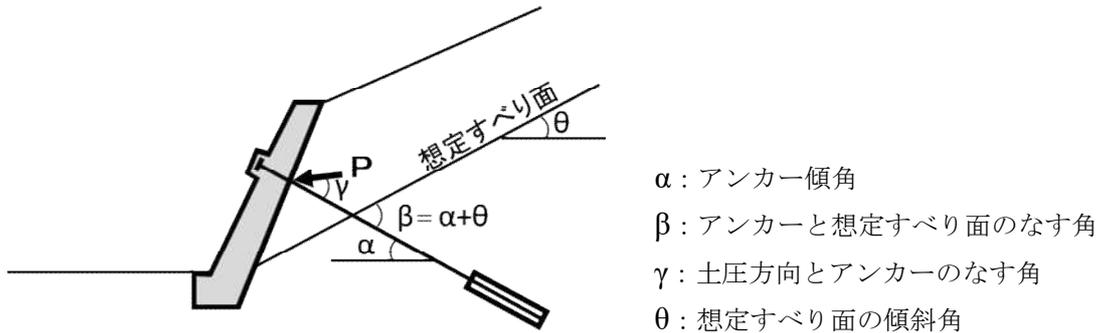


図 2-48 アンカー角

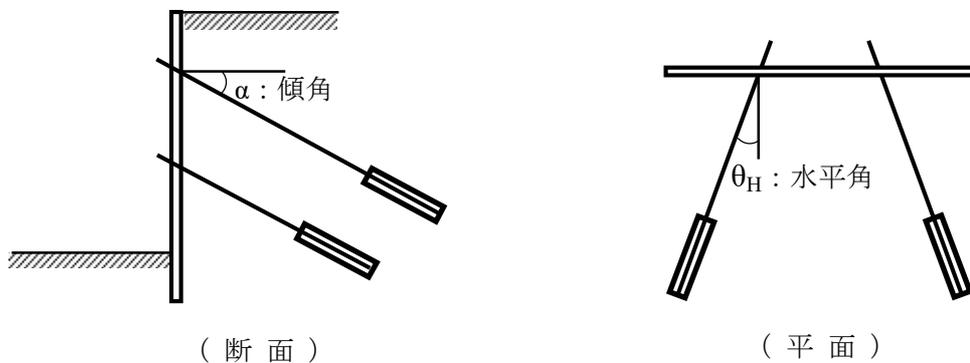


図 2-49 アンカー傾角・水平角

#### 2.8.3.4 必要アンカー力の算定（単位幅当たり）

##### (1) 斜面安定の検討

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つの場合で大別できる。

##### (2) 必要アンカー力の算定

ここでは、円弧すべり面を想定して、一般の円形すべりの安定計算と同様に、単位幅当たりで移動土塊をいくつかのスライスに分割することにより、必要アンカー力を算定する。

設計外力を算定するための計画安全率（ $F_{sp}$ ）は、保全対象の重要度、想定される被害の程度等を総合的に考慮して決められる。一般的には、 $F_{sp}=1.2$  とする。

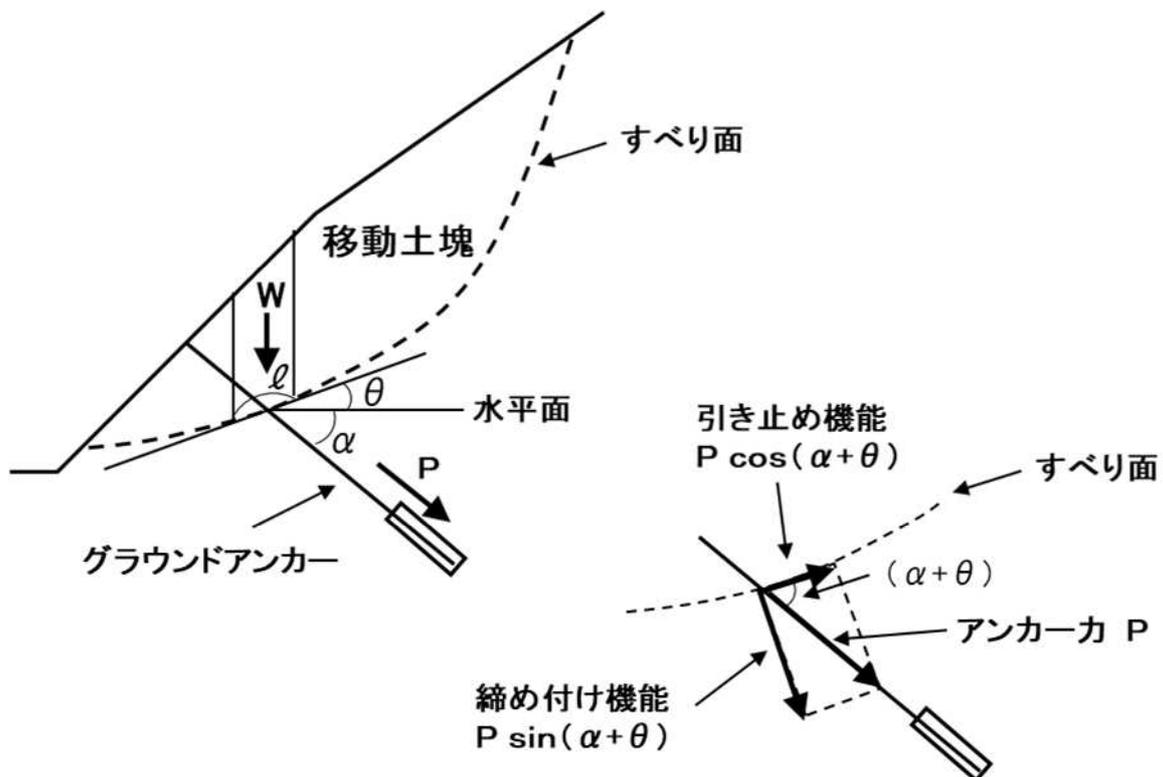


図 2-50 アンカーの抑止機能

アンカー力が作用した時の安全率（F<sub>s</sub>）は図 2-50 において簡便式で考えると、

$$F_s = \frac{\{\sum(W \cdot \cos \theta - U) + P \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \tan \phi + \sum c \cdot \ell + P \cdot \cos(\alpha + \theta)}{\sum W \cdot \sin \theta} \dots\dots ①$$

又は

$$F_s = \frac{\{\sum(W \cdot \cos \theta - U) + P \cdot \sin(\alpha + \theta)\} \tan \phi + \sum c \cdot \ell}{\sum W \cdot \sin \theta - P \cdot \cos(\alpha + \theta)} \dots\dots ②$$

であらわされる。

したがって計画安全率（F<sub>sp</sub>）を満足するに必要なアンカー力Pは

$$P = \frac{F_{sp} \cdot \sum W \cdot \sin \theta - \{\sum(W \cdot \cos \theta - U) \cdot \tan \phi + \sum c \cdot \ell\}}{\sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi + \cos(\alpha + \theta)} \dots\dots ③$$

又は

$$P = \frac{F_{sp} \cdot \sum W \cdot \sin \theta - \{\sum(W \cdot \cos \theta - U) \cdot \tan \phi + \sum c \cdot \ell\}}{F_{sp} \cdot \cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi} \dots\dots ④$$

となる。

ここで、F<sub>s</sub> : アンカー力が作用した時の安全率

F<sub>sp</sub> : 計画安全率

U : 分割片に働く間隔水圧 (KN/m)

ここでU=u・ℓ (フェレニウス法)、U=u・b・cos θ (修正フェレニウス法)

ℓ : 分割片のすべり面長 (m)

b : 分割片の幅 (m)

φ : すべり面の内部摩擦角 (度)

c : すべり面の粘着力 (KN/m<sup>2</sup>)

W : 単位幅当たりの分割片重量 (KN/m)

θ : すべり面の傾斜角 (度)

α : アンカー傾角 (度)

P : 単位幅当たりの必要アンカー力 (KN/m)

斜面の安全率を表す式がこの2種類の式となるのはアンカーが作用するとき、土塊の移動に抵抗する力が増すと考えるか、移動する力を減らすと考えるかによって、①式または②式となるためである。

また、アンカーが作用するとき、締め付け効果 (P・sin (α + θ)・tan φ)、と引き止め効果 (P・cos (α + θ)) の両方が作用すると考えるか、それともどちらか一方のみが有効と考えるかによって③式および④式がさらに変化することになる。

これらの式の性質を考慮してアンカー力を算出する式を定め、斜面安定に必要な全体のアンカー力を求める。全体のアンカー力が求められたら、このアンカーをどのように地表の受圧板に負担させるかを検討する。受圧板の斜面上下方向での設置位置、設置期間、地耐力、受圧板の力学的特性などを考慮してアンカー1本当たりの設計荷重を決定する。

## 《参考》 間隙水圧 $u$ の考慮方法

無限斜面における間隙水圧の取り扱いには、以下の 3 パターンが考えられる。

$$P=(W \cdot \cos \theta - u \cdot \ell) \tan \phi \quad (\text{a})$$

$$P=(W \cdot \cos \theta - u \cdot b) \tan \phi \quad (\text{b})$$

$$P=(W - u \cdot b) \cos \theta \cdot \tan \phi \quad (\text{c})$$

ここに、

$P$  : 抵抗力

$W$  : スライス全体の重量

$\phi$  : 内部摩擦角

$\theta$  : 円弧の中央における法線と鉛直線のなす角度

$u$  : 間隙水圧

$\ell$  : スライスの底面の長さ

$b$  : スライスの幅

(a)はフェレニウス法のように間隙水圧にすべり長を掛ける方法、(b)は(a)のすべり長をスライス幅にした方法、(c)は修正フェレニウス法のように土塊重量から間隙水圧を差し引く方法である。

### (1) フェレニウス法 《 $c \cdot \ell + (W \cdot \cos \theta - u \cdot \ell) \tan \phi$ 》

スライスのすべり面長 $\ell$ を乗じて、すべり面の法線方向に水圧を仮定する。

せん断抵抗は動水勾配に依存した浸透圧を考慮した水中重量+浸透圧となる現象をそれと等価な飽和重量+間隙水圧による計算となる。

### (2) 修正フェレニウス法 《 $c \cdot \ell + (W - u \cdot b) \cos \theta \cdot \tan \phi$ 》

スライス幅 $b$ を乗じて、鉛直上方に水圧を仮定する。

せん断抵抗は動水勾配に拠らず、一律に水中重量での計算となる。

表 2-25 に示すように、フェレニウス法では、間隙水圧をすべり面に対して法線方向に作用するとしているが、すべり面勾配が大きくなると間隙水圧が過剰に算定され $(W \cdot \cos \alpha - u \cdot \ell) < 0$  (土塊の有効重量が負になる) となる問題があるため、この場合には法線力をゼロとして計算する。

