

土砂災害防止法にかかる  
特定開発行為許可技術マニュアル

(急傾斜地の崩壊編)

令和5年11月

兵庫県土木部砂防課

## はじめに

「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」（平成 12 年 5 月 8 日法律第 57 号）（以下「土砂災害防止法」という）は、土砂災害から国民の生命及び身体を保護するため、土砂災害が発生するおそれがある土地の区域（土砂災害警戒区域等）を明らかにし、一定の開発行為を制限するほか、建築物の構造規制や警戒避難体制の整備を図ること等により、土砂災害防止のための対策の推進を図り、もって公共の福祉の確保に資することを目的としているものである。

土砂災害特別警戒区域において、住宅宅地の分譲や災害時要配慮者利用施設等の建築を目的とする開発行為（特定開発行為）は、土砂災害防止法に基づき、土砂災害に対する安全性の確保を開発段階から図るため許可制とされている。

本マニュアルは、この特定開発行為において、土砂災害を防止するための対策工事を実施するにあたり必要となる基準等をまとめたものである。

このマニュアルは、必要最小限の事項について記載したものであるため、特定開発行為にあたっては、現地の状況を十分に考慮のうえ、本マニュアルに記載のない事項についても必要に応じて検討をおこなうものとする。

土砂災害防止法にかかる特定開発行為許可技術マニュアル  
(急傾斜地の崩壊編)

目 次

第1章 対策工事等に関する基本的留意事項 .....	1
第2章 対策工事等の計画 .....	5
2.1 土砂災害の防止 .....	5
2.2 対策工事の実施範囲 .....	14
2.3 対策工事の周辺への影響 .....	15
2.4 対策工事以外の特定開発行為に関する工事 .....	16
2.5 対策施設の選定 .....	17
第3章 対策工事等の設計 .....	20
3.1 対策施設の設計外力の設定 .....	20
3.2 崩壊土砂の捕捉 .....	40
3.3 対策施設の効果評価に関する考え方 .....	41
3.4 法切の設計 .....	48
3.5 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計 .....	52
3.6 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の設計 .....	75
3.7 高さ2mを超える擁壁の設計 .....	109
第4章 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い .....	117
4.1 対象となる地形改変 .....	117
4.2 土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認方法 .....	118

## 第1章 対策工事等に関する基本的留意事項

特定開発行為の対策工事等の計画は、政令で定める技術的基準にしたがって講じるものとする。

### 【解説】

法\*第12条には、特定開発行為を許可する基準として以下の2つの工事を政令第7条にしたがって計画することが規定されている。

- ① 急傾斜地の崩壊による土砂災害を防止する対策工事
- ② 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

特定開発行為の許可は、これら2つの工事の計画（設計）が政令第7条の技術的基準に適合しているかどうかの観点から審査する。許可されない場合、これら2つの工事を着工することができない。着工後、工事が完了した際には、同様にその工事が政令第7条の技術的基準に適合しているかどうか検査する。検査に合格しない場合、特定予定建築物を建築することができない。審査及び検査の際の主な着眼点は以下のとおりである。

### （1）対策工事全般

- 1) 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物の敷地に土石等を到達させることのないよう計画されているか。複数の工事又は施設を組み合わせた場合も同様に、対策工事が全体として、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないように計画されているか。
- 2) 対策工事に係る開発区域及びその周辺の地域における土砂災害のおそれを大きくさせてないか。

### （2）対策工事以外の特定開発行為に関する工事全般

- 1) 対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくさせてないか。
- 2) 対策工事による施設の機能を妨げていないか。

### （3）工種ごとの計画

#### イ 法切の施工

- 1) 法切は、地形、地質等の状況を考慮して計画されているか。
- 2) 法切によって急傾斜地を除去する場合、傾斜度が30°未満となっているか、又は、急傾斜地の高さが5m未満となっているか。

\* 本マニュアルで「法」および「土砂災害防止法」とは、「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」をいう。

## ロ 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置

- 1) 急傾斜地を土留又は法面保護施設で全面覆っているか。
- 2) 土留は、法面の崩壊防止の役割を果たすものとなっているか、また、安全性は十分か。
  - (1) 急傾斜地において、崩壊のおそれがないと確かめられていない箇所には土留を設置しているか。
  - (2) 地形、地質及び土質並びに周辺の状況に応じて適切な土留を選定しているか。
  - (3) 土留は法面の崩壊を防止することができる規模を有しているか。
  - (4) 土留は土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造となっているか。
  - (5) 土留裏面の排水に必要な水抜穴を有しているか。
  - (6) 高さ 2m を超える擁壁については、建築基準法施行令第 142 条に定めるところによっているか。
- 3) のり面保護施設は、法面を風化その他の侵食に対して保護する役割を果たすものとなっているか。
  - (1) 土留を設置する必要がある箇所には、法面保護施設を設置しているか。
  - (2) 土質等に応じた適切な法面保護施設を選定しているか。
- 4) 排水施設の配置、排水能力、流末処理は適切か。

## ハ 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設の設置

- 1) 待受け式擁壁又は待受け式盛土は、特定予定建築物の敷地に土石等を到達させることのないように計画されているか。
  - (1) 待受け式擁壁又は待受け式盛土は、適切な位置に設置されているか。
  - (2) 待受け式擁壁又は待受け式盛土の高さは、設置位置において想定される土石等の移動高及び堆積高のうち最大のもの以上となっているか。
  - (3) 移動等の力及び作用する高さの計算は適切か。
- 2) 待受け式擁壁又は待受け式盛土の安全性は十分か。
  - (1) 待受け式擁壁又は待受け式盛土は、土圧、水圧及び自重並びに土石等の移動又は堆積の力によって損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造となっているか。

### <参考 1> 土砂災害防止法 法律第 12 条、施行令第 7 条

#### 法律

#### (許可の基準)

第 12 条 都道府県知事は、第 9 条第 1 項の許可の申請があったときは、前条第 1 項第 3 号及び第 4 号に規定する工事（以下「対策工事等」という。）の計画が、特定予定建築物における土砂災害を防止するために必要な措置を政令で定める技術的基準に従い講じたものであり、かつ、その申請の手続がこの法律又はこの法律に基づく命令の規定に違反していないと認めるときは、その許可をしなければならない。

## 施行令

### (対策工事等の計画の技術的基準)

第7条 法第12条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物における土砂災害を防止するものであるとともに、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 二 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 三 土砂災害の発生原因が急傾斜地の崩壊である場合にあっては、対策工事の計画は、急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を特定予定建築物の敷地に到達させることのないよう、次のイからハまでに掲げる工事又は施設の設置の全部又は一部を当該イからハまでに定める基準に従い行うものであること。
  - イ 法切 地形、地質等の状況を考慮して、急傾斜地の崩壊を助長し、又は誘発することのないように施工すること。
  - ロ 急傾斜地の全部又は一部の崩壊を防止するための施設 次の(1)から(3)までに掲げる施設の種類の区分に応じ、当該(1)から(3)までに定める基準に適合するものであること。
    - (1) 土留 法面の崩壊を防止し、土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下をせず、かつ、その裏面の排水に必要な水抜穴を有する構造であること。
    - (2) のり面を保護するための施設 石張り、芝張り、モルタルの吹付け等により、のり面を風化その他の侵食に対して保護する構造であること。
    - (3) 排水施設 その浸透又は停滞により急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を急傾斜地から速やかに排除することができる構造であること。
  - ハ 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設 土圧、水圧、自重及び土石等の移動又は堆積により当該施設に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造であること。
- 四 - 略 -
- 五 - 略 -
- 六 対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが2メートルを超える擁壁については、建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第142条(同令第7章の8の準用に関する部分を除く。)に定めるところによるものであること。

<参考2> 土砂災害防止法 法律第11条、施行規則第8条

**法律**

**(申請の手続)**

第11条 前条第1項の許可を受けようとする者は、国土交通省令で定めるところにより、次に掲げる事項を記載した申請書を提出しなければならない。

- 一 特定開発行為をする土地の区域（以下「開発区域」という。）の位置、区域及び規模
  - 二 予定建築物（前条第1項の制限用途のものに限る。以下「特定予定建築物」という。）の用途及びその敷地の位置
  - 三 特定予定建築物における土砂災害を防止するため自ら施行しようとする工事（以下「対策工事」という。）の計画
  - 四 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画
  - 五 その他国土交通省令で定める事項
- 2 前項の申請書には、国土交通省令で定める図書を添付しなければならない。

**施行規則**

**(特定開発行為の許可の申請)**

第8条 法第10条第1項の許可を受けようとする者は、別記様式第二の特定開発行為許可申請書を都道府県知事に提出しなければならない。

- 2 法第11条第1項第3号及び第4号の工事の計画は、計画説明書及び計画図により定めなければならない。
- 3 前項の計画説明書は、対策工事等の計画の方針、急傾斜地の崩壊等のおそれのある土地の現況並びに開発区域（開発区域を工区に分けたときは、開発区域及び工区。以下同じ。）内の土地の現況及び土地利用計画を記載したものでなければならない。
- 4 第2項の計画図は、次の表の定めるところにより作成したものでなければならない。

図面の種類	明示すべき事項	縮尺
現況地形図	地形、土砂災害特別警戒区域及び開発区域の境界、対策工事等を施行する位置並びに当該対策工事等の種類	二千五百分の一以上
土地利用計画図	開発区域の境界並びに特定予定建築物の用途及び敷地の形状	千分の一以上
造成計画平面図	開発区域の境界、切土又は盛土をする土地の部分及び当該開発区域における対策施設を設置する位置	千分の一以上
造成計画断面図	切土又は盛土をする前後の地盤面	千分の一以上
対策工事等平面図	対策工事等を施行する位置及び当該対策工事等の種類	千分の一以上
対策工事等断面図	対策工事等を施行する前後の地盤面の状況及び対策工事等の種類	千分の一以上
対策施設構造図	対策施設（令第七条第三号から第五号までに規定する施設及び同条第六号に規定する擁壁をいう。以下この条において同じ。）の種類及び構造	二百分の一以上

- 5 第1項の場合において、対策施設を設置しようとする者は、令第7条第3号から第6号までに規定する技術的基準に適合することを説明する構造計算書を提出しなければならない。

## 第2章 対策工事等の計画

### 2.1 土砂災害の防止

対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物における土砂災害を防止するものであること。

対策工事は「法切」、「急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置」及び「急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設の設置」のうちいずれか、又はこれらの組み合わせによって特定予定建築物の敷地に土石等を到達させることのないように計画するものとする。

#### 【解説】

##### (1) 特定予定建築物における土砂災害の防止

特定予定建築物における土砂災害を防止することが対策工事の目的である。特定開発行為に関する工事では、対策工事以外の工事も対策工事に近接して施工されることが多く、特定予定建築物における土砂災害の防止に無関係とはいいきれない。そのため、特定予定建築物における土砂災害の防止に対しては、対策工事及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の双方を総合的に評価する必要がある。

対策工事以外の特定開発行為に関する工事が、特定予定建築物における土砂災害の防止に関連する例としては、対策工事以外の特定開発行為に関する工事によって対策工事の効果を損なってしまうというケースがあげられ、具体的には以下のものがあげられる。

- ① 土留を設置する急傾斜地の土圧、水圧を増大させるような工事
- ② 土留裏面の排水をよくするための水抜穴をふさぐような工事
- ③ 石張り、芝張り、モルタルの吹付け、法枠工等の機能を損ねるような工事
- ④ 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させる区域の容量を減少させるような工事

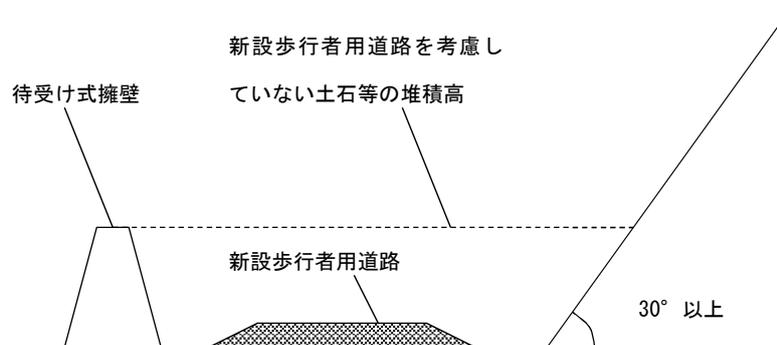


図 2-1 対策工事の効果を損なう例

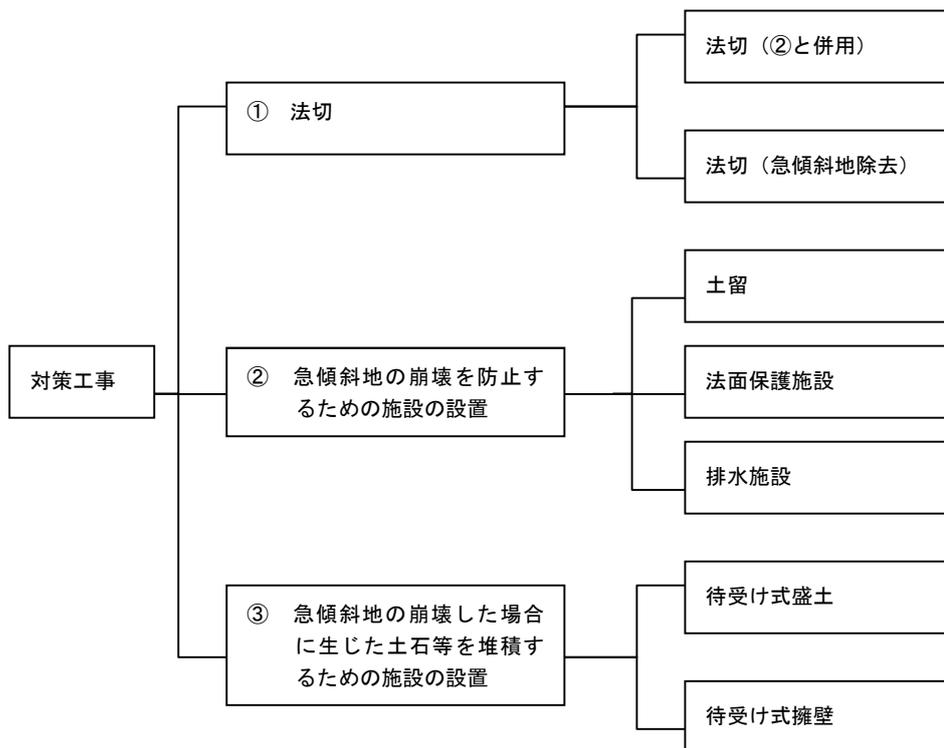
待受け式擁壁及び待受け式盛土の高さは、設置する地点での土石等の堆積高以上の高さが必要である。堆積高は、堆積させる区域の容量から求めているので、この容積を減少させるような工事を行ってはならない。例えば、図 2-1 のような場合、道路の容量を考慮しないで待受け式擁壁の高さを設定してはならない。

(2) 特定予定建築物の敷地に土石等を到達させない

擁壁等の急傾斜地の崩壊を防止するための施設が設置された場合、全面が施設によって被覆されれば開発区域に土石等が到達することはない。一方、土石等を堆積させるための施設は、崩壊の防止には至らないものの、崩壊により発生した土石等により建築物が損壊することを防止するための施設であり、特定予定建築物の敷地に到達するまでに崩壊した土石等の移動を停止（堆積）させるものである。

(3) 対策工事の種類

対策工事は図 2-2 のように区分され、それぞれの概要は以下のとおりである。また、表 2-1 にはそれぞれの対策工事の種類と特性を示した。



④ この他に、①と②、②と③、①と③、①と②と③の組み合わせもあり得る。

図 2-2 対策工事の区分

## 1) 法切

法切とは、以下の3種類に区別される。

- ① オーバーハング部や浮石などといった不安定土塊を除去する法切
- ② 標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良する法切
- ③ 急傾斜地（原因地）を除去する法切

以上のうち①及び②については単独で用いるものではなく、土留、法面保護施設又は排水施設と組み合わせることを前提とするものである。③の急傾斜地の除去とは、切土工によって法面の傾斜度を30度未満、又は、急傾斜地の高さを5m未満にすることをいい、完全に実施されれば、他の対策施設と組み合わせる必要がないものである。

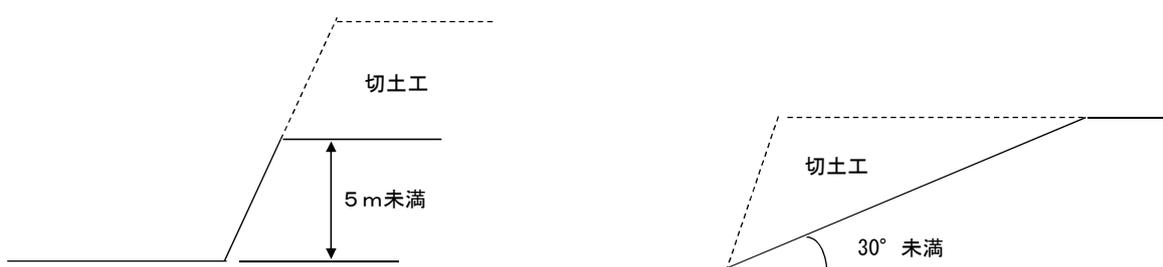


図 2-3 法切による急傾斜地の除去のイメージ

## 2) 急傾斜地の崩壊を防止するための施設

表 2-1 に、急傾斜地の崩壊を防止するための施設を示す。表 2-1 のうち\*2 の工種を計画する際には、原則として急傾斜地の崩壊を防止するための施設を併用するものとする（\*2 の工種のみで急傾斜地の崩壊を防止するとは、評価しない）。

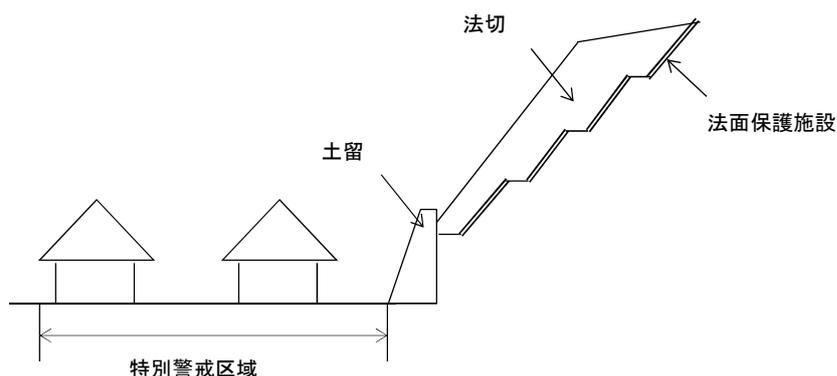


図 2-4 急傾斜地の崩壊を防止する対策施設のイメージ

### 3) 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設

急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設には、待受け式盛土工及び待受け式擁壁工がある。これらは、急傾斜地の崩壊を防止するものではなく、土石等を一定の場所に堆積させることで特定予定建築物の敷地に達しないようにするものである。

設計に当たっては、土石等の移動の力、堆積の力に耐えうる構造とするとともに、各々の力が作用する高さ以上を確保する必要がある。また、土石等を堆積させるポケットを設ける必要がある。

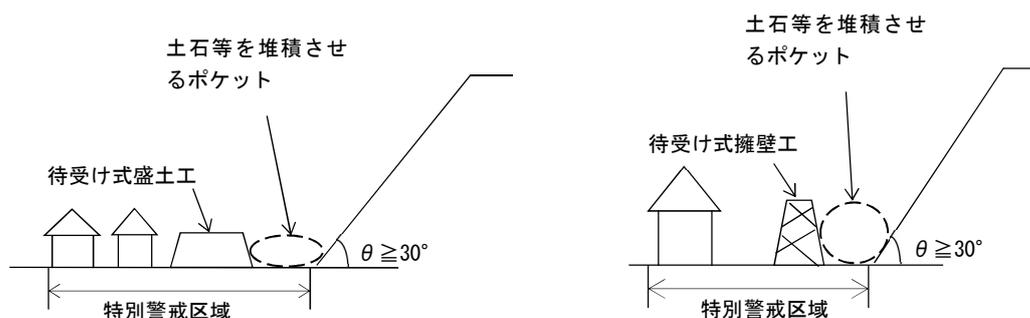


図 2-5 待受け式盛土工及び待受け式擁壁工のイメージ

### 4) 対策工事の組み合わせ

上記の1)～3)を組み合わせることで特定予定建築物の敷地に土石等を達しないようにする場合も考えられ、以下のような例があげられる。待受け式盛土工又は待受け式擁壁工を組み合わせる場合は、設計に当たり、土石等の移動の力、堆積の力に耐えうる構造とするとともに、各々の力が作用する高さ以上を確保する必要がある。また、土石等を堆積させるポケットを設ける必要がある。

ア 急傾斜地の一部を法面保護施設で覆い、残りの急傾斜地については、崩壊によって生ずる土石等を待受け式擁壁工で対応する。

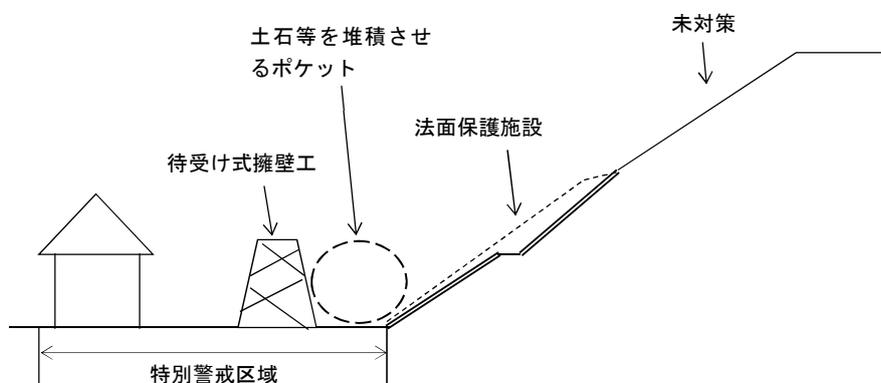


図 2-6 法面保護施設と待受け式擁壁工の組み合わせ

イ 急傾斜地の一部を切土で除去し、残りの急傾斜地については、崩壊によって生ずる土石等を待受け式盛土工で対応する。

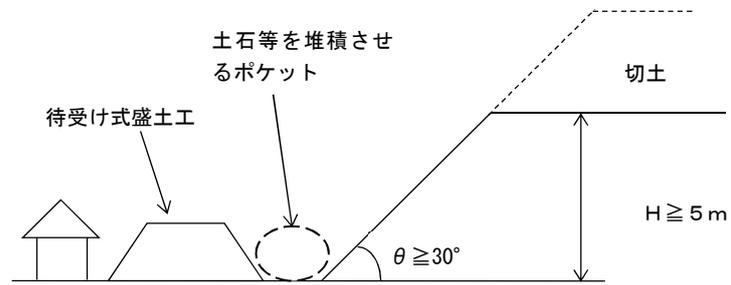


図 2-7 原因地の除去と待受け式盛土工との組み合わせ

表 2-1 対策工事の種類※1

区分	目的	工 種	概 要	適用範囲及び特色等
① 法 切	不安定土塊を除去するため	法切(A) <sup>*2</sup>	オーバーハング部の切取り、表層の不安定土層の切取り、浮石等の除去を行い、崩壊する危険のある土層、岩塊を取り除く。	単独で用いられることは少なく、土留、法面保護施設又は排水施設との併用が普通である。
	斜面形状を改良するため	法切(B) <sup>*2</sup>	急傾斜地を雨水等の作用を受けても安全であるような傾斜度あるいは高さまで切り取る。	単独で用いられることは少なく、土留、法面保護施設又は排水施設との併用が普通である。一般に人家が急傾斜地上下部に近接していたり、切土量が膨大になる場合には完全に実施できない場合が多く、他の施設（擁壁等）と併用される場合が多い。
	急傾斜地を除去するため	法切(C)	急傾斜地を除去する切土で、法面の傾斜度が30度未満、又は、高さが5m 未満まで切り取る。	完全に実施されれば、対象箇所は急傾斜地ではなくなり、その他の対策施設と併用する必要がなくなる。
② 急傾斜地の崩壊を防止するための施設	土 留  法面の崩壊を防止するため	もたれコンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか侵食風化に対する法面保護効果もある。	礫質土以下の十分な固結度をもたない地山にも適用できる。設置位置が狭隘でも場所をとらず、地形の変化にも適応性がある。
		重力式コンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか、押さえ盛土の安定、法面保護工の基礎ともなる。	法面下部（脚部）の安定を図る目的で用いられ、崩壊に対する抑止効果をもつ。のり面中段部でも用いられる。
		コンクリート枠擁壁工	湧水が多く、地盤が比較的軟弱な法面の小崩壊を防止し、安定を図る。	透水性が良好で屈撓性があるので、湧水量が多く、地盤が比較的軟弱な場合や地すべり性崩壊に適している。
		グラウンドアンカー工	強風化岩、亀裂の多い岩盤、表層土の崩壊滑落を防止するため、吹付法枠工、コンクリート擁壁工等の他の工法と併用され、これらの安定性を高める。また亀裂、節理、層理の発達した岩盤を内部の安定な岩盤に緊結して崩壊、剥落を防止する。	法面上下部に人家が接近するなど、切土工、待受け式擁壁工等の施工が困難で、さらに傾斜度が急で法面長も長く、吹付法枠工、コンクリート擁壁工等の安定が不足する場合、特にアンカー一体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある場合に適する。
		地山補強土工		グラウンドアンカー工と類似の目的で実施されるが、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に適する。
		杭工	法面上に杭を設置して、杭の曲げモーメント及びせん断抵抗によりすべり力に抵抗し、法面の安定度を向上させる。	急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事では、特別な場合に使用する。すなわち地すべり性崩壊の予想される法面や流れ盤となっている岩盤法面の崩壊防止などに用いる。
		土留柵工	比較的緩斜面で表土層等が薄い場合の崩壊を防止し、またその拡大を防止するために用いる。	比較的長大な法面に適する。急傾斜地内の現存植生を保全しながら施工できる。
		押え盛土工 <sup>*2</sup>	崩壊想定部下部に盛土し、滑動力に抵抗させ安定を図る。	実施した結果、傾斜度が30度未満となり、盛土の安定性が十分な場合、対象箇所は急傾斜地ではなくなり、その他の対策施設と併用する必要がなくなる。しかし、急傾斜地では施工用地が狭小なため、単独で施工される例は少ない。重力式擁壁工と組み合わせて施工される場合もある。

\*1：これに定めのない新技術・新工法等については、個別に協議を行うものとする。

\*2 の工種を計画する際には、原則として急傾斜地の崩壊を防止するための施設を併用するものとする（\*2 グレーハッチの工種のみで急傾斜地の崩壊を防止するとは、評価しない）。

区分	目的	工種	概要	適用範囲及び特色等
② 急傾斜地の崩壊を防止するための施設	法面保護施設	石張・ブロック張工 <sup>*2</sup>	法面の風化、侵食及び軽微な剥離・崩壊等を防止する。	傾斜度が 1:1.0 より緩いり面で植生工が適さない場合や、粘着力のない土砂、土丹及び崩れやすい粘土の法面には石張・ブロック張工が用いられる。コンクリート張工は傾斜度が 1:1.0 より急で、節理の発達した岩盤法面やよく締まった土砂面で吹付工やプレキャスト法枠工では不安と思われる法面に用いられる。
		コンクリート版張工		
		コンクリート張工		
		植生工 <sup>*2</sup>	種子散布工、客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工、植生ネット工、土のう工、張芝工、植生ポット、植栽工等があり、雨水侵食防止、地表面温度の緩和、凍土の防止、緑化による美化効果を目的としている。	①植生を主体とする場合は湧水の少ない切土法面で原則として標準法勾配が確保できること。 ②法面周辺の環境との調和を図る点では優れている。
		モルタル・コンクリート吹付工 <sup>*2</sup>	法面の侵食を防止するとともに、法面を外気及び雨水等から遮断することにより風化を防止し、法面を形成する地盤の強度低下を防ぐ。	湧水がない岩盤で、割れ目が小さく大きな崩壊がないところに適している。耐久性および周囲の環境に与える影響を充分検討することが前提となる。
		プレキャスト法枠工	法面に現場打コンクリート法枠工、プレキャスト法枠工を組み、内部を植生、コンクリート張等で被覆し、法面の風化侵食を防止する。プレキャスト法枠工の中には、抑止力を期待する工法も開発されている。現場打コンクリート法枠工も抑止工的作用をもっていることがある。なお現場打コンクリート法枠工には、吹付法枠工も含まれる。	傾斜度が 1:1.0 より緩い場合はプレキャスト、急な場合は現場打コンクリート法枠工を使用する。プレキャスト法枠工は原則として直高 5m 以下とし、それを越える場合は縦方向 10m ごとに隔壁を設置する。ただし小段がとれない場合は現場打コンクリート法枠工を使用する。
		現場打コンクリート法枠工		
		編柵工 <sup>*2</sup>	植生工の補助として、降雨や地表流水による法面の侵食を防止するために用いる。	比較的緩傾斜の切土後の法面において、植生工、及び法枠工等と併用される場合がある。
		その他の法面保護工 <sup>*2</sup>	プラスチックソイルセメント工、ネット工、液状合成樹脂吹付工、マット被覆工、アスファルト法面工等があり、侵食防止を目的とする。	耐久性や環境面等で急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事には適さないこともあり、あまり使用されていない。しかし、仮設的又は部分的には用いられることもある。
	排水施設	急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を速やかに排除するため	地表水排除工 <sup>*2</sup>	地表水を集水し急傾斜地外へ速やかに排水したり、地表水の急傾斜地内への流入を防止する。法肩排水路工、小段排水路工、法尻排水路工、縦排水路工、浸透防止工、谷止工
地下水排除工 <sup>*2</sup>			急傾斜地内の地下水を排除し、間げき水圧を低下させ急傾斜地を安定させる。暗渠工、横ボーリング工、その他（しゃ水壁工、集水井工）	

\*2 の工種を計画する際には、原則として急傾斜地の崩壊を防止するための施設を併用するものとする（\*2 グレーハッチの工種のみで急傾斜地の崩壊を防止するとは、評価しない）。

区 分	工 種	概 要	適用範囲及び特色等
③急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設	待受け式擁壁工	特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないことを目的に、重力式擁壁を急傾斜地下部（脚部）からある程度距離をおいて設置し、土石等を捕捉し堆積させる。	①急傾斜地の崩壊を直接抑止することが困難な場合に有効である。 ②用地確保が比較的容易である。 ③既存植生を積極的に残す必要がある場合には有効的である。 ④長大斜面でよく用いられる。 ⑤土留、法面保護施設と組み合わせて実施すると、規模を小さくすることができる。 ⑥待受け式盛土上に特定予定建築物を建築することもできる。
	待受け式盛土工	特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないことを目的に、盛土を急傾斜地下部（脚部）からある程度距離をおいて設置し、土石等を捕捉し堆積させる。	
	待受け式柵工	特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないことを目的に、柵工を急傾斜地下部（脚部）からある程度距離をおいて設置し、土石等を捕捉し堆積させる。 （施設の設計にあたっては個別に協議を行うものとする）	

