

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

京都府特定開発行為許可マニュアル(案)

技術基準（急傾斜地の崩壊編）

平成19年 3月

砂 防 室

京都府特定開発行為許可マニュアル（案）

技術基準（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	4
2.1	土砂災害の防止	4
2.2	対策工事の実施範囲	13
2.3	対策工事の周辺への影響	14
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	18
3.1	土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定	18
3.2	法切の設計	37
3.3	急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計	39
3.4	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ための施設の設計	58
3.5	高さ2mを超える擁壁の設計	78
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	83
4.1	対象となる地形改変	83
4.2	土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認方法	84
【巻末参考資料】		
①	待受け式擁壁工の設計計算例	86
②	審査チェックリスト	100

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11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。

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ない箇所には、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> 土砂災害防止法 法律第 11 条、施行令第 7 条

法律

(許可の基準)

第 11 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11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つては、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) 法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法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。

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

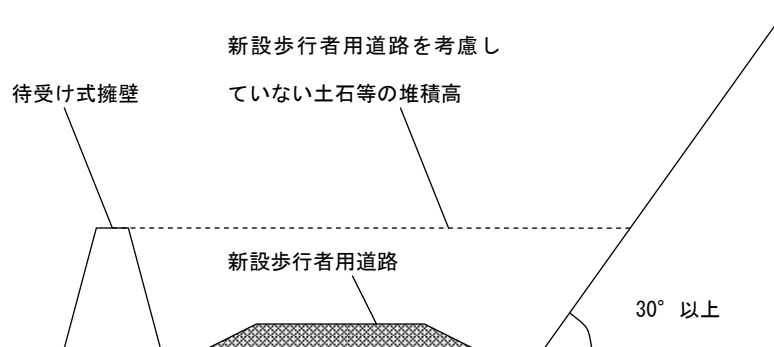


図 2.1 対策工事の効果を損なう例

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。

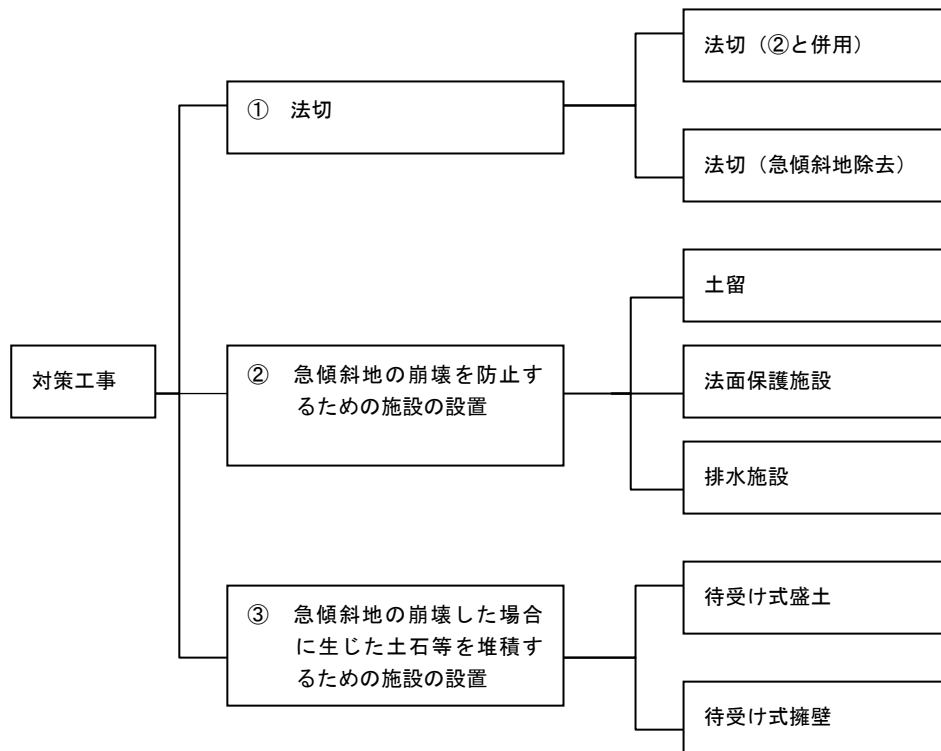
(2) 特定予定建築物の敷地に土石等を到達させない

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。

ここで、特定予定建築物の敷地とは、特定予定建築物の立地する土地のみならず、駐車場や庭地等を含む土地すべてを指し、これらに土石等を到達させないということになる。

(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。

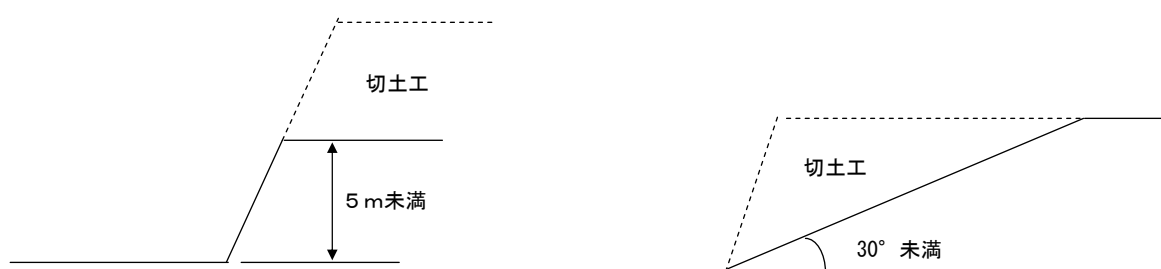


図 2.3 法切による急傾斜地の除去のイメージ

2) 急傾斜地の崩壊を防止するための施設

急傾斜地の崩壊を防止するための施設として効果を見込む工種は原則として、表 2.1 の工種とする。表 2.1 以外の工種については、表 2.1 の工種と組み合わせて計画するものとする。