修正フェレニウス法では、この問題を解消するため間隙水圧をスライスに作用する浮力として扱っており、自由地下水的な発想にある。

よって、移動層内の地下水がほぼ被圧地下水によると想定される場合にはフェレニウス法を、ほぼ自由地下水とみなせる場合には修正フェレニウス法を用いる。

表 2-25 地すべり地の地下水の区分と特徴

区 分	被圧地下水（有圧地下水）型 （フェレニウス法適用）	自由地下水型 （修正フェレニウス適用）
イメージ		
特 徴 (作用する 水圧の違い)		
検証方法	<p>地下水検層ですべり面近傍の深度で部分的な地下水流入が確認されれば、被圧（有圧）地下水であることが検証できる。試錐日報解析の有圧水区間としても検証可能。</p>	<p>移動層が砂質や礫質、シラスなどの透水性の良い地層で、地下水検層で移動層全体に層流状の地下水流動が確認された場合、自由地下水と判断できる。崩壊地に多く、地すべり地では非常に稀な現象。</p>

木下篤彦（2011）：斜面安定解析の問題点と最新の解析技術（その1），治山，Vol.55, No.9 に加筆

### 2.8.3.5 設計アンカー力の算定（1本あたり）

アンカーの間隔は、外力の大きさと、アンカーの引抜き抵抗力の関係で決定されることが基本で、テンドンや受圧板の強度なども考慮して決められる。原則としてアンカーの最小間隔は 1.5m 以上とし、最大間隔は土塊の中抜けや表土の安定などを考慮して 5m 以下にする。

1本あたりの設計アンカー力 $T_d$ はアンカーの抑止効果により異なり、次のように示される。  
(2.8.3.4 ①式 参照)

#### ① 引き止め効果による設計

$$T_d = T / \cos \beta$$

#### ② 締め付け効果による設計

$$T_d = T / (\sin \beta \cdot \tan \phi)$$

#### ③ 引き止め+締め付け効果による設計

$$T_d = T / (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)$$

ここで、

$$T = P \times B / N$$

ここに、 $T$  : 1本あたりの必要アンカー力 (KN)

$N$  : のり面方向のアンカーの配置数

$P$  : 単位幅当たりの必要アンカー力 (KN/m)

$B$  : 水平方向のアンカーピッチ

$\phi$  : すべり面の内部摩擦角 (度)

$\alpha$  : アンカー傾角 (度)

$\theta$  : すべり面の傾斜角 (度)

$\beta$  :  $\alpha + \theta$  (度)

### 2.8.3.6 アンカー体の設計

アンカー体の設計に際しては、設計アンカー力、安全率、定着地盤の強度および周面摩擦抵抗、アンカー体径、グラウトとテンドンとの許容付着応力度およびグラウトの強度等を考慮して決定する。

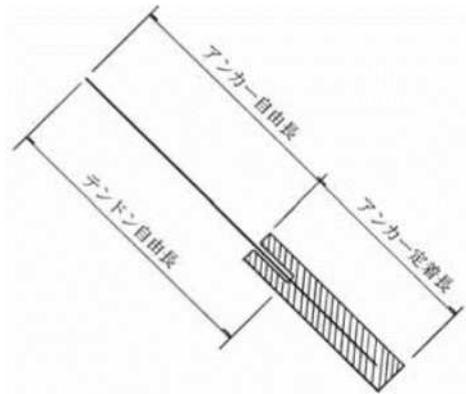


図 2-51 アンカーの各長さ

アンカー体径は、テンドンやカプセルなどに作用する引張り力を地盤に無理なく伝達することができ、かつ、グラウト注入用の材料とテンドン、カプセルなどを支障なく挿入でき、所定のクリアランスを確保できる大きさとする。

アンカー自由長は、原則、最小長さを 4m とし、土被り厚さ、構造系全体の安定等を考慮して決定する。

テンドン自由長は、変形を考慮し、かつ所要の緊張力を確保できるように決定する。

自由長の算定にあたってはアンカー体がすべり土塊に入らないようにアンカー体定着長部の開始位置についても検討する必要がある。

アンカーの定着は、想定した破壊面（すべり面）よりも深部のできるだけ堅固な地盤を選定して行う。

アンカー体長は、原則、3m 以上かつ 10m 以下とし、①テンドンと定着地盤との周面摩擦から決まるアンカー体定着長 ( $l_a$ ) と②テンドンとグラウトとの許容付着応力度とから決まるアンカー付着長 ( $l_{sa}$ ) のいずれか大きい方を採用する。

(1) アンカー体定着長 ( $l_a$ )

アンカー体定着長 ( $l_a$ ) は、基本試験により求められることが望ましいが、便宜的には安全率の項で用いた式から導いた次式により求めることができる。

$$l_a \geq T_d \cdot f_s / (\pi \cdot d_A \cdot \tau)$$

ここに  $T_d$  : 設計アンカー力 ( $\geq T_d g$  : 許容引抜き力) (N)

$f_s$  : 安全率

$d_A$  : アンカー体径 (cm)

$\tau$  : 周面摩擦抵抗 (N/cm<sup>2</sup>)

定着体の安全率は地盤工学会基準では表 2-26 のとおりであり、極限引抜き力から許容引抜き力を求めるための係数として定義される。

極限引抜き力は、基本試験により確認すべきであるが、実際は、アンカーの全長が同一の径で削孔されたアンカーでは一般に次式が用いられている。

$$T_{ug} = \pi \cdot d_B \cdot \tau \cdot l_a$$

ここに  $T_{ug}$  : 極限引抜き力 (N)

$d_B$  : アンカーの削孔径

( $\cong d_A$  : アンカー体径) (cm)

$\tau$  : 地盤とアンカー体との周面摩擦抵抗 (N/cm<sup>2</sup>)

$l_a$  : アンカー体定着長 (cm)

この場合の  $\tau$  の値としては、表 2-27 に示す加圧アンカーにおける試験データを整理したものや引き抜き試験から推定したものをを用いる。

表 2-26 極限引き抜き力 ( $T_{ug}$ ) に対する安全率 ( $f_s$ )

種類		安全率 $f_s$
ランク B		1.5
ランク A	(常時)	2.5
	(地震時)	1.5~2.0

表 2-27 アンカーの極限周面摩擦抵抗

地盤の種類			摩擦抵抗 (MN/m <sup>2</sup> )
岩盤	硬 岩		1.5 ~2.5
	軟 岩		1.0 ~1.5
	風化岩		0.6 ~1.0
	土 丹		0.6 ~1.2
砂礫	N値	10	0.1 ~0.2
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.7
砂	N値	10	0.1 ~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.3 ~0.4
粘性土			1.0c (cは粘着力)

(2) テンドン付着長 ( $l_{sa}$ )

テンドン付着長 ( $l_{sa}$ ) は次式で求めることができる。

$$l_{sa} = T_d / (U \cdot \tau_{ba})$$

ここに、  $T_d$  : 設計アンカー力 (N)

$U$  : テンドンの見掛けの周長 (cm)

$\tau_{ba}$  : 許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

テンドンとグラウトとの許容付着応力度は、鉄筋コンクリートの許容付着応力度を準用している例が多く、地盤工学会基準・解説では表 2-28 に示す値が提案されている。

表 2-28 許容付着応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

用途	グラウトの設計基準強度 引張り材の種類	18	24	30	40 以上
	ランク B 仮設	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC //	1.0	1.2	1.35
異形 PC 鋼棒		1.4	1.6	1.8	2.0
ランク A 永久	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC //	—	0.8	0.9	1.0
	異形 PC 鋼棒	—	1.6	1.8	2.0

## 2.9 地山補強土工

### 2.9.1 地山補強土工の目的および一般的留意事項

地山補強土工は主に鉄筋などの補強材を地山に挿入することで、地山との補強材の相互作用により斜面の安定を高めることが目的で、比較的小規模な崩壊防止、斜面を急勾配のり面化する場合の補強、構造物掘削時の仮設のり面補強などに用いる。

#### 《解説》

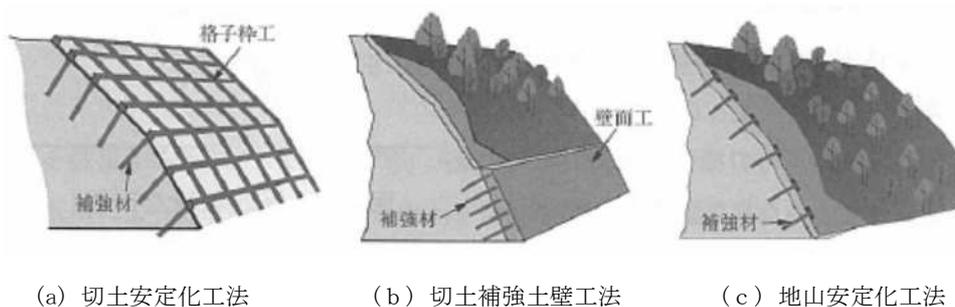
一般に、地山補強土工はのり砕工や吹付工、独立受圧版との併用で用いられることが多く、地山補強材の芯材には、鉄筋、ロックボルトなどが使われる。

地山補強土の工法は、切土安定化工法、切土補強土壁工法、地山安定化工法に分類される。

地山補強土工の種類、適用勾配、目的等を表 2-29 及び図 2-52 に示す。

表 2-29 地山補強土工の種類、対象斜面勾配、概要

種類	勾配	概要
切土安定化工法	1 : 0.3 ~ 切土標準勾配	用地制限や用地の有効利用の目的等により、自然斜面・その切土面等の安定化を、土留壁を建設せずに標準勾配（無補強でも安定化している斜面勾配）よりも急勾配の切土を行う地山補強土工法
切土補強土壁工法	垂直~1 : 0.3	急勾配の切土を行う際に、土留壁と地山補強材を連結して安定性を得る工法
地山安定化工法		自然斜面・切土のり面を対象として、掘削を伴わずに地山内部に補強材を配置し、必要に応じて表面材を設置することにより、安定性や変形性を向上させる工法