新・斜面崩壊防止対策工事の設計と事例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針から加筆・修正



図 2-8 急傾斜地の崩壊に関する対策施設のイメージ

上図の対策施設はそれぞれ表 2-1 に示した区分の①、②又は③にあたる。

- ・法切・・・・・・・・・・・・・・・・・・①（法切）
- ・もたれ擁壁工、アンカー工・・・・・・・・②（土留）
- ・現場打法砕工、吹付法砕工、芝張り・・・・②（法面保護施設）
- ・地下水排除工・・・・・・・・・・・・・・・・②（排水施設）
- ・土留柵工・・・・・・・・・・・・・・・・・・②（土留及び法面保護施設の役割）
- ・待受け式盛土工、待受け式擁壁工・・・・③（堆積させるための施設）

## 2.2 対策工事の実施範囲

「法切」及び「急傾斜地の崩壊を防止するための施設を設置する工事」の実施範囲は特定予定建築物の敷地に影響する急傾斜地の幅を覆う範囲とすることを基本とする。「急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を堆積させるための施設を設置する工事」の実施範囲は、急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を特定予定建築物の敷地に到達させない範囲とする。

### 【解説】

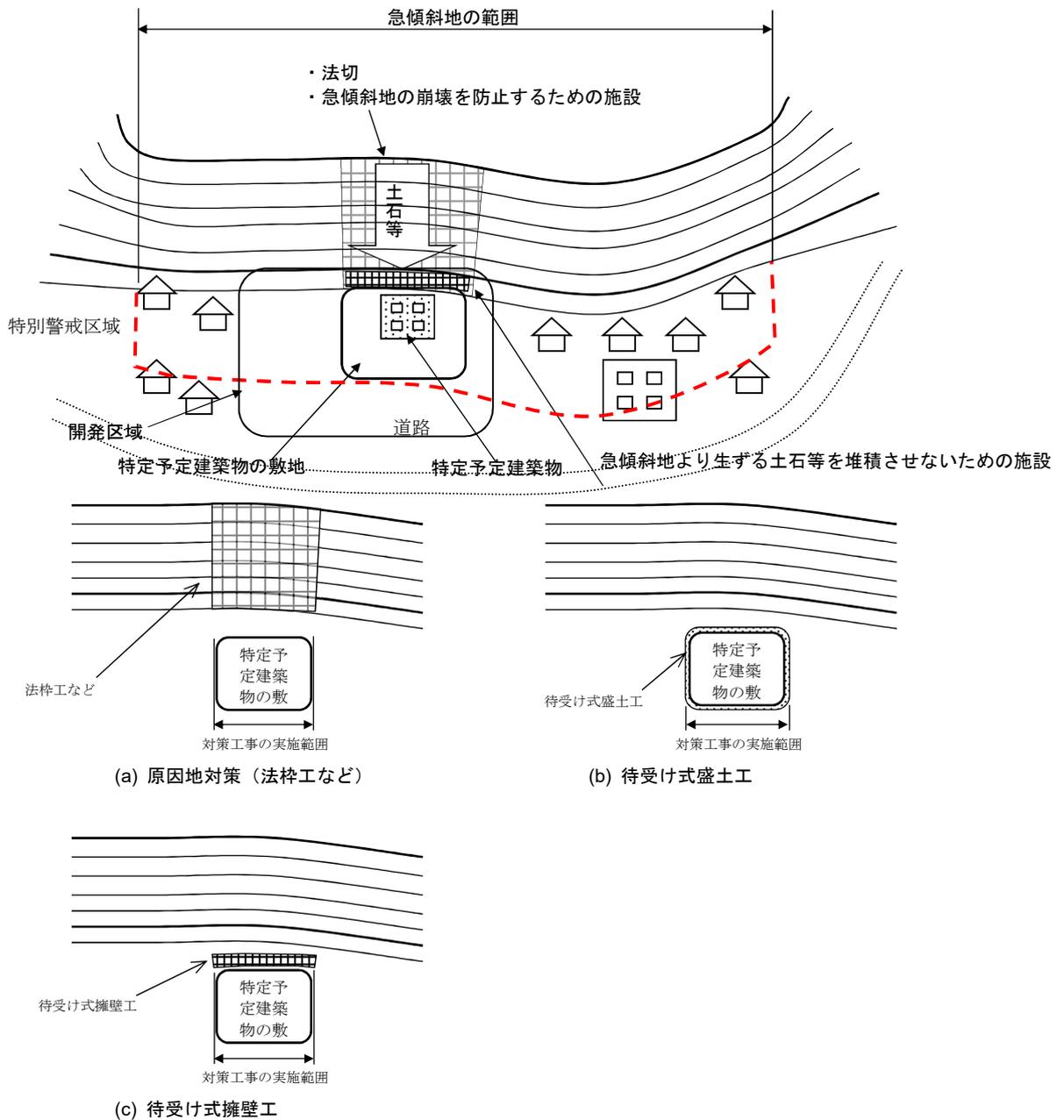


図 2-9 隣接する急傾斜地の崩壊と開発敷地の関係

## 2.3 対策工事の周辺への影響

対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

### 【解説】

対策工事によって、周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることがあってはならない。

当該開発区域及び周辺の地域における土砂災害のおそれを増大させる対策工事の例は以下のものなどがある。

- ア 急傾斜地の崩壊によって生ずる土石等の進行方向を開発区域周辺に向け、かつ向けた先の安全性を確保しない工事

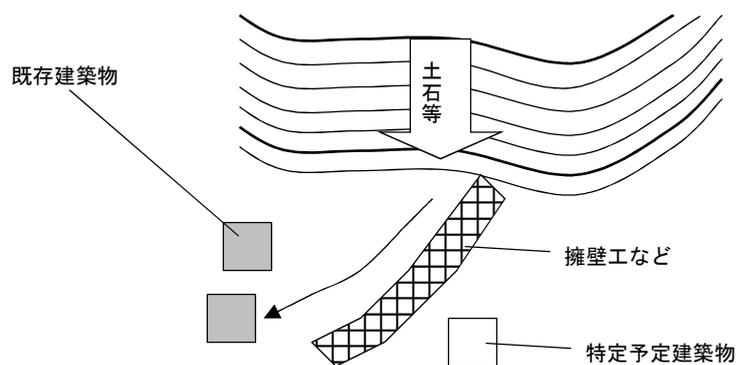


図 2-10 擁壁等によって周辺の安全を損なう工事例

- イ 法切によって急傾斜地の方向を変え、その先の安全性を確保しない工事

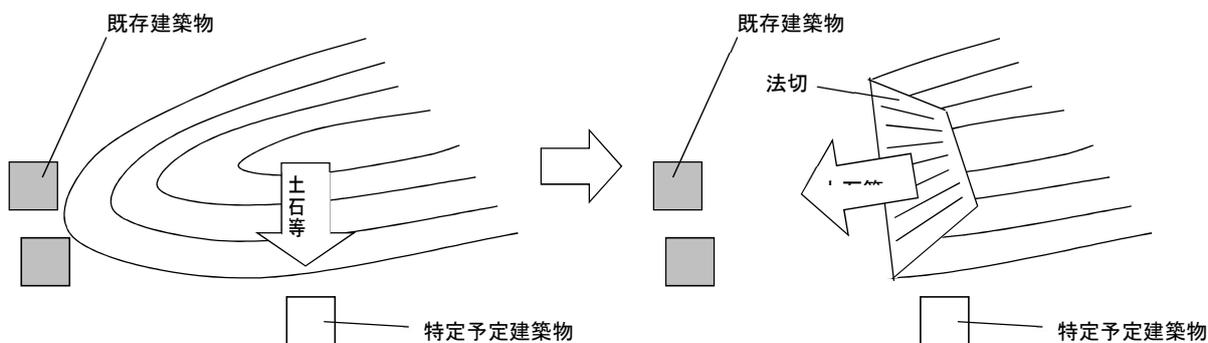


図 2-11 法切によって周辺の安全を損なう工事例

## 2.4 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

### 【解説】

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、開発区域及びその周辺の地域において新たに土砂災害の発生のおそれが大きくなっていないかどうかに着目する。

当該開発区域及び周辺の地域における土砂災害のおそれを増大させる対策工事以外の特定開発行為に関する工事の例は以下のものなどがある。

#### ア 盛土によって新たに土砂災害のおそれを大きくした土地の安全性を確保しない工事

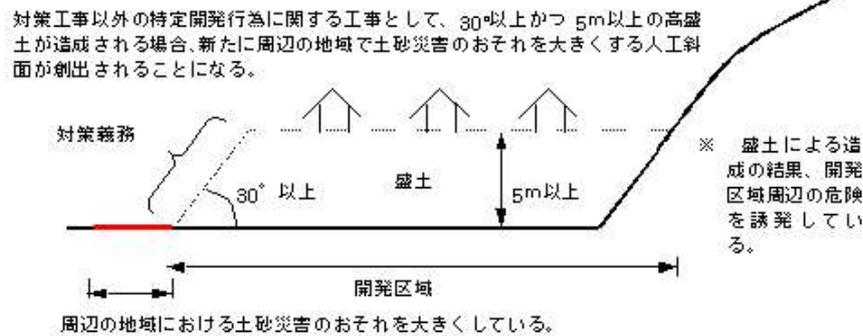


図 2-1 2 盛土によって周辺の安全を損なう工事例

#### イ 法切によって新たに土砂災害のおそれを大きくした土地の安全性を確保しない工事

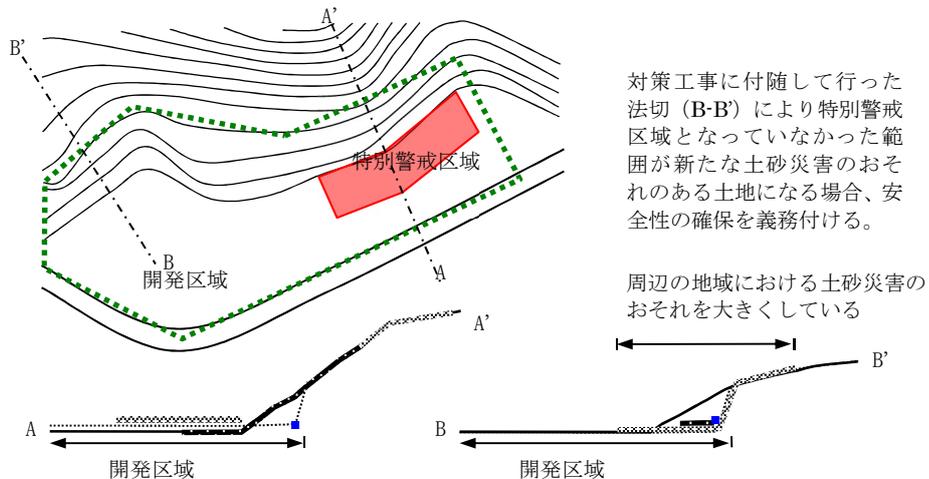


図 2-1 3 対策工事に付随した切土によって周辺の安全を損なう工事例

## 2.5 対策施設の選定

対策施設の選定に当たっては、「急傾斜地の崩壊を防止するための施設」と「急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設」の特徴を考慮する。

### 【解説】

急傾斜地の崩壊を防止するための施設は急傾斜地での施工となり、急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設は平坦地での施工となるため、どちらを選択するかによって対策工事の計画が大きく異なってくる。この選定に当たっては特定予定建築物の敷地の位置、対策施設の規模（工事費）、用地、施工性、景観、環境などの関連を考慮する。

なお、「土砂災害防止法基礎調査マニュアル（案）」（急傾 52～53 ページ）においては、対策施設を「原因地对策施設等」、「待受式対策施設等」に区分している。本マニュアルでの対策施設の区分名と、「土砂災害防止法基礎調査マニュアル（案）」での区分名の対応を、表 2-2 に示す。

表 2-2 対策施設の区分名の対応

本マニュアル		土砂災害防止法基礎調査マニュアル (案)
急傾斜地の崩壊を防止する対策施設	⇒	原因地对策施設等
急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させる対策施設	⇒	待受式対策施設等

<参考3>「土砂災害防止法基礎調査マニュアル（案）」における対策施設の工種による区分  
（「土砂災害防止法基礎調査マニュアル（案）」急傾-52～53 ページより）

## 2.2.2 工種による区分

危害のおそれがある土地等の区域の把握において、施設の効果評価を効率的に行うため、施設の機能面に着目して工種による区分を行う。

工種による区分は次のとおりとする。

### (1)原因地对策施設等

原因地对策施設等とは、次の機能を有すると判断できる施設とする。

- ・ 急傾斜地を崩壊させない効果
- ・ 急傾斜地の崩壊により生ずる土石等の量を軽減させる効果  
(崩壊土量そのものを減少させる)

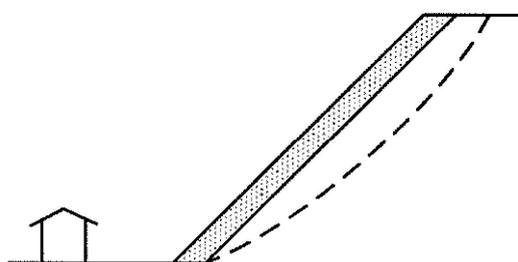


図 2.2.2-1 原因地对策施設等の概念図

さらに、原因地对策施設等は、構造及び機能から**表面工**と**擁壁工等**に区分する。

**表面工**：急傾斜地の表面を保護し、崩壊を抑制する効果のある施設

**擁壁工等**：基礎調査において想定する表層崩壊よりも深い位置に基礎が設置されている擁壁工、アンカー工等で、崩壊を抑止する効果のある施設

### (2)待受式対策施設等

待受式対策施設等とは、次の機能を有すると判断できる施設とする。

- ・ 急傾斜地の崩壊による生ずる土石等を保全すべき地域に到達させない効果  
(土砂量の一部捕捉も含む)

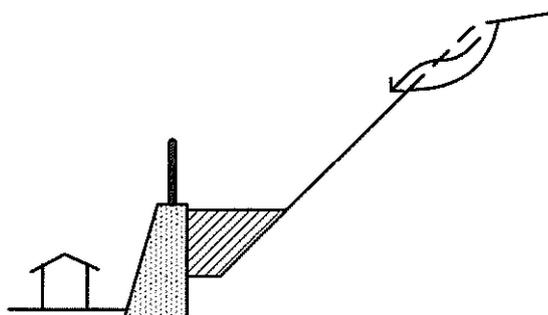


図 2.2.2-2 待受式対策施設等の概念図

工種による区分は表 2.2.2-1 を目安とする。表中に○印のない工種については、当該施設を機能面等から判定し、原因地对策施設等、待受式対策施設等に区分できるものは、判定根拠を記録した上で両施設に区分する。

表 2.2.2-1 工種による区分

工 種	原因地对策施設等		待受式対策施設等
	表面工	擁壁工等	
モルタル・コンクリート吹付工	○		
石張工	○		
ブロック張工	○		
コンクリート版張工	○		
コンクリート張工	○		
プレキャスト枠工	○		
現場打コンクリート枠工	○		
石積・ブロック積擁壁工		○	
もたれ式擁壁工		○	(○)
重力式擁壁工		○	(○)
コンクリート枠擁壁工		○	
半重力式擁壁		○	
片持ばり式擁壁		○	
控え壁式擁壁		○	
ロックボルト工		○	
グラウンドアンカー工		○	
落石防止柵			○
杭工		○	
押え盛土工		○	
地表水排除工	施設の状況を踏まえ個別に判定する。		
地下水排除工			
植生工			
土留柵工			
編柵工			
蛇かご工			
切土工 A (不安定土塊の切土)			
切土工 B (斜面形状の改良)			
ネット工			
仮設防護柵			

注) もたれ式擁壁、重力式擁壁は、待受部がある場合は待受式対策施設等としても区分する（機能を兼ねる場合がある。）

### 第3章 対策工事等の設計

#### 3.1 対策施設の設計外力の設定

##### 3.1.1 設計諸定数

###### (1) 土圧の計算に用いる定数<sup>1</sup>

土圧の計算に用いる定数は、「道路土工－擁壁工指針－」によることとする。

###### 【解 説】

土圧の計算に用いる定数は、土のせん断定数、土の単位体積重量があるが、「道路土工－擁壁工指針－」による方法で求めた値を用いることとする。

一軸圧縮試験や三軸圧縮試験などの土質試験は、乱さない試料のサンプリングが困難なうえ、原位置の状況を満たした条件で試験を行うことが困難である。このため、これらの土質試験は、想定される崩壊規模が大きい場合や地層構造が複雑であるなど、原位置試験だけではせん断定数を明確にしにくい場合を除き一般には用いられていない。

このため、せん断定数の算定は標準貫入試験によるN値から推定することを標準とする。また高さ8m以下の擁壁では土質分類から推定したせん断定数を用いてもよいものとする。

なお、粘着力cを考慮する場合は、施工中の乱れなどの影響を考慮し、過大評価にならないよう注意する必要がある。

###### 1) 土のせん断定数

###### ①標準貫入試験によるN値から推定するせん断定数

標準貫入試験によるN値から式(3-1)、式(3-2)によって、経験的に推定した値を用いてもよい。

粘性土の粘着力c

$$c = 6N \sim 10N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots (3-1)$$

砂質土の内部摩擦角φ

$$\varphi = 4.8 \log N + 21 \quad \text{ただし、} N > 5 \quad \dots\dots (3-2)^2$$

ここに、 c : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

φ : 内部摩擦角 (°)

###### ②土質分類別に推定したせん断定数

高さ8m以下の擁壁では経験的に推定した表3-1の値を用いてもよい。

<sup>1</sup> 道路土工－擁壁工指針－（平成24年度版）p.63

<sup>2</sup> 道路土工－擁壁工指針－（平成24年度版）p.64

表 3-1 裏込め土のせん断定数

裏込め土の種類	内部摩擦角 ( $\phi$ )	粘着力 (c) 注2)
礫質土 <sup>注1)</sup>	35°	—
砂質土	30°	—
粘性土 (ただし $\omega_L < 50\%$ ) <sup>注3)</sup>	25°	—

注1) 砂粒分が少ない砂は礫質土の値を用いてもよい。

注2) せん断定数をこの表から推定する場合、粘着力 c を無視する。

注3)  $\omega_L$  は液性限界

## 2) 土の単位体積重量

土圧の計算に用いる土の単位体積重量  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) は、裏込め土 (盛土) に使用する土質試料を用いて求めるのが望ましいが、高さ 8m 以下の擁壁では土質試験によらないで表 3-2 の値を用いてもよい。

表 3-2 土の単位体積重量<sup>注1)</sup>

地盤	土質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂および砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土 (ただし $\omega_L < 50\%$ ) <sup>注2)</sup>	18	

注 1): 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9kN/m<sup>3</sup> を引いた値としてよい。

注 2):  $\omega_L$  は液性限界

(2) 崩壊土砂による衝撃力や崩壊土砂が堆積したときの土圧の計算に用いる定数

崩壊土砂による衝撃力や崩壊土砂が堆積したときの力の計算に用いる定数は、土石等の密度、土石等の比重、土石等の容積濃度、土石等の単位体積重量、土石等の内部摩擦角、土石等の流体抵抗係数及び壁面摩擦角がある。これらの値は、「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－」、「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」、「衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法について（国土交通省砂防部連絡平成 15 年 10 月 21 日）」および「土砂災害防止法基礎調査マニュアル（案）」によることとする。

【解説】

待受け式擁壁工や待受け式盛土工の設計に用いる衝撃力や堆積土圧の算定は、政令第 3 条に規定される式を用いて行うこととなる。その式中の定数については「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－」、「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」、「衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法について（国土交通省砂防部連絡平成 15 年 10 月 21 日）」および「土砂災害防止法基礎調査マニュアル（案）」によることとする。その際、対策工事等の計画内容により次のように対応する。

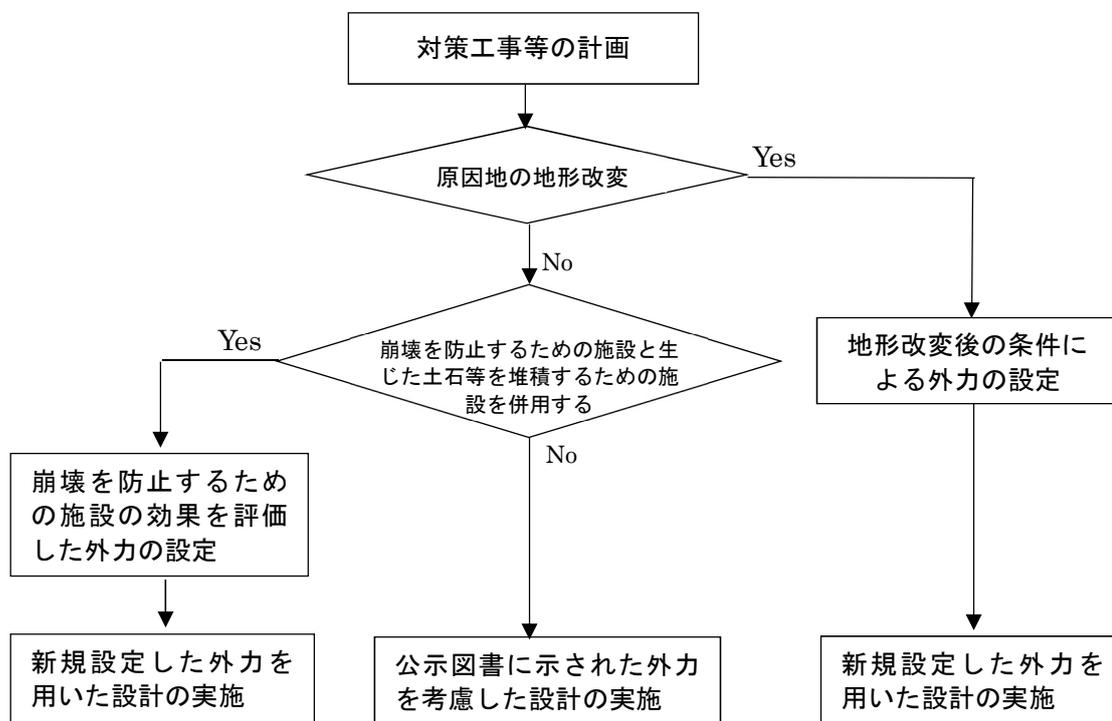


図 3-1 外力設定・土質区分等の取り扱い区分

① 原因地の地形改変を伴わない場合

公示図書に示された外力を考慮して、現地の状況に応じた土質定数を用いた設計を実施する。詳細については、本マニュアルに従うこととする。

② 原因地の地形改変を伴う場合

新たに外力の設定を行い、新規に設定した外力を用いた設計を実施する。この場合の土質定数は、本マニュアルに従って設定する。

③ 崩壊を防止するための施設と生じた土石等を堆積するための施設を併用する場合

崩壊を防止するための施設の効果を評価した外力の設定を行い、求めた外力を用いて土石等を堆積するための施設の設計を実施する。この場合の土質定数は、本マニュアルに従って設定する。

現地の地質調査などにより土質定数が求められない場合は、表 3-3 および表 3-4 の設定値を用いて崩壊土砂による衝撃力および崩壊土砂の堆積土圧を求めてもよい。

表 3-3 崩壊土砂による衝撃力の算定に用いる土質定数一覧<sup>3</sup>

項目 (記号)	設定値	単位
移動時の土石等の比重 ( $\sigma$ )	2.6	なし
移動時の土石等の容積濃度 ( $c$ )	0.5	なし
移動時の土石等の密度 ( $\rho_m$ )	1.8	t/m <sup>3</sup>
移動時の土石等の流体抵抗係数 ( $f_b$ )	0.025	なし
移動時の土石等の内部摩擦角 ( $\phi_k$ )	表 3-4 を参照	°

表 3-4 地質区分別の内部摩擦角<sup>3</sup>

番号	地質区分	土質区分	堆積時の内部摩擦角 $\phi_s$ (°)	移動時の内部摩擦角 $\phi_k$ (°)
1	第三紀鮮新世～第四紀更新世の段丘堆積物および大阪層群他	砂質土	30	25
2	第三紀中新世堆積岩 (北但層群)	粘性土	25	20
3	第三紀中新世堆積岩 古第三紀堆積岩 (神戸層群他)	粘性土	25	20
4	第三紀鮮新世～第四紀火山岩 (鉢伏・神鍋火山岩、照来層群他)	粘性土	25	20
5	古第三紀～白亜紀酸性火山岩類 (矢田川、生野、相生、有馬層群他)	礫質土 (砂質土)	35(30)	29(25)
6	白亜紀堆積岩 (和泉層群)	砂質土	30	25
7	中・古生代堆積岩 (丹波帯、超丹波帯他) 変成岩類 (三波川変成岩他)	砂質土	30	25
8	中・古生代岩類 (夜久野、舞鶴帯他) 超塩基性岩類 (大江山オフィサイト他)	礫質土 (砂質土)	35(30)	29(25)
9	花崗岩類	砂質土	30	25

注：地質区分番号 5,8 は、標準土質区分を礫質土としているが、崖錐堆積物のところでは、砂質土であることが多いので、それを ( ) で示した。

表 3-5 堆積時の土石等の単位体積重量および壁面摩擦角<sup>3</sup>

項目 (記号)	設定値	単位
堆積時の土石等の単位体積重量 ( $\gamma$ )	18	kN/m <sup>3</sup>
堆積時の土石等の壁面摩擦角 ( $\delta$ )	$\phi_s \times 2/3$	°

<sup>3</sup> 土砂災害防止法基礎調査マニュアル (案) 兵庫県砂防課 p. 急傾-17～31

### (3) 基礎の支持力等の計算に用いる定数<sup>4</sup>

基礎の支持力等の計算に用いる定数は、地盤の許容支持力並びに基礎底面と地盤との間の摩擦係数及び付着力がある。これらの値は、「道路土工－擁壁工指針－」によることとする。

#### 【解説】

##### 1) 地盤の許容支持力

擁壁工や待受け式盛土工の安定性の検討は、「道路土工－擁壁工指針－」により設定した定数を用いて計算するものとする。

地盤の許容支持力は、原位置試験などを行って決定することが望ましいが、高さ 8m 以下の擁壁では、表 3-6 の値を用いてもよい。

ただし、大規模な擁壁工、特殊な施工条件のもの、重要度の高い擁壁工あるいは緩い砂質地盤、軟らかい粘性土地盤上の構造物については別途調査を実施し、地盤支持力を慎重に検討する必要がある。

なお、斜面上の基礎地盤の極限支持力の算出方法は、「道路土工－擁壁工指針－」を参考とすること（次頁参照）。

表 3-6 支持地盤の種類と許容支持力度（常時値）

支持地盤の種類		許容支持力度 $q_a$ (k N/m <sup>2</sup> )	備 考	
			一軸圧縮強さ $q$ (k N/m <sup>2</sup> )	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10000 以上	—
	軟岩・土丹	300	1000 以上	—
礫層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300	—	—
砂質地盤	密なもの	300	—	30～50
	中位なもの	200	—	20～30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	200～400	15～30
	硬いもの	100	100～200	10～15

出典：道路土工－擁壁工指針－（平成 24 年度版）p.69

<sup>4</sup> 道路土工－擁壁工指針－（平成 24 年度版）p. 66

<参考4>斜面上の基礎地盤の極限支持力の算出方法

(道路土工-擁壁工指針- (平成24年度版) p.121~123)

斜面上の基礎地盤の極限支持力は、斜面上の前面余裕幅と斜面傾斜角の影響を考慮した式(参5-4)により算出することができる。

$$R_u = A' \cdot q_f \dots \dots \dots \text{(参5-4)}$$

ここに、

$R_u$ : 基礎地盤の極限支持力 (kN)

$A'$ : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$q_f$ : 荷重の偏心傾斜及び斜面上の擁壁で前面余裕幅を考慮した基礎地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) で、式(参5-5)より算出する。

$$q_f = \frac{(q_d - q_{b0})}{R} \cdot \frac{b}{B'} + q_{b0} \dots \dots \dots \text{(参5-5)}$$

$q_d$ : 水平地盤における荷重の偏心傾斜を考慮した基礎地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) で、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」の式(10.3.1)により算出した極限支持力  $Q_u$  を有効載荷面積  $A'$  で除した値である。

$q_{b0}$ : 斜面上の擁壁において荷重端がのり肩にある状態 ( $b=0$ ) での極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) で、式(参5-6)より算出する。

$$q_{b0} = \alpha \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*) + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot (B^*)^\psi \dots \dots \dots \text{(参5-6)}$$

$R$ : 参図5-3に示すように、水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離  $\gamma$  と載荷幅  $B'$  との比 ( $R = \gamma/B'$ ) で、式(参5-7)より算出する。

$$R = \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \cdot \exp(\frac{\pi}{2} \tan\varphi) \dots \dots \text{(参5-7)}$$

$b$ : 斜面上の擁壁における前面余裕幅 (m) (参図5-4参照)

$B'$ : 擁壁底面の有効載荷幅で、 $B' = B - 2e$  (m)

$B$ : 擁壁底面幅 (m)

$e$ : 荷重の偏心距離 (m)

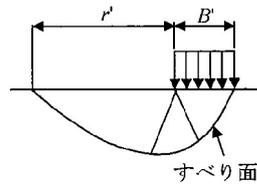
$\beta'$ : 斜面傾斜角 (°) で、地震時の場合は次のように震度を考慮した角度 ( $\beta_e$ ) とする。

$$\beta_e = \beta' + \tan^{-1} k_h$$

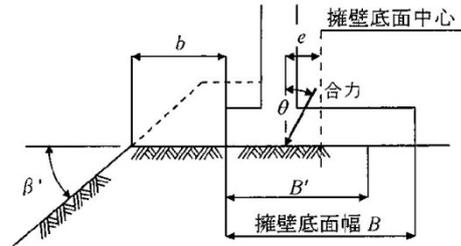
$k_h$  : 設計水平震度

$c$  : 基礎地盤の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  : 基礎地盤の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )



参図 5-3 B' と  $\gamma'$  の関係



参図 5-4 斜面上の前面余裕幅を有効載荷幅

$N_c$ 、 $N_\gamma$  : 参図 5-5 及び参図 5-6 に示す荷重傾斜を考慮した支持力係数で基礎地盤のせん断抵抗角 ( $\phi$ )、荷重の傾斜角 ( $\theta$ )、斜面傾斜角 ( $\beta$ ) より求める。

$\alpha$ 、 $\beta$  : 基礎の形状係数で、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」の「10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力」による。

$\lambda$ 、 $\mu$  : 寸法効果の程度を表す係数で、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」の「10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力」に準じ、 $\lambda = \mu = -1/3$  とし  
てよい。

$c^*$  :  $c^* = c/c_0$  ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$  ( $\text{kN/m}^2$ )

$c_0$  :  $c_0 = 10$  ( $\text{kN/m}^2$ )

$B^*$  :  $B^* = B/B_0$

$B_0$  :  $B_0 = 1.0$  (m)

ただし、せん断抵抗角  $\phi$  を「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」等に準  
拠して推定した場合には  $C^* = B^* = 1$  とする。