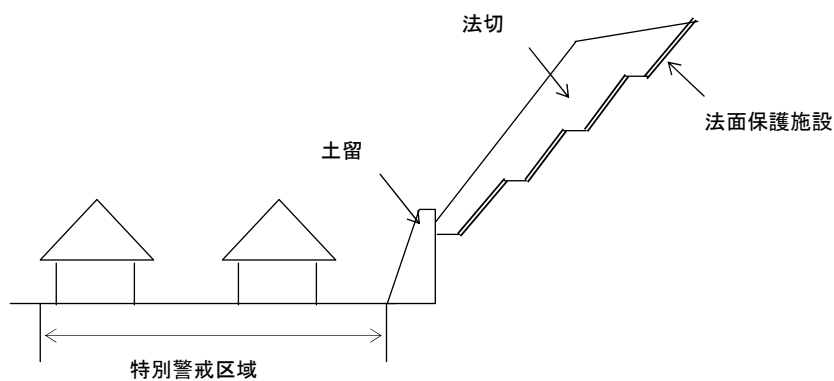


図 2.4 急傾斜地の崩壊を防止する対策施設のイメージ

表 2.1 急傾斜地の崩壊を防止するための施設として効果を見込む工種

区分	工種	工種細分	適用	
土留工	擁壁工	石積・ブロック積擁壁	斜面崩壊防止を目的とした施設、及び斜面崩壊防止機能を有すると明確に判断できる施設のみとする。	
		もたれ式コンクリート擁壁		
		重力式コンクリート擁壁		
		張りコン併用コンクリート擁壁		
		コンクリート枠擁壁		
		鋼製枠擁壁		
		その他擁壁など		逆T型、逆L型など
	アンカー工	グラウンドアンカー工	施工斜面部のみ効果を見込む	対策工の機能が発揮される施工範囲とする
		ロックボルト工	施工斜面部のみ効果を見込む	
		その他（補強土工法）など	施工斜面部のみ効果を見込む	
杭工	抑止杭工など	有効な施工斜面部のみ効果を見込む		
柵工	土留柵工	斜面崩壊防止を目的とした施設に限る		
法面保護工	張工	コンクリート版張工	無筋構造に相当するものを除く	
		コンクリート張工	簡易な張工を除く	
	法枠工	プレキャストコンクリート枠工	左記以外の法枠工は、原則として効果を見込まない	
		現場打法枠工など		アンカー工などの併用工含む
		現場吹付法枠工など		アンカー工などの併用工含む
上記以外の対策工について、効果を見込む場合は、個別に土木事務所担当者と協議し決定する。				
<ul style="list-style-type: none"> ・ 上記に類する工法や施設において、木製構造物は原則として効果を見込まない。 ・ 上記のいずれの工法や施設についても、明らかに斜面崩壊防止機能を有する施設のみ効果を見込む ・ コンクリート吹付工や植生工、山腹工などの斜面崩壊防止に対して直接的な効果が評価しがたい施設は、原則として効果を見込まない。 ・ 擁壁背面切土などの張工（仕戻し工）などは効果に見込まない。 ・ 待ち受け擁壁工、及びこれに準ずる崩壊土砂を待ち受ける工法（ロックキーパー工など）は、別途崩土の待ち受け効果とあわせて検討する。 ・ 切土工や押え盛土工、ふとん竈、蛇竈、排水工の施設効果は、原則として見込まない 				

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させるための施設とは、待受け式盛土及び待受け式擁壁がある。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、堆積の力及び各々の力が作用する高さが必要である。

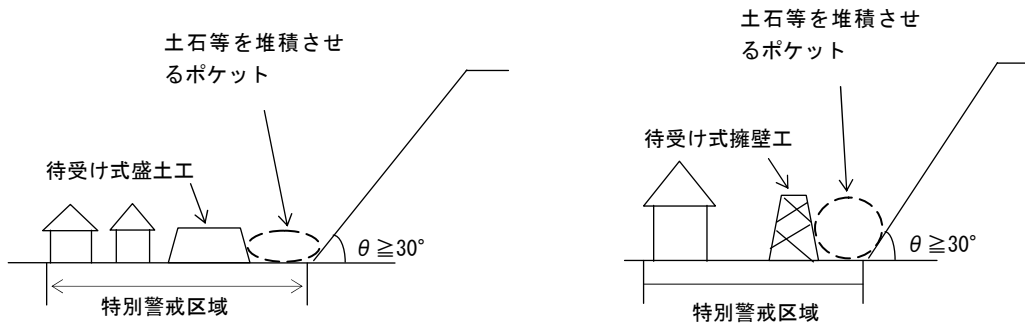


図 2.5 待受け式盛土工及び待受け式擁壁工のイメージ

4) 対策工事の組み合わせ

上記の1)～3)を組み合わせ、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、土石等による移動の力、移動の高さ、堆積の力及び堆積の高さの設定が必要となる。