出典：「地山補強土工法 設計・施工マニュアル」（平成 23 年 8 月）

図 2-52 地山補強土工の種類

地山補強土工を用いる場合、次のような点を考慮する。

(1) 地山補強土工法は、一般に他の工法と比較して工費が高くなる場合が多いが、次のような条件の斜面では有効な工法となる。

- ① 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受式コンクリート擁壁工等が施工できない

場合、あるいは斜面勾配が急な場合や斜面長が長くて現場打コンクリート枠工やコンクリート擁壁工等の安定が不足する場合。

- ② 崩壊規模が比較的小さく、短尺な補強材で対策可能な場合。
  - ③ 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
- (2) 地山補強土工を永久構造物として用いる場合は、特に芯材や頭部部材の防錆を考慮して計画する。
- (3) 崩壊規模が大きく崩壊深が深い場合は十分な補強効果が期待できないため、崩壊規模に対する調査を慎重に行う必要がある。広範囲の崩壊が想定される場合であっても、崩壊深さが 3m 程度以下であれば適用できる可能性がある。この場合、崩壊斜面長は 30m 以下での適用を目安とする。
- (4) 地山補強土工は斜面の変形に伴い効果を発揮する工法であるため、構造物の基礎になるなど地山の変形を許容しがたい場合は適用の可否を検討する必要がある。
- (5) 地山補強土工は地山と主にセメント系の定着材の周面摩擦によって斜面の安定に寄与しているため、粘性土地山、緩い砂質土地山など、軟弱な地盤では適用の可否を検討する必要がある。

## 2.9.2 地山補強土工の計画

地山補強土工の計画にあたっては、事前に調査を行い斜面の現状の安定性を把握した上で、関連する工事全体の概要と地山補強土工の利用目的及び関連構造物の重要度と耐用年数など満たすべき工学的要件をよく勘案し、適切に計画する。

### 《解説》

計画の対象となる斜面の多くは長年の間に形成されたものであり、平常時においてバランスを保って安定しているが、豪雨や地震等により不安定になり崩壊するおそれがある。斜面崩壊の誘因は一般に降雨、地震等であるが、地形、地質等多数の要因が関与し、その機構は複雑で多くの問題が内在している。そこで、計画にあたっては事前に十分な調査を行い、崩壊の要因、機構を把握し、施工中においても地山が崩壊しないようにする。

計画においては以下の項目について、留意・検討しておく必要がある。

- ① 地すべり等の深いすべり面を有する大規模な斜面崩壊に対しては、十分な補強効果が望めないため、予想される崩壊規模について十分な調査を必要とする。また、補強領域を包含するすべり全体の安定についても検討が必要である。
- ② 多少の変形を許容することによって斜面を抑える工法なので、非常に小さな変形しか許容されない場合には適用が難しい。
- ③ 削孔内壁の周面摩擦抵抗によって補強材と地山との一体化を期待するものであるため、周面摩擦抵抗の確実な確保が重要となる。地山条件や施工方法の違いにより所定の周面摩擦抵抗が確保されない場合があるので、注意が必要である。
- ④ 主要部分が地中に存在しているため、直接的な目視による施工管理ができないことから、引抜き試験や確認試験など適正な施工管理が必要である。

- ⑤ 施工中が最も不安定な状態となるため、施工時の安全性の検討、地下水・降雨等の排水対策を十分に行う必要がある。特に、一時的に素掘り状態が発生するため、最低1～2m程度の自立高さが必要となる。
- ⑥ 地下水位より上部で施工される工法であり、地下水位以下で施工を行う場合には、排水工法などの補助工法の併用が必要である。

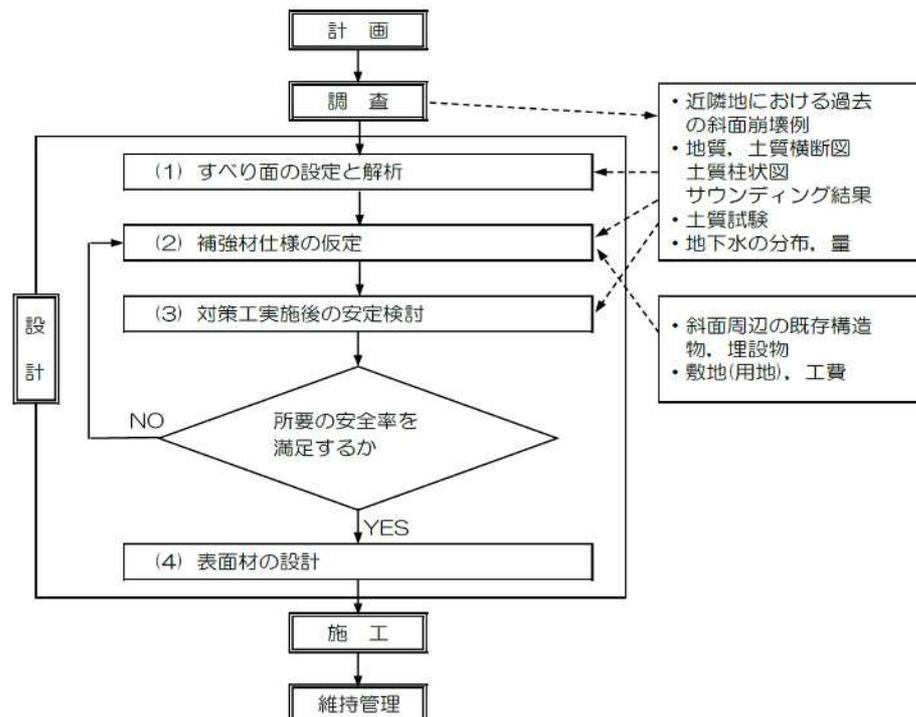
### 2.9.3 地山補強土工の設計

地山補強土工の設計にあたっては、構造体を適切にモデル化し、施工開始から完成後の供用期間中に想定される作用に対して、構造物の重要度に応じた安定性・変形性及び部材耐力を満足するように、適切な構造形状・部材仕様を設定する。

#### 《解説》

地山補強土工の設計では、その使用目的や重要度及び地盤条件、地下水の状態、周辺環境を考慮し、施工時及び完成後の供用期間を通して想定される荷重状態（施工時、常時、降雨時、地震時等）に対して、構造物全体が安定で各部材が所要の性能を有し、かつ有害な変形が生じないように地山補強材や表面材の仕様を設計する必要がある。

地山補強土工の一般的な設計手順を図 2-53 に示す。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）

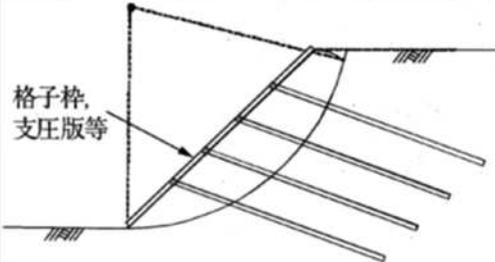
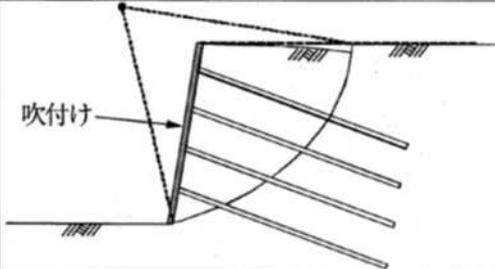
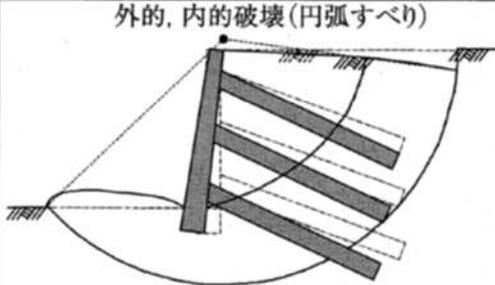
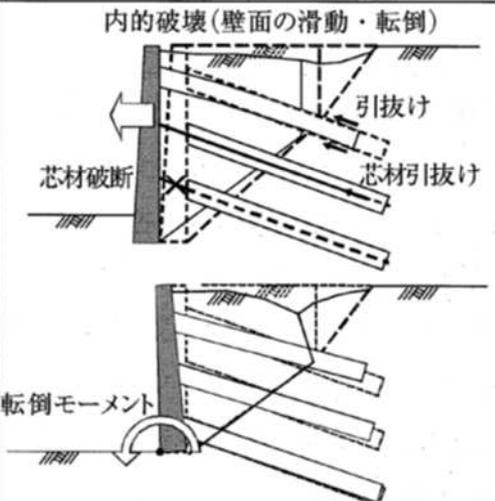
図 2-53 地山補強土工の一般的な設計手順

(1) すべり面の設定と解析

適切な設計荷重を設定するために、必要な調査を行い、すべり面を的確に把握する。

地山補強土工法により補強した地山の安定計算では、想定する破壊モードに対して、補強効果を適切に評価することが可能な計算法を用いるものとする。

表 2-30 地山補強土工法で補強された地山（自然地盤及び既設盛土）の破壊モード

	変形・破壊モード	すべり線形状	安定計算法
地山安定化工法	 <p>格子枠、支圧版等</p>	円弧すべり (長大斜面に対しては直線すべり)	円弧すべり法 直線すべり法
切土安定化工法	 <p>吹付け</p>	円弧すべり	円弧すべり法
	 <p>外的、内的破壊(円弧すべり)</p>	円弧すべり	円弧すべり法
切土補強土壁工法	 <p>内的破壊(壁面の滑動・転倒)</p> <p>引抜け 芯材破断 芯材引抜け</p> <p>転倒モーメント</p>	2直線すべり (滑動モード) (転倒モード)	2直線すべり法

出典：「地山補強土工法 設計・施工マニュアル」（平成 23 年 8 月）

## (2) 補強材の仕様の仮定

補強材の補強効果は補強材の位置、間隔、段数や角度、長さなどの仕様により決まる。そのため、地山補強土工の設計では、完成後の構造物全体の安定のみならず、施工時の安全も考慮して合理的に設定することが重要である。

一方、現場条件によっては、大きな施工機械の搬入が困難な場合も多く、設計計算上必要な長さを削孔するための能力が不足することも考えられるため、現場固有の条件も考慮して最終的な配置等の規格を決定しなければならない。

## (3) 対策工実施後の安定度検討

斜面安定対策における検討は、繰り返し円弧すべり法によるすべり破壊にて実施されることが多い。地山補強土工法によって補強した斜面に対しては、想定した破壊モードに応じて算出された適切な必要最大抑止力に対して仮定した地山補強材の仕様が満足していることを確認する。

## (4) 表面材の設計

表面材は補強材に期待される所定の耐力に対して十分な強度を有していなければならない。地山補強土工は、表面材の有無や表面材の種類によって補強効果が大きく異なる。また、表面材は補強材の補強効果の向上のほか、地山表面の侵食・風化防止の効果や景観性にも影響するため、現地の条件に応じて適切に選定しなければならない。