## 2) 基礎底面と地盤との間の摩擦角 $\varphi_B$ と付着力 $c_B$

土質試験や地盤調査等から支持地盤のせん断定数  $c$ 、 $\varphi$  が求められた場合、基礎底面の摩擦角  $\varphi_B$  は、現場打ちコンクリート擁壁では  $\varphi_B = \varphi$ 、プレキャストコンクリート擁壁では  $\varphi_B = 2\varphi/3$  とする。ただし、プレキャストコンクリート擁壁は基礎コンクリートおよび敷きモルタルを設置して施工することを原則とするが、基礎コンクリートおよび敷きモルタルが良質な材料で適切に施工されている場合には、 $\varphi_B = \varphi$  としてよい。なお、支持地盤が土の場合およびプレキャストコンクリートでは、摩擦係数  $\mu$  の値は 0.6 を越えないものとする。

底版と地盤との付着力  $c_B$  は、施工時の地盤の乱れなどを考慮して決定する。

また、大規模な擁壁工、特殊な施工条件のもの、重要度の高い擁壁工あるいは緩い砂質地盤、軟らかい粘性土地盤上の構造物に該当しない場合は、表 3-7 の値を用いてもよい。土のせん断定数は、地震時でも常時と同じであると考えてよい。

表 3-7 基礎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 $\mu = \tan\varphi_B$	付着力 $C_B$
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 割り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 を越えないものとする。

出典：道路土工－擁壁工指針－（平成 24 年度版）p.70

## (4) その他の定数

その他の定数として、全体の安定の検討に用いる定数、沈下の検討に用いる定数、地盤の液状化の判定に用いる定数、許容応力度がある。これらの値は、「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－」、「道路土工－のり面工・斜面安定工指針－」、「道路土工－擁壁工指針－」および「道路土工－軟弱地盤対策工指針－」によることとする。

### 【解 説】

全体の安定の検討に用いる定数、沈下の検討に用いる定数、地盤の液状化の判定に用いる定数、許容応力度は、「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－」、「道路土工－のり面工・斜面安定工指針－」、「道路土工－擁壁工指針－」および「道路土工－軟弱地盤対策工指針－」により設定した定数を用いて計算するものとする。

### 1) 全体の安定の検討に用いる定数<sup>5</sup>

軟弱地盤を含んだ地盤のすべりや擁壁を含めた地盤全体の長期の安定を検討する必要がある場合は、一般に円弧すべりの計算を行う。(図 3-2 すべり面参照)

<sup>5</sup> 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

安全率  $F_s$  は式 (3-3) または式 (3-4) により求める。

全応力表示の場合

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot \ell + \Delta W \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum \Delta W \cdot \sin \theta} \quad \dots\dots (3-3)$$

- ここに、
- $c$  : すべり面の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )
  - $\phi$  : すべり面の内部摩擦角 ( $^\circ$ )
  - $\Delta W$  : 各分割片の重量 ( $\text{kN/m}$ )
  - $\ell$  : 各分割片で切られたすべり面の延長 ( $\text{m}$ )
  - $\theta$  : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 ( $^\circ$ )

有効応力表示の場合、

$$F_s = \frac{\sum \{c' \cdot \ell + \tan \phi' (\Delta W \cos \theta - u \cdot \ell)\}}{\sum \Delta W \cdot \sin \theta} \quad \dots\dots (3-4)$$

- ここに、
- $c'$  : 有効応力表示に関する仮想すべり面における粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )
  - $\phi'$  : 有効応力表示に関する仮想すべり面におけるせん断抵抗角 ( $^\circ$ )
  - $u$  : 間隙水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

式 (3-3) の強度定数 ( $c$ 、 $\phi$ ) は、非排水試験結果により求めることを標準とする。また、式 (3-4) の強度定数 ( $c'$ 、 $\phi'$ ) は、三軸圧縮試験で実験中に間隙水圧の測定を伴う圧密非排水試験により求めることを標準とする。

なお、有効応力法は土中の間隙水圧の設定が容易な場合、および水圧の実測値がある場合に有効な方法であり、全応力法はその他の場合に簡便な方法として採用される。<sup>6</sup>

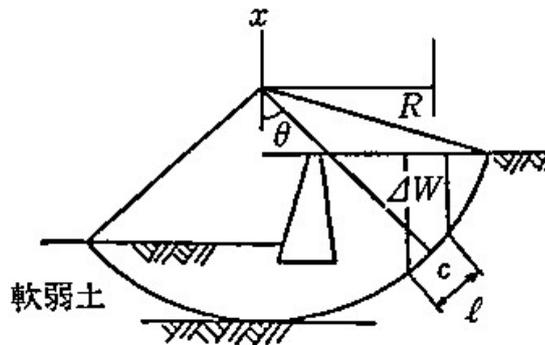


図 3-2 すべり面

<sup>6</sup> 道路土工—のり面工・斜面安定工指針—p. 168

## 2) 沈下の検討に用いる定数

擁壁の沈下に対する検討が必要となる場合は、「道路土工－擁壁工指針」などの関連文献を参照すること。

## 3) 地盤の液状化の判定に用いる定数

擁壁の液状化に対する検討が必要となる場合は、「道路土工－軟弱地盤対策工指針」などの関連文献を参照すること。

## 4) 許容応力度<sup>7</sup>

### ① 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリートの許容圧縮応力度、許容せん断応力度および許容付着応力度は、表 3-8 に示す値とする。ただし、許容付着応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋に対して適用する。

表 3-8 鉄筋コンクリートの許容応力度

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )				
		21	24	27	30	40
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7	8	9	10	14
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5	11
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$	0.22	0.23	0.24	0.25	0.27
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合 $\tau_{a2}$	1.6	1.7	1.8	1.9	2.4
	押抜きせん断応力度 $\tau_{a3}$	0.85	0.9	0.95	1.0	1.2
付着応力度	異形棒鋼に対して	1.4	1.6	1.7	1.8	2.0

### ② 無筋コンクリート部材

無筋コンクリートの各許容応力度は、表 3-9 に示す値とする。

<sup>7</sup> 道路土工－擁壁工指針－（平成 24 年度版）p. 79

表 3-9 無筋コンクリートの許容応力度

(N/mm <sup>2</sup> )		
応力度の種類	許容応力度	備考
圧縮応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5$	$\sigma_{ck}$ : コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{tk}$ : コンクリートの設計基準引張強度 (JIS A 1113 の規定による)
曲げ引張応力度	$\frac{\sigma_{tk}}{7} \leq 0.3$	
支圧応力度	$0.3\sigma_{ck} \leq 6$	

無筋コンクリートの許容値を定めたものである。コンクリートの許容曲げ引張応力度については、

$\frac{\sigma_{tk}}{7}$  のかわりに  $\frac{\sigma_{ck}}{80}$  を目安にしてもよい。また、コンクリートのせん断応力度  $\tau_a$  は「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋梁編」の表-4.3.1 の設計基準強度 40 以下のコンクリートが負担できる平均せん断応力度より得られる算出式 ( $\tau_a = \frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15$ ) を用いて求めた値以下としてよい。なお、この値には荷重の組み合わせによる割増しを行わないものとする。

③ 鉄筋

鉄筋の許容応力度は、表 3-10 に示す値とする。

表 3-10 鉄筋の許容応力度

応力度、部材の種類			鉄筋の種類	
			SD295 A SD295 B	SD345
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	一般の部材	180	180
		水中あるいは地下水位以下に設ける部材	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の基本値		180	200
	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		180	200
圧 縮 応 力 度			180	200

ガス圧接継手の許容応力度は、十分な試験及び管理を行う場合、母材の許容応力度と同等としてよい。

機械式継手等の継手強度は、使用条件を考慮した試験に基づいて適切に定めた値としてよい。

### 3.1.2 設計外力の設定

急傾斜地の崩壊を防止するための擁壁の設計に当たっては、自重、平常時の土圧、地震時の影響、崩壊土砂による衝撃力および崩壊土砂が堆積したときの土圧を考慮するものとする。なお、湧水が多い斜面に擁壁を設置する場合は排水に十分留意し、擁壁背面に水圧が生じないようにする。

#### 【解説】

##### (1) 自重

躯体自重の算出に用いる鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量は、次の値を用いる<sup>8</sup>。

鉄筋コンクリート 24.5 kN/m<sup>3</sup>

コンクリート 23.0 kN/m<sup>3</sup>

また、土の単位体積重量は、土質試験結果をもとにして求めるのが望ましいが、高さが8m以下の擁壁では、土質試験によらないで、表 3-2 に示す値を用いてもよい。

##### (2) 平常時の土圧

急傾斜地の崩壊を防止するための擁壁の設計に当たって考慮すべき平常時の土圧は、地山又は裏込め土の土圧である。詳細については、「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－」、「道路土工－擁壁工指針」および「兵庫県土木技術管理規程集」を参照することとする。

##### (3) 崩壊土砂による衝撃力

待受け式盛土工および待受け式擁壁工の設計にあたっては、崩壊土砂による衝撃力を考慮し、安定性の検討をしなければならない。概要を表 3-1 1 に示す。

表 3-1 1 急傾斜地崩壊の衝撃力及び高さの考え方

	考 え 方
崩壊土砂による 衝撃力	崩壊によって生じた土石等の先端部が移動により擁壁等に作用する時の力
移動の高さ	崩壊によって生じた土石等が移動により作用するときの高さ

急傾斜地が崩壊した場合、まず、崩壊によって生じた土石等の先端部が移動により擁壁等に作用する。その後、土石等の堆積によって擁壁等に力が作用することとなる。以下に作用する力のイメージを示す。

<sup>8</sup> 道路土工－擁壁工指針－（平成 24 年度版） p. 52

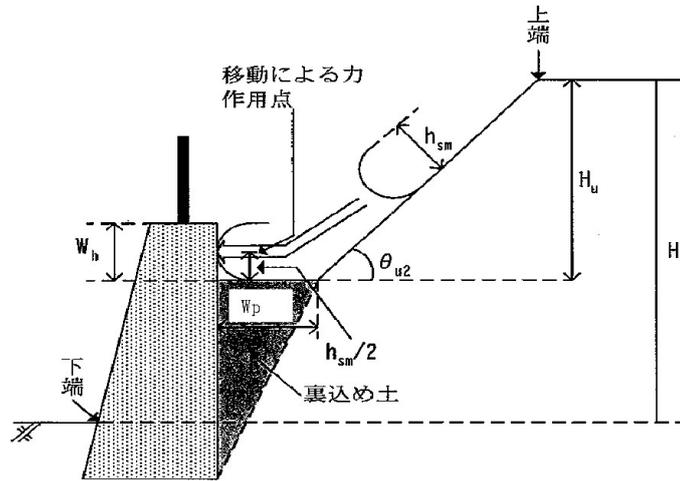


図 3-3 衝撃力作用の概念図

### 1) 移動の高さ

崩壊土砂の移動の高さは近隣の崩壊実績、地質調査などの結果から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<sup>9</sup>。

推定が困難な場合は、地質別に傾斜度と崩壊深さの関係を整理した表 3-1 2 (本県の基礎調査マニュアルから引用) から崩壊深さを設定するものとするが、この場合は移動の高さ ( $h_{sm}$ ) の下限を 0.5m とする<sup>10</sup>。

$$h_{sm} = D/2$$

$h_{sm}$  : 土石等の移動の高さ (m)

D : 想定崩壊深さ (m)

表 3-1 2 地質区分別の想定崩壊深さ D<sup>11</sup>

番号	地質区分	傾斜度 ( $\theta$ : °)				
		$30 \leq \theta \leq 35$	$35 < \theta \leq 40$	$40 < \theta \leq 45$	$45 < \theta \leq 50$	$50 < \theta$
1	第三紀鮮新世～第四紀更新世の段丘堆積物および大阪層群他	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m	
2	第三紀中新世堆積岩 (北但層群)			1.0m		0.5m
3	第三紀中新世堆積岩 古第三紀堆積岩 (神戸層群他)	1.5m	1.0m	0.5m		
4	第三紀鮮新世～第四紀火山岩 (鉢伏・神鍋火山岩、照来層群他)	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m	
5	古第三紀～白亜紀酸性火山岩類 (矢田川、生野、相生、有馬層群他)	1.5m	1.0m	0.5m		
6	白亜紀堆積岩 (和泉層群)					
7	中・古生代堆積岩 (丹波帯、超丹波帯他) 変成岩類 (三波川変成岩他)	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m	
8	中・古生代岩類 (夜久野、舞鶴帯他) 超塩基性岩類 (大江山ワヰラト他)					
9	花崗岩類	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m	

※移動の高さ ( $h_{sm}$ ) の下限は 0.5m とする。

<sup>9</sup> 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 p. 7

<sup>10</sup> 土砂災害防止法基礎調査マニュアル (案) 兵庫県砂防課 p. 急傾-33

<sup>11</sup> 土砂災害防止法基礎調査マニュアル (案) 兵庫県砂防課 p. 急傾-34

## 2) 崩壊土砂による衝撃力

崩壊土砂による衝撃力は次式で与えられる。

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

ここに、F：待受け式擁壁に作用する衝撃力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$ ：待受け式擁壁における衝撃力緩和係数 ( $\alpha=0.5$ )<sup>12</sup>

F<sub>sm</sub>：移動の力（「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律 施行令の規定に基づく国土交通大臣が定める方法等について」（国土交通省告示第 332 号 平成 13 年 3 月 28 日、以下、「告示式」という。）(kN/m<sup>2</sup>)

ただし、移動の力 (F<sub>sm</sub>) は、告示式の各パラメータを表 3-13のとおり読みかえて算出する<sup>13</sup>。

また、現地の地質調査などにより土質定数が求められない場合は、表 3-3 および表 3-4 の設定値を用いて移動の力 (F<sub>sm</sub>) を求めてもよい。

表 3-13 告示式の各パラメータの読みかえ

移動の力 (告示式)		衝撃力
急傾斜地の傾斜度 ( $\theta_u$ )	⇒	残斜面 (上部) の傾斜度 ( $\theta_{u2}$ )
急傾斜地の高さ (H)	⇒	残斜面 (上部) の高さ ( $H_u$ )
急傾斜地下端からの距離 (X)	⇒	残斜面 (上部) の下端から擁壁までの距離 ( $W_p$ )
急傾斜地下方の傾斜度 ( $\theta_s$ )	⇒	0°とする

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \left\{ \frac{b_u}{a} \left( 1 - \exp \left( \frac{-2aH_u}{h_{sm} \sin \theta_{u2}} \right) \right) \cos^2 (\theta_{u2} - \theta_d) \right\} \exp \left( \frac{-2aW_p}{h_{sm}} \right) + \frac{b_d}{a} \left( 1 - \exp \left( \frac{-2aW_p}{h_{sm}} \right) \right) \right]$$

$\rho_m$ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度 (t/m<sup>3</sup>) (表 3-3 参照)

g：重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

h<sub>sm</sub>：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ (m)

b<sub>u</sub>：次の式によって計算した係数

$$b_u = \cos \theta_{u2} \left\{ \tan \theta_{u2} - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi_k \right\}$$

$\theta_{u2}$ \*1: 残斜面 (上部) の傾斜度 (°)

$\sigma$ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の比重 (表 3-3 参照)

c：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の容積濃度 (表 3-4 参照)

$\phi_k$ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の内部摩擦角 (°) (表 3-4 参照)

a：次の式によって計算した係数

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

<sup>12</sup> 衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法について (国交省砂防部事務連絡平成 15 年 10 月 21 日)

<sup>13</sup> 土砂災害防止法基礎調査マニュアル (案) 兵庫県砂防課 p. 急傾-66

$f_b$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の流体抵抗係数 (表 3-3 参照)

$H_u$  \*1 : 残斜面 (上部) の高さ (m)

$\theta_{u2}$  : 残斜面 (上部) の傾斜度 (°)

$\theta_d$  : 急傾斜地の下端の土地の傾斜度 ( $\theta_d = 0^\circ$ )

$W_p$  : 残斜面 (上部) の下端から擁壁までの距離 (m)

$b_d$  : 次の式によって計算した係数

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

\* 1 : 急傾斜地の地形改変を行わない場合、急傾斜地の高さ及び傾斜度は兵庫県による基礎調査の結果を用いる。急傾斜地の地形改変を行う場合は、開発計画に基づいた急傾斜地の高さ及び傾斜度を用いるものとする。

#### (4) 崩壊土砂が堆積したときの土圧

待受け式盛土工および擁壁工の設計に当たっては、崩壊土砂が堆積したときの土圧を考慮し、安定性の検討をしなければならない。その概要を図 3-4 に示す。

崩壊土砂が堆積したときの土圧は、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砂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。

堆積土圧及び作用点は崩壊土量  $V(m^3)$  を崩壊幅  $W(m)$  で除した単位幅あたりの崩壊土断面を算出し、これを基にクーロン土圧により求める。

このときの崩壊土量、崩壊幅は残斜面の高さ ( $H_u$ ) に相当する値を用い、崩壊土砂は水平に堆積するものとする<sup>14</sup>。

ここで、崩壊土砂による堆積土圧は、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。(図 3-4 参照)

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<sup>15</sup>。

また、現地の地質調査などにより設計定数が求められない場合は、表 3-4 および表 3-5 の数値を用いて堆積土圧を求めてもよい。

<sup>14</sup> 土砂災害防止法基礎調査マニュアル (案) 兵庫県砂防課 p. 急傾-74

<sup>15</sup> 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 p. 8

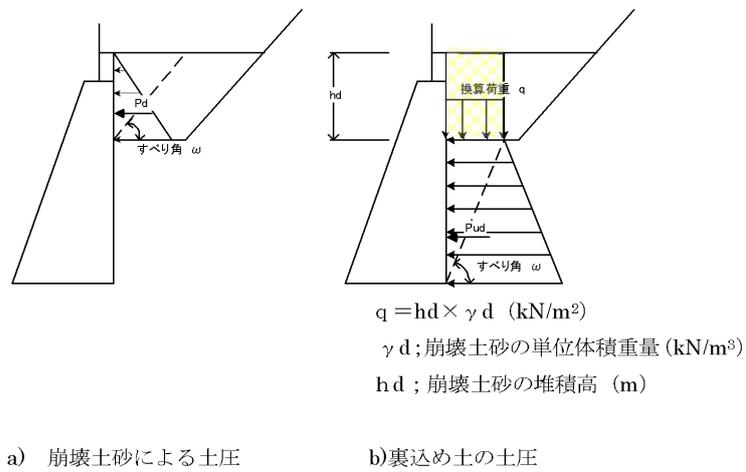


図 3-4 堆積土圧の概念図

なお、残斜面が 5m 未満の場合の堆積土圧は、図 3-5 のように崩積土の堆積土圧や表土のすべり土圧を考慮する<sup>16</sup>。

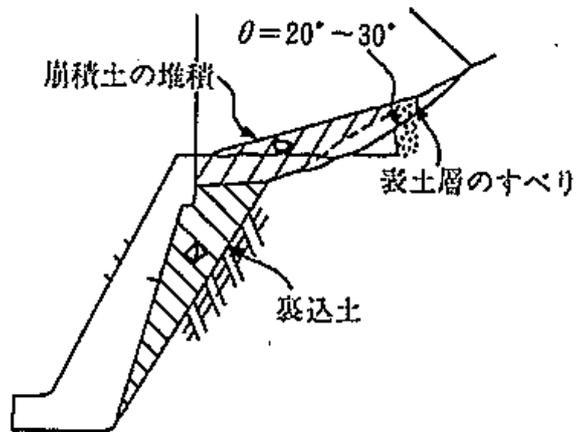


図 3-5 表土の影響を考慮した土圧

<sup>16</sup> 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

## (5) 地震時の影響

地震時の影響としては、擁壁の自重に起因する地震時慣性力と、裏込め土の地震時土圧を考慮する必要がある。しかし、過去の経験によれば通常の設計と施工を綿密に行っておけば、地震の影響を特に考慮しなくても、通常規模の地震に対して機能的には耐え得ることが認められている。したがって、直高8m以下の通常の擁壁では地震時の安定検討を省略してもよいが（＜参考5＞ [p39] の【当面の運用】を参照）、高さ8mを越える擁壁は地震時の安定検討を行うものとする<sup>17</sup>。

一方、地震時の影響を考慮する必要がある場合には、設計に用いる荷重を地震時慣性力及び地震時土圧を組み合わせる設計を行う。この際、設計水平震度  $k_h$  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）」に記載された式が参考となる。

「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）」の設計水平震度

$$k_h = C_z \cdot k_{h0}$$

$k_h$  : 設計水平震度

$k_{h0}$  : 標準設計水平震度（表 3-14 参照）

$C_z$  : 地域別補正係数（兵庫県 の地域別補正係数は 1.0）

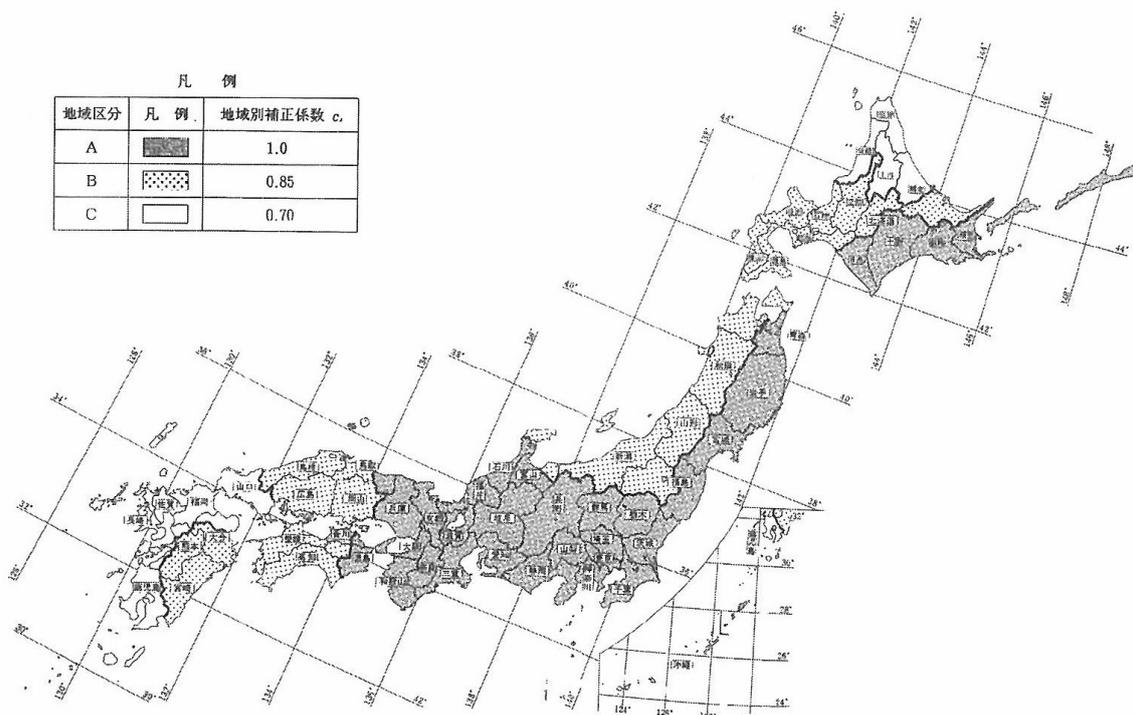


図 3-6 地域別補正係数

<sup>17</sup> 道路土工—擁壁工指針—（平成 24 年度版）p.96 と新・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

表 3-14 設計水平震度の標準値  $k_{ho}$

地盤種別	I 種	II 種	III 種
中規模地震動対応	0.12	0.15	0.18
大規模地震動対応	0.16	0.20	0.24

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値  $T_G$  により区別し、表 3-15 によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

表 3-15 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_G$ (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$

地盤の特性値  $T_G$  は、次式によって算出するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{ai}}$$

$T_G$  : 地盤の特性値 (s)

$H_i$  :  $i$  番目の地層の厚さ (m)

$V_{ai}$  :  $i$  番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s) 値は次式によるものとする。

粘性土層の場合

$$V_{si} = 100 N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} = 80 N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

$H_i$ :標準貫入試験による  $i$  番目の地層平均  $N$  値

$i$  : 当該地盤が地表面から基盤面までの  $n$  層に区分されるとき、地表面から  $i$  番目地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合は  $N$  値が 25 以上、砂質土層の場合は  $N$  値が 50 以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。

<参考5>

擁壁の要求性能<sup>18</sup>

- ① 擁壁の設計にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性について、安全性、供用性、修復性の観点から、次の②～④に従って要求性能を設定することを基本とする。
- ② 擁壁の基本性能の水準は、以下を基本とする。
  - 性能1：想定する作用によって擁壁としての健全性を損なわない性能
  - 性能2：想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、擁壁としての機能の回復が速やかに行い得る性能
  - 性能3：想定する作用による損傷が擁壁として致命的とにならない性能
- ③ 擁壁の重要度の区分は、以下を基本とする。
  - 重要度1：万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合、あるいは隣接する施設に重大な影響を与える場合
  - 重要度2：上記以外の場合
- ④ 擁壁の要求性能は、想定する作用と擁壁の重要度に応じて、上記②に示す要求性能の水準から適切に選定する。  
一般的には、擁壁の要求性能は、次の例を目安とする。

擁壁の要求性能の例

想定する作用		重要度	重要度 1	重要度 2
常時の作用			性能 1	性能 1
降雨の作用			性能 1	性能 1
地震時の作用	レベル 1 地震動		性能 1	性能 2
	レベル 2 地震動		性能 2	性能 3

【当面の運用】

- 道路土工—擁壁工指針（平成24年7月）  
上述のとおり、擁壁の要求性能の考え方が定められた。
- 道路土工—擁壁工指針（平成11年3月）  
「擁壁に作用する地震時の荷重状況は常時とは異なる。地震時の影響として、擁壁の自重に起因する地震時慣性力と、裏込め土の地震時土圧を考慮する必要がある。しかし、過去の経験によれば常時のもので設計と施工を綿密におこなっておけば、地震時を特に考慮しなくても、通常規模の地震に対しても耐え得ることが認められている。したがって、高さ8m以下の通常の擁壁では地震時の安定計算を省略してもよい。ただし、高さ8m以下の擁壁であっても擁壁の重要度及び復旧の難易度を考慮し、必要に応じて地震時の安定計算を行うものとする。」
- 以上より、当面の運用は次のとおりとする。
  - 高さ8m以下の擁壁 → 従来どおり、地震時の安定計算を省略する。
  - 高さ8mを超える擁壁 → 要求性能を設定し、検討を行うこと。

<sup>18</sup> 道路土工—擁壁工指針—（平成24年度版）p.42～44

### 3.2 崩壊土砂の捕捉

#### (1) 崩壊土砂量

崩壊土砂量は、現地の地質調査等によって想定することを原則とする。

ただし、現地の地質調査等による想定が困難な場合は、兵庫県における昭和58年～平成12年までの既往災害実績からまとめた表3-16を参考としてもよい<sup>19 20</sup>。

表 3-16 急傾斜地の高さ想定崩壊土砂量・想定崩壊幅の関係<sup>21</sup>

急傾斜地の高さ (H:m)	想定崩壊土砂量 (V:m <sup>3</sup> )	想定崩壊幅 (W:m)	単位幅当り想定崩壊土砂量 (Ad : m <sup>3</sup> /m)
5≤H<10	70	15	4.7
10≤H<15	150	20	7.5
15≤H<20	200	25	8.0
20≤H<25			
25≤H<30			
30≤H<35			
35≤H<40	240	30	9.6
40≤H<45			
45≤H<50			
50≤H	500		16.7

#### (2) 土砂捕捉容量

土砂捕捉容量は、想定崩壊土量V(m<sup>3</sup>)を想定崩壊幅W(m)で除した単位擁壁長さ当たりの崩壊土量Ad(m<sup>3</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すること。<sup>22</sup> (図3-7および表3-16参照)

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。なお、崩壊土砂は水平に堆積するものとする。<sup>23</sup>

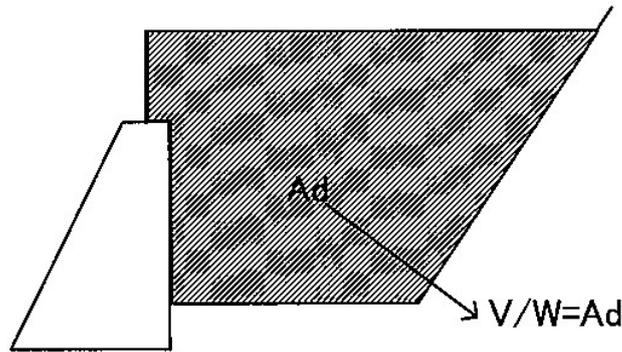


図 3-7 単位幅当たりの崩壊土量 Ad (m<sup>3</sup>) の算出

<sup>19</sup> 土砂災害防止法基礎調査マニュアル(案)兵庫県砂防課 p. 急傾-35

<sup>20</sup> 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 p. 14

<sup>21</sup> 土砂災害防止法基礎調査マニュアル(案)兵庫県砂防課 p. 急傾-35

<sup>22</sup> 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 p. 14

<sup>23</sup> 土砂災害防止法基礎調査マニュアル(案)兵庫県砂防課 p. 急傾-74

### 3.3 対策施設の効果評価に関する考え方

#### 3.3.1 移動による力に対する評価

土石等の移動による力に対する土砂災害防止施設等の効果評価は、安全性の評価において有効と判定された原因地对策施設等、待受式対策施設等、複合施設により行うものとする。

#### 【解説】

##### (1) 原因地对策の効果評価

###### ① 表面工の場合

原因地对策は、急傾斜地内の施工位置により対策効果が異なるため、以下のフローにしたがって検討し、表 3-17 に従って評価する。ただし、表 3-17 の評価基準は目安であり、現地調査において残斜面における崩壊のおそれが無いと判断される場合は、状況に応じた評価を行う。

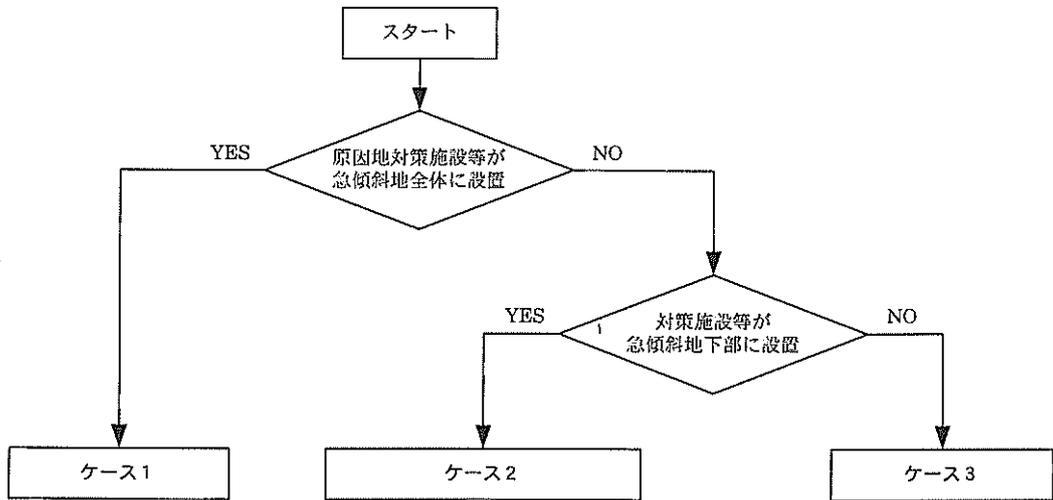


図 3-8 原因地对策施設等が設置されている場合の考え方

表 3-17 原因地对策施設等が設置されている場合の移動による力の評価

原因地对策施設等の設置位置	移動による力の評価
ケース1 急傾斜地全体に設置	崩壊しない（計算を行わない）ものとする。
ケース2 急傾斜地下部に設置	急傾斜地の高さ（H）及び傾斜度（ $\theta_0$ ）により土石等の移動による力を計算する。 ただし、 $H_0 = H - h_0 < 5m$ の時は想定崩壊規模が極めて小さいため、移動による力は計算しない。
ケース3 急傾斜地上部・中部に設置	急傾斜地全体の高さ（H）及び傾斜度（ $\theta_0$ ）により計算する。