- 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。

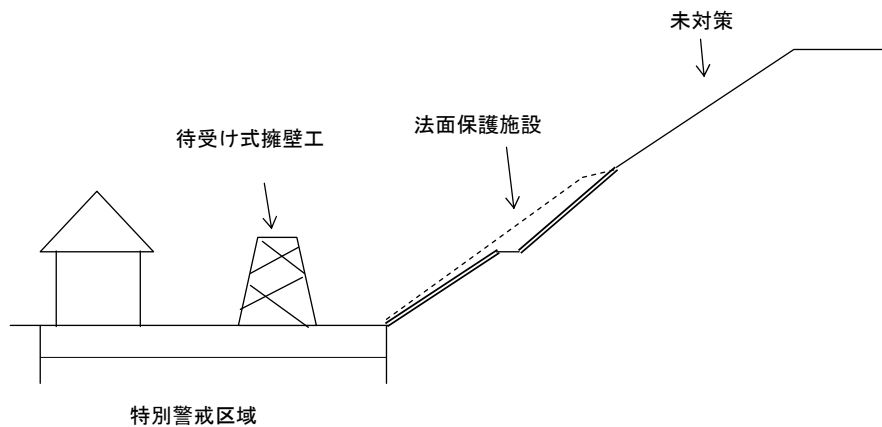


図 2.6 法面保護施設と待受け式擁壁工の組み合わせ

- 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。

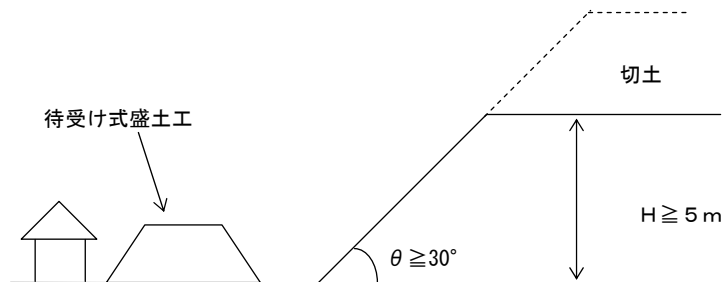


図 2.7 原因地の除去と待受け式盛土工との組み合わせ

表 2.2 対策工事の種類

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)	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)	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。	完全に実施できれば、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の設置	土 留	法面の崩壊を防止するため	石積・ブロック積擁壁工	法面下部の小規模な崩壊を抑止する。	法傾斜度が1:1.0より急な（一般には1:0.3~1:0.5）法面で背面の地山がしまっているなど土圧が小さい場合に適用される。
			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。
			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、現場打コンクリート法枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張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していて、切土工、待受け式擁壁工等が施工できず、さらに傾斜度が急で法面長も長く、現場打法枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の安定が不足する場合、特にアンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固でのり面表面より浅い位置にある場合に適する。
			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。