### 2.9.4 定着材と地盤の許容摩擦抵抗力（引抜き試験）

地山補強土工における定着材と地盤との許容摩擦抵抗力( $T_{ba}$ )は、定着材と地盤との極限周面摩擦抵抗( $\tau_p$ )に、補強材の設計補強材長に相当する周面積を乗じて求めた極限引抜き抵抗力を安全率で除して算出される。極限周面摩擦抵抗( $\tau_p$ )は、事前に調査設計試験を行って決定することが望ましいが、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、対象斜面内で基本調査試験を実施することが困難な場合も多い。そのため、設計段階では地盤別の推定値や、近隣の同様な地盤で採用された実績値を設計に採用することとなる。一般的には、土質別推定値の表から極限周面摩擦抵抗を推定する手法がよく用いられている(表 2-31)。

ただし、次に示すような地山条件の場合には、既往の値と乖離が大きい可能性があるため、事前に引抜き試験を行うことが望ましい。

#### ① 固結度が低い第三紀の泥岩

削孔時に坑壁が粘土化して所定の強度が得られないことが多い。

#### ② 断層破碎帯

亀裂や破碎、風化による粘土化などで地山全体が緩んでいることが多い。

#### ③ 蛇紋岩や変質粘土化帯など特殊な地山

従来の経験値が適用できにくい。

#### ④ 崖錐や崩積土など地山強度が低い地山

土質、地質ごとのばらつきが大きく個別に対応する必要がある。

引き抜けに対する安全率は、永久目的の場合は 2.0、仮設目的の場合は 1.5 を標準とする。  
最近の技術として繰り返し注入を行うことで引抜き抵抗力の向上を図ることができる工法もある。

表 2-31 極限周辺摩擦抵抗の推定値

地山の種類		極限周面摩擦抵抗 (kN/m <sup>2</sup> )
岩盤	硬岩	1200
	軟岩	800
	風化岩	480
	土丹	480
砂礫	N 値	10
		20
		30
		40
		50
砂	N 値	10
		20
		30
		40
		50
粘性土		$0.8 \times c$

※ c : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>) 地山補強土工では注入材の無加圧での注入方式が一般的であるため、加圧注入を標準とするグラウンドアンカー工とは値が異なる。

地山補強土工の設計全般については、「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）（全国治水砂防協会）」のほか「地山補強土工法 設計・施工マニュアル」（地盤工学会）や「切土補強土工法設計・施工要領」（NEXCO）などを参考にする。

## 2.10 落石対策工

### 2.10.1 落石対策工の目的および一般的留意事項

落石対策工は落石の発生が予想される斜面において、これによる災害を対策することを目的とするものとする。

#### 《解説》

斜面においては、落石のみの発生だけが予想されるような場合は少なく、一般には、崩壊防止施設に付属して、落石対策施設が設置される場合が多い。

落石対策工施工箇所は急峻な斜面で風化が進み、亀裂、節理が発達している。また、浮石も多い箇所で地形的に拘束されており、さらに人家も近接していることなど作業条件が悪い。このため工事内容も人力施工による部分が多くなり、作業上危険性も高く施工性からも制約を受けるので、これらを踏まえた安全対策が必要である。

### 2.10.2 落石対策工の計画

落石対策工は大別すれば落石予防工と落石防護工に分けられる。落石対策工計画の原則はまず落石予防工による落石源の除去であるが、それが困難な場合または不適當な場合には落石防護工を計画するものとする。

#### 《解説》

落石予防工は、転石の除去や固定により、落石の発生を未然に防ぐもので、落石防護工は、落下してくる落石を、斜面下部あるいは中部で止めるものである。

落石対策工計画の原則はまず落石予防工による落石源の除去であるが、それが困難な場合または不適當な場合には落石防護工を計画する。

#### (1) 計画の留意事項

落石対策の計画を立てるにあたっては、落石斜面に関する調査結果や危険度判定の結果に基づくべきであることはいうまでもないが、落石斜面の習慣性について考慮をほらうことも重要である。落石予防工、落石防護工として用いられる各種の工法はそれぞれ被害の防除に対する構造的な限界を有していることを認識して、工種の選定、配置計画を立てることも必要である。そのため、落石予防工や落石防護工などの施設による落石対策を計画するに際しては、調査の結果により浮石の安定性、落石の規模、落下経路、運動形態などを推定し、必要箇所に最も有効な工法を選定する。

落石の規模や運動形態などの落石現象を推定することはかなり困難な場合も多いが、一般に用いられる程度の規模の落石防護柵では 100 kJ を超えるような落石エネルギーには耐えることができない事例が多い。

現在市販されている高さ 1.5～2.5m 程度の落石防護柵を用いる場合に防ぎ得る落石エネルギー

の限界は 100 kJ であると考えられる。100 kJ のエネルギーとは、勾配 45° の軟岩斜面を質量 500kgf の石が高さ 25m の地点からバウンドして落下する場合の斜面下端におけるエネルギーに相当する。したがって、落石防護工の施設の計画にあたって、このような工種のもつ機能限界に考慮をはらう必要がある。

また、既往の研究事例によれば、斜面を転がる落石は一般に斜面に垂直な方向に 2m 以上バウンドしないことが多いが、斜面途中にジャンプ台状の凸面や突起がある場合にはこれを大きく上回ることもあるので、施設規模や配置計画を立てるときには斜面状態に関する調査結果を十分考慮しなければならない。施設計画に際しては、単独の工種のみよりも、いくつかの工種を組み合わせるほうが有利な場合も多い。

施設による落石対策計画の基本的な考え方を次にまとめる。

- ① 落石斜面の調査結果を活用する。
- ② 施設対策は発生源対策が最も効果的であるが、施工性も考慮する。
- ③ 各工種にはそれぞれ機能的な限界があることを考慮する。
- ④ 各工種を単独で用いるよりも組み合わせて用いることのほうが効果的な場合が多い。

## (2) 工法選定の流れ

落石対策工は保全対象物と斜面との近接状況や、斜面状況に最も適したものでなければならない。そのためには斜面状況を十分に調査し、各種の対策工の機能、耐久性、施工性、経済性、維持管理の方法等をよく検討して工種を決定しなければならない。

この点について各種の対策工法の特徴を表 2-32 に示す。

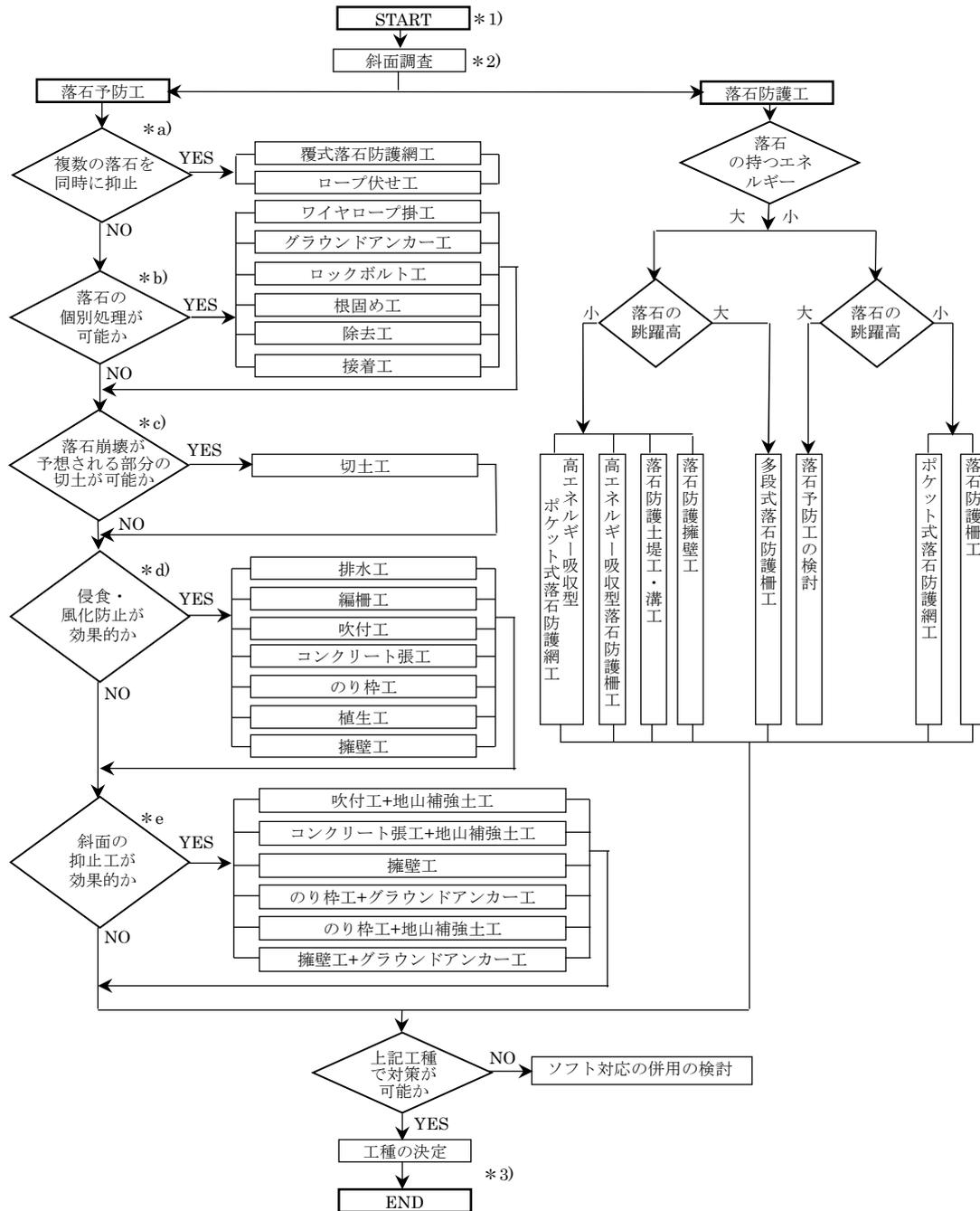
工法の選定は前記計画の留意事項および表 2-32 を参考として、一般には以下のような流れに沿って実施される (図 2-54 参照)。

- ① 対象が落石のみか崩壊を伴うかを検討する。
- ② 浮石・転石の整理、斜面への固定の可能性の検討、崩壊を伴う場合にはその対策の可能性を検討する。
- ③ ②で対策が可能であるなら、表 2-32 等を参考として最適な落石予防工を選定する。
- ④ 落石防護工の選定にあたっては落石および崩土のエネルギーを推定し、表 2-32 および近隣地等での成功例等を参考として最適な落石防護工を選定する。
- ⑤ ④の段階で単独の工種では不十分な場合には、予防工も含めていくつかの工種の組み合わせを検討する。
- ⑥ 以上のように落石予防工と落石防護工、およびその組み合わせを並列して比較検討し、耐久性、施工性、経済性、維持管理上の問題等をよく検討して工法を選定する。