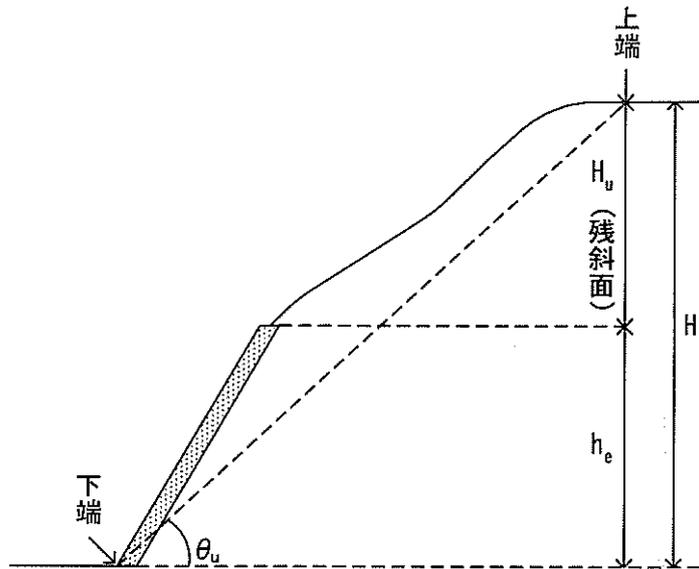


図 3-9 原因地对策施設等の効果評価概念図

② 擁壁工の場合

最上部の残斜面 ( $H_u$ ) (高さ5m以上) の上端と急傾斜地の下端の標高差 ( $H$ ) を高さとして計算する。このとき、残斜面の高さ ( $H_u$ ) が5m未満の場合、想定崩壊規模が極めて小さいため移動による力は計算しない。

$H_u \geq 5\text{m}$  の場合 :  $H$  を用いて計算

$H_u < 5\text{m}$ 、かつ  $H_d \geq 5\text{m}$  の場合 :  $H_d$  を用いて計算

$H_u < 5\text{m}$ 、かつ  $H_d < 5\text{m}$  の場合 : 評価しない。

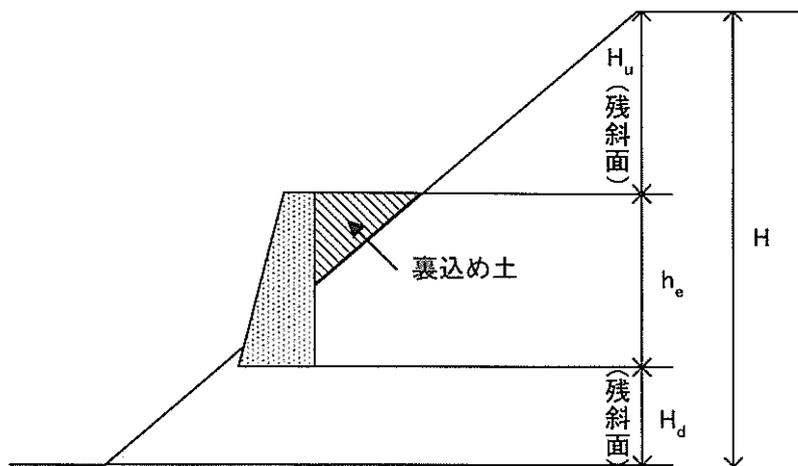


図 3-10 急傾斜地内に設置された擁壁の概念図

(2) 待受式対策施設等の効果評価

待受式対策施設等の効果評価は、以下のフローにしたがって検討し、表 3-18 に従って評価する。

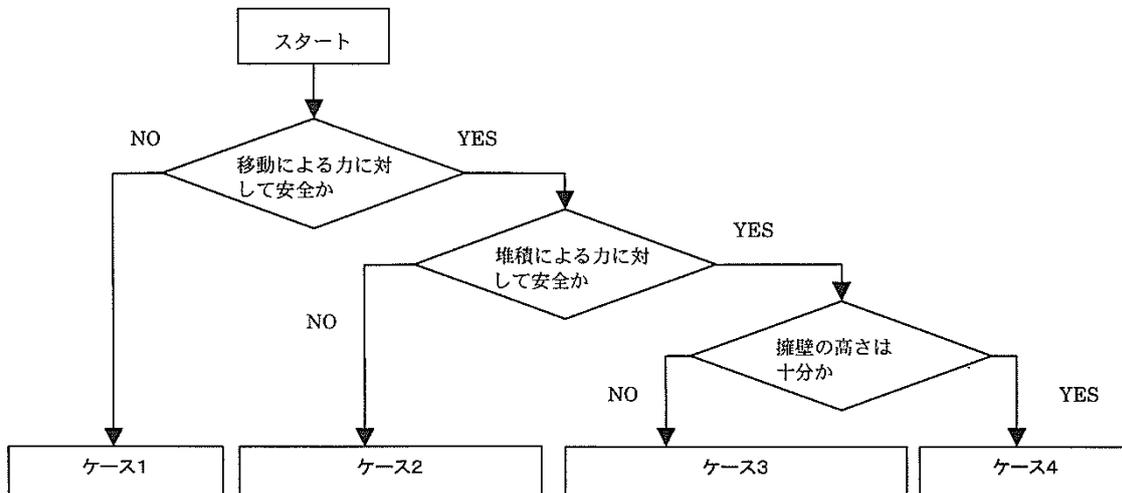


図 3-11 待受式対策施設等が施工されている場合の考え方

表 3-18 待受式対策施設等が施工されている場合の移動による力の評価

	移動による力の評価
ケース1	急傾斜地全体の高さ (H)、傾斜度 ( $\theta_0$ ) を用いる。
ケース2	待受式対策施設等より下方へ力は及ばないものとする。
ケース3	待受式対策施設等より下方へ力は及ばないものとする。
ケース4	待受式対策施設等より下方へ力は及ばないものとする。

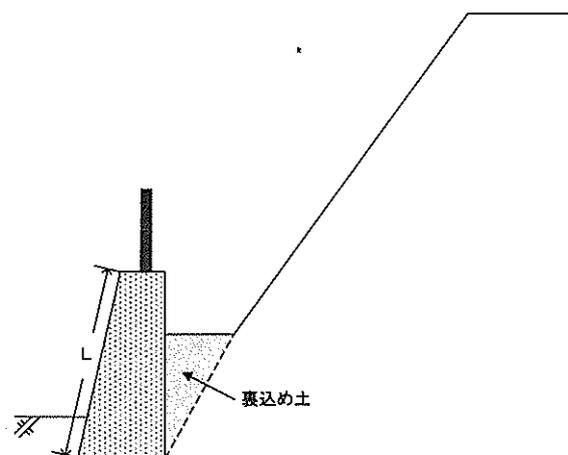


図 3-12 待受式対策施設の概念図

### (3) 複合施設の効果評価

原因地对策施設等と待受式対策施設等が複合してされている場合の効果評価は、以下のフローにしたがって検討し、表 3-19 に従って評価する。

複合施設については、そのうちの待受式対策施設のみでなく、構成する全ての施設について安全性を評価する。

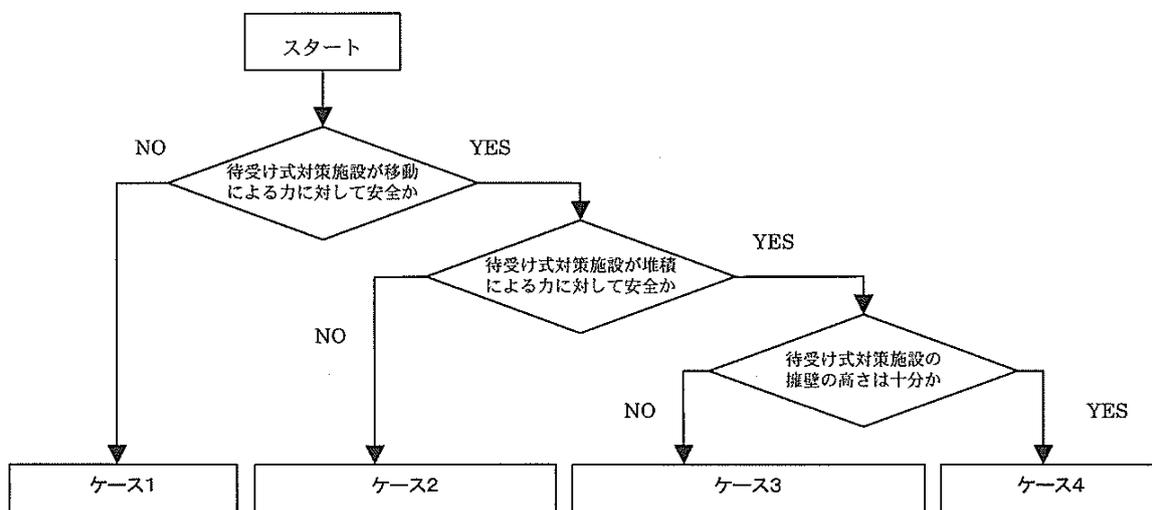


図 3-13 複合施設が施工されている場合の考え方

表 3-19 複合施設が施工されている場合の移動による力の評価

	移動による力の評価
ケース1	急傾斜地全体の高さ ( $H$ )、傾斜度 ( $\theta_u$ ) を用いる。
ケース2	待受式対策施設等より下方へ力は及ばないものとする。
ケース3	待受式対策施設等より下方へ力は及ばないものとする。
ケース4	待受式対策施設等より下方へ力は及ばないものとする。

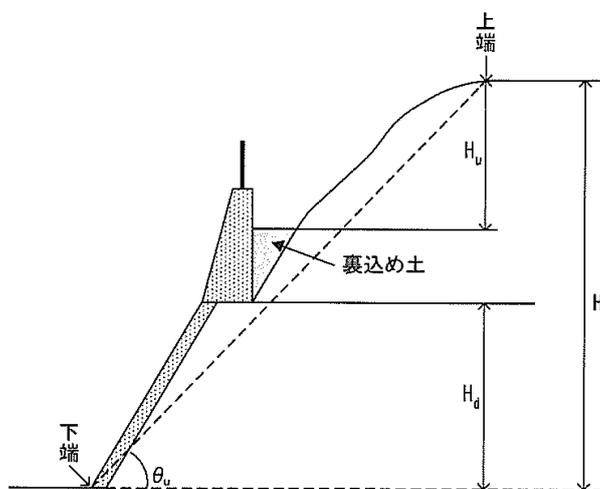


図 3-14 複合施設の概念図

### 3.3.2 堆積による力に対する評価

土石等の堆積による力に対する土砂災害防止施設等の効果評価は、安全性の評価において有効と判定された原因地对策施設等、待受式対策施設等、複合施設により行うものとする。

#### 【解説】

#### (1) 原因地对策の効果評価

##### ① 表面工の場合

原因地对策は、急傾斜地内の施工位置により対策効果が異なるため、以下のフローにしたがって検討し、表 3-20 に従って評価する。ただし、表 3-20 の評価基準は目安であり、現地調査において残斜面における崩壊のおそれが無いと判断される場合は、状況に応じた評価を行う。

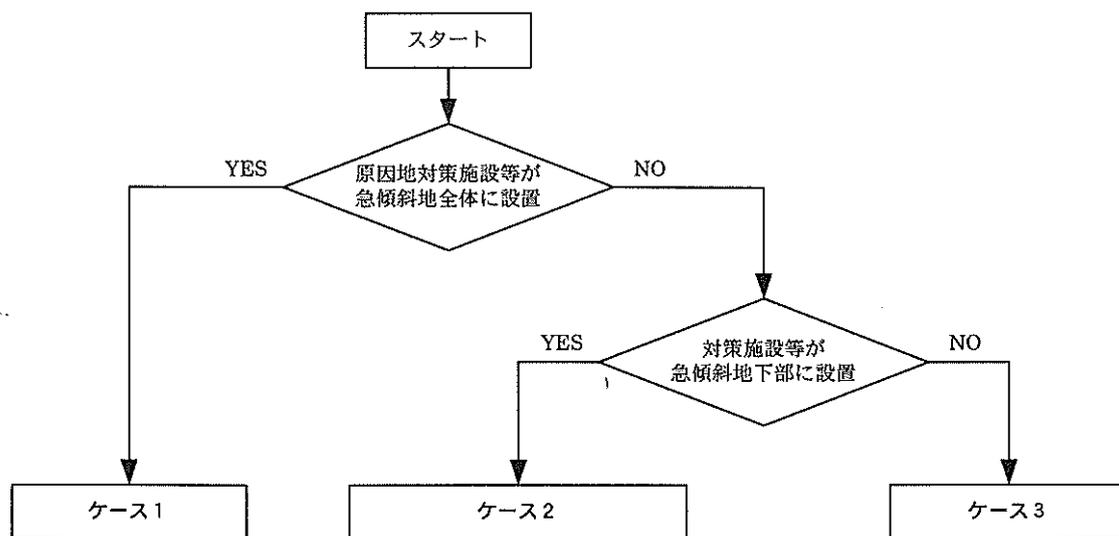


図 3-15 原因地对策施設等が設置されている場合の考え方

表 3-20 原因地对策施設等が設置されている場合の堆積による力の評価

原因地对策施設の設置位置	堆積による力の評価
ケース1 急傾斜地全体に設置	崩壊しない（計算を行わない）ものとする。
ケース2 急傾斜地下部に設置	残斜面の高さ ( $H_0 = H - h_0$ ) に対応する崩壊土量、崩壊幅で計算する。 ただし、 $H_0 = H - h_0 < 5m$ の時は想定崩壊規模が極めて小さいため、堆積による力は計算しない。
ケース3 急傾斜地上部・中部に設置	急傾斜地全体の高さ (H) に対応する崩壊土量、崩壊幅で計算する。

② 擁壁工の場合

残斜面部分( $H_d$  および  $H_u$ )の最大の高さに対応する崩壊土量、崩壊幅で計算を行う。このとき、残斜面の高さが5m未満の場合は、想定崩壊規模が極めて小さいため堆積による力は評価しない。

$H_d > H_u$ かつ  $H_d \geq 5m$  の場合： $H_d$ に対応する崩壊土量、崩壊幅で計算

$H_d < H_u$ かつ  $H_u \geq 5m$  の場合： $H_u$ に対応する崩壊土量、崩壊幅で計算

$H_d < 5m$ かつ  $H_u < 5m$  の場合：評価しない。

(2) 待受式対策施設等の効果評価

待受式対策施設等の効果評価は、以下のフローにしたがって検討し、表 3-2 1に従って評価する。

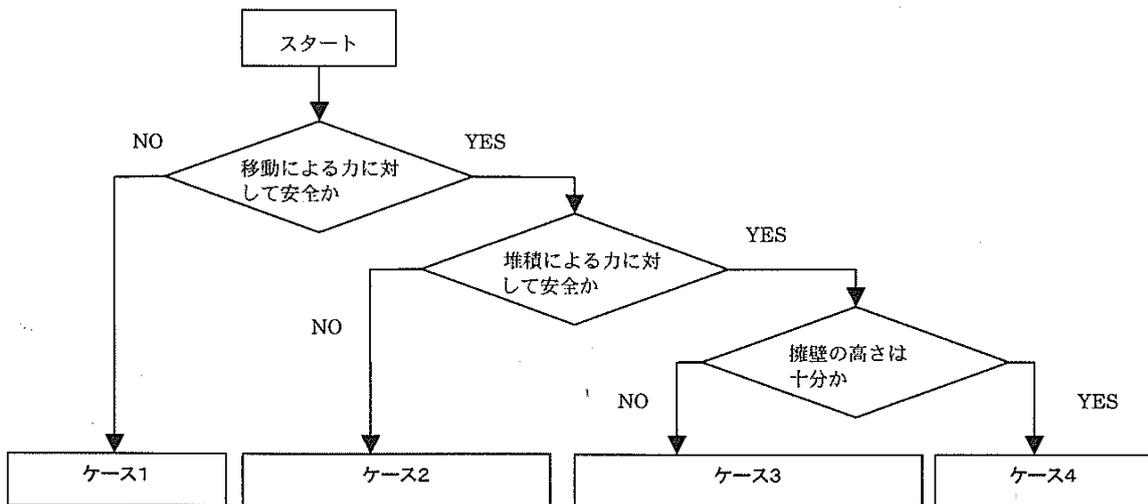


図 3-1 6 待受式対策施設等が施工されている場合の考え方

表 3-2 1 待受式対策施設等が施工されている場合の堆積による力の評価

	堆積による力の評価
ケース1	急傾斜地全体の高さ (H) に対応する崩壊土量、崩壊幅を用いるものとする。
ケース2	急傾斜地全体の高さ (H) に対応する崩壊土量、崩壊幅を用いるものとする。
ケース3	残斜面の高さ ( $H_d$ ) に対応する崩壊土量からポケット容量を差し引いた土量を用いる。 崩壊幅は、残斜面の高さ ( $H_d$ ) に対応する崩壊幅を用いるものとする。
ケース4	下方へ力は及ばないものとする。

### (3) 複合施設の効果評価

原因地対策施設等と待受け式対策施設等が複合してされている場合の効果評価は、以下のフローにしたがって検討し、表 3-2 2に従って評価する。

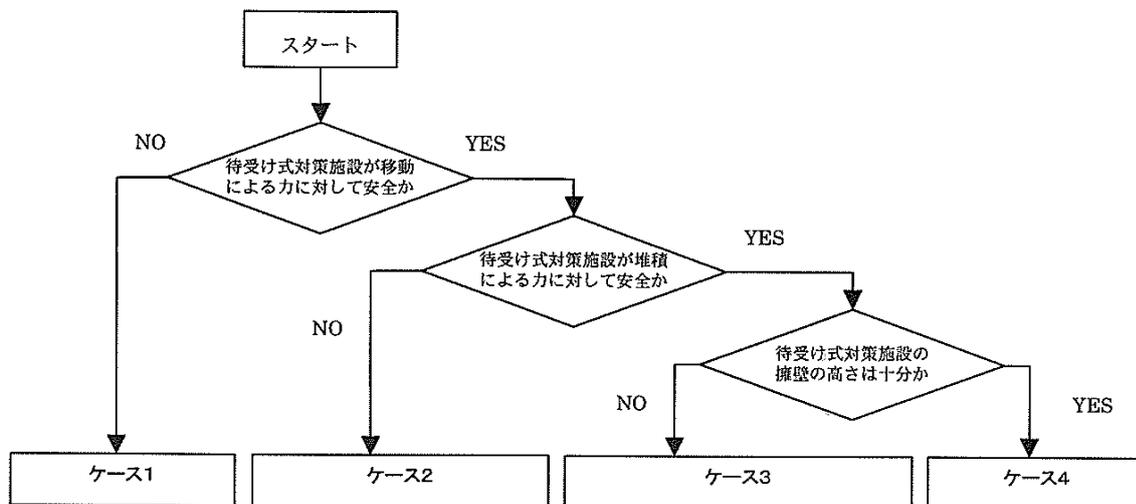


図 3-1 7 複合施設が施工されている場合の考え方

表 3-2 2 複合施設が施工されている場合の移動による力の評価

	堆積による力の評価
ケース 1	原因地対策施設等に対する残斜面の高さ ( $H_p$ ) に対応する崩壊土量、崩壊幅を用いるものとする。
ケース 2	原因地対策施設等に対する残斜面の高さ ( $H_p$ ) に対応する崩壊土量、崩壊幅を用いるものとする。
ケース 3	原因地対策施設等+待受け式対策施設等に対する残斜面の高さ ( $H_p$ ) に対応する崩壊土量からポケット容量を差し引いた崩壊土量を用いる。 崩壊幅は、残斜面の高さ ( $H_p$ ) に対応する崩壊幅を用いるものとする。
ケース 4	待受け施設より下方へ力は及ばないものとする。

### 3.4 法切の設計

法切は地形、地質等の状況を考慮して、急傾斜地の崩壊を助長し、又は誘発することのないように設計するものとする。

#### 【解説】

##### (1) 法切の目的

法切は、以下の3種類に区別される。法切は崩壊を防止する上で最も基本的で、確実な方法といえるが、1) および2) については単独で用いるものではなく、土留、法面保護施設又は排水施設と組み合わせることを前提とする。

##### 1) オーバーハング部や浮石などといった不安定土塊を除去する法切

オーバーハング部の切り取り、表層の不安定土層の切り取り、浮石等の除去を行い、崩壊する危険のある土層、岩塊を取り除く。

##### 2) 標準切土勾配を目安として斜面形状を改良する法切

急傾斜地を雨水等の作用を受けても安全であるような傾斜度あるいは高さまで切り取る。

##### 3) 急傾斜地（原因地）を除去する法切

法切によって法面の傾斜度を30度未満、又は、高さを5m未満にし、急傾斜地を除去する。

以上のうち、1) 及び2) については単独で用いるものではなく、下記(2)に基づく施工をおこなった場合であっても、土留、法面保護施設又は排水施設と組み合わせることを前提とするものである。3) は完全に実施されれば、他の対策施設と組み合わせる必要がないものである。

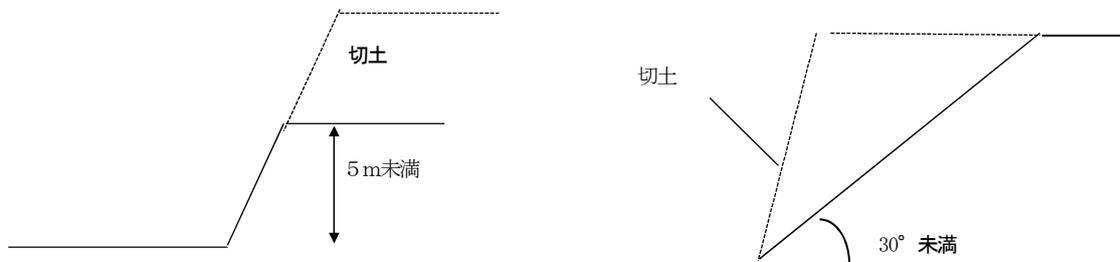


図 3-18 法切による急傾斜地の除去

##### (2) 標準切土法勾配を目安として斜面形状を改良する法切の設計

###### 1) 一般的留意事項

急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事を実施する急傾斜地は、傾斜度が急で作業条件が悪い等の制約を受けるため、法切の設計に当たっては、現地の状況に応じて地形、地質、地下水、人家の配置等を十分考慮し、総合的な検討を行う。また、施工中に明らかになった条件の変化についてもたえず検討を加え、より合理的な工事が行われるよう処理していくものとする。

法面が岩石からなる場合は、風化の程度、層理・節理・片理などの発達程度及びそれらの不連続面の方向と法面の方向との関連性を考慮して、法勾配を決めなければならない。

## 2) 法勾配

切土高及び法勾配は、以下に示す「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」の切土の標準法面勾配によるものとする。

表 3-23 法切に対する標準法勾配

地 山 の 土 質		切土高	勾配 (割)
硬 岩			0.3~0.8
軟 岩			0.5~1.2
砂	密実でない 粒度分布の悪いもの		1.5~
砂 質 土	密実なもの	5m 以下	0.8~1.0
		5m~10m	1.0~1.2
	密実でないもの	5m 以下	1.0~1.2
		5m~10m	1.2~1.5
砂利または岩塊 混じり砂質土	密実なもの 又は粒度分布の良いもの	10m 以下	0.8~1.0
		10m~ 15m	1.0~1.2
	密実でないもの 又は粒度分布の悪いもの	10m 以下	1.0~1.2
		10m~ 15m	1.2~1.5
粘 性 土		10m 以下	0.8~1.2
岩塊、又は玉石 混じりの粘性土		5m 以下	1.0~1.2
		5m~10m	1.2~1.5

- (注) (1) 切土がこの表の切土高を越えるとき、又は、この表に定めのないときは、別に安定性を検討する必要がある。  
 (2) 上表は風化・侵食の恐れがある場合には、これに対して適切な保護をした場合に適用できる。  
 (3) 勾配に小段は含めない。  
 (4) 勾配に対する切土高は当該切土のり面から上部の全切土高とする。

表 3-23 は、一般的な土質・地質に対する標準値を示したものであり、下記の斜面については特に注意して安定度の検討を行い、法勾配を決定する。

- ① 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地など崩壊を生じやすい斜面
- ② しらす、まさなどの侵食に弱い土砂からなる斜面
- ③ 膨張性岩、第三紀泥岩、蛇紋岩及び風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面
- ④ 破碎帯、亀裂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 積雪地、寒冷地の斜面

### 3) 法面のラウンディングおよび小段<sup>24</sup>

#### ア 法肩処理

切土法肩付近は植生も定着しにくく侵食を受けやすいので、後背地より地表水の集まる地形では排水路を設け、法面への流水を排除することが大切である。

切土法肩には原則として適当な余裕幅をとって、切土法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、後背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 3-19 参照）。また、切土法肩部にある立木も有害な場合、伐採する必要がある。

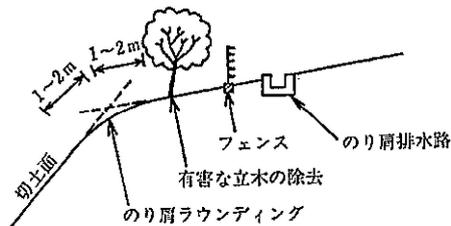


図 3-19 法肩部処理

#### イ ラウンディング

切土のみで設計する場合、法肩部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、法面保護工を施工する。小段にも必要に応じてラウンディングを考慮することもある。

なお、ラウンディングは図 3-20 (a) のように法面上部から外周縁部にかけて土砂（表土）が比較的厚く存在する場合、最上段法肩のみでなく、図 3-20 (b) のように法肩部を巻き込むように行うことが望ましい。

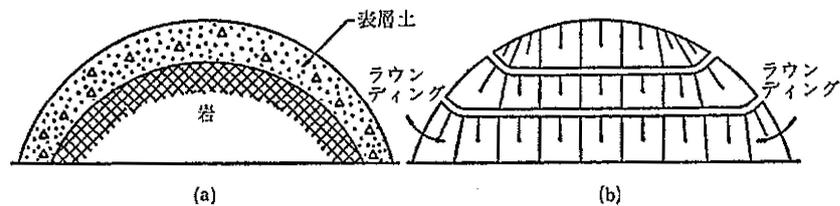


図 3-20 縦断方向のラウンディング図

#### ウ 小段

小段は以下の通りとする。

- (ア) 小段は法高、地質の変化を考慮し設置するものとするが、標準として直高 5~10m 間隔とする。ただし 7m を標準とする。
- (イ) 小段の幅は 1~2m を標準とする。ただし管理用道路として使用する場合は、必要に応じて多少の拡幅を図る。
- (ウ) 小段には原則として法面保護工（コンクリート張工）を施工する。
- (エ) 小段上の横排水路の断面は溢水することのない十分余裕のある断面、形状とする。
- (オ) 小段の横断勾配は一般に図 3-21 (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

<sup>24</sup> 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

水が全く浸透しないことが保証されるか、あるいは小段から多少水が浸透しても法面の安全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、法表面が流水により侵食されないように法面保護工を施工するか、あるいは、法面保護工を施工しなくても侵食されにくいことを確認のうえ、図 3-2 1 (b)に示すように、斜面と同じ方向に勾配をつける。

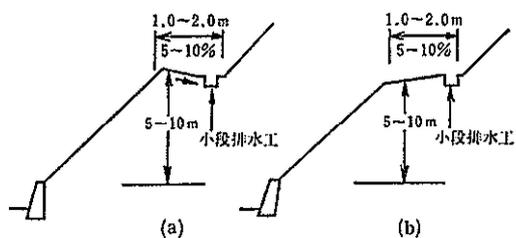


図 3-2 1 小段の設計

### 3.5 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計

#### 3.5.1 土留

##### (1) 擁壁工

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

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

#### 【解説】

##### 1) 目的

擁壁工は次のような目的の場合に計画される。

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

##### 2) 擁壁工の種類

主な擁壁としては次のものがある。

- ア 重力式コンクリート擁壁
- イ もたれコンクリート擁壁
- ウ コンクリート法枠擁壁（井桁組擁壁）
- エ ブロック積擁壁（コンクリート擁壁と同等の一体性を有していること）

それぞれの概要及び特徴については、表 2-1 を参照。なお、すべての対策施設について、「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－」に基づくとともに、土砂災害防止法施行規則第8条第5項に基づき、技術的基準に適合することを説明する構造計算をしなければならない。

##### 3) 擁壁工の計画

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

##### 4) 荷重

擁壁工の設計に用いる荷重は常時における土圧、水圧及び自重の組み合わせとする。また、地震時の影響を考慮する必要がある場合には、設計に用いる荷重は地震時慣性力及び地震時土圧の組合せとする。詳細は「3.1 対策施設の設計外力の設定」を参照。

##### 5) 安定性の検討

###### ア 常時における安定性の検討

常時において、擁壁は、4) に示す荷重に対して、その安定を保つため次の4つの条件を満たさなければならない。

- (ア) 損壊に対する安定は、土圧及び自重によって擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鉄材又はコンクリートの許容応力度を超えないこと。
- (イ) 転倒に対する安定は、擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面の中央 1/3 以内に入ること。  
なお、このことが満たされれば、重力式擁壁では転倒安全率に換算すると 1.5 以上となる。
- (ウ) 滑動に対する安定は、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、擁壁の基礎の滑り出す力の 1.5 倍以上であること。
- (エ) 沈下に対する安定は、擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力を超えないこと。なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は 3.0 とする。
- (オ) 軟弱地盤を含んだ地盤のすべりや擁壁を含めた地盤全体の長期の安定を検討する必要がある場合は、円弧すべりの計算を行い、斜面全体の安全性を確保すること。

#### イ 地震時における安定性の検討

地震時における安定性の検討を行うかどうかは、地域の状況等に応じて適切に判断するものとする。しかし、以下に示す擁壁について、別途地震時の設計計算を行うものとする。

高さ 2m を超える擁壁については、建築基準法施行令第 142 条を満たす必要があるため、「宅地造成等規制法による宅地造成技術マニュアル 改訂版」（社団法人 兵庫県建築士会）及び「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説」（宅地防災研究会）にしたがい、見え高が 5m を超えた場合に地震時の安定性を検討すること。