			押さえ盛土工*1	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 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（*1 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の設置	法面保護施設	石張・ブロック張工*1	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*1	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*1	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*1	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*1	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*1	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	最も基本的な工法の1つ。単独で用いられることはまれで他の工法と併用される。
地下水排除工*1			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）	湧水箇所や地下水が多い急傾斜地で用いられる。一般に地すべり防止工事に比べて小規模な場合が多い。	

*1 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（*1 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させるための施設の設置	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。	

出典：建設省河川局砂防部監修 新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）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

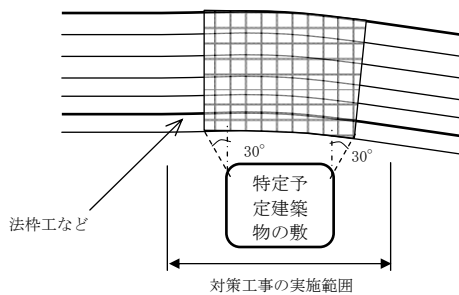
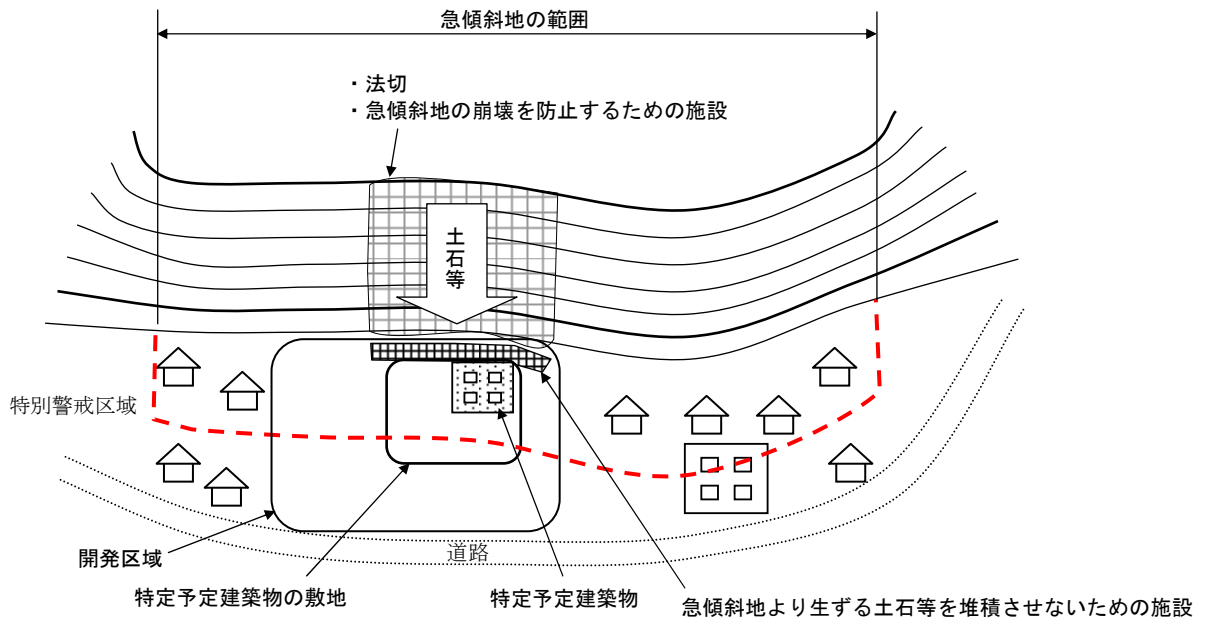
上図の対策施設はそれぞれ表 2.2 に示した区分の①、②又は③にあたる。