表 2-32 落石対策の適用に関する参考表

分類	特徴 凡例	落石対策工の効果					耐久性	維持管理	施工の難易	信頼性	経済性
		風化侵食防止	発生防止	方向変更	エネルギー吸収	衝撃に抵抗					
		◎	非常によい								
○	よい					よい	やや手がかかる	やや容易	よい	場合による	
△	場合によりよい					落石で破損	手がかかる	むずかしい	場合によりよい	高い	
落石予防工	切土工		◎				◎	○	△	◎	○
	除去工		◎				○	○	△	○	○
	接着工	○	○				△	○	◎	△	△
	ワイヤロープ掛工		◎				○	○	△	○	◎
	ロープ伏せ工		◎				○	○	△	○	◎
	グラウンドアンカー工		◎				○	◎	○	◎	○
	ロックボルト工		◎				○	◎	○	◎	○
	根固め工		◎				◎	○	○	◎	○
	植生工	○	○				○	◎	◎	△	○
	排水工	◎					○	○	○	○	◎
	編柵工	○	○	△			○	○	◎	△	◎
	覆式落石防護網工		◎	○	○		○	○	◎	○	◎
	吹付工	◎	○				○	○	◎	○	◎
	張工	◎	◎				◎	◎	○	○	◎
	のり枠工	◎	◎				◎	◎	◎	◎	○
	擁壁工	◎	◎	△			◎	◎	○	◎	○
	吹付工+地山補強土工	◎	◎				○	○	○	◎	◎
	コンクリート張工+地山補強土工	◎	◎				◎	◎	○	◎	○
	のり枠工+地山補強土工	◎	◎				◎	◎	○	◎	◎
	のり枠工+グラウンドアンカー工	◎	◎				◎	◎	○	◎	○
擁壁工+グラウンドアンカー工	◎	◎				◎	◎	○	◎	△	
落石防護工	ポケット式落石防護網工			○	○	○	○	○	◎	○	◎
	落石防護柵工			◎	○	△	○	○	◎	○	◎
	多段式落石防護柵工		△	◎	◎		○	○	◎	○	◎
	落石防護擁壁工			◎	○	△	◎	○	◎	○	◎
	落石防護土堤工・溝工			◎	○	△	◎	○	◎	○	○

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年5月）



- \*1) フローに従い、適用可能な工種を並列的に抽出し、その中から実際に施工する工種を決定する。
- \*2) 防護工で対応可能な場合であっても、落石予防工の可能性（併用を含む）について併用検討し、適用可能な場合は並列的に比較し、必ず両者とも検討する。
- \*3) 工種の決定に表 2-32 を参考にすると良い。また、落石予防工間、落石防護工間および落石予防工と落石防護工間の組み合わせについても考慮する。
- \*a) 風化侵食防止では抑止できない状況にある浮石、転石の落石発生抑止に適した工種である。
- \*b) 落石・崩壊が独立的に存在する斜面に適した工種である。
- \*c) 勾配が緩く、除去した石・土砂の搬出が容易な斜面に適した工種である。
- \*d) 比較的小規模な落石等が広範囲にわたり予想される斜面に適した工種である。
- \*e) 落石予防工と落石防護柵を組み合わせるにより比較的大規模な落石・崩壊が広範囲にわたり予想される斜面に適用可能な工種である。

出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年 5 月）

図 2-54 工法選定の流れ

### 2.10.3 落石対策工の設計

落石対策工は落石による被害を防止しうるとともに、落石に対して安全なものとなるように設計するものとする。

#### 《解説》

落石防護工の設計法は設計条件を明確にしうる場合には、計算による詳細な設計法が用いられることが望ましい。しかし、一般には落下が想定される落石の大きさ、落下経路、斜面状況（凹凸、植生被覆状況等）、落下位置などの落石の落下速度や衝撃力の算定に必要な諸条件を明確にすることが困難な場合が多い。このような場合は近隣地等での成功例や標準的タイプ図等を総合判断して設計を実施している。

H29年12月に改定された日本道路協会の落石対策便覧では、性能設計の枠組みが導入されている。落石予防工については定量的な性能評価は困難であることから、過去の経験に基づく慎重な設計を行うことで所定の性能を満足するものと考え、従来の設計方法を用いることが基本とされている。一方、落石防護工については定量的な性能評価が可能であるとして、落石の作用に対する安定性や部材の強度、変形等について、施設の状態が要求性能を満足することを照査することが原則とされている。ただし、落石防護施設の従来の設計方法（慣用設計法）に関しては、従来の適用範囲を大きく超えない範囲で、従来の落石防護施設と同様の応答特性や破壊特性を有すると認められる場合には、適用を妨げるものではないとされている。「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）（全国治水砂防協会）」では、落石防護工は表層崩壊を対象とした他の工種と併用されることも多く、その外力については定量的に評価することが難しいことから、従来の慣用設計法を示すこととしている。

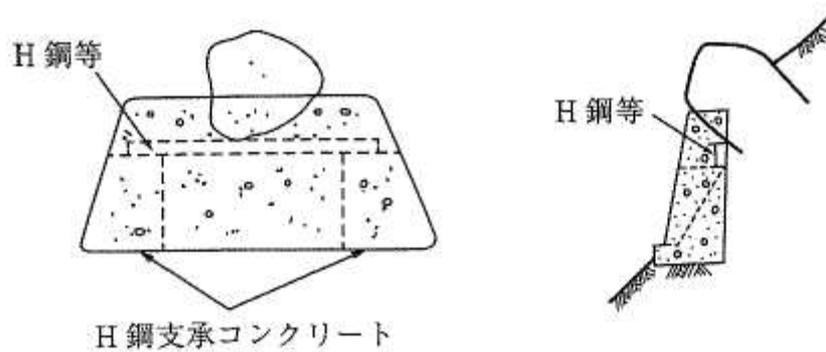
落石予防工と落石防護工についての設計の基本的な考え方を次に示す。

#### (1) 落石予防工

落石予防工のうち、コンクリート張工、現場打コンクリートのり枠工、ロックボルト工およびグラウンドアンカー工、編柵工については、斜面上の浮石・転石の転動・滑動力に対抗できる構造とし、構造についての詳細は各工法に準ずるものとする。

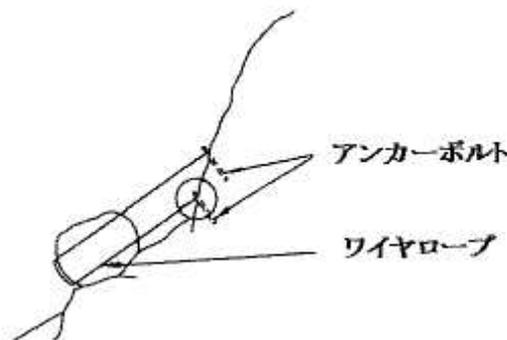
切土工、除石工は斜面上の不安定な石を除去する工法であり、詳細は「切土工」に準ずる。

根固工、ワイヤロープ掛工は落石対策に特有な工法である。根固工は、簡単に除去できない斜面上の浮石・転石の基部の固定に用いられ、無筋コンクリートや石積を用いた比較的規模の小さいものから、鉄筋コンクリートやH鋼を用いた大規模なものまである。コンクリート根固工の例を図2-55に示す。ワイヤロープ掛工は、斜面上の浮石・転石を格子状にしたワイヤロープで覆ったり、数本のロープを掛けることによって固定する工法である。浮石・転石が巨大な場合や、応急的な対策が必要な時に、仮設構造物として施工することが多い。ワイヤロープや支持部のアンカーボルト等は浮石・転石の重量に十分耐えうるように設計する。ワイヤロープ掛工の例を図2-56に示す。



出典：「落石対策便覧」（平成 29 年 12 月）

図 2-55 コンクリート根固工の例



出典：「落石対策便覧」（平成 29 年 12 月）

図 2-56 ワイヤロープ掛工

## (2) 落石防護工

落石防護工の設計は、明確に落石の形態が把握できる場合には、落石の運動エネルギーの計算に基づいて行うが、その形態が明確にわからない場合については、過去の施工例を参考に設置する。明確に落石の形態が把握できる場合には、予想される落石の重量、落下速度、落下経路などを適切に推定する必要がある。以下に各工法の設計の基本的な考え方を示す。

落石防護網はネット、ワイヤロープにより落石発生源を覆うもので、覆式落石防護網とポケット式落石防護網の 2 種類がある。覆式落石防護網は、斜面上の浮石・転石を、ネットと地山の摩擦、およびネットの張力によって拘束するもので、落石予防工に準じた機能を有する。一方、ポケット式落石防護網は吊ロープ、支柱、ネット、ワイヤロープなどからなり、上部に設けた入口から落石を捕捉し、ネットに落石が衝突することにより、その運動エネルギーを吸収するものである。この防護網には従来型と高エネルギー吸収型などの種類がある。このうち、高エネルギー吸収型ポケット式落石防護網は、緩衝装置や緩衝機構を組み込んだり、支柱間隔を大きくとって構造全体系でエネルギーを吸収すること等により、従来型の適用範囲を超える大きな落石エネルギーに対応するものである。なお、ポケット式落石防護網の設計においては、各部材の吸収可能エネルギーの総和が落石エネルギーを上回るよう、各部材の諸元を決定する手法を基本とする（土木工事設計マニュアル道路編 第 11 節 参考資料「ポケット式落石防護網の設計について（通

知)」。覆式落石防護網の例を図 2-57 に、ポケット式落石防護網の例を図 2-58 に示す。

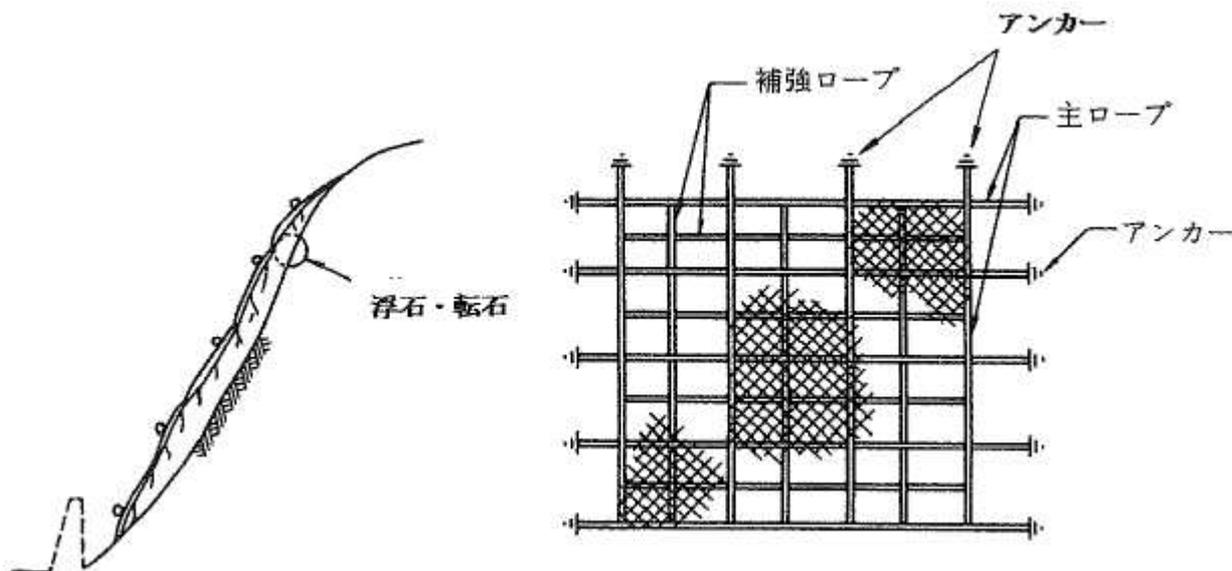
落石防護柵は、H鋼を支柱としてそれにワイヤロープ、金網などを取り付けた自立支柱式、支柱頭部を山側に設けたアンカーとワイヤロープで結び、落石荷重を山側地盤の抵抗で支えるワイヤロープ支持式、H鋼の横溝およびエキスパンドメタルを取り付け、古タイヤや砂を緩衝材とするH鋼式とがある。これらの例を図 2-59 に示す。