- (ア) 見え高（地面からの高さ）が 5m を超える擁壁。（「宅地防災マニュアル」に従う。）
- (イ) 高さ（根入れを含む）が 8m を超える擁壁。（「新・斜面崩壊防止工書の設計と実例」と「宅地防災マニュアル」の両方に従って安定性を検討し、規模の大きな方を採用する。）
- (ウ) 倒壊が付近に重大な損害を与え、復旧が極めて困難な擁壁など、地震を考慮する必要があると認められた擁壁。

#### 新・斜面崩壊防止工書の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）の考え方

地震時における安定性の検討は、以下に示す擁壁について行うものとする。

- 1 直高（根入れを含む高さ）が 8.0m を超えるような擁壁
- 2 倒壊が付近に重大な損害を与え、復旧がきわめて困難な擁壁など、地震力を考慮する必要があると認められる場合

その安定性を保つため、4) に示す荷重のうち、新・斜面崩壊防止工書の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）から引用した「地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して、以下の 3 つの条件を満たさなければならない。

- 1 転倒に対する安定は、擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面の中央 2/3 以内に入ること。
  - 2 滑動に対する安定は、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、擁壁の基礎の滑り出す力の 1.2 倍以上であること。
  - 3 沈下に対する安定は、擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力をこえないこと。
- なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は 2.0 とする。

なお、設計基準水平震度等詳細については「新・斜面崩壊防止工書の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）地震時における安定」を参照すること。

高さ2mを超える擁壁については、建築基準法施行令第142条を満たす必要がある。「3.7 高さ2mを超える擁壁の設計」を参照すること。

「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説」の考え方

見え高が5mを超える擁壁は、「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説」を参考に地震時の安全性についても検討することとなっている。(高さが、「見え高」になっている点に注意が必要)

この場合、水平震度は0.25とし、安全率は、滑動、転倒、許容支持力に対して1.0以上とする。

その安定性を保つため、4)に示す荷重のうち、「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説」から引用した「中地震」及び「大地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して、以下の条件を満たさなければならない。

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

なお、詳細については「3.7 高さ2mを超える擁壁の設計」および「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説 耐震対策」を参照すること。

ウ まとめ

以上の転倒、滑動及び沈下の安全率についてまとめると、表 3-24 のようになる。

表 3-24 安全率のまとめ

	新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 (急傾斜地崩壊防止工事技術指針)		宅地防災マニュアル等	
	常時	地震時	常時	大地震時
転倒*1	$ e  \leq B/6$ (1.5)	$ e  \leq B/3$ (1.2)	1.5 $ e  \leq B/6$	1.0 $ e  \leq B/2$
滑動	1.5	1.2	1.5	1.0
沈下	3.0	2.0	3.0	1.0

e : 許容偏心量

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

## 6) 水抜穴

湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため擁壁背面の水は速やかに前面に排出するものとする。

- ア 湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため、擁壁背面の水は速やかに前面に排出するものとする。
- イ 擁壁前面に排出した水は、擁壁付近に停滞させることなく速やかに処理するものとする。
- ウ 擁壁背面の水を排除するため、VU75の水抜孔を2m<sup>2</sup>に1か所の割合で設置するものとする<sup>25</sup>。  
湧水、浸透水の多い場合は必要に応じて数量を増す。
- エ 擁壁背面には原則として栗石、砕石等を使用し、排水層を設ける。
- オ 水抜孔は排水が良好にできる位置に設置するものとする。
- カ 水抜孔の設置にあたっては土粒子等の吸出し防止に留意するものとする。土質、湧水等の現状況により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用するものとする。
- キ 下段水抜孔より下部は捨てコンクリートなどを使用し、不透水層を設け擁壁工底部への浸透を防止する。

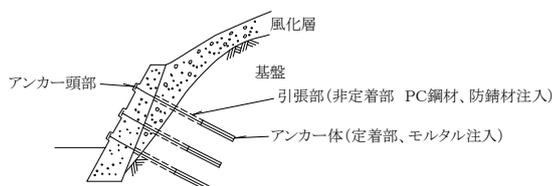
<sup>25</sup> 兵庫県土木技術管理規程集 河川編 p. 3-18

## (2) グラウンドアンカー工

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

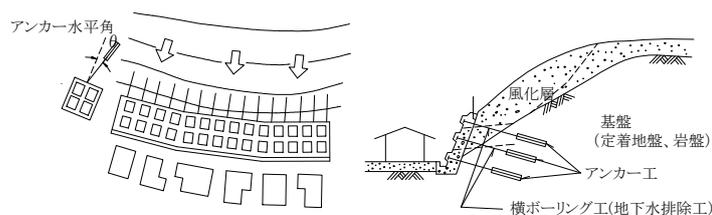
### 【解説】

- 1) 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、次のような条件の斜面では有効な工法となる。
  - ア 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受け式擁壁工等が施工できない場合、あるいは斜面勾配が急な場合や斜面長が長くて吹付法枠工やコンクリート擁壁工等の安定が不足する場合。
  - イ アンカー一体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある（すなわちすべり面が比較的浅い）場合。
  - ウ 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
  - エ 大きな抑止力を必要とされる場合。
  - オ 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。
- 2) グラウンドアンカー工を永久構造物として用いる場合は、特に鋼材の防錆、定着荷重の点検、維持管理等を考慮して計画する。
- 3) アンカーの定着地盤はよく締まった砂礫層や岩盤とし、緩い砂層や粘土層、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。



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

図 3-2 2 アンカー工の例（擁壁の補強）



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

図 3-2 3 構造物及びアンカーの配置模式図

### (3) 地山補強土工

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、地山と補強材の相互作用により斜面の安全性を高める工法であり、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られる。

#### 【解説】

- 1) 永久構造物として用いる場合は、特に鋼材の防錆、定着荷重の点検、維持管理等を考慮して計画する。自穿孔式は注入材充填の不確実性が懸念されることから仮設目的に限定する。
- 2) 補強材打設間隔は、1.0～1.5m 程度とする。吹付枠などの剛な法面工を施す場合は2.0m まで間隔を広げても良いが、一般的には1本/2m<sup>2</sup>程度の間隔が適当である。
- 3) 補強材の最小長さは2m、最大長さは5m 程度とする。

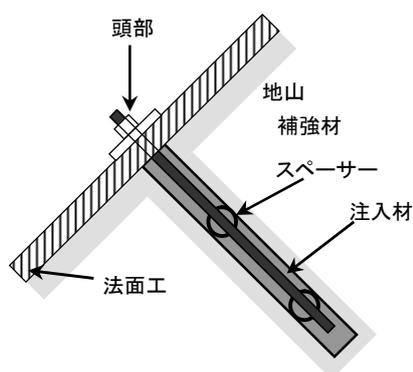


図 3-24 地山補強土工の構造例

設計の詳細については、「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）」を参照とすること。

#### (4) 押え盛土工

押え盛土工は、急傾斜地に盛土をすることにより急傾斜地の安定を図るように設計するものとする。

##### 【解説】

押え盛土工は、急傾斜地の下部に盛土を行うことにより、すべり面を有する崩壊の滑動力に抵抗する力を増加させるもので、安定計算により所定の計画安全率を得られるように盛土量、盛土の位置を設計する。

また、押え盛土を行い、対象の急傾斜地が高さ5m未満又は傾斜度30°未満とすることで、急傾斜地の地形ではない状態にすることもできる。しかし、完全に実施されず、急傾斜地の残斜面が生じるのであれば、その残斜面に対する対策の必要性は残ることとなる。

押え盛土の盛土高及びのり面勾配は、盛土材料の材質及び盛土基礎地盤の特性により定めるが、一般に、盛土ののり勾配は1:1.8~1:2.0とし、盛土の直高5mごとに1.0~2.0m程度の小段を設けている例が多い。

小段には水路を設ける必要がある。

急傾斜地に湧水がある場合は押え盛土工によりこれを遮断したり、その荷重によって地下水の出口が塞がれ、背後部の地下水位が上昇したりして急傾斜地が不安定になる恐れがあるため、地下水の処置には十分注意する必要がある。特に盛土位置において地下水が高く浸透水若しくは湧水の多い区域又は軟弱地盤の区域には、盛土は原則として認めない。

押え盛土をした土地の部分に生じるがけ面（「がけ」とは、地表面が水平面となす角度が30度を超える土地で硬岩盤（風化の著しいものを除く。）以外のものをいい、「がけ面」とはその地表面をいう。）には擁壁を設ける。（3.4.1を参照）

法面は、降雨等によって崩壊や洗掘を受けやすいため、植生等ののり面保護工を設置する必要がある。

法尻には原則として法止め擁壁を施工するものとする。コンクリート重力擁壁を用いる場合には、基礎掘削等により地すべりを誘発しないように十分な注意を要する。

出典：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）

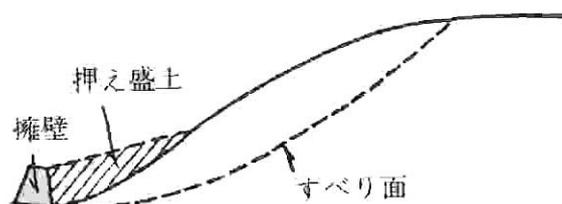


図 3-25 押え盛土工の一例

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

## (5) 杭工、土留柵工

杭工及び土留柵工は、急傾斜地の崩壊を防止し、土圧により生ずるせん断及び曲げモーメントに対して安全であるものとする。

### 【解説】

斜面上に杭を設置して斜面の安定度を向上させようとする工法には一般に杭工及び土留柵工がある。

#### 1) 杭工

杭工は、杭のせん断及び曲げモーメント抵抗により急傾斜地のすべり力に抵抗することで、急傾斜地を安定させることを目的としている。この他、軟弱な地盤に杭を打込むことにより土塊を緊密させ、土塊の強度を増加させ急傾斜地を安定化させる場合もある。

杭工は急傾斜地の崩壊を防止する対策工事では、岩盤斜面の崩壊防止に用いられることがあるが、比較的まれである。また、単独で用いられる場合は少なく排水施設やのり切などのほかの工種と併用される場合が多い。

設計の詳細については、「新版 地すべり鋼管杭設計要領（社団法人地すべり対策技術協会2003）」等の記載を参考にすることができる。

#### 2) 土留柵工

土留柵工は、表層付近のすべり性崩壊や局所的な崩壊を対象とし、作用する土圧に対してせん断及び曲げモーメントに対して安全であるように設計することで、これらを安定させることを目的としている。

急傾斜地中腹に設置するため、土留柵工により降雨水や湧水等が滞留し、また、新しい水みちができないように注意するとともに、適切な排水施設を設置することが望ましい。

設計の詳細については、「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）」を参照とすること。

### 3.5.2 法面保護施設

#### (1) 張工

張工は、斜面の風化、侵食及び軽微な剥離、崩壊を防止することを目的とする。

その種類としては、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、コンクリート張工がある。

原則として石張工、コンクリートブロック張工、コンクリート版張工は 1 : 1.0 より緩い斜面に、コンクリート張工はそれより急な斜面に用いるものとする。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】

##### 1) 石張工、コンクリートブロック張工及びコンクリート版張工<sup>26 27</sup>

法面勾配が 1 : 1.0 より緩い場合に用い、原則として直高は 5.0m 以内、のり長は 7.0m 以内とするが、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。また、石張工は原則として練積みとする。

石張、ブロック張工に用いる石材、ブロックの控長は法面勾配と使用目的に応じて定める。

湧水や浸透水のある場合には、裏面の排水を良好にするため、ぐり石または切込採石を用いて 20cm 程度の厚さの裏込めをしなければならない。

水抜工は内径 5cm 以上のものを用い、標準的には 2~4m<sup>2</sup> に 1 箇所設けるものとするが、湧水の見られる場合、透水性の地山の場合等においては、必要に応じて増やすものとする。

コンクリート版張工は大型の RC ブロックである。ずり落ちや浮き上がり防止のために法枠工と併用して用いることが多い。

法面の縦方向に 10m 間隔で隔壁工あるいは継目を設けることが望ましい。事故の例としても、部分的な陥没と斜面の不整形、水処理の不十分さから、浸透水などの影響を受けて不等沈下や吸出現象を起し、陥没破壊の原因となっている。法面長が長い (5m 以上) 場合には水平方向にも隔壁工を設けることが望ましい。

また、法面緑化を考慮したブロックもあるが、高価であり、水分供給等の面での工夫などに注意を要する (図 3-26 参照)。

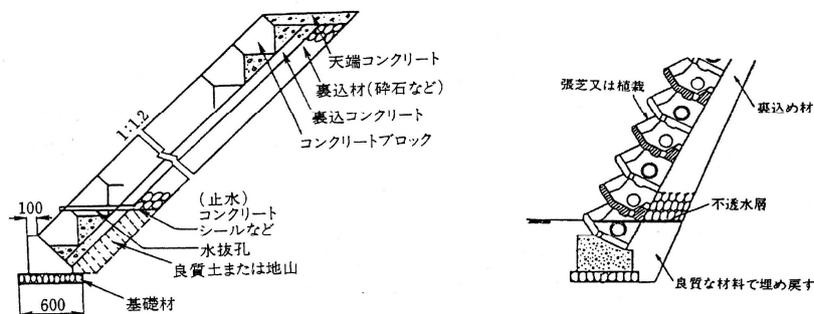


図 3-26 コンクリートブロック張工の例・緑化ブロックの例

<sup>26</sup> 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編[II] p. 77~78

<sup>27</sup> 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

## 2) コンクリート張工

コンクリート張工の目的は、斜面の風化、侵食および軽微な剥離、崩壊等を防止することにある。したがって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土圧を考慮しない。ただし、張工の上部に重力式擁壁を併用する場合は、上部の擁壁のみで安定計算を行うこと。(安定計算を行う際は、堆積土砂等の土圧も考慮する)

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に、吹付工では不十分と考えられる場合に用いられる。この工法は、湧水の多い箇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うえで適用する必要がある。

コンクリート張工にロックボルト工やグラウンドアンカー工を併用することもあるが、この場合は抑止力を期待するので、張工の応力計算を行い、応力に応じた鉄筋や鋼材を配置すると同時に、コンクリートの強度、厚さなどの構造も検討する必要がある。<sup>28</sup>

### ア 標準的な断面形状

- ① 擁壁の天端までの空き高さは、**1.0m** かつ崩壊土砂の移動の高さ(最大崩壊深の  $1/2$ ) 以上を確保すること。また、やむを得ず背後斜面を切りこんで計画しなければならない場合は、背後切土面の仕戻しを確実にすること。(図 3-27 参照)
- ② コンクリート張工は等厚  $t=0.5m$  を原則とし、鉄筋にて補強し応力を配分する。<sup>29</sup> (図 3-28 参照)
- ③ 柵高は  $H=2.0m$  を標準とするが、設計上必要な擁壁高さを確保した結果、必要な柵高が  $H=1.5m$  以下となる場合は柵高を  $H=1.5m$  とする。また、現地の状況から、これにより難しい場合は別途考慮する。<sup>30</sup>
- ④ 根入れは  $0.5m$  を標準とする。
- ⑤ コンクリートの打継面は法面に垂直とし、打継部には打継鉄筋 ( $D13mm$ 、 $L=50cm$ ) を設置することが望ましい。<sup>31</sup>
- ⑥ 断面内における勾配変化は避けること。やむを得ず大きな勾配変化をさせなければならない時は、小段をはさんで変化させるものとする。
- ⑦ 直高は、 $10m$  以下とすること。<sup>32</sup>
- ⑧ 法勾配は  $1:0.3$  より緩勾配にすることが望ましい。<sup>33</sup>
- ⑨ 施工にあたっては法面の草木、土砂、浮石等を完全に除去、コンクリートと岩盤との付着を良好にしなければならない。<sup>34</sup>

<sup>28</sup> 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 p. 175

<sup>29</sup> 兵庫県独自基準

<sup>30</sup> 兵庫県独自基準

<sup>31</sup> 兵庫県独自基準

<sup>32</sup> 兵庫県独自基準

<sup>33</sup> 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 p. 177

<sup>34</sup> 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 p. 179

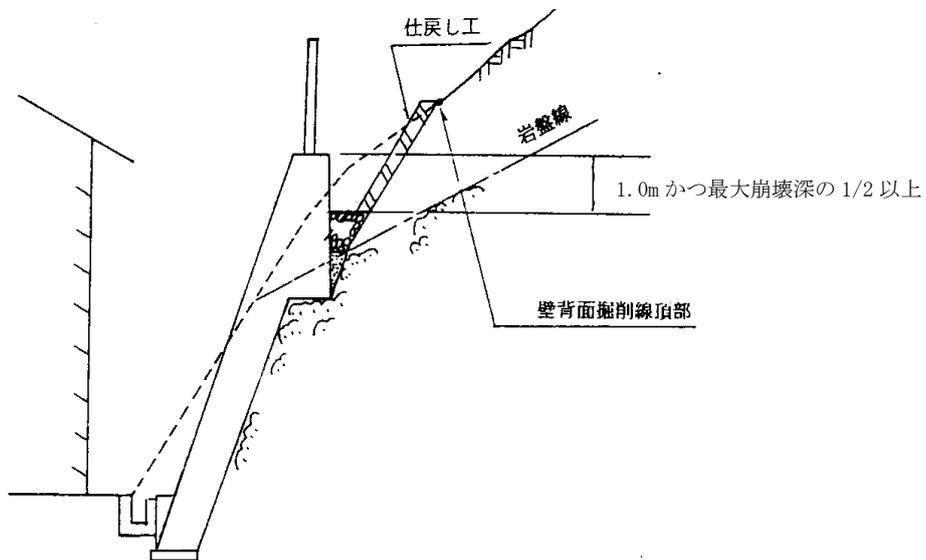
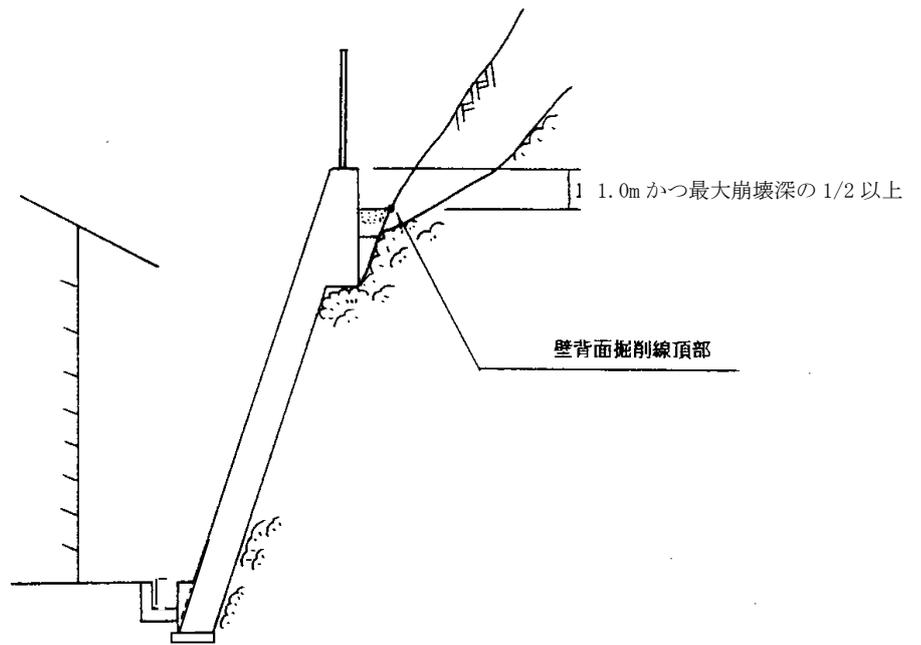


図 3-27 コンクリート張工の一例

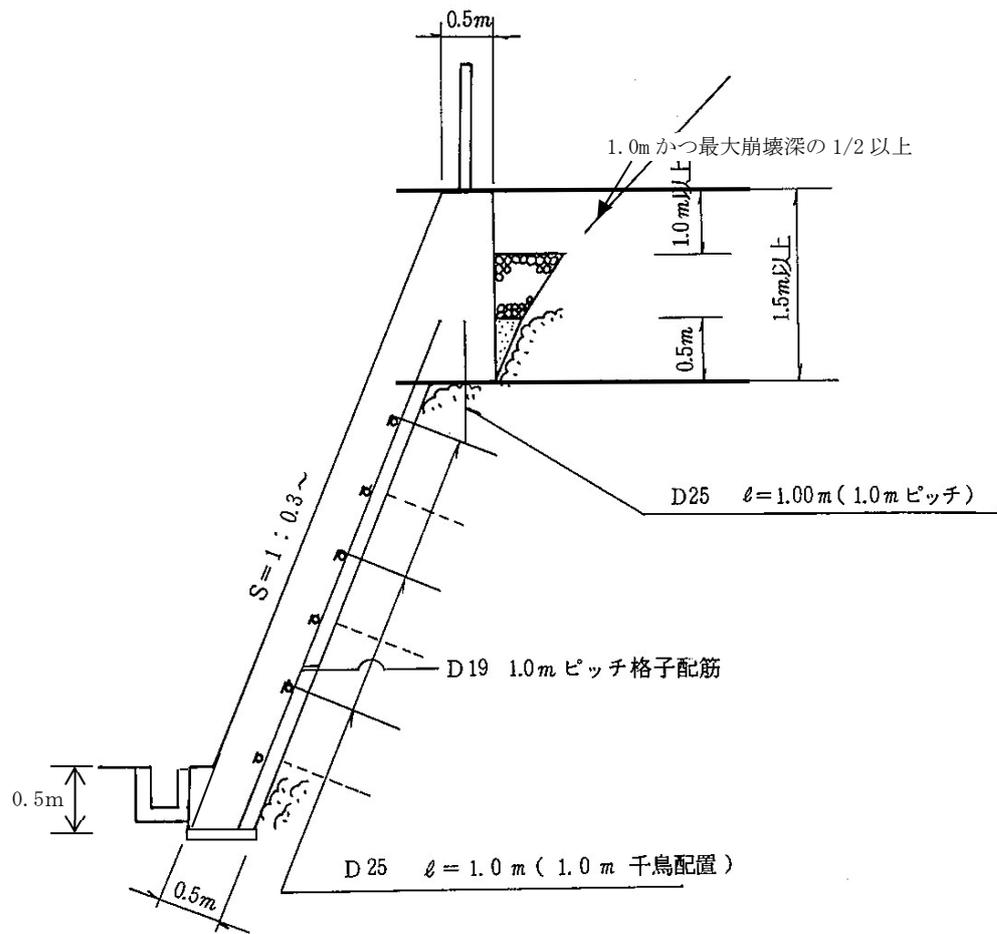


図 3-28 コンクリート張工の構造<sup>35</sup>

イ	水抜きパイプ	擁壁工に準じる。
ウ	目地	〃
エ	裏込め	〃
オ	吸出し防止材	〃
カ	遮水コンクリート	〃
キ	側溝	〃
ク	落石防護柵	〃
ケ	仕戻し工	〃
コ	基礎材	基礎地盤の岩盤上に、厚さ 10cm の均しコンクリートを行う <sup>36</sup> 。

<sup>35</sup> 兵庫県独自基準

<sup>36</sup> 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 p. 178

## (2) 植生工

植生工は、法面・斜面に植物を繁茂させることによって、雨水による侵食を防止し、さらに根により表土を緊縛することによる凍上崩壊を抑制し、緑化による法面周辺の自然環境との調和を図る等の効果を目的としている。

### 【解説】

法面の安定性を保持する上で、許容しうる範囲で植生工を併用し、周辺環境に調和するように配慮する。

#### 1) 植生工の計画

植生工は植物を材料として扱っているため、その施工には以下の条件が必要である。

ア 基盤の状態：植物の生育基盤が侵食・崩壊に対して安定であること。

イ 植物の適用範囲：選定した植物がのり面の地質、傾斜度と気象条件に適合し、緑化の目標に適合していること。

ウ 施工方法：植物が定着し十分繁茂するまで侵食を受けず、永続して生育することができる植生工法であること。

エ 施工時期：植物が発芽、生育し、侵食を受けない程度に成長するまでに必要な温度、水分、光等が確保できる期間であること。

オ 異常気象と病虫害等：植物の生育上、不利な外的要因が発生しないこと。

出典：道路土エーのり面工・斜面安定工指針（平成11年3月）

#### 2) 植生工の選定

植生工には、使用植物の種類や地形、地質、気象、施工時期などに応じた適用工法があるので、導入工法をよく検討する必要がある。表 3-25 に植生工の選定の際の目安を示した。

表 3-25 植生工の選定の目安

土質・岩質		使用植物別の工種	
		木本類（先駆植物）	草本類
砂		客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工	張芝工 <sup>*</sup> 、植生マット工 <sup>*</sup> 、客土吹付工 <sup>*</sup> 、厚層基材吹付工、土のう工
砂質土、礫質土、岩塊又は玉石混じりの砂質土	締まっていないもの	客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工	張芝工 <sup>*</sup> 、植生マット工 <sup>*</sup> 、客土吹付工 <sup>*</sup> 、植生ネット工 <sup>*</sup> 、厚層基材吹付工、
	締まっているもの	客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工	植生マット工 <sup>*</sup> 、客土吹付工 <sup>*</sup> 、厚層基材吹付工、土のう工
粘土、粘性土、岩塊又は玉石混じりの粘質土、粘土	締まっていないもの	植生マット工、客土吹付工、厚層基材吹付工、	張芝工 <sup>*</sup> 、植生マット工 <sup>*</sup> 、種子散布工 <sup>*</sup> 、客土吹付工 <sup>*</sup> 、厚層基材吹付工
	締まっているもの	植生マット工、客土吹付工、厚層基材吹付工、	張芝工 <sup>*</sup> 、植生マット工 <sup>*</sup> 、種子散布工、客土吹付工 <sup>*</sup> 、厚層基材吹付工、土のう工
軟岩	亀裂がなく勾配が1:1.0以上	植生マット工、客土吹付工、厚層基材吹付工、	植生マット工 <sup>*</sup> 、種子散布工 <sup>*</sup> 、客土吹付工 <sup>*</sup> 、厚層基材吹付工、土のう工
	亀裂があり勾配が1:0.5以上		

注1) \*印は肥料分の少ないのり面では追肥管理が必要

注2) 客土吹付工は多雨、強雨地域では流亡しやすいので検討する。

注3) 土のう工は肥沃な土を使用した場合には追肥の必要がない。

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

### 3) 植生工の設計

植生工の設計に当たっては、「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）」を参考にすることができる。

### (3) 吹付工

吹付工は、法面・斜面の侵食を防止するとともに、法面・斜面を外気及び雨水等から遮断することにより風化を防止し、法面・斜面を形成する地盤の強度低下を防ぐことを目的としている。

#### 【解説】

吹付工は、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や、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などの法面の保護をするために行うものである。

#### 1) 吹付工の計画

吹付工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はく離をきたすこととなる。このような箇所での吹付工の施工に際しては、湧水処理を行う必要がある。

本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。

#### 2) 吹付工の設計

設計吹付厚は、法面の傾斜度、凹凸の程度、岩質、亀裂とその方向、法面の緩み、風化の程度、気象、地形、法面の安定性、施工性や経済性も考慮して決定する必要がある。

#### ア 吹付厚

表 3-26 吹付厚さ

岩質	主な岩層	吹付け厚さ
軟岩	1.風化が著しい頁岩および凝灰岩層 2.風化が中程度の真砂上層	コンクリート (15cm) 10cm
中硬岩 硬岩	1.節理があり風化の少ない火成岩、花崗岩、閃緑岩、石英斑岩、石英粗面岩、安山岩、輝緑岩 2.割れ目あり風化の少ない水成岩、古期の珪岩(砂岩)、粗板岩、石灰岩 3.割れ目があり風化の少ない変成岩、緑色片岩、石英片岩、千枚岩 4.風化砂岩(割れ目のあるもの) 5.硬質粘土層 6.締まった砂質土層	モルタル 8cm

備考 1.吹付の区分は、1山単位とし軟岩層の割合が30%程度まではモルタル吹付とし、それを越える場合はコンクリート吹付とする。

2.コンクリート吹付厚さは10cmを標準とするが、凍結が特に甚だしい地域は15cmを標準とする。

## イ 補強

切土後の法面の状態は、一般に法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張・収縮が若干異なるので、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張り付けたり、桁吹付工又は部分的に特殊現場打法枠工を組み入れる。

補強金網はアンカーピン、補助アンカー、検測ピンで固定する。

## ウ 伸縮目地、水処理

凹凸の著しい斜面に伸縮目地を設置するのは困難であるが施工厚が薄いため、温度変化による影響を受けるので、凹凸により膨張・収縮はある程度吸収されるものの、伸縮目地は法面縦方向に5～10m間隔で設置することが望ましい<sup>37</sup>。

法面の安定を保つためには、水処理が大切であり、湧水などが局所的にある場合などは、**図 3-29**のような処理方法を行うことが重要である。その他の箇所については水抜きパイプを設置し背面の浸透水などを排除する。水抜きパイプは外径φ50mm (VP50) 以上で2～4m<sup>2</sup>に1本程度を目安に設置する<sup>37</sup>。

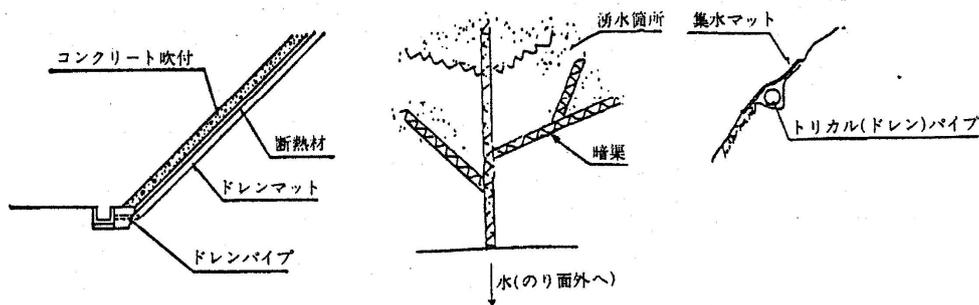


図 3-29 水処理・湧水処理の一例

## エ 法肩、法尻

法肩部は、地下水の浸透などにより最も崩壊しやすい部分となる。したがって地山にそって吹付工を巻き込む（**図 3-30**）。

吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい（**図 3-30**）。吹付工の法尻では、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に設計する（**図 3-31**）。