- ・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）

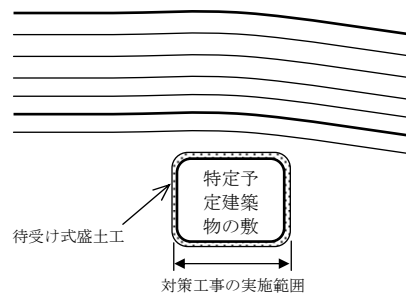
2.2 対策工事の実施範囲

「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。

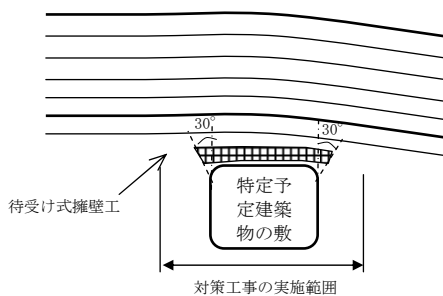
【解説】



(a) 原因地对策（法枠工など）



(b) 待受け式盛土工



(c) 待受け式擁壁工

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

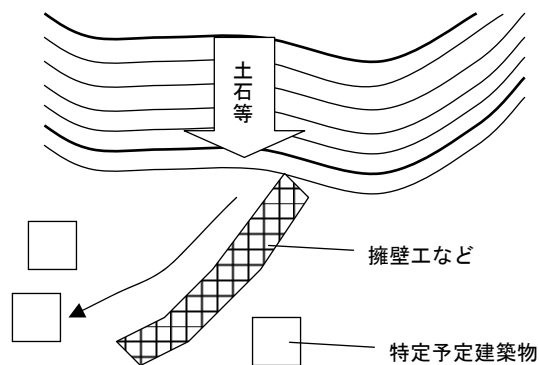


図 2.10 擁壁等によって周辺の安全を損なう工事例

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

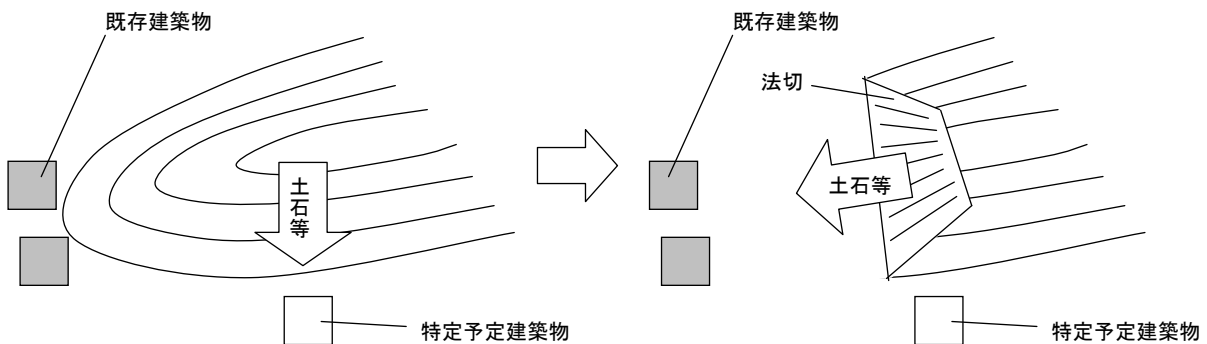