特に、落石防護柵は、擁壁の天端に設置することが多く、構造例を図 2-60 に示す。

落石防護擁壁は、その背後にポケットを設けて、ある程度の落石を堆積させることができるような地形条件の場所に設置することが望ましい。また、落石防護擁壁は、通常重力式コンクリート擁壁として作られるので、基本的な考え方は、落石の運動エネルギーを擁壁本体および支持地盤の変形エネルギーに変えて吸収するというものである。そして、その安定性の検討については、一般の重力式コンクリート擁壁と同様に行うこととする。落石防護擁壁の例を図 2-61 に示す。

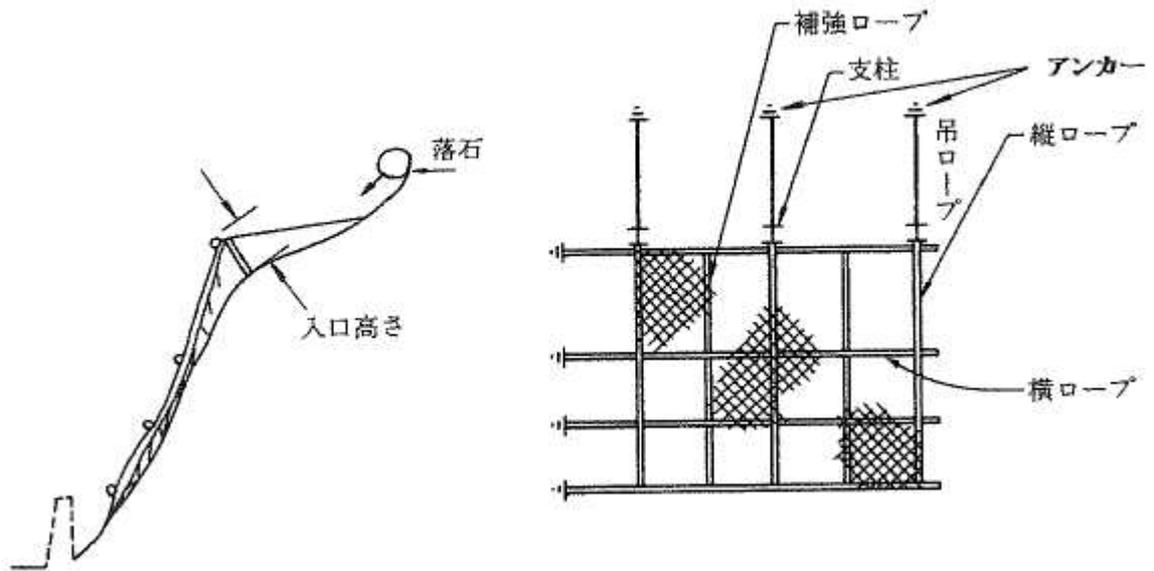
張工や擁壁工につける落石防護柵の高さは地形・地質や土地利用条件等によりやむを得ない場合を除いて原則 2.0m とする。

落石対策工の設計については、「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）（全国治水砂防協会）」のほか「落石対策便覧」（日本道路協会）などを参考にする。



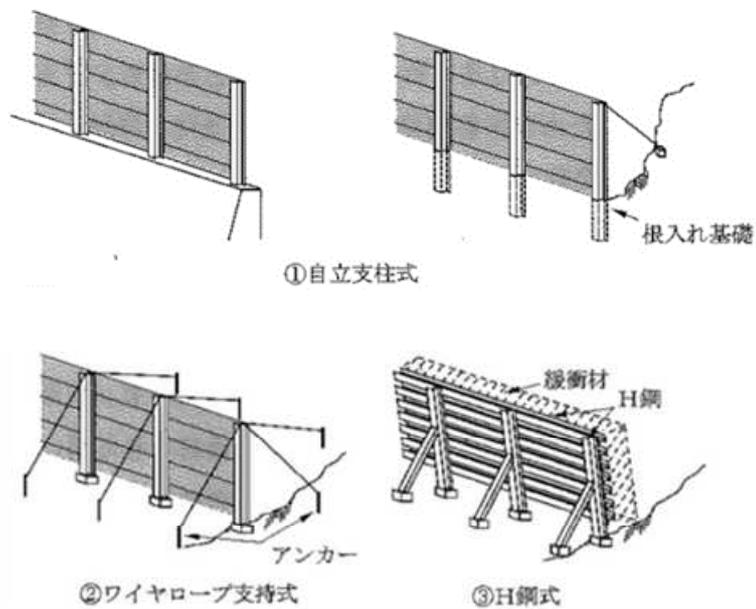
出典：「落石対策便覧」（平成 29 年 12 月）

図 2-57 覆式落石防護網の例



出典：「落石対策便覧」（平成 29 年 12 月）

図 2-58 ポケット式落石防護網の例



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年 5 月）

図 2-59 落石防護柵の例

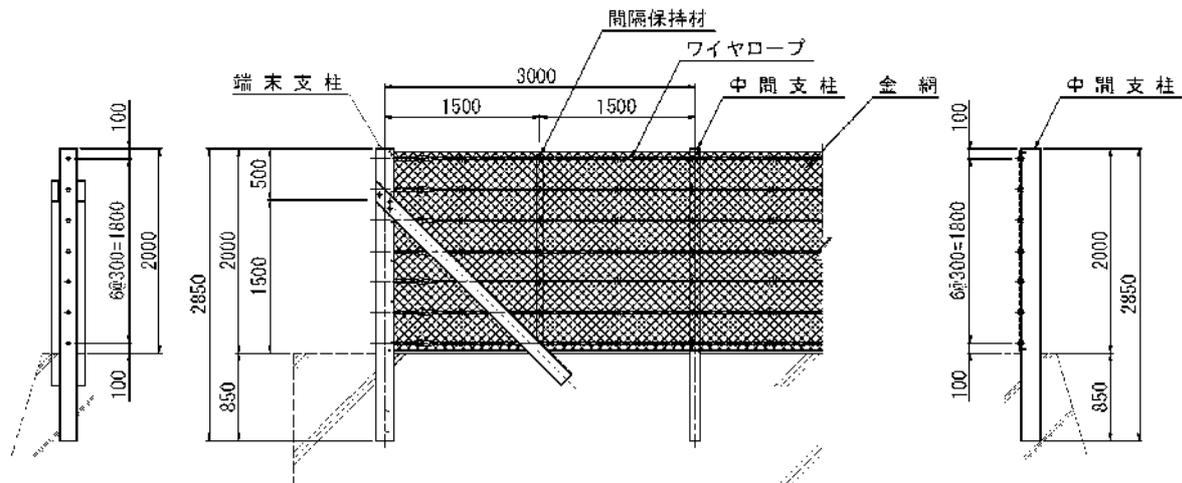
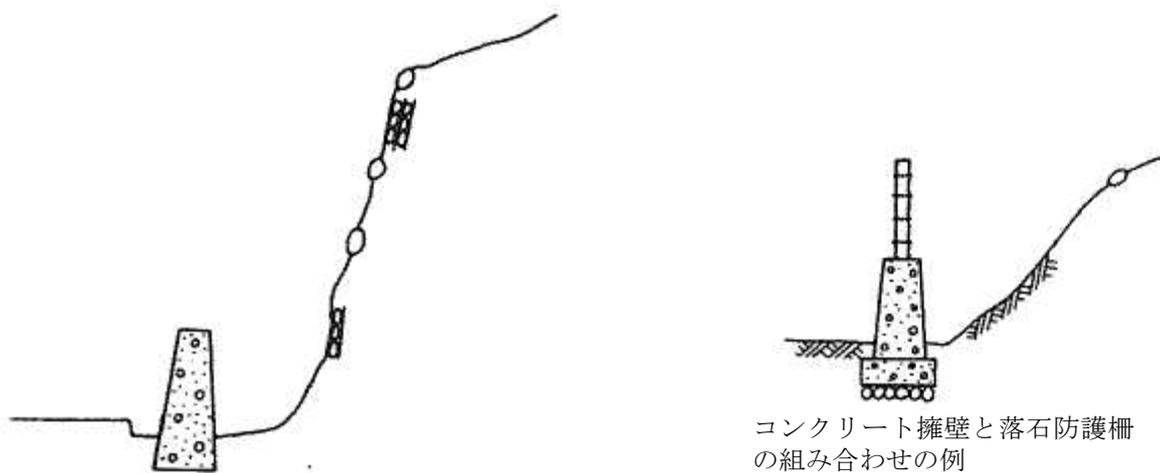


図 2-60 落石防護柵の構造例



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」（令和元年 5 月）

図 2-61 落石防護擁壁の例

## 2.11 杭工

### 2.11.1 杭工の目的および一般的留意事項

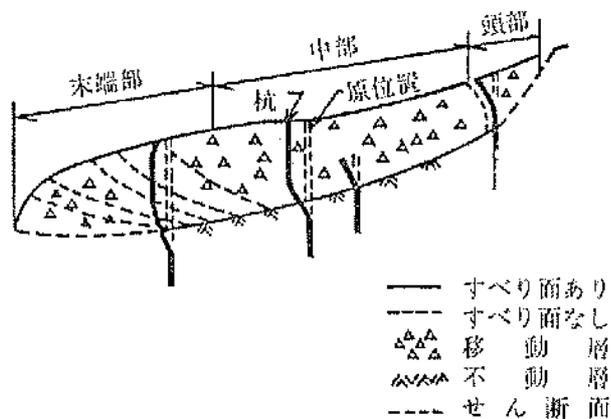
杭工は、斜面上に杭を設置して、斜面の安定度を向上させることを目的とするものとする。