<sup>37</sup> 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

斜面法肩に用地の制約がない場合

斜面法肩に用地の制約がある場合

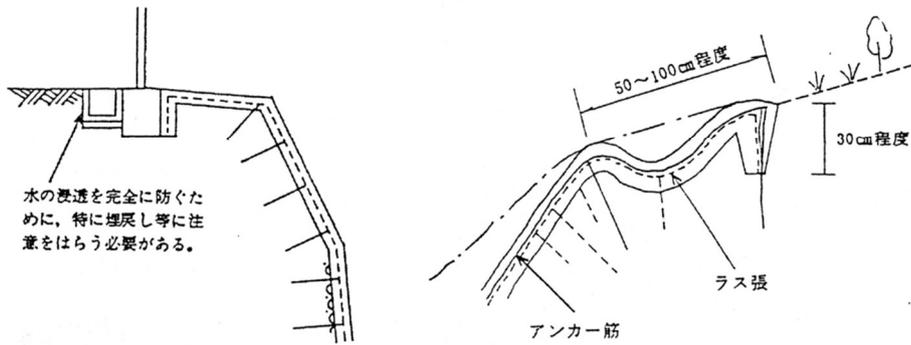


図 3-30 法肩の処理の一例

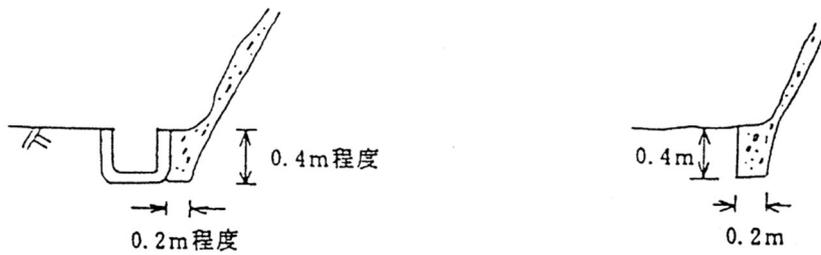


図 3-31 法尻の処理の一例

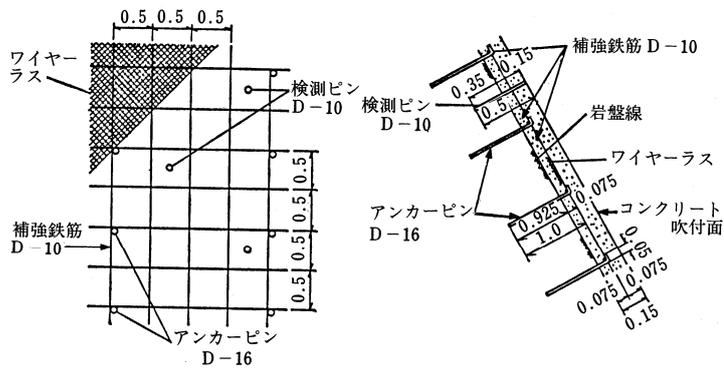


図 3-32 コンクリート吹付工の一例 (単位 : m)

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

#### (4) 法枠工

法枠工は、法面の風化・侵食を防止するとともに、法面表層の崩壊を抑制することを目的とする。

法枠工は湧水を伴う風化岩や硬土、長大法面などの下部法枠等長期にわたる安定を確保する必要のある箇所に計画する。

法面に現場打ちコンクリートや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法面の風化、侵食を防止して、法面表層の崩壊を抑制することを目的としている。

#### 【解説】

##### 1) 法枠工の一般的留意事項

ア 最近では環境の面から積極的に植生工を取り入れることが望ましいとされている。したがって、周辺的环境を考慮して設計・施工を行う。

イ 植生工のみでは表面侵食が防止できない場合、かつ原則として斜面・法面勾配が1:1.0より緩く地山全体が安定しているときは、プレキャスト法枠工を検討する。また斜面長が短いときは鋼製法枠等の法枠工を用いることもある。

ウ 植生工に適さない硬土、軟岩に類する法面の場合には、プレキャスト法枠工と客土による植生工を検討する。

エ 切土法面、長大斜面や土質が不良な場合などで長期にわたる安定を確保することを目的とする法面、節理・亀裂等のある岩盤で支保工的機能を期待して用いる場合、及び斜面・法面勾配が1:1.0より急な場合は、一般に現場打コンクリート法枠工が適用される。

オ 法枠の中詰めは植生によって保護するのが望ましいが、植生工が不適当な場合は土質に応じた中詰めを行う。

カ 湧水のある法面の場合は、吸出し防止に十分配慮した法枠背面の排水処理を行う必要がある。特に現場打コンクリート法枠工は傾斜度の急な場合が多く、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。

キ 地盤に応じた基礎を検討する。

ク 地山との一体化をはかるため、法枠にすべり止めの杭、すべり止め鉄筋を設置する。

設計の詳細に当たっては、「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）」を参考にすることができる。

## 2) 法砕工の分類

法砕工は図 3-3 3 に示すように分類される。

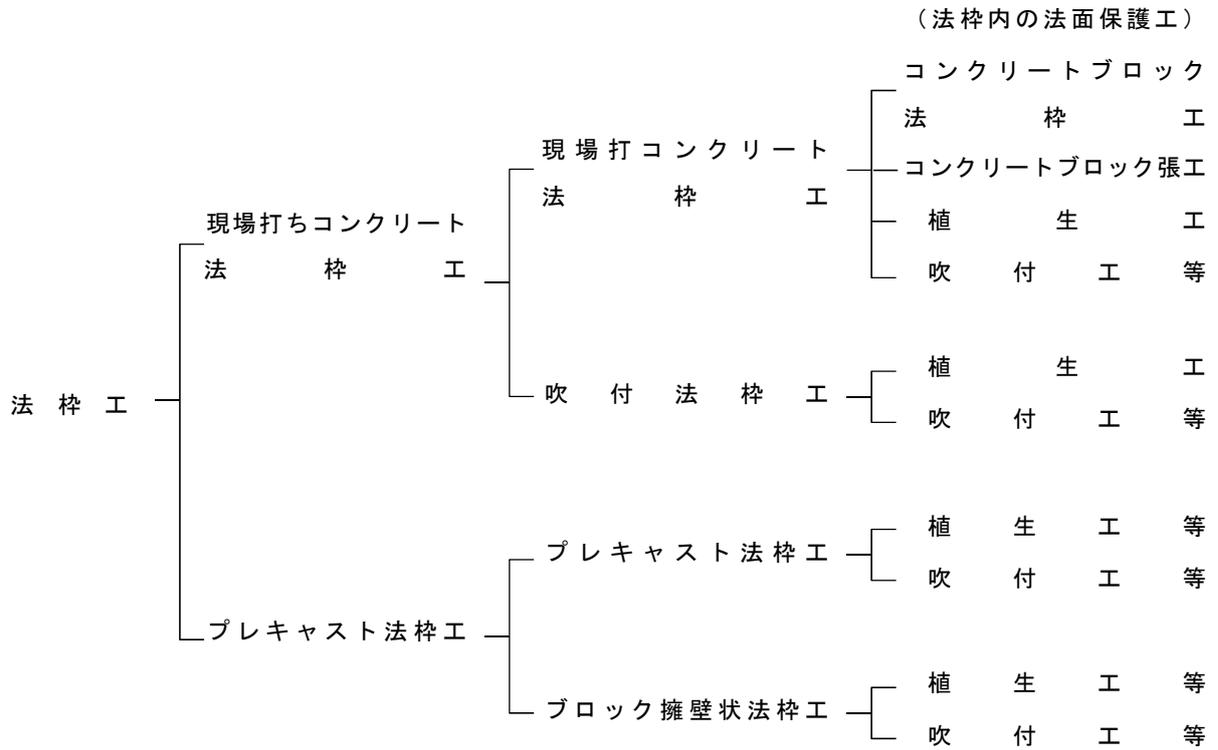


図 3-3 3 法砕工の分類

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

## (5) 編柵工

編柵工は植生工の補助として、降雨や地表水による法面の表土の侵食を防止するために用いられる。

### 【解説】

編柵工の一般的な留意事項を以下に示す<sup>38</sup>。

ア 編柵工は植生工の補助として、降雨や地表水による法面表土の侵食を防止するために用いられる。

イ 編柵工の杭や柵の材料は、短期に植生が活着繁茂すると予想される場合は松丸太や粗朶、竹を使用し、植生の活着までに比較的長期間を要すると考えられる場合、あるいは特に法面が不安定と考えられる場合は合成樹脂製品の杭や柵あるいはH形鋼杭などを用いる。

ウ 一般に杭長は1~2m程度とし、杭の太さは9~15cm、杭間隔は0.5~1.0mを標準とする。また杭の配列間隔は、一般に斜面長方向に1.5~3.0m程度とする。

エ 杭の根入れは杭長の2/3以上は埋め込まなければならない。

オ 杭の打込方向は一般に鉛直方向から斜面直角方向までの間とする。

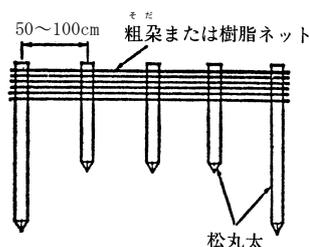


図 3-3 4 編柵工の一例

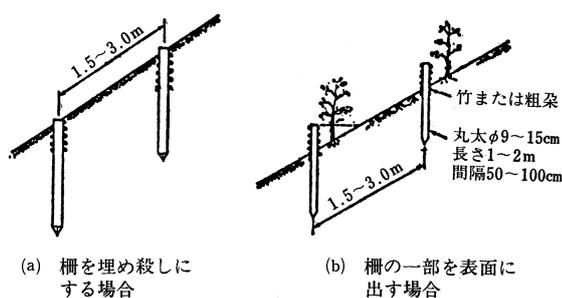


図 3-3 5 編柵工の打込方法

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

<sup>38</sup> 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

### 3.5.3 排水工

排水施設は、急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を速やかに急傾斜地から排除することが目的であり、土留又は法面保護施設が設置してあるかどうかにかかわらず、水の浸透又は停滞により急傾斜地の崩壊のおそれがある場合に設置するものとする。

#### 【解説】

#### 1) 目的、種類及び一般的留意事項

地表水及び地下水は、急傾斜地の崩壊の要因となる場合が多く、排水施設はほとんどの対策工事に用いられる。

また、排水施設は、急傾斜地の安定を損なう地表水・地下水を速やかに集めて急傾斜地外の安全なところへ排除したり、地表水・地下水の急傾斜地への流入を防止することで急傾斜地の安定性を高めると同時に土留、法面保護施設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られる。

#### 2) 種類と適用

地表水の集水、急傾斜地外への排水、急傾斜地内への流入防止のために用いられるものは一般に地表水排除工と呼ばれ、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。また主として地下水の集水、急傾斜地外への排水、急傾斜地内への流入防止のために用いられるものは一般に地下水排除工と呼ばれ、暗渠工、横ボーリング工などが急傾斜地では主として用いられ、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・設計に当たっては、対象の急傾斜地付近の気象、地形、地表面の被覆状況、地質・土質と地下水・湧水並びに急傾斜地及び周辺の既設排水施設の断面と状況及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。

地表水排除工に用いる水路等の断面を決定するには、当該急傾斜地の周辺の既設排水施設の実態、及び当該急傾斜地からの流出量、維持管理、施工性等を総合的に検討して決定する。計画排水量（計画流出量）の算定と排水工の断面形状の検討に当たっては、「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」(昭和49年4月19日付建河砂発第20号)などの基準を参考にするものとする。

また、降雨確率については当該水系の下流で現に実施している河川改修計画と整合のとれたものとなるように計画する。

## (1) 地表水排除工

地表水排除工は主として排水路により地表水を速やかに集めて急傾斜地外の安全なところへ排除し、他の地域からの地表水の急傾斜地内への流入を防止することで、急傾斜地の安全性を高めようとするものである。また、土留及び法面保護施設の安定度を高めて、急傾斜地の崩壊を防止しようとするものである。

### 【解説】

排水路工には、のり肩排水路、小段排水路、縦排水路等がある。

#### 1) 法肩排水路・小段排水路

法肩排水路及び小段排水路は、急傾斜地に流入する地表水並びに急傾斜地内の降雨水及び湧水を集水し、縦排水路に導き速やかに急傾斜地外に排除するもので、原則として斜面上及び小段の全区間に設置するものとする。

水路勾配については、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、施工に当たっては漏水、越水又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、その上にならシコンクリートを打設し不等沈下を防ぐ。法肩排水路と小段排水路の間隔及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<sup>39</sup>。

侵食されやすい砂質土からなる法面及び重要な法面に設置する排水路工は経済性を検討しコンクリート、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。

法肩排水路、小段排水路に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断勾配を設ける。

#### 2) 縦排水路

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、次の事項を考慮し設計するものとする。

縦排水路の配置間隔は 20m を標準とする<sup>40</sup>。

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所には、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、縦排水路の周辺の侵食防止、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。

#### 3) 湧水の措置

斜面・法面に湧水などがある場合には、縦排水路、地下水排除工などに排除するものとする。また必要に応じて、土砂流出に対し蛇籠等により措置する。

<sup>39</sup> 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

<sup>40</sup> 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 p. 74

## (2) 地下水排除工

地下水排除工は地表面下に透水性のある層をつくって急傾斜地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て急傾斜地を安定させるものである。

### 【解説】

この方法を採用する場合は、主に地すべり性の崩壊が予想される地質構造あるいは地下水が豊富な箇所であるが、その規模も地すべり防止工事に比較して一般に小規模な場合が多い。

主として地表水の浸透が多く軟弱な箇所あるいは湧水の多い箇所では、暗渠工が地表水排除工に併設され、また地下水の豊富な箇所では横ボーリング工が用いられている。

### 3.6 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の設計

#### 3.6.1 待受け式盛土工

待受け式盛土工は急傾斜地の崩壊等により生ずる土石等を急傾斜地との間に堆積させて、特定予定建築物の敷地に土石等が到達することのないようにするものである。待受け式盛土の設計に当たっては、土圧、水圧、自重の他、土石等の移動の力及び堆積の力を考慮して損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造とするものとする。

#### 【解説】

##### (1) 設計手順

待受け式盛土工の設計は、以下の手順にて行うことを標準とする。

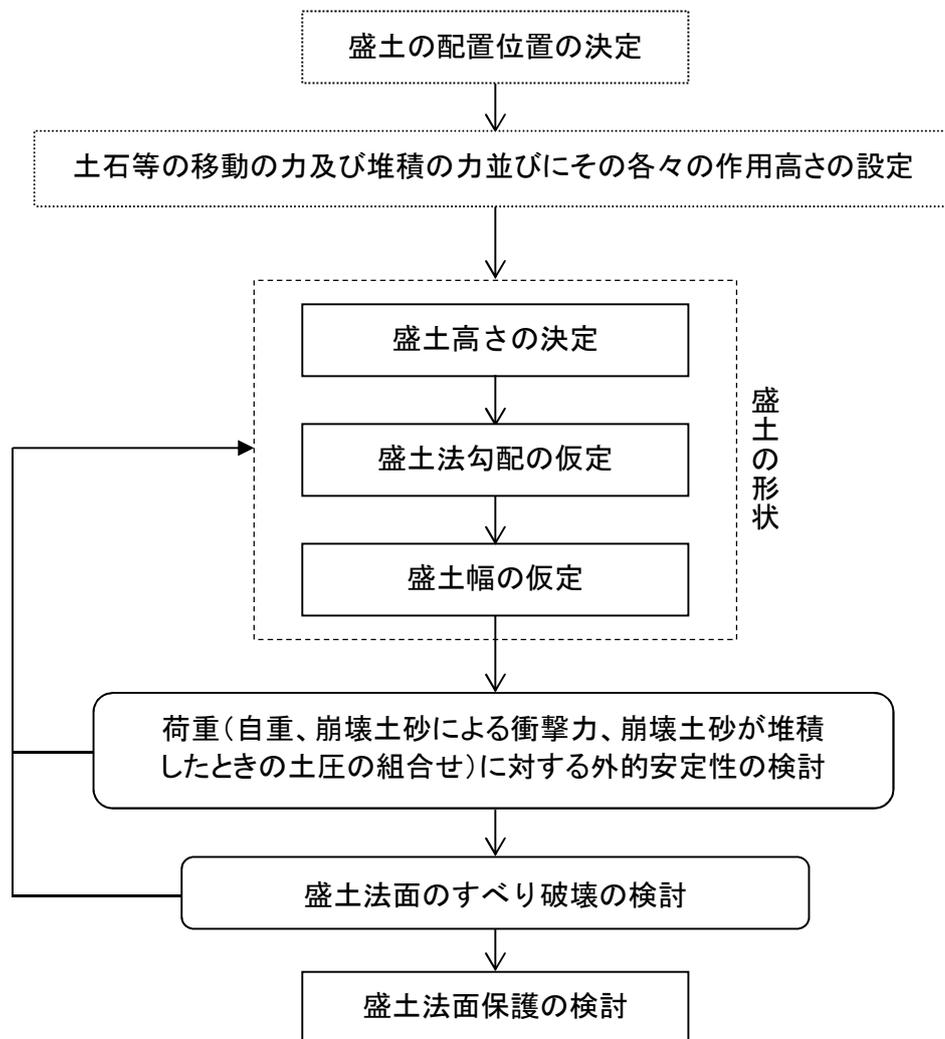


図 3-36 待受け式盛土工の設計手順

## (2) 盛土の形状

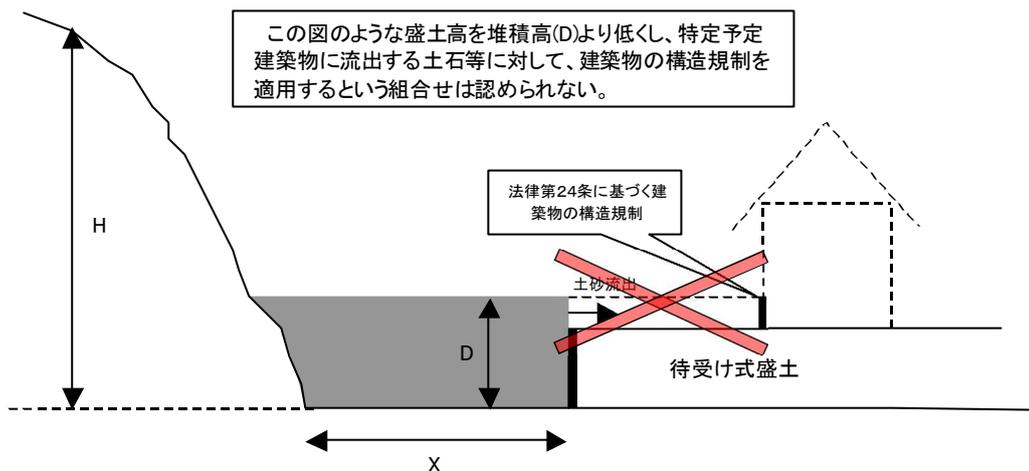
### 1) 盛土高

盛土高は、想定される土石等の堆積の高さ以上とする。

#### 【解説】

特定予定建築物の敷地に土石等が到達することのないようにするため、盛土高は、その盛土の急傾斜地側の法尻における土石等の堆積の高さ以上とする。堆積高については開発の計画に基づいて、定められた方法によって計算する必要がある、その計算方法については、「3.1.2 (4)」に示した。

なお、下記のように、建築物の構造規制適用を併用することにより、盛土の高さを堆積高より低く設計することは認められない。あくまでも特定開発行為の段階で安全性を完全に維持することが必要である。



D: 急傾斜地の下端からの距離がX地点における堆積高

図 3-3 7 待受け式盛土及び建築物の構造規制の組合せ

## 2) 盛土法面勾配

盛土法面の勾配は、安定性を十分検討した上で決定すること。

### 【解説】

盛土法面の勾配については、表 3-27 を標準とし、すべり破壊に対する安全性を確保するものとする。

表 3-27 盛土材料および盛土高に対する標準法面勾配

盛土材料	盛土高(m)	勾配	摘要
粒度の良い砂(S)、礫および細粒分混じり礫(G)	5 m以下	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する。 ( )の統一分類は代表的なものを参考に示す。 標準法面勾配の範囲外の場合は安定計算等による検討を行う。
	5 ~ 15m	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
粒度の悪い砂(SG)	10m以下	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
岩塊(ずりを含む)	10m以下	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8	
	10 ~ 20m	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
砂質土(SF)、硬い粘質土、硬い粘土(洪積層の硬い粘質土、粘土、関東ロームなど)	5 m以下	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8	
	5 ~ 10m	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
火山灰質粘性土(V)	5 m以下	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	

注) 盛土高は、法肩と法尻の高低差をいう。

出典：道路土工—法面工・斜面安定工指針—（平成11年3月）

表 3-27 の標準値の範囲に幅を持たせているが、低い盛土については施工性を考慮しているためであり、良好に施工できれば最急勾配を標準値とすることができる。高い盛土については、その範囲内で現地状況・施工性などから判断する必要がある。

## 3) 盛土幅

盛土の天端幅は、安定計算により必要な幅を求めるものとする。

### 【解説】

対策工事としての盛土の必要幅は、計算上盛土を一体構造とみなした安定検討を行うことにより求めるものとする。

### (3) 待受け式盛土工の安定性の検討

待受け式盛土工の安定性は、待受け式盛土全体を一体構造としてみなし、以下の①～④の検討を行うものとする。

- ① 転倒に対する安定性
- ② 滑動に対する安定性
- ③ 沈下に対する安定性
- ④ 盛土のり面のすべり崩壊に対する安定性

#### 【解説】

待受け式盛土工は、盛土法面のすべり破壊の検討によって盛土自体の安定性を検討する必要がある。急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等による移動の力及び堆積の力に対して、待受け式盛土自体の重量に不足がないか、地盤の支持力が十分かについても確認するものとする。そのため、盛土自体を一体構造として捉えることとし、そのことによって重力式擁壁の設計にあたって通常行っている安定性の検討方法を適用するものとする。

#### 1) 荷重の条件

待受け式盛土工の設計に用いる荷重は常時における自重、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の組み合わせとする。詳細については「3.1.2 設計外力の設定」を参照すること。

##### ア 崩壊土砂による衝撃力

単位面積当たりの崩壊土砂による衝撃力は、移動の高さ(h)の 1/2 の高さで盛土のり面に作用させるものとする。

待受け式盛土に作用する衝撃力  $F(\text{kN/m}^2)$  は以下のとおりとする。

$$F = F_{sm}$$

ここに、

$F$  : 待受け式盛土に作用する衝撃力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$F_{sm}$  : 移動の力 ( $\text{kN/m}^2$ ) (「3.1.2(3)崩壊土砂による衝撃力」参照)

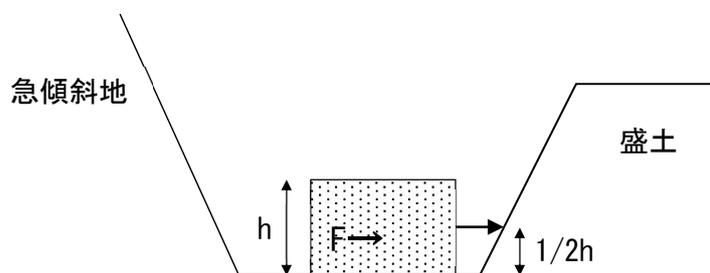


図 3-38 崩壊土砂による衝撃力が盛土に作用するイメージ

### イ 崩壊土砂が堆積したときの土圧

崩壊土砂が堆積したときの土圧は、土石等の堆積高 (D) まで盛土に作用するものとする。  
崩壊土砂が堆積したときの土圧が盛土に作用する水平分力、鉛直分力は次式で与えられる。

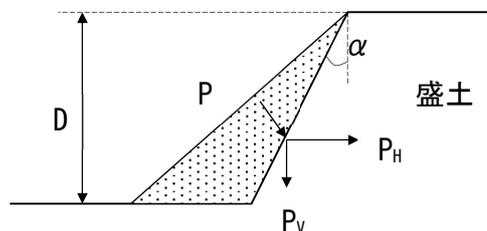


図 3.39 崩壊土砂が堆積したときの土圧が盛土に作用するイメージ

#### 水平分力

$$P_H = P \cos(\alpha + \delta)$$

ここに、

$P_H$  : 崩壊土砂が堆積したときの土圧の水平分力 (kN/m)

$P$  : 崩壊土砂が堆積したときの土圧 (kN/m) (「3.1.2(4)崩壊土砂が堆積したときの土圧」参照)

$\alpha$  : 盛土法面と鉛直面となす角

$\delta$  : 壁面摩擦角 (=土石等の内部摩擦角)

#### 鉛直分力

$$P_V = P \sin(\alpha + \delta)$$

ここに、

$P_V$  : 崩壊土砂が堆積したときの土圧の鉛直分力 (kN/m)

$P$  : 崩壊土砂が堆積したときの土圧 (kN/m) (「3.1.2(4)崩壊土砂が堆積したときの土圧」参照)

$\alpha$  : 盛土法面と鉛直面となす角

$\delta$  : 壁面摩擦角 (=土石等の内部摩擦角)

#### 作用位置

崩壊土砂が堆積したときの土圧は三角形分布で作用するので、地盤面から堆積高 (D) の 1/3 の高さで盛土に作用するものとする。

## 2) 転倒に対する安定性の検討

盛土の底版下面には、盛土の自重のほか、崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの土圧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の荷重合力の作用位置により異なる。図 3-40 において、つま先から荷重合力  $R$  の作用点までの距離  $d$  は次式で与えられる。

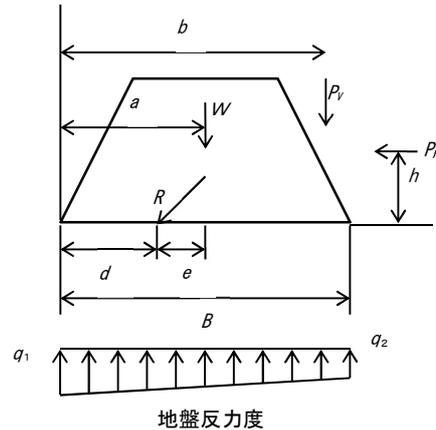


図 3-40 地盤反力度の求め方

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

ここに、

$W$  : 盛土の自重 (kN/m)

$P_H$  : 崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの土圧の水平分力 (kN/m)

$P_V$  : 崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの土圧の鉛直分力 (kN/m)

$a$  : 盛土つま先と  $W$  の重心との水平距離 (m)

$b$  : 盛土つま先と  $P_V$  作用点との水平距離 (m)

$h$  : 盛土かかとと  $P_H$  の作用点の鉛直距離 (m)

合力の作用点の底盤中央からの偏心距離  $e$  は次式で表される。

$$e = B/2 - d$$

ここに、

$e$  : 偏心距離

$B$  : 盛土の底版幅

転倒に対する安定条件として、偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

平常時

$$|e| \leq B/6$$

地震時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時

$$|e| \leq B/3$$

### 3) 滑動に対する安定性の検討

待受け式盛土を底版下面に沿って滑らせようとする力は、崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの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。滑動に対する安全率は次式を満足しなければならない。

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

ここに、

W : 盛土の自重 (kN/m)

P<sub>H</sub> : 崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの土圧の水平分力 (kN/m)

P<sub>V</sub> : 崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの土圧の鉛直分力 (kN/m)

F<sub>SP</sub> : 計画安全率 (衝撃力作用時 : 1.0、崩壊土砂堆積時 : 1.2)

φ<sub>B</sub> : 内部摩擦角 (°) \* 1

c : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>) \* 1

B' : 荷重の偏心を考慮した盛土底面の有効積載幅 (m) で

$$B' = B - 2e$$

B : 盛土の底版幅 (m)

e : 盛土底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離 (m)

\* 1 : 待受け式盛土の場合、盛土を構成する材料が土であるので、基礎地盤の内部摩擦角と粘着力から得られる抵抗力と盛土の内部摩擦角と粘着力から得られる抵抗力とのうち、小さい値を用いるものとする。

上式の安全率 (F<sub>s</sub>) が計画安全率 (F<sub>SP</sub>) を満足できない場合は、原則として底版幅を増し安定させるものとする。

### 4) 基礎地盤の支持力に対する安定性の検討

盛土の底版下面において、盛土の自重及び崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの土圧によって作用する鉛直力 (地盤反力度) は、地盤の許容支持力より小さくなければならない。

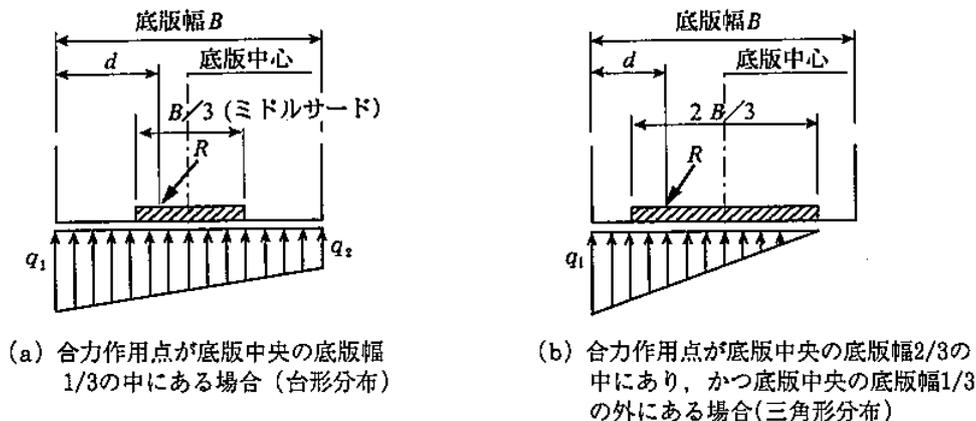


図 3-4 1 地盤反力度の求め方

地盤反力度は次式によって与えられる。

ア 合力作用点が底版中央の底版幅  $1/3$  (ミドルサード) の中にある場合

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

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

ここに

$W$  : 盛土の自重 (kN/m)

$P_v$  : 崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの土圧の鉛直分力 (kN/m)

$e$  : 合力作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

$B$  : 盛土の底版幅

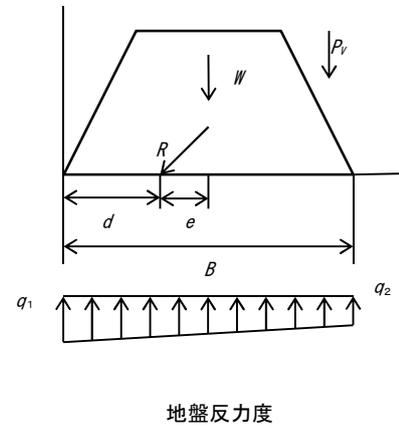


図 3-4 2 合力作用位置の求め方

イ 合力作用点が底版中央の底版幅  $2/3$  の中にある場合  
(かつ底版中央の底版幅  $1/3$  (ミドルサード) の外にある場合)

$$q_1 = \frac{2 \sum V}{3d}$$

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この  $q_1$  及び  $q_2$  は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

ここに

$q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  : 地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持力に対する安全率 (衝撃力作用時 : 1.0、崩壊土砂堆積時 : 2.0)

## 5) 転倒、滑動及び沈下の安全率のまとめ

以上の転倒、滑動及び沈下の安全率についてまとめると、表 3-28 のようになる。

表 3-28 安全率

	崩壊土砂堆積時	衝撃力作用時
転倒	$ e  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$
滑動	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$
沈下	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 1.0$

## 6) 盛土法面のすべり崩壊に対する検討

待受け式盛土の損壊に対する安定性の検討に当たっては、常時及び地震時において円弧すべり面法による法面の安定性の検討を行うことを標準とする。ただし、安定計算の結果のみを重視して法面勾配等を決定することは避け、近隣又は類似土質条件の施工実績、災害事例等を十分に参考にすること。