図2.11 法切によって周辺の安全を損なう工事例（その1）

ウ 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

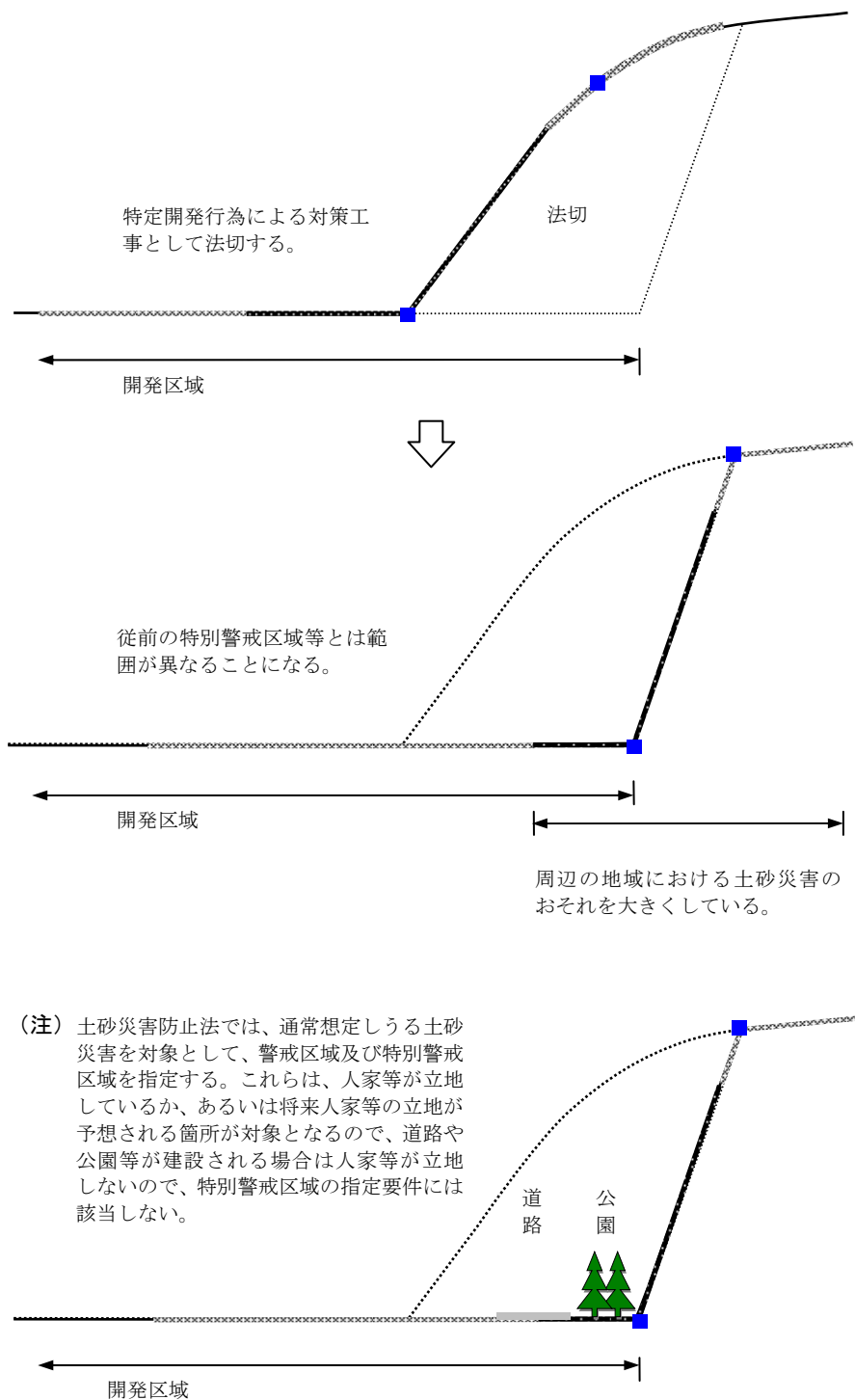


図2.12 法切によって周辺の安全を損なう工事例（その2）

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

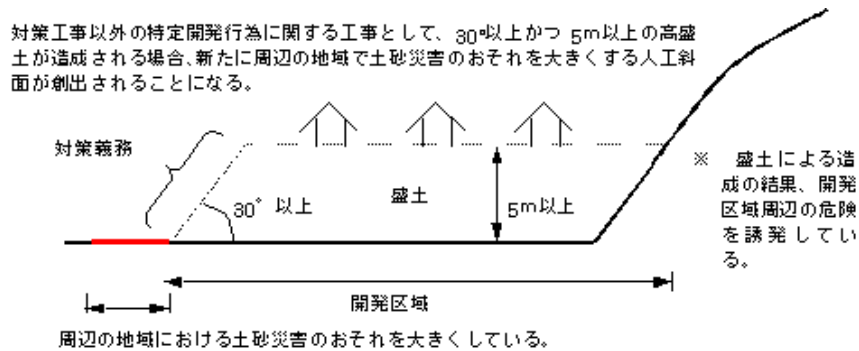


図2.13 盛土によって周辺の安全を損なう工事例

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

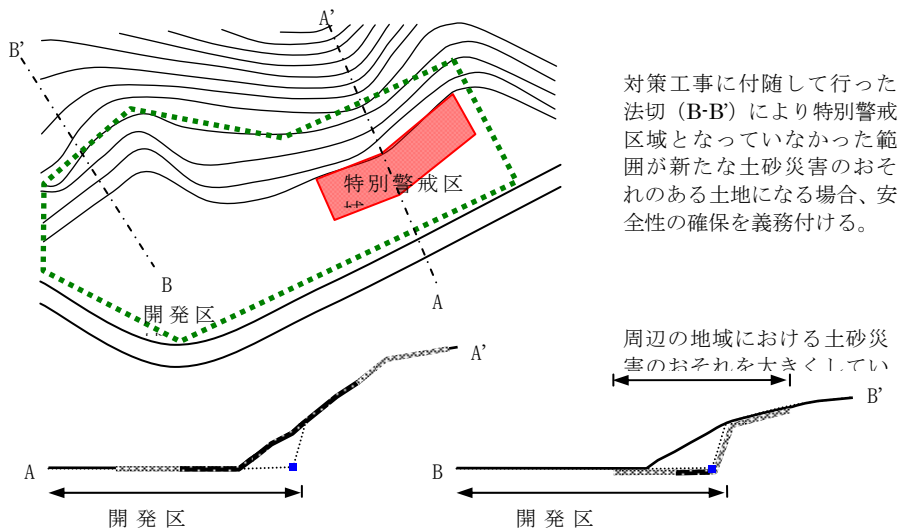


図2.14 対策工事に付随した切土によって周辺の安全を損なう工事例

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表 2.3 に示した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。

表 2.3 対策施設の特徴

	急傾斜地の崩壊を防止する対策施設	急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させる対策施設
種類	土留、法面保護施設、排水施設	待受け式擁壁工、待受け式盛土工
特定予定建築物の敷地の位置	特別警戒区域の保全となる。	特定予定建築物の敷地のみの保全となる。
対策施設の規模（工事費）	急傾斜地の高さ及び幅による。また土留については急傾斜地の必要抑止量によって規模を定める。	急傾斜地が高く、急傾斜地に近いほど、規模の大きな対策施設が必要。
用地	開発区域の用地をフル活用することができる。	対策施設の設置により開発区域の用地が減少する。
施工性	急傾斜地での施工となるため、安全確保が必要となる。	平坦地での施工となる。
景観	急傾斜地の景観が変化する。	平坦地の景観が変化する。
環境	平坦地と急傾斜地との行き来が分断されない。	平坦地と急傾斜地との行き来が分断される。