#### 《解説》

一般に、急傾斜地崩壊防止工の対象となる斜面は、崩壊土層も薄く勾配も急なため、他の工種に比べて施工が困難であり、工費も高くなる場合が多い。しかしながら、限られた用地で、崩壊に対して比較的大きな抑止力を発揮することができ、また植生の保全も可能なことから、対象斜面の条件によっては有効な工法の一つとなる。

#### 《一般的留意事項》

- ① 地すべり性崩壊斜面あるいは流れ盤となっている岩盤斜面の崩壊防止に用いる。
- ② 打設方法により挿入杭と打込杭に分けられる。一般に斜面崩壊防止工事では、プレボーリングを実施後に建て込みを行う挿入杭が用いられる。
- ③ 杭工は単独に用いられる場合は少なく、排水工や切土工などの他の工種と併用される場合が多い。
- ④ 杭工のための調査は主として地盤の調査に重点を置いて行う。すなわちすべり面を正確に把握するとともに、不動地盤の位置、深さ、変形係数等を把握する。
- ⑤ 杭工の設計は原則として地すべり防止工事における杭工の設計法に準ずる(図 2-62)。ただし、斜面崩壊防止工事においては原則として曲げ杭で設計し、曲げモーメントおよびせん断の両方に対して安全な杭を用いる。特に杭を急斜面に施工する場合、杭背面(谷側)の地盤反力を期待することは一般的に困難で、抑え杭として曲げに耐えられるよう十分検討する必要がある。また、条件によっては頭部にアンカー工を併設したアンカー付き鋼管杭も検討する。
- ⑥ 杭の種類としては、鋼管杭、H形鋼杭、現場打ち鉄筋コンクリート杭が用いられる。



出典：「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」(令和元年5月)

図 2-62 地すべりと杭の概念図

### 2.11.2 杭工の設計

杭工は、斜面の滑落を防止しうる構造となるように設計するものとする。

#### 《解説》

杭より下部の斜面は、杭工施工後も不安定なものと仮定し、杭が背後土圧より曲げモーメントを生じた場合、杭前面の地盤反力は期待しないものとする。このため、杭は所定の安全率を得るには必要な剪断強度を有するほか、曲げ応力に対しても安全な構造とする。単位幅当たりの杭の必要な抑止力は【地すべり対策】の計算式を用いて求めるものとする。必要な杭の間隔は計算された抑止力から求めるが、これと同時に、杭の中抜けが生じないようにする必要から、杭の本数が規定される。一般に急傾斜地の場合、通常の地すべりよりすべり面の位置が浅いので、杭と杭との間の土塊の密度が小さい場合、杭の中抜けの傾向が著しい。したがって地すべりの場合よりも、杭の間隔が密であることが必要である。

また、斜面上部の土塊に対して、杭の抑止効果の及ぶ範囲にも限界があり、杭を2段以上に設置するか、他の工法と併用することも考慮する必要がある。

杭工の設計については、「地すべり対策技術マニュアル」「地すべり鋼管杭設計要領（全国防災対策技術協会）」などを参考にする。

## 第3章 急傾斜地崩壊防止施設の維持管理

### 3.1 総説

急傾斜地崩壊防止施設が適切な機能と安全性を保持するため、必要に応じて巡視・点検を行い、施設の状況を把握し、豪雨時や地震時などに施設の機能が発揮されるように適切な維持管理を行う。

#### 《解 説》

急傾斜地崩壊防止施設は、その機能及び性能が長期にわたり確保されるように維持管理を実施する必要がある。その維持管理にあたっては、点検により施設の健全度を把握し、機能及び性能に重大な支障が生じないよう対策を実施する予防保全型維持管理に取り組むことが重要である。このため、施設の長寿命化計画を策定し、「点検」「診断」「措置」「記録」のメンテナンスサイクルに基づく維持管理を計画的に実施するものとする。

維持管理及び修繕・改築・更新等対策の基本とする基準は次のとおりとする。

- ・砂防関係施設点検要領(案) (平成 31 年 3 月 国土交通省砂防部保全課)
- ・砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン(案) (平成 31 年 3 月 国土交通省水管理・国土保全局砂防部保全課)

### 3.2 施設の点検

急傾斜地崩壊防止施設の点検は、施設の機能及び性能の状態を把握するために実施するものであり、「定期点検」「臨時点検」「詳細点検」から構成される。

#### 《解 説》

施設の点検は、定期的な点検、および降雨時や地震時などの直後に行う災害時の点検に分けられる。点検の種類、内容を表 3-1 に示す。

表 3-1 点検の内容

点検の種類	内 容
定期点検	計画的に定めた一定の時期や期間毎に、急傾斜地崩壊防止施設の機能の低下や性能の劣化などの状態を把握するために行う調査のこと。
臨時点検	豪雨や地震発生時等の不定期に、急傾斜地崩壊防止施設の機能の低下や性能の劣化などの状態を把握するために行う緊急的な調査のこと。
詳細点検	定期点検(巡視等を含む)、臨時点検では得られない、より詳細な情報を得るために実施する調査のこと。

点検の頻度、点検項目は施設の種類、斜面の地形・地質・気象などを考慮して定めるのが望ましい。定期的な点検については、各施設の健全度、施設の周辺状況、保全対象との位置関係、施設の重要度等に応じて適切な時期、頻度を設定し実施することを基本とする。また、臨時点検は、豪雨や地震などの事象の発生位置や規模、各施設の状況に応じて必要な点検対象を設定し、できるだけ早い時期に実施することを基本とする。なお、詳細点検は、定期点検や臨時点検で確認した変状を詳細に把握する必要があると判断した場合などに実施する。

急傾斜地崩壊防止施設には本体が地中に設置された不可視の部位もあること、施設周辺の斜面や土地利用状況の変化は、施設の機能に影響を与えることから、施設のみならず周辺状況も把握する。また、点検及び安全管理のために設置した階段や立入防止柵などについても機能が維持されているかを把握する。

現地における効果的な点検作業を行うためには、事前調査が重要であり、地形図、設計施工時の土質・地質調査資料、施工図面、当該地もしくは近隣地における災害履歴、気象データなどを収集し、現地状況を把握しておくのが望ましい。

### 3.2.1 工種毎の留意事項

個別施設の点検にあたっては、「砂防関係施設点検要領(案)」「斜面对策工維持管理実施要領」などの要領を確認し、次のような事項に留意して実施する。

#### (1) 地表水排除施設

- ・排水施設からの排水状況及び周囲から施設内への流入及び流出状況
- ・排水施設の内部、流出口などに土砂、転石、塵芥、落葉などの堆積状況
- ・のり面崩壊、地山の陥没、不等沈下による破損状況
- ・各排水施設の結合点（縦、横、ます等）の状況及び流末の状況
- ・コンクリート製や鋼製樹脂製の部材の変質腐食状況
- ・人や動物、車両等の施設内への転落防止、落葉等の流入防止で設置している蓋や安全柵の損傷や腐食、変形状況

#### (2) 地下水排除施設

- ・暗渠、横ボーリング等の閉塞状況や排水の濁りの状況
- ・排水量の変化状況
- ・暗渠の破壊の状況（陥没等）
- ・横ボーリングの孔口保護工の亀裂、変形状況

#### (3) 植生工

- ・植生の生育状況（生育不良、枯死、過生長、他植生の侵入状況等）
- ・法面崩壊、抜け落ち、陥没等による植生損傷状況

#### (4) 切土工

- ・雨裂、湧水による侵食状況
- ・のり面崩壊による破壊状況（亀裂、滑落、崩壊等）

(5) 張工

①石張・ブロック張施設

- ・玉石やブロックの局所的な脱落及び陥没状況
- ・のり面崩壊による施設のすべり、沈下、はらみ出し及び亀裂状況
- ・湧水及び浸透水の水抜状況

②コンクリート張施設

- ・のり面崩壊による施設のすべり、沈下、起き上がり及びき裂状況
- ・湧水及び浸透水の水抜状況

(6) のり砕工

①プレキャストのり砕施設

- ・砕内の中詰材の緩み、陥没及び砕裏の土砂の流失状況
- ・砕の亀裂、はらみ出し、緊結部の破損状況
- ・のり面崩壊による施設のすべり、沈下、はらみ出し状況

②現場打のり砕施設、吹付砕施設

- ・砕内の中詰材の緩みまたは陥没状況
- ・砕の破損状況（陥没、亀裂、鉄筋露出、背面空洞化、すべり等）

(7) 吹付工

- ・湧水、浸透水の水抜状況
- ・亀裂および剥離状況
- ・地山との間の隙間、空洞の状況
- ・はらみ出しおよびずり落ち

(8) 擁壁工

①擁壁（ブロック積、石積、もたれ、重力式、コンクリート砕）施設

- ・亀裂、はらみ出し、継目のずれ状況
- ・基礎の沈下、すべりによる移動、起き上がり状況
- ・湧水及び浸透水の水抜状況

②待受擁壁施設

- ・落石や崩落土砂の堆積状況
- ・擁壁の亀裂、継目のずれ状況
- ・基礎の沈下、すべりによる移動、起き上がり状況

(9) グラウンドアンカー工

- ・侵食によるグラウンドアンカー工等の浮き上がり及びアンカーキャップの脱落等の状況
- ・テンドンの飛び出し、引き込まれ等の損傷や変形状況
- ・梁等の局部破壊、ずれ、陥没状況
- ・グラウンドアンカー工等の緊張状況

(10) 地山補強土工

- ・頭部保護材の損傷や変形状況

- ・芯材の飛び出しや破断等の損傷や変形状況
- ・表面材の変質や損傷や変形状況

#### (11) 落石対策工

##### ①落石予防施設

- ・鋼材及びワイヤロープの破損状況（切断、損傷、緩み、腐食、塗料の剥離等）
- ・落石や土砂の堆積状況
- ・アンカー部の緩み状況

##### ②落石防護施設

- ・柵や支柱の破損状況（折れ曲がり、切断、損傷、腐食、塗料の剥離等）
- ・落石や土砂の堆積状況
- ・基礎の沈下、すべりによる移動、起き上がり状況

#### (12) 杭施設

- ・杭の破損状況（転倒、曲がり、抜け出し、腐食等）
- ・杭の根入れ部地盤の侵食状況
- ・新たな水みちの有無

### 3.2.2 施設周辺の留意事項

施設周辺の自然斜面及び法面並びに土地利用等の点検項目をまとめる以下のとおりである。

#### (1) 施設周辺の自然斜面の点検

- ・地表水・地下水の流出状況とそれによる浸食の有無
- ・斜面自体の亀裂、はらみ出し、崩壊等の状況
- ・植生の変化状況（生育不良、枯死等）
- ・浮石・転石の位置の変動及び地山からの浮き上がり状況