なお、常時の安定の検討は次の2つの場合について行う。

- ① 盛土施工直後
- ② 盛土施工後長時間経過後に降雨及び山地よりの浸透水のある場合

安定計算は、一般に図 3-43 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法に示すような円弧すべり面を仮定した分割法を用いて行えばよい。

この方法はすべり面上の土塊をいくつかの分割片に分割し、分割片のせん断力と抵抗力をそれぞれ累計し、その比によって安全率を求めるもので、計算式は次式のようなになる。一般に分割の数は6～7個以上にすればよい。

なお、円弧すべり面の代わりに直線の複合すべり面を仮定した計算方法もある。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \varphi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$c$  : 粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\varphi$  : せん断抵抗角 ( $^\circ$ )

$l$  : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

$W$  : 分割片の全重量 ( $\text{kN/m}$ )

$u$  : 間げき水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

b : 分割片の幅 (m)

$\alpha$ : 各分割片で切られたすべり面の midpoint とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角(°)

常時の盛土の設計においては最小安全率が 1.2 以上となる断面とすること。

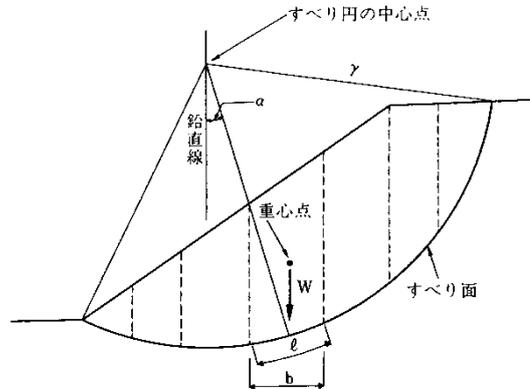


図 3-4 3 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

安定計算の方法として全応力法と有効応力法がある。有効応力法は土中の間げき水圧の設定が容易な場合、及び間げき水圧の実測値がある場合に有効な方法であり、全応力法はその他の場合に簡便な方法として採用される。

地震時の安定検討で考慮する設計地震動のレベルについては、表 3-2 9 を参考にできる。

表 3-2 9 地震時の安定検討における設計地震動

重要度	復旧の難易度	
	困難	容易
重要	耐震検討を行う 中規模地震動対応	耐震検討を行う (中規模地震動対応)
	〔ただし、きわめて重大な二次的被害のおそれのあるものについては大規模地震動対応〕	
その他	耐震検討を行う (中規模地震動対応)	-

注) 重要とは、万一崩壊すると、隣接する施設等に重大な損害を与える場合を判断の目安とする。

復旧の難易度が困難とは、万一崩壊すると復旧に長時間を要する場合を判断の目安とする。

大規模地震動とは、発生する確率は低いが大きな強度を持つ激しい地震動を意味する。

中規模地震動とは、発生する確率は高い地震動を意味する。

出典：道路土工のり面工・斜面安定工指針（平成 11 年 3 月）  
（一部変更）

地震時の安定の検討には図 3-4 4 に示すような円弧すべり面を仮定した震度法による安定計算を用いることができる。なお、円弧すべり面の代わりに直線の複合すべり面を仮定した計算方法もある。

中規模地震動対応の場合で、(a)地盤の液状化が盛土の安定性を損なう可能性が高い場合、或いは(b)山岳盛土で地下水の影響が少なく地震時の土の強度低下がないような場合、地震時の安全率は次式で表される。

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + \{(W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum \left( W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W \right)}$$

ここに、

$r$  : すべり面の半径 (m)

$k_h$  : 設計水平震度 (無次元)

$h$  : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)

(a)の場合には、地震動によって発生する過剰間隙水圧を設計震度より算定して与え、設計水平震度を 0 として与える。(b)の場合には、過剰間隙水圧を 0 として、設計水平震度を作用させる。

(a),(b)の場合を含む、より一般的な場合に、次式を用いることができる。

$$F_s = \frac{\sum (\tau_f \cdot l)}{\sum \left( W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W \right)}$$

ここに、

$\tau_f$  : 全応力であらわした土の動的強度 (kN/m<sup>2</sup>)

土の動的強度は繰り返し三軸試験等により求めるが、破壊ひずみ基準としては 5%程度が採用されることが多い。

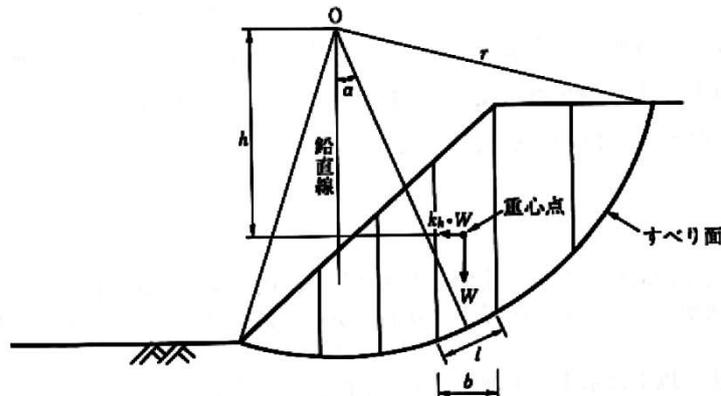


図 3-4 4 円弧すべり面を用いた地震時の安定計算法

出典：道路土工のり面工・斜面安定工指針（平成 11 年 3 月）

地震時の盛土の設計においては最小安全率が 1.0 以上となるような断面とすることが望ましい。

強度定数および間隙水圧、設計水平震度等は、道路土工一のり面工・斜面安定工指針（平成 11 年 3 月）を参照すること。

大規模地震動の場合は盛土に発生する沈下や変形量を評価するのが望ましいが、それらを評価する信頼性のある手法は現時点ではまだない。道路土工一のり面工・斜面安定工指針（平成 11 年 3 月）に試案が記載されているので参考とすることができる。

#### (4) 法面保護施設

土留又は法面保護施設は、土留の必要性及び盛土法面の安定性の検討を踏まえ、土質、気象条件、各工法の特徴等について検討し、安定性、耐久性、施工性、周囲の環境との調和などを十分考慮して、工法を選定すること。

#### 【解説】

盛土法面の安定性については、「3.6.1(3)6) 盛土法面のすべり崩壊に対する検討」を参照する。

これらの検討を踏まえて、盛土の安定性を確保することができる法面保護施設の選定を行うものとする。選定における留意点は次のとおりである。

- ① 必要に応じ各種工法を適切に組み合わせて計画する。
- ② 法面の安定性を保持する上で許容しうる範囲で植生工を併用し、周囲の環境に調和するように配慮する。

また、参考までに盛土法面における一般的な法面保護工選定フローを示す。

出典：[第二次改定版]宅地防災マニュアルの解説（平成19年12月）p.253

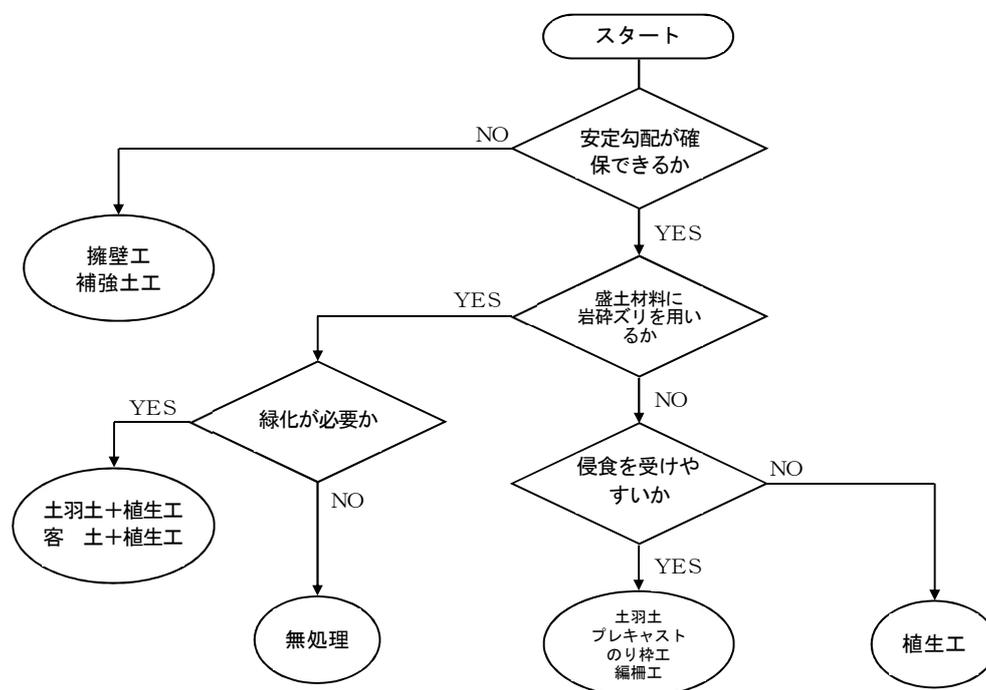


図 3-4 5 盛土法面における法面保護工選定のフロー

## (5) その他

盛土の施工及び施工場所の選定等に当たっては、以下のことを十分考慮すること。

### 【解説】

盛土の施工および施工場所の選定等に当たっては、以下のことに十分留意しなければならない。

- ① 盛土材料は、せん断強度が大きく圧縮性の小さい土を使用し、ペントナイト、温泉余土、酸性白土や有機質を含んだ土は使用してはならない。
- ② 盛土の高さは原則として最高 15m までとし、直高 5m 毎に巾 1m 以上の小段を設置する。
- ③ 盛土法面は、擁壁工や法面保護工などにより、適切に処理しなければならない。
- ④ 地下水位が高く浸透水及び湧水の多い区域、軟弱な基礎地盤区域には盛土は原則として認めない。
- ⑤ 溪流に対し残流域の生ずる埋立ては極力避けるものとする。
- ⑥ 盛土をする場合には、盛土に雨水その他の地表水の浸透によるゆるみ、沈下又は崩壊が生じないように、締固めその他の措置を講じなければならない。
- ⑦ 著しく傾斜している土地において盛土をする場合には、盛土をする前の地盤と盛土とが接する面がすべり面とならないように、段切りその他の措置が講じなければならない。

なお、詳細については、「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」(昭和 49 年 4 月 19 日付建河砂発第 20 号)を参考にできるものとする。

### 3.6.2 待受け式擁壁工

待受け式擁壁工は急傾斜地の崩壊等により生ずる土石等を急傾斜地との間に堆積させて、特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないようにするものである。待受け式擁壁は重力式コンクリート擁壁を標準とし、その設計に当たっては、土圧、水圧、自重のほか、土石等の移動の力及び堆積の力を考慮して損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造とするものとする。

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

#### 【解説】

##### (1) 設計手順

待受け式擁壁工の設計は、以下の手順にて行うことを標準とする。

なお、高さが2mを超える擁壁については、建築基準法施行令第142条に定めるところによることとなっている。その際に安定計算に用いる土質定数等の取り扱いが、本マニュアルで規定している数値と異なる場合があるが、それぞれの数値で基準を満足する設計を行い、規模が大きくなるほうを採用することとする。(高さが2mを超える擁壁については、「3.7 高さ2mを超える擁壁の設計」を参照のうえ、別途、安定を確認すること)

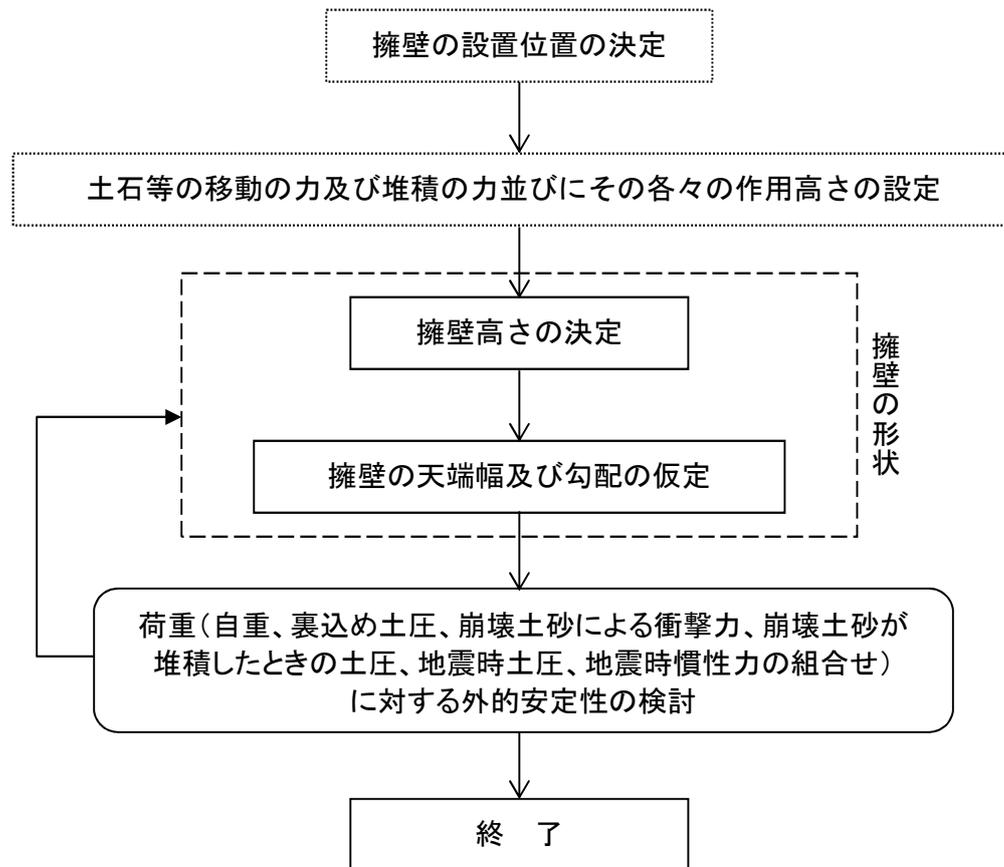


図 3-46 待受け式擁壁工の設計手順

## (2) 擁壁の形状

### 1) 擁壁高

擁壁高は、土石等の堆積の高さ以上とする。

#### 【解説】

特定予定建築物の敷地に土石等が到達することのないようにするため、擁壁高は、その擁壁の急傾斜地側の法尻における土石等の堆積の高さ以上とする。堆積の高さについては開発の計画に基づいて定められた方法によって計算する必要があり、計算方法については、「3.1.2 設計外力の設定」を参照すること。

なお、建築物の構造規制適用を併用することにより、擁壁高を堆積の高さより低く設計することは認められない。あくまでも特定開発行為の段階で安全性を完全に維持することが必要である（図 3-37 参照）。

### 2) 擁壁の天端幅及び勾配

擁壁の天端幅及び勾配などの断面形状は、安定計算により決定するものとする。

#### 【解説】

擁壁の断面形状は、基礎地盤の性状、基礎幅等を考慮し、土石等の堆積の力に対する安定計算により決定する。

### (3) 待受け式擁壁工の安定性の検討

待受け式擁壁工の安定性は、以下の①～④の検討を行うものとする。

- ① 転倒に対する安定性
- ② 滑動に対する安定性
- ③ 沈下に対する安定性
- ④ 軀対の断面応力度に対する安定性

#### 【解 説】

待受け式擁壁工は通常マッシブな重力式コンクリート擁壁としてつくられ、土石等を捕捉するものである。したがって、その設計に当たっては、崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂が堆積したときの土圧を考慮し、擁壁の安定性及び断面について検討を行う必要がある。

#### 1) 荷重の条件

待受け式擁壁工の設計に用いる荷重は常時における自重、平常時の土圧、崩壊土砂による衝撃力、崩壊土砂が堆積したときの土圧、地震時慣性力及び地震時土圧（擁壁高が 8m を超えるものが対象）の組み合わせとする。

詳細は、「3.1.2 設計外力の設定」を参照すること。

#### ア 崩壊土砂による衝撃力

単位面積当たりの崩壊土砂による衝撃力は、移動の高さ(h)の 1/2 の高さで待受け式擁壁に作用させるものとする。

待受け式擁壁に作用する衝撃力  $F(\text{kN/m}^2)$  は以下のとおりとする。

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

ここに、

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

$\alpha$  : 待受け式擁壁における衝撃力緩和係数 ( $\alpha=0.5$ )<sup>41</sup>

$F_{sm}$  : 移動の力 ( $\text{kN/m}^2$ ) (「3.1.2(3)崩壊土砂による衝撃力」参照)

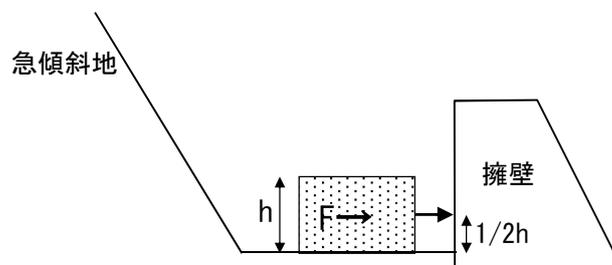


図 3-4 7 崩壊土砂による衝撃力が擁壁に作用するイメージ

<sup>41</sup> 衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法について（国交省砂防部事務連絡平成 15 年 10 月 21 日）

## イ 崩壊土砂が堆積したときの土圧

崩壊土砂が堆積したときの土圧は、擁壁の地盤面から土石等の堆積高（D）までの範囲に三角形分布で作用するものとする。

崩壊土砂が堆積したときの土圧が擁壁に作用する水平分力、鉛直分力は次式で与えられる。なお、高さ 2m を超える擁壁については建築基準法施行令第 142 条を準用すること。

### 水平分力

$$P_H = P_A \cos(\alpha + \delta)$$

ここに、

$P_H$ ：崩壊土砂が堆積したときの土圧の水平分力（kN/m）

$P_A$ ：崩壊土砂が堆積したときの土圧（kN/m）（「3.1.2(4)崩壊土砂が堆積したときの土圧」参照）

$\alpha$ ：擁壁背面と鉛直面となす角

$\delta$ ：壁面摩擦角（＝土石等の内部摩擦角 \* 2/3）

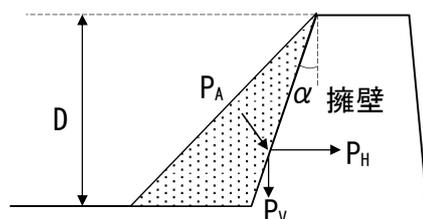


図 3-48 崩壊土砂が堆積したときの土圧が擁壁に作用するイメージ

### 鉛直分力

$$P_V = P_A \sin(\alpha + \delta)$$

ここに

$P_V$ ：崩壊土砂が堆積したときの土圧の鉛直分力（kN/m）

$P_A$ ：崩壊土砂が堆積したときの土圧（kN/m）（「3.1.2(4)崩壊土砂が堆積したときの土圧」参照）

$\alpha$ ：擁壁背面と鉛直面となす角

$\delta$ ：壁面摩擦角（＝土石等の内部摩擦角 \* 2/3）

### 作用位置

崩壊土砂が堆積したときの土圧は三角形分布で作用するため、地盤面から堆積高（D）の 1/3 の高さで擁壁に作用するものとする。

## ウ 地震の影響

待受け式擁壁の高さが 8m を超える場合は、地震時の設計水平震度から地震時慣性力及び地震時土圧を考慮するものとする（堆積高が 8m を超えることはまれである。）。なお、崩壊

土砂による衝撃力については、同時に発生する可能性が低いので、考慮する必要はない。

## 2) 転倒に対する安定性の検討

一般に転倒に対する検討方法は偏心量法と安全率法の2種類がある。重力式擁壁の場合、以下に示した偏心量法で検討した場合、安全率法における安全率 $\geq 1.5$ を満たすこととなる。そのため、ここでは偏心量法について示す。

擁壁の底版下面には、擁壁の自重のほか、載荷重、土圧、崩壊土砂による衝撃力又は崩壊土砂が堆積したときの土圧による荷重（以下、土圧合力）が作用する。底版下面における地盤反力はこれらの荷重合力の作用位置により異なる。図 3-4 9 において、つま先から荷重合力  $R$  の作用点までの距離  $d$  は次式で与えられる。

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

ここに、

$W$  : 擁壁の自重 (kN/m)

$P_H$  : 土圧合力の水平分力 (kN/m)

$P_V$  : 土圧合力の鉛直分力 (kN/m)

$a$  : 擁壁つま先と  $W$  の重心との水平距離 (m)

$b$  : 擁壁つま先と  $P_V$  作用点との水平距離 (m)

$h$  : 擁壁かかとと  $P_H$  の作用点の鉛直距離 (m)

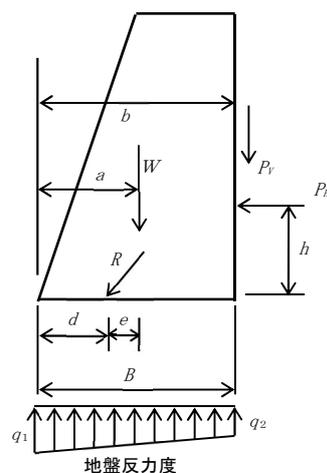


図 3-4 9 合力作用位置の求め方

合力  $R$  の作用点から底盤中央までの偏心距離  $e$  は次式で表される。

$$e = B/2 - d$$

ここに

$e$  : 偏心距離

$B$  : 擁壁の底版幅

転倒に対する安定条件として、偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

平常時

$$|e| \leq B/6$$

地震時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時

$$|e| \leq B/3$$

### 3) 滑動に対する安定性の検討

待受け式擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする力は土圧合力の水平分力であり、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これを無視して設計する。

滑動に対する安全率は次式を満足しなければならない。

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

ここに、

W : 擁壁の自重 (kN/m)

P<sub>H</sub> : 土圧合力の水平分力 (kN/m)

P<sub>v</sub> : 土圧合力の鉛直分力 (kN/m)

F<sub>sp</sub> : 計画安全率 (平常時 : 1.5、地震時 : 1.2、衝撃力作用時 : 1.0、崩壊土砂堆積時 : 1.2)

tanφ<sub>B</sub> : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。詳細は「3.1.1(3)基礎の支持力等の計算に用いる定数」を参照。

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(tanφ<sub>B</sub>)を表 3-7 から求めた場合は c = 0 とする。

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効積載幅 (m) で

$$B' = B - 2e$$

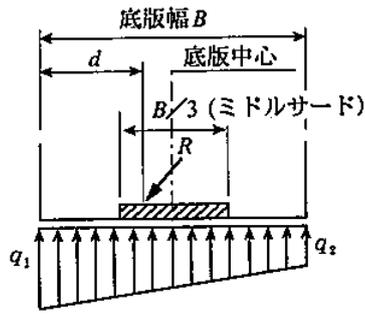
B : 擁壁の底版幅 (m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離 (m)

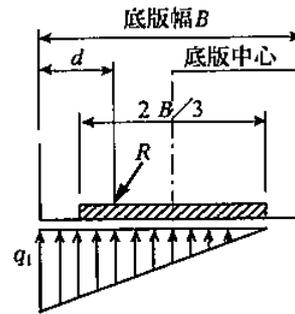
上式の安全率 (F<sub>s</sub>) が計画安全率 (F<sub>sp</sub>) を満足できない場合は、原則として底版幅を増し安定させるものとする。ただし、地形条件などの制約によりやむをえない場合は基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮したり、あるいは杭の水平抵抗などを考慮しなければならない場合もある。

### 4) 基礎地盤の支持力に対する安定性の検討

擁壁の底版下面において、荷重合力によって作用する鉛直力 (地盤反力度) は、地盤の許容支持力より小さくなければならない。



(a) 合力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) 合力作用点が底版中央の底版幅 2/3の中にある場合、かつ底版中央の底版幅 1/3の外にある場合 (三角形分布)

図 3-50 地盤反力度の求め方

地盤反力度は次式によって与えられる。

ア 合力作用点が底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) の中にある場合

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

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

イ 合力作用点が底版中央の底版幅 2/3 の中にある場合

(かつ底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) の外にある場合)

$$q_1 = \frac{2 \sum V}{3d}$$

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この  $q_1$  及び  $q_2$  は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

ここに

$q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  : 地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持力に対する安全率 (平常時 : 3.0、地震時 : 2.0、衝撃力作用時 : 1.0、崩壊土砂堆積時 : 2.0)

なお、高さ 8.0m 以下の擁壁の場合は、表 3-6 に示す地盤の許容支持力度の値を用いてもよい。また、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時には表 3-6 に示す地盤の許容支持力度の値を 1.5 倍した値を用いてよい。

## 5) 改良地盤上の直接基礎

擁壁の直接基礎は、良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面の下の地盤のみで支持させることを原則とするが、表層は軟弱でも比較的浅い位置に良質な支持層がある場合には、支持層まで根入れさせる方法のほか、安定処理や良質土による置換えを行い、改良地盤を形成してこれを基礎地盤とし、その上に擁壁を設けることもある。

基礎形式については、周辺状況や軟弱層の形状及び経済性を考慮し、選定することとし、改良深さや地中応力など具体の検討については、平成 24 年 7 月改訂版の「道路土工－擁壁工指針」および「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に準拠して求めることとし、採用に当たっては十分な検討を行わなければならない。

なお、改良地盤上の直接基礎は、もたれ式擁壁などの堅固な支持地盤を前提とした構造形式の擁壁には用いないことを原則とする。

## 6) 全体としての安定性の検討

斜面は一般にそれ自体として安定上の問題を含んでいる場合が多いが、さらに斜面上に擁壁を設ける場合には擁壁並びに背後の盛土を含む斜面全体の安定について検討する必要がある。この場合は「3.1.1(4)1)全体の安定の検討に用いる定数」を参考にその安定を検討するのがよい。

## 7) 地震時における安定性の検討

擁壁高が 8.0 m を超えるため、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、前述の方法に準じて行うことができる。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) 転倒に対する安定は、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  $|e| \leq B/3$  を満足しなければならない。

(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次式による。

$$e \leq \frac{B}{6} \text{ のとき } q_1 = \frac{P_{VE} + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

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

ここに、  $P_{VE}$  : 地震時荷重合力の鉛直成分

## 8) 転倒、滑動及び沈下の安全率のまとめ

転倒、滑動及び沈下の安全率についてまとめると、表 3-30 のようになる。

なお、もたれ式擁壁等の切土または盛土にもたれ状態で、躯体自重のみで土圧に抵抗する擁壁は<参考6> [P99] によるものとする。

表 3-30 安全率のまとめ

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崩壊土砂の衝撃力	①裏込め土圧 ②崩壊土砂の堆積土圧
安全率	滑動	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$	$F_s \geq 1.2$
	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	$q \leq qa = qu / F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq qa = qu / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq qa = qu / F_s$ $F_s = 1.0$	$q \leq qa = qu / F_s$ $F_s = 2.0$

注) 1: 擁壁高が 8m を超えるものについて検討する。

注) 2: もたれ式擁壁等の切土または盛土にもたれ状態で、躯体自重のみで土圧に抵抗する擁壁は<参考6> [P99] による。

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、 $qa$ : 許容地盤支持力度、 $qu$ : 極限地盤支持力度

## 9) 躯体の断面応力度に対する安定性の検討

設計外力が擁壁の壁体に対して破壊を生じさせないかどうかを、最も危険となる断面で照査する。断面応力度の検討は、コンクリートの曲げ圧縮、曲げ引張り、せん断について、天端から底面までの各点での照査を行う必要がある。

擁壁の破壊に対する検討に用いる応力度の照査式は、図 3-51 の断面 A-A について、コンクリート断面の縁応力度  $\sigma_c$  とせん断応力度  $\tau_c$  が式 (3-6) と (3-7) をそれぞれ満足するように設計する。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{c1} \\ \sigma_{c2} \end{array} \right\} = \frac{V}{Bi} \cdot \left( 1 + \frac{6e}{Bi} \right) \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

ここに、 $V$ : 断面 A-A から上の単位幅当たりの鉛直力 (N/mm)

$\sigma_{ca}$ : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cat}$ : コンクリートの許容曲げ引張り応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$B_i$  : 断面照査位置における断面幅 (mm)

$e$  : 偏心距離 (mm)

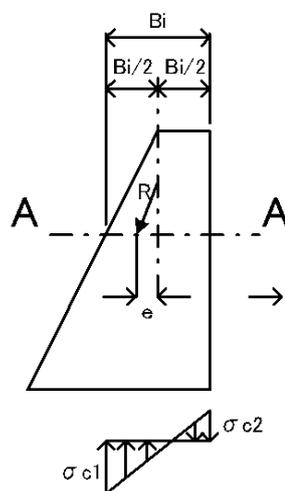


図 3-5 1 断面照査

また、コンクリート及び鋼材の許容応力度の割増係数は表 3-3 1 とおりとする。

日本道路協会 道路土工-擁壁工指針の改定による。

表 3-3 1 許容応力度の割増係数<sup>42</sup>

過重の組み合わせ	割増係数
衝撃力作用時	1.5
崩壊土砂堆積時	1.5

※許容せん断応力度は、割増しを行わないものとする。<sup>43</sup>

<sup>42</sup> 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 6 月)  
全国地すべりがけ崩れ対策協議会 p. 13

<sup>43</sup> 道路土工-擁壁工指針- (平成 24 年度版) p. 83

<参考6>

もたれ式擁壁の安定性の照査<sup>44</sup>

①滑動に対する安定の照査

滑動に対する安定の照査では、土圧、慣性力等の荷重の水平成分の合力を滑動力として、<参考7> [P103] に従うものとする。

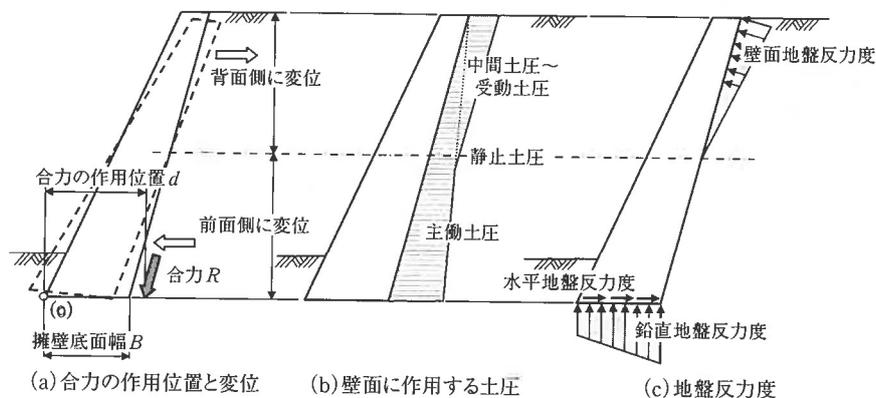
②転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定の照査では、擁壁底面のつま先 (o点) から荷重の合力  $R$  の作用位置までの距離  $d$  (以下、「荷重の合力の作用位置  $d$ 」という) を4-6-6(4)より求め、この荷重の合力の作用位置  $d$  が、常時ではつま先から擁壁底面幅  $B$  の  $1/2$  より後方 ( $d > B/2$ ) に、地震時ではつま先から擁壁底面幅  $B$  の  $1/3$  より後方 ( $d \geq B/3$ ) になければならない。

③支持に対する安定の照査

支持に対する安定の照査は、4-6-6(4)に従うものとする。なお、背面地盤の勾配や土質条件等から主働土圧状態が生起しない場合についても、下記Ⅱの示すよう適切に考慮する必要がある。擁壁底面の鉛直地盤反力度は、荷重の合力の作用位置  $d$  の範囲に応じて、次に示す方法で算出する。

- I. 荷重の合力の作用位置  $d$  がつま先から擁壁底面幅  $B$  の  $1/3 \sim 1/2$  の範囲 ( $B/3 \leq d \leq B/2$ ) にある場合は、4-6-6(4)による。
- Ⅱ. 荷重の合力の作用位置  $d$  がつま先から擁壁底面幅  $B$  の  $1/2$  より後方 ( $d \geq B/2$ ) にある場合には、解図5-31に示す変位と壁面に作用する土圧及び地盤反力度との関係から以下に示す計算法によるものとする。なお、壁面に作用する土圧は、解図5-31 (b) に示すように壁面の変位に応じた土圧の状態となるが、本指針では、便宜的に解図5-31 (c) に示すような土圧として壁面地盤反力が作用するものとした。



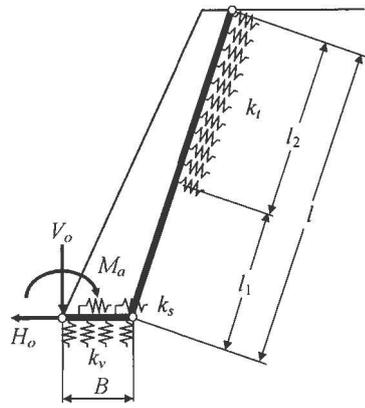
解図5-31 もたれ式擁壁の変位、壁面に作用する土圧、地盤反力度の関係 (荷重の合力の作用位置  $d$  が  $d > B/2$  となる場合)

<sup>44</sup> 道路土工—擁壁工指針— (平成24年度版) p. 162~166

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、もたれ式擁壁を基礎地盤と背面地盤に支持された構造物と考え、解図5-32に示すように擁壁本体を剛部材と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性支承上の剛体モデル（以下、「地盤バネモデルによる計算法」という）として求めることができる。

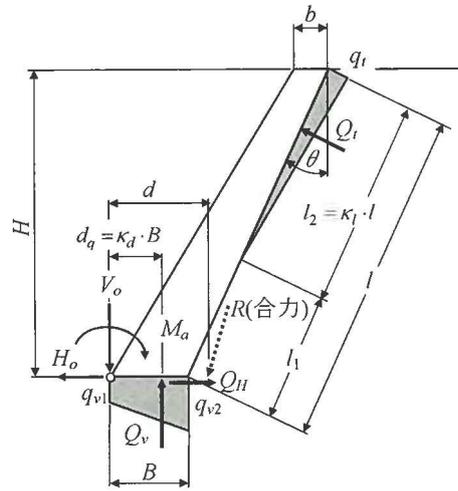
しかし、擁壁背面の施工状態等より背面地盤の地盤バネの設定に不確実な面があり、特に盛土の地盤バネの推定が困難と考えられる。そこで、予め基礎地盤及び背面地盤の種々の地盤バネを仮定し、土圧の大きさ、様々な形状及び規模のもたれ式擁壁について、「地盤バネモデルによる計算法」による試算を行った。この結果を解図5-33に示す壁面地盤反力度が発生する区間長  $l_2$  と壁面長  $l$  との比を  $\kappa_1$ 、鉛直地盤反力の作用位置  $d_q$  と擁壁底面幅  $B$  との比を  $\kappa_d$  として解表5-5のように整理すると、地盤反力度は式（解5-26）～ 式（解5-26）で近似することができる。

以下、この計算法を「簡便法」と呼ぶ。



$k_v$  : 底面地盤の鉛直地盤反力係数  
 $k_s$  : 底面地盤のせん断地盤反力係数  
 $k_r$  : 背面地盤の壁面垂直地盤反力係数

解図5-32 地盤バネモデルによる計算方法



解図5-33 簡便法による計算方法

$$Q_t = \frac{M_a - \kappa_d \cdot B \cdot V_o}{B \sin \theta (1 - \kappa_d) + l \left(1 - \frac{\kappa_l}{3}\right)} \dots \dots \dots \text{ (解 5-26)}$$

$$Q_v = V_o - Q_t \sin \theta, \quad Q_H = H_o + Q_t \cos \theta \dots \dots \dots \text{ (解 5-27)}$$

$$q_{v1} = \frac{2Q_v(2-3\kappa_d)}{B}, \quad q_{v2} = \frac{2Q_v(3\kappa_d-1)}{B} \dots\dots\dots (\text{解 5-28})$$

$$q_t = \frac{2Q_t}{\kappa_t \cdot l} \dots\dots\dots (\text{解 5-29})$$

ここに、

$V_o$  : 擁壁底面における全鉛直荷重 (kN/m)

$H_o$  : 擁壁底面における全水平荷重 (kN/m)

$M_a$  : 擁壁底面のつま先回りの作用モーメント (kN・m/m) で式 (解 5-30) により算出する。

$$M_a = M_r - M_Q \dots\dots\dots (\text{解 5-30})$$

$M_r$  : 擁壁底面のつま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m)

$M_o$  : 擁壁底面のつま先回りの転倒モーメント (kN・m/m)

$H$  : 擁壁高 (m)

$B$  : 擁壁底面幅 (m)

$l$  : 壁面長 (m)

$\theta$  : 壁面傾斜角 (°)

$d$  : 擁壁底面のつま先から合力  $R$  の作用位置までの距離 (m) で次式により算出する。

$$d = \frac{M_o}{V_o} \dots\dots\dots (\text{解 5-31})$$

$Q_v$  : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN/m)

$Q_H$  : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN/m)

$Q_t$  : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN/m) で、 $d \leq \kappa_d \cdot B$  のときは  $Q_t = 0$  とする。

$q_{v1}$  : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{v2}$  : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_t$  : 擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$d_q$  : 擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置 (m)

$l_1$  : 擁壁底面から壁面地盤反力度が発生する位置までの区間長 (m)

$l_2$  : 壁面地盤反力度が発生する区間長 (m)

$\kappa_t$  : 壁面地盤反力度が発生する区間長  $l_2$  と擁壁壁面長  $l$  との比 ( $\kappa_t = l_2/l$ ) で、解表 5-5 による。

$\kappa_d$  : 擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置  $d_q$  と擁壁底面幅  $B$  との比 ( $\kappa_d = d_q/B$ ) で、解表 5-5 による。

解表 5-5 「簡便法」に用いる係数  $k_1$ 、 $K_d$  の値

荷重状態 係数	自重のみの 場合	荷重組合せに土圧や地震時慣性力などを 考慮する場合		
		1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
背面勾配	—			
$k_1 = l_2 / l$	1.00	0.50	0.60	0.70
$K_d = d_q / B$	0.58	0.56		

## <参考7>

### 安定に対する検討

擁壁の安定に関しては、一般には次の①②③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④⑤についても検討する必要がある。<sup>45</sup>

- 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 なお、もたれ式擁壁等の切土または盛土にもたれ状態で、駆体自重のみで土圧に抵抗する擁壁は、<参考6> [P99] によるものとする。

#### ①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これを無視して設計する。滑動に対する安全率は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{(滑動に対する抵抗力)}}{\text{(滑動力)}} = \frac{(W+P_v) \cdot \tan\phi_B + c \cdot B'}{P_H} \geq F_{sp} \dots\dots\dots (4-6-14)$$

ここに、W：擁壁の自重 (kN/m)

P<sub>v</sub>：土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

P<sub>H</sub>：土圧合力の水平成分 (kN/m)

F<sub>sp</sub>：計画安全率 (平常時：1.5、地震時：1.2、衝撃力作用時：1.0、崩壊土砂堆積時：1.2)

tanφ<sub>B</sub>：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、φ<sub>B</sub> = φ (基礎地盤の内部摩擦角)、現場打ちでない場合は、φ<sub>B</sub> = 2/3 · φ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 tanφ<sub>B</sub> の値は 0.6 を越えないものとする。なお通常の場合は本マニュアル表 3-7 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(tanφ<sub>B</sub>)を表 4-6-5 から求めた場合は c = 0 とする。

B'：荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効積載幅 (m)で<sup>46</sup>

$$B' = B - 2e$$

<sup>45</sup> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例-本編 (2007) 全国治水砂防協会 p. 216

<sup>46</sup> 道路土工-擁壁工指針- (平成 24 年度版) p. 113

B : 擁壁の底版幅(m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離(m)

式(4-6-14)の安全率(Fs)の値が計画安全率(Fsp)を満足できない場合、原則として底版幅を増し安定させるものとする。ただし地形条件などの制約により止むを得ない場合は基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮したり、あるいは杭の水平抵抗などを考慮しなければならない場合もある。

## ②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4-6-16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。

$$d = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_v} \dots\dots\dots (4-6-16)$$

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Pvの作用点との水平距離 (m)

h : 擁壁かかととPHの作用点との鉛直距離 (m)

合力Rの作用点から底版中央までの偏心距離eは次式で表される。

$$e = \frac{B}{2} - d \dots\dots\dots (4-6-17)$$

転倒に対する安定条件として、偏心距離eは次式を満足しなければならない。

$$\text{平常時} : |e| \leq \frac{B}{6} \dots\dots\dots (4-6-18)$$

$$\text{地震時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時} : |e| \leq \frac{B}{3} \dots\dots\dots (4-6-18')$$

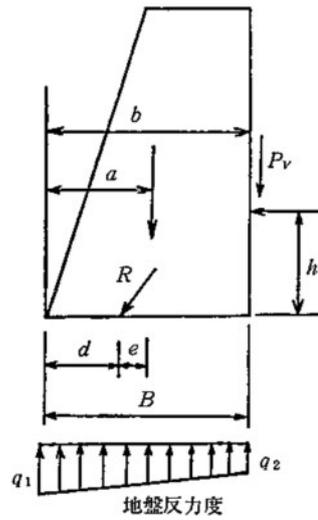


図4-6-16 合力作用位置の求め方

③基礎地盤の支持力に対する安定

地盤反力度は、式 (4-6-19) ~ (4-6-21) により求める (図4-6-17参照)

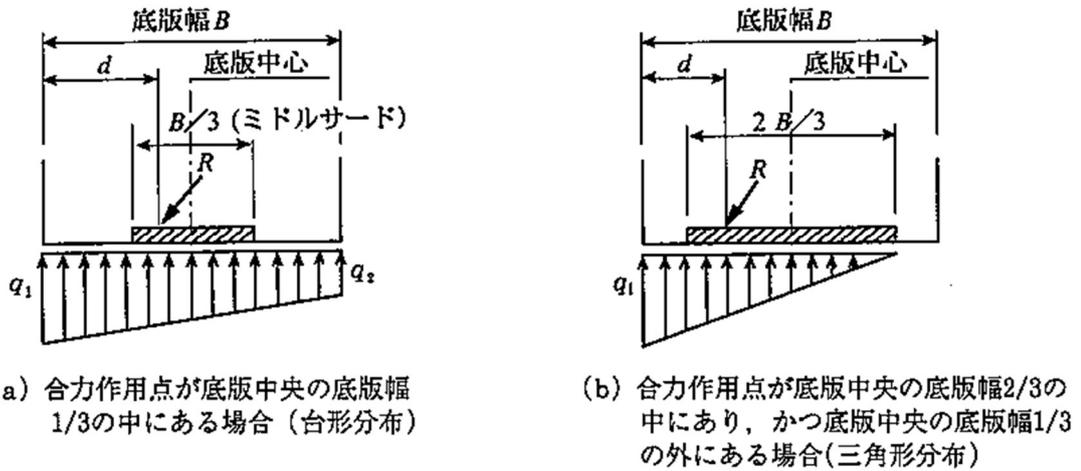


図4-6-17 地盤反力度の求め方

(ア) 合力作用位置が底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) 中にある場合

$$q_1 = \frac{P_V + W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots (4-6-19)$$

$$q_2 = \frac{P_V + W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots (4-6-20)$$

(イ) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

(かつ底版中央の底版幅1/3 (ミドルサード) の外にある場合)

$$q_1 = \frac{2\Sigma V}{3d} = \frac{2(P_v+W)}{3d} \dots\dots\dots (4-6-21)$$

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この  $q_1$  および  $q_2$  は式 (4-6-22) を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leqq q_a = \frac{q_u}{F_s} \dots\dots\dots (4-6-22)$$

ここに、 $q_a$  : 地盤の許容支持力度

$q_u$  : 地盤の極限支持力度  $F_s$  : 地盤の支持力に対する安全率 (平常時 : 3.0、地震時 : 2.0、衝撃力作用時 : 1.0、崩壊土砂堆積時 : 2.0)

なお、高さ 8.0 m 以下の擁壁の場合は、表 4-6-4 に示す地盤の許容支持力度の値を用いてよい。また、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時には表 4-6-4 に示す地盤の許容支持力度の値を 1.5 倍した値を用いてよい。<sup>47</sup>

#### ④改良地盤上の直接基礎<sup>48</sup>

擁壁の直接基礎は、良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面の下の地盤のみで支持させることを原則とするが、表層は軟弱でも比較的浅い位置に良質な支持層がある場合には、支持層まで根入れさせる方法のほか、安定処理や良質土による置換えを行い、改良地盤を形成してこれを基礎地盤とし、その上に擁壁を設けることもある。基礎形式については、周辺状況や軟弱層の形状及び経済性を考慮し、選定することとし、改良深さや地中応力など具体の検討については、平成 24 年 7 月改訂版の「道路土工—擁壁工指針」および「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に準拠して求めることとし、採用に当たっては十分な検討を行わなければならない。なお、改良地盤上の直接基礎は、もたれ式擁壁などの堅固な支持地盤を前提とした構造形式の擁壁には用いないことを原則とする。

#### ⑤全体としての安定

斜面は一般にそれ自体として安定上の問題を含んでいる場合が多いが、さらに斜面上に擁壁を設ける場合には擁壁並びに背後の盛土を含む斜面全体の安定について検討する必要がある。この場合は<参考 8> [P108] を参考にその安定を検討する

<sup>47</sup> 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 p. 12

<sup>48</sup> 道路土工—擁壁工指針— (平成 24 年度版) p. 134

のがよい。

⑥地震時における安定 <参考5> [P39]【当面の運用】参照

擁壁高が8.0mを超えるため、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、前述の方法に準じて行うことができる。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。

(ア) 滑動に対する安全率は $F_s \geq 1.2$ とする。

(イ) 転倒に対する安定は、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。すなわち式(4-6-18')を満足しなければならない。

(ウ) 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式(4-6-23)・(4-6-24)による。

$$e \leq \frac{B}{6} \text{ のとき } q_1 = \frac{P_{VE} + W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots (4-6-23)$$

$$\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{3} \text{ のとき } q_2 = \frac{2(P_{VE} + W)}{3d} \dots\dots\dots (4-6-24)$$

ここに、 PVE : 地震時土圧合力の鉛直成分

## <参考 8>

### 荷重の組み合わせ

#### 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。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。<sup>49</sup>

(ア) 平常時 : 自重+裏込め土圧

(イ) 地震時 : 自重+裏込め土圧+地震時慣性力 (擁壁高が 8m を超えるものを対象とする。)

(ウ) 衝撃力作用時 : 自重+裏込め土圧+崩壊土砂による衝撃力

(エ) 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

#### ②安全率

各荷重の組み合わせでの安全率( $F_s$ )は本マニュアル表 3-30 のとおりとする。<sup>50</sup>

なお、もたれ式擁壁等の切土または盛土にもたれ状態で、躯体自重のみで土圧に抵抗する擁壁は、<参考 6> [P99] によるものとする。

<sup>49</sup>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 p. 5

<sup>50</sup>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 p. 6

#### (4) その他

上記のほか、重力式擁壁工の一般的留意事項、基礎、伸縮目地、施工に関する項目についても、十分な検討を行うものとする。

#### 【解説】

待受け式擁壁工の設計では、上記の検討のほかにも、① 重力式擁壁工の一般的留意事項、② 基礎、③ 伸縮目地、④ 施工、に関しては、十分な検討を行う必要がある。検討にあたっては、「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）」を参考にすることができる。

### 3.7 高さ 2m を超える擁壁の設計

高さ 2 m を超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令に準拠した設計を行うものとする。

#### 【解説】

政令第 7 条第 1 項第 6 号には、対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが 2m を超える擁壁は、建築基準法施行令第 142 条の規定に従うようになっている。建築基準法施行令第 142 条第 1 項第 5 号によれば、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算により擁壁の構造耐力上の安全性を確かめることになっている。国土交通大臣が定める基準は、宅地造成等規制法施行令第 7 条に定めるとおりにすることが、平成 19 年 6 月 20 日国土交通省告示第 620 号(平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号の一部改正)に示されている。

このことから、土砂災害防止法における特定開発行為において、高さ 2 m を超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令第 7 条に準拠した計画、設計を行うことが必要となる。

擁壁の設計に当たって用いる設計外力等は関連指針によって土質定数や摩擦係数が異なるため、各基準によって設計した擁壁の規模にも差異が生じることになるが、宅地造成等規制法施行令第 7 条の基準以外で設計した場合は、法律に違反することになるため、特定開発行為を許可することはできない。

詳細については、「宅地造成等規制法による宅地造成技術マニュアル 改訂版」（兵庫県建築士会、平成 11 年 5 月）、「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説」（宅地防災研究会、平成 19 年 12 月）を参照すること。

なお、その際に安定計算に用いる土質定数等の取り扱いが、本マニュアルで規定している数値と異なる場合があるが、それぞれの数値で基準を満足する設計を行い、規模が大きくなるほうを採用することとする。

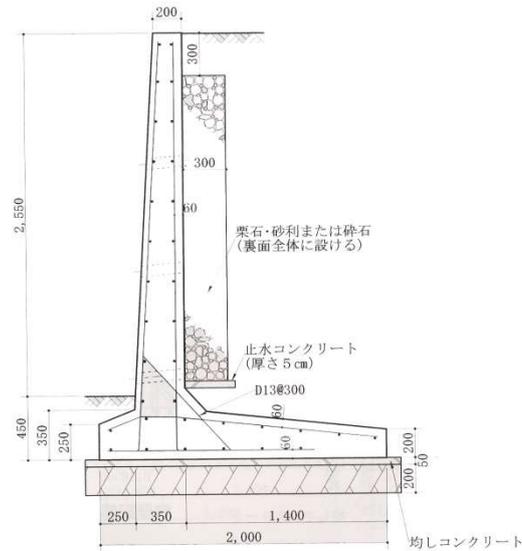


図 3-5 2 標準構造図 (鉄筋コンクリート倒立 T 型擁壁、高さ 3m の場合)

出典：構造図集 擁壁，(社)日本建築士会連合会，平成 13 年 12 月

宅地造成等規制法に準拠した安定計算に用いる定数等

(1) 土質条件

鉄筋コンクリート造等擁壁の設計に用いる土質定数は、原則として土質試験・原位置試験に基づき求めたものを使用する。ただし、これによることが適当でない場合や、小規模な開発事業においては、宅地造成等規制法施行令の別表第二 (表 3-3 2) 及び第三 (表 3-3 3) の値を用いることができる。

別表第二の土圧係数は、背面土の勾配を  $90^\circ$  以下、余盛等の勾配及び高さをそれぞれ  $30^\circ$  以下及び  $1\text{m}$  以下とし、かつ擁壁の上端に続く地盤面等には積載荷重がないものとして計算されているので、この条件に合致しないものについては、別表第二の土圧係数を用いることはできない。

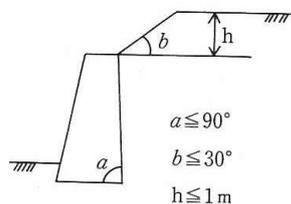


図 3-5 3 宅地造成等規制法施行令別表第二の土圧係数の考え方

表 3-32 宅地造成等規制法施行令別表第二 単位体積重量と土圧係数

裏込め土の種類	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	土圧係数
砂利又は砂	18	0.35
砂質土	17	0.40
シルト、粘土、又はそれらを多く含む土	16	0.50

表 3-33 宅地造成等規制法施行令別表第三 基礎地盤と摩擦係数

基礎地盤の土質	摩擦係数	備考
岩、岩屑、砂利、砂	0.50	
砂質土	0.40	
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	0.30	擁壁の基礎底面から少なくとも 15cm までの深さの土を砂利又は砂に置き換えた場合に限る。

せん断定数 (C、 $\phi$ ) 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。

## (2) 地盤の許容支持力

基礎地盤の許容応力度の求め方には、支持力理論によって求められる方法と、土質調査や原位置載荷試験を行って求める方法とがある。これらの詳細については、日本建築学会の「建築基礎構造設計指針」に述べられている。また、国土交通省告示 1113 号において、荷重の傾斜を考慮した地盤の許容応力度を定める方法が示されている。一方、宅地造成等規制法施行令第 7 条第 3 項第 2 号では、建築基準法施行令第 93 条及び第 94 条に基づいて定めた値を採用することになっている。なお、この場合でも、都市計画法の開発許可に当たって、地盤の許容応力度（又は許容支持力度）は、地盤調査結果に基づいて算出するのが原則とする。この地盤調査結果を受けて、擁壁高さ 5m 程度以下の工事の場合は建築基準法施行令第 93 条の表に示す値をしようすることができる（表 3-34）。

表 3-3 4 地盤の許容応力度（建築基準法施行令第 93 条、一部加筆修正）

地盤	長期応力に対する許容応力度 (単位：kN/m <sup>2</sup> )	短期応力に対する許容応力度 (単位：kN/m <sup>2</sup> )
岩盤	1,000	長期応力に対する許容応力度 のそれぞれの数値の 2 倍とする。
固結した砂	500	
土丹盤	300	
密実な礫層	300	
密実な砂質地盤	200	
砂質地盤（地震時に液状化のおそれのないものに限る）	50	
堅い粘土質地盤	100	
粘土質地盤	20	
堅いローム層	100	
ローム層	50	

出典：宅地防災マニュアルの解説＜第二次改訂版＞[I]（宅地防災研究会，平成 19 年 12 月）p.317

### （3）地震時の検討

見え高が 5m を超える擁壁は、「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説」を参考に地震時の安全性についても検討することとなっている。（高さが、「見え高」になっている点に注意が必要）

この場合、水平震度は 0.25 とし、安全率は、滑動、転倒、許容支持力に対して 1.0 以上とする。

その安定性を保つため、4）に示す荷重のうち、「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説」から引用した「中地震」及び「大地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して、以下の条件を満たさなければならない。

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

<参考 9> 土砂災害防止法施行令

**施行令**

**(対策工事等の計画の技術的基準)**

**第 7 条** 法第 11 条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

一 一 略 一

二 一 略 一

三 一 略 一

四 一 略 一

五 一 略 一

六 対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが 2 メートルを超える擁壁については、建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 142 条（同令第 7 章の 8 の準用に関する部分を除く。）に定めるところによるものであること。

## 建築基準法施行令

### (擁壁)

**第142条** 第138条第1項に規定する工作物のうち同項第5号に掲げる擁壁(以下この条において単に「擁壁」という。)に関する法第88条第1項において読み替えて準用する法第20条の政令で定める技術的基準は、次に掲げる基準に適合する構造方法又はこれと同等以上に擁壁の破壊及び転倒を防止することができるものとして国土交通大臣が定めた構造方法を用いることとする。

一 鉄筋コンクリート造、石造その他これらに類する腐食しない材料を用いた構造とすること。

二 石造の擁壁にあつては、コンクリートを用いて裏込めし、石と石とを十分に結合すること。

三 擁壁の裏面の排水を良くするため、水抜穴を設け、かつ、擁壁の裏面の水抜穴の周辺に砂利その他これに類するものを詰めること。

四 次項において準用する規定(第7章の8(第136条の6を除く。)の規定を除く。)に適合する構造方法を用いること。

五 その用いる構造方法が、国土交通大臣が定める基準に従つた構造計算によつて確かめられる安全性を有すること。

2 擁壁については、第36条の3から第39条まで、第51条第1項、第62条、第71条第1項、第72条、第73条第1項、第74条、第75条、第79条、第80条(第51条第1項、第62条、第71条第1項、第72条、第74条及び第75条の準用に関する部分に限る。)、第80条の2及び第7章の8(第136条の6を除く。)の規定を準用する。

平成12年5月31日建設省告示第1449号の一部改正

平成19年6月20日国土交通省告示第620号

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を定める件

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第139条第1項第4号イ（同令第140条第2項、第141条第2項及び第143条第2項において準用する場合を含む。）及び第142条第1項第5号の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの安全性を確かめるための構造計算の基準を第1から第3までに定め、同令第139条第1項第3号（同令第140条第2項、第141条第2項及び第143条第2項において準用する場合を含む）の規定に基づき、高さが60メートルを超える煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を第4に定める。

第 1 ー 略 ー

第 2 ー 略 ー

第 3 令第 138 条第 1 項に規定する工作物のうち同項第 5 号に掲げる擁壁の構造計算の基準は、宅地造成等規制法施行令（昭和 37 年政令第 16 号）第 7 条に定めるとおりとする。ただし、次の各号のいずれかに該当する場合又は実験その他の特別な研究による場合にあっては、この限りでない。

- 一 宅地造成等規制法施行令第 6 条第 1 項各号のいずれかに該当するがけ面に設ける擁壁
- 二 土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果がけの安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられたがけ面に設ける擁壁
- 三 宅地造成等規制法施行令第 8 条に定める練積み造の擁壁の構造方法に適合する擁壁
- 四 宅地造成等規制法施行令第 14 条の規定に基づき、同令第 6 条第 1 項第 2 号及び第 7 条から第 10 条までの規定による擁壁と同等以上の効力があると国土交通大臣が認める擁壁

第 4 ー 略 ー

## 宅地造成等規制法施行令

### (鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造)

第 7 条 前条の規定による鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によつて次の各号のいずれにも該当することを確かめたものでなければならない。

- 一 土圧、水圧及び自重（以下「土圧等」という。）によつて擁壁が破壊されないこと。
- 二 土圧等によつて擁壁が転倒しないこと。
- 三 土圧等によつて擁壁の基礎がすべらないこと。
- 四 土圧等によつて擁壁が沈下しないこと。

2 前項の構造計算は、次に定めるところによらなければならない。

- 一 土圧等によつて擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないことを確かめること。
- 二 土圧等による擁壁の転倒モーメントが擁壁の安定モーメントの  $\frac{3}{2}$  以下であることを確かめること。
- 三 土圧等による擁壁の基礎のすべり出す力が擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力の  $\frac{3}{2}$  以下であることを確かめること。
- 四 土圧等によつて擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないことを確かめること。ただし、基礎ぐいを用いた場合においては、土圧等によつて基礎ぐいに生ずる応力が基礎ぐいの許容支持力を超えないことを確かめること。

3 前項の構造計算に必要な数値は、次に定めるところによらなければならない。

- 一 土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第 2 の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる。
- 二 鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 90 条（表 1 を除く。）、第 91 条、第 93 条及び第 94 条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計算された数値
- 三 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第 3 の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

## 第4章 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い

### 4.1 対象となる地形改変

特定開発行為における対策工事等によって、特別警戒区域の範囲が消滅又は変更になる可能性がある場合は、特定開発行為に関する申請者において、その真偽を確かめるものとする。

#### 【解説】

特定開発行為における対策工事等の計画によっては、特別警戒区域を設定した根拠となる急傾斜地を地形改変する場合もあり得る。この場合、特別警戒区域の範囲が消滅したり、変更になることが予想されるが、これは特定開発行為の一環として人為的に生じるものであるため、開発者（申請者）の責任において、土砂災害の発生のおそれのある範囲を確かめ、それに対する対策工事等が行われる必要がある。なお、対策工事等の終了後には、速やかに県が指定の解除や変更を行うこととなる。

特別警戒区域の範囲が変わることが予想される急傾斜地における地形改変の具体例は以下のとおりである。

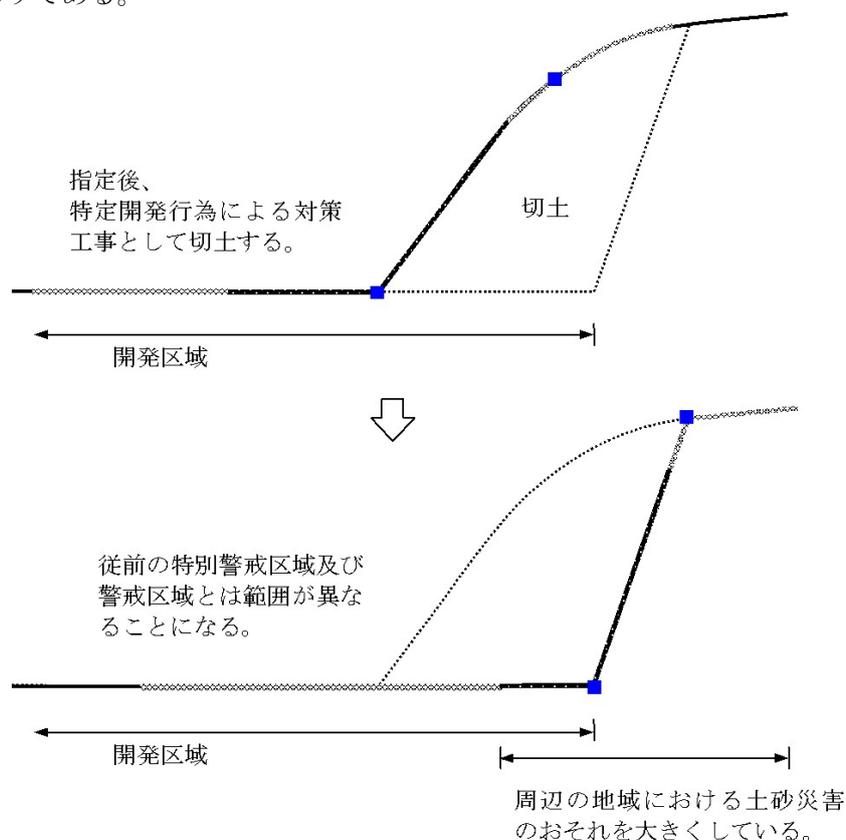


図 4-1 特別警戒区域の範囲が変わる地形改変の具体例

## 4.2 土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認方法

特定開発行為に伴う土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認に当たっては、兵庫県基礎調査マニュアル（急傾斜地の崩壊編）に基づいて行うものとする。

### 【解説】

地形改変を伴う急傾斜地における特定開発行為においては、土砂災害のおそれのある範囲を確認することを申請者に義務付けることになる。この確認方法については、兵庫県基礎調査マニュアル（急傾斜地の崩壊編）に従って、特別警戒区域の設定と同等の調査を行うものとする。ただし、調査にあたっては、県で従前に特別警戒区域を設定した結果等を参考にすることができる。

申請者は調査結果に基づき、土砂災害の発生のおそれがないように対策工事等の計画を行うことになる。