また、工法選定の一般的基準としては、「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）」を参考とすることができる。

第3章 対策工事等の設計

3.1 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定

3.1.1 設計諸定数

(1) 移動の力や堆積の力の計算に用いる定数

移動の力や堆積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、実況に応じて設定するものとする。

【解説】

待受け式擁壁工や待受け式盛土工の設計に用いる移動の力や堆積の力の算定は、政令第3条に規定される式を用いて行うこととなり、その式中の定数については実況に応じて設定した定数により計算するものとする。

なお、対象箇所周辺の地質状況を現地確認の上、都市計画法施行規則（昭和44年建設省令第49号）第23条第1項の規定により設置する擁壁（義務設置擁壁）は、「開発行為において設置する擁壁の構造指針」（平成14年6月、京都府土木建築部開発指導課）及び「[改訂版]宅地防災マニュアルの解説」（宅地防災研究会）の定数を、その他、当該地付近で実施されている急傾斜地崩壊防止、道路及び公園等に係る擁壁（宅地を保護することも兼ねる擁壁は除く。）は、それぞれの公共施設管理者の設計基準等の定数を参考とすることができるものとする。

また、京都府基礎調査マニュアル(案)では、土砂災害特別警戒区域の設定に当たっての定数を設定しており、こちらの値も参考にすることができるものとする。

ア 土石等の密度（ ρ_m ）

土石等の密度とは、土石等の単位体積当たりの質量で、ここでは土石等の平均密度を推定する。土石等の内部の空隙が水で飽和されているとすると、土石等の密度は土石等の比重（ σ ）と土石等の容積濃度（ c ）より、次の式で求めることができる。^{*1}

$$\rho_m = (\sigma - 1) c + 1$$

*1 江頭、横山他（1996）平成5年8月豪雨による鹿児島災害の調査研究、8・6豪雨における崩壊土砂の挙動

イ 土石等の比重（ σ ）

土石等の比重とは、土石等の固体部分を構成する重さと水の重さの比であり、固体部分の組成により異なる。一般的な土石等の比重としては2.6程度が用いられている。

表 3.1 土石等の比重設定例 1

		比 重		比 重		比 重
砂	豊浦標準砂	2.64	相模砂	2.76	梅田沖積砂	2.65
	浦安標準砂	2.65	日川砂	2.73	市販風化珪砂	2.6
粘 土	市販カオリン	2.63～2.70	木節粘土	2.75	福山粘土	2.67
	市販モンモリナイト	2.55～2.60	川崎粘土	2.66	島尻粘土	2.76
特殊土	まさ土	2.61～2.75	阿蘇黒ぼく	2.34	スコリヤ質ローム	2.74
	浅間火山灰土	2.74	阿蘇赤ぼく	2.7	関東ローム	2.70～2.95

表 3.2 土石等の比重設定例 2

土質名	密度 (g/cm ³)
豊浦砂	2.64
沖積砂質土	2.6～2.8
沖積粘土	2.50～2.75
洪積砂質土	2.6～2.8
洪積粘性土	2.50～2.75
泥炭（ピート）	1.4～2.3
関東ローム	2.7～3.0
まさ土	2.6～2.8
しらす	1.8～2.4
黒ぼく	2.3～2.6

注) 水の密度は 1g/cm³なので、本表に示す数値は比重と一致する。

ウ 土石等の容積濃度 (c)

土石等の容積濃度とは、土石等における空隙部分を除いた固体部分の容積の割合である。芦田、江頭による土石等の容積濃度の実験結果*2によれば、土石等の容積濃度として 0.45～0.55 程度の範囲と報告されており、研究の計算においては 0.5 が用いられている。

*2 芦田、江頭他（昭和 60 年 4 月） 京大防災研究所年報 斜面における土塊の抵抗則と移動速度

エ 土石等の単位体積重量 (γ)

表 3.3 土石等の単位体積重量設定例

背面土の土質	単位体積重量 (1 立方メートルにつき)	常時主働土圧係数
岩砕、礫質土	18 キロニュートン