#### (2) 斜面及び斜面周辺の開発、土地利用などによる改変等

- ・土地利用等による排水状況
- ・取り利用等による切土・盛土等の施工状況及びそれらの破損状況

### 3.3 急傾斜地崩壊防止施設の健全度評価

急傾斜地崩壊防止施設の機能の低下や性能の劣化の程度を把握し、対策の必要性や対策方針を判断するために健全度評価を行う。健全度は部位毎の変状を調査した上で、施設の周辺状況を踏まえ、施設全体について総合的に評価する。

#### 《解 説》

急傾斜地崩壊防止施設の健全度は、部位毎の機能の低下や性能の劣化の程度を把握した上で、施設周辺の斜面状況を踏まえ、急傾斜地崩壊防止施設全体について総合的に評価する。

特に、杭工、アンカー工などの抑止工の健全度は、その本体が地下に設置された不可視の構造物

であるため、地表の目視できる部位のみならず、斜面全体の状況を把握して評価する。

健全度の評価は基本データ等に基づき実施し、「対策不要」「経過観察」「要対策」の3段階程度で評価することを標準とする。

表 3-2 砂防関係施設の健全度評価事例

健全度	損傷等の程度
対策不要	当該施設に損傷等は発生していないか、軽微な損傷が発生しているものの、損傷等に伴う当該施設の機能の低下及び性能の劣化が認められず、対策の必要がない状態
経過観察	当該施設に損傷等が発生しているが、問題となる機能の低下及び性能の劣化が生じていない。現状では対策を講じる必要はないが、将来対策を必要とするおそれがあるので、点検等により、経過を観察する必要がある状態
要対策	当該施設に損傷等が発生しており、損傷等に伴い、当該施設の機能の低下及び性能の劣化が生じている状態

### 3.4 急傾斜地崩壊防止施設の維持および対策

急傾斜地崩壊防止施設が長期にわたりその機能及び性能が確保されるよう、健全度評価に基づき施設の維持・修繕等を計画的に行う。

#### 《解説》

点検により変状や損傷が確認された箇所は必要により維持作業や応急措置を行うとともに、その現象が進行性のものか否か、あるいはその影響する範囲が局部的なものか、あるいは全体に及ぶものであるかを調査のうえ、施設の補修、補強、改良を行う。

個別施設の維持・対策にあたっては、一般的に次のような事項に留意して行う。

#### (1) 排水工

##### (地表水排除工)

のり面斜面の崩壊の大部分は水に起因するものである。雨水が地表水となって流下して表土を侵食したり、浸透水となって崩壊の原因となることがある。のり面斜面ののり肩に設けた横排水路に入った崩土、落石、落葉、塵芥などの除去を行い、排水路を流下する水が溢流しないようにしなければならない。

プレキャスト製のU形水路などで不等沈下を起こして継目が離れている排水路の場合は、その部分のU形水路を取り外し、ぐり石などの基礎材料を補給し、十分転圧し据え直さなければならない。また、排水路の接合部および勾配の変換点も弱点になりやすく、必要に応じて集水柵を新設するなどの補修、改良を行う。

##### (地下水排除工)

降雨時に暗渠または横ボーリング孔口から濁水がある場合、斜面内部ですべり、崩壊などによる破壊が考えられるため、原因を調査し再施工を行うなどの対策をする。排水口からの流量が多くなった場合には地下水脈の変動などが考えられるため、その原因を調査する。また排水口からの流水がなくなった場合には目詰まりしたことが考えられるため、その洗浄あるいは必要に応じて増設する。

#### (2) 植生工

晩秋または冬期に施工した場合は、霜などにあうので特に翌春の発芽状況を十分に観察し、発芽不良と考えられたら早めに対策を施さなければならない。春になって芽を出さないときの対策として、活着が限界以下であれば手直しを行い、追肥で補えるものは追肥する。追肥の時期は発芽数が十分でも春に行ったほうがよい。化成肥料の肥効は3～4か月と考えてよく、晩秋施工した芝草が春に旺盛な生長を開始しようとするときの追肥が有効である。

植生がのり面崩壊または抜け落ちで流失した場合、規模が小さく拡大がないと見られるところは客土し補植を行うが、規模が大きく植生でのり面の安定が困難であるときは、不安定土砂を除去しのり砕工などで十分な対策を行うことが必要である。

### (3) 吹付工

節理が連続している場合や湧水のある箇所では、吹付けの裏面に水がたまりやすく、凍結、融解などにより剥離することがある。局所的な剥離の場合はグラウンドアンカーの増設、水抜き孔および有孔管の布設、グラウトの併用で処理を行うが、亀裂が進行しはらみ出しが顕著になったものは吹付け自体が落ちることがあるため、早めに不安定部分を除去し砕工など根本的な対策を行うことが必要である。

### (4) 張工

#### (石張・ブロック張)

施設の裏が、浸透水および不等沈下により玉石やブロックが局所的に脱落あるいは陥没している場合、裏面を十分に埋土、転圧し補修を行う。また、のり面崩壊による施設の変位については、原因を究明し、補修、補強あるいは改良などの対策を行うことが必要である。

#### (コンクリート張施設)

のり面崩壊により施設にすべり、起き上がりなどの変位がある場合、その原因を調査し地下水位の低下のための横ボーリング、不安定土砂の除去、アンカーによる補強などの対策を行うことが必要である。

### (5) のり砕工

#### (プレキャストのり砕)

のり砕の中詰材の緩み、陥没および砕裏の土砂流失などは土砂などで補充を行い、砕の部材の亀裂、はらみ出しが局所的な場合はその部分の取り替えを行う。また、のり面崩壊により局所的に変位が見られる場合、その原因を調査しその部分だけの小規模な場合は補強を行い、全体に影響をおよぼすようなおそれがある場合は、すべり面の位置、地下水位、のり表面の移動量と方向などについて慎重に観測し、不安定土砂の除去および工法の改良を行うなど根本的な対策を行うことが必要である。

#### (現場打のり砕)

のり砕は面的に一体構造であり、大きな円弧すべりによる亀裂あるいは変位が生じた場合、原因を調査しすべり面の位置などを確認しグラウンドアンカーによる補強、杭打工、横ボーリング排水などの対策を行うことが必要である。

### (6) 切土工

雨水や浸透水による切土面の表土流出が予想以上に大である場合は、放置しておくとは拡大しのり面の崩壊の原因となる場合があるので、雨水などの影響を受けないよう、水路などあるいはのり面保護として植生やのり砕工の対策を必要に応じて行う。また亀裂やはらみ出しの状況から、のり面の崩壊が予測される場合、亀裂部に雨水が入らないようシートで覆い、原因を調査し、不安定土砂の除去などの応急対策と恒久的な崩壊防止対策を行うことが必要である。

## (7) 擁壁工（ブロック積、石積、もたれ式、重力式）

擁壁の倒壊や損傷はブロック積、石積に多く見られるが、これはもたれ式や重力式に比べ断面の土圧に対する安定度が低いため、亀裂、起き上がりなどに対して調査を行いすべり面を確認し、必要な断面を重力式などに改良することにより確保したり、立地条件で既設擁壁の除去ができない場合はグラウンドアンカー工による補強などが必要である。のり面崩壊が原因で擁壁に変位(沈下、すべりなど)が生じた場合、擁壁の補強とのり面の安定として不安定土砂の除去およびのり面工などをあわせて行うことが必要である。

## (8) 待受式擁壁工

のり面からの崩土が擁壁の裏面に堆積したものについてはこれを取り除き、原則次の崩壊に対しても容量を確保する。擁壁に起き上がり、すべりなどの変位が生じた場合、応急措置を実施後、擁壁の安定のため補強を行うことが必要である。

## (9) グラウンドアンカー工

地盤などが比較的緩くグラウンドアンカー工などの緊張力の減少が大きくなる場合には、調査、検討のうえ必要に応じてグラウンドアンカー工などの再緊張を行う。

設計アンカー力に耐えられないグラウンドアンカー工などが発見された場合、必要に応じて付近に新しくグラウンドアンカー工などを設置して補強する。

## (10) 地山補強土工

斜面全体に問題がある場合、埋め戻しや押え盛土等の緊急措置を行い、その後、詳細点検で原因を排除する対策を実施する。また異常出水や水位変動が確認された場合、既設排水施設の点検・掃除、新たな地下水排除工などの対策を行う。

補強材の頭部定着材や表面材などに異常がある場合、原因について調査し、補修する。

## (11) 落石対策工

### (落石予防工)

斜面の風化が進行し岩石が剥離した場合ワイヤロープおよび金網にはらみを生じる。ワイヤロープなどの伸びによっては耐久力の限界に達することがあるので、ワイヤロープなどの上から岩石を小割りして除去するか、ワイヤロープなどを一度はずし下端まで除々に岩石を下ろし除去する必要がある。またワイヤロープなどの破損・変形が著しく強度的に不足する場合は、部分的もしくは全体について新しいものに取り替えなければならない。

支柱基礎部の緩みについては原因を調査し、グラウトなどの補強あるいは再設置して固定しなければならない。

### (落石防護工)

施設に大量の土砂がたまった場合、施設の容量が低下するとともに次の落石が施設を飛び越えることにもなるので、原則これを防ぐため土砂を取り除く。防止柵の設計強度は一般に落石エネルギー

一を支柱の変位で受け止めることから、落石のエネルギーが大きい場合は支柱が傾き変形することがあり、この場合柵の交換を行うことが必要である。

基礎が降雨などにより侵食され不安定な状況の場合、基礎部の打ち足しなどの補強を行うことが必要である。

#### (待受ネット工)

ワイヤロープは、落石エネルギー吸収に影響を与える場合、ブレーキリングに一定以上の変位量がある場合は交換する。

ワイヤロープアンカーは、当初の設置位置からの移動、頭部周辺地盤の変状、亀裂などが確認された場合、仕様の再検討し新設する。

支柱及び支柱取付部は、所定の形状から変形し、エネルギー吸収システムおよび落石捕捉面積が減少する場合は、その素因となる部材を交換する。

防護網は腐食・損傷等、エネルギー吸収に影響を与える場合は交換する。

#### (12) 杭工

杭が倒れていたり曲がりが生じている場合には、その原因を十分調査したうえでアンカーによる補強、付近への新たな杭を打設することによる補強、あるいは地下水が原因と考えられる場合は地下水排除工などを検討する。杭の根入れ地盤の侵食に対しては適切な地表水排除工を設け、新たに杭を設置するなどの処置を検討する。また抗および土留柵の周辺に新たな水みちができている場合には、適切な地表水排除工を行うことが必要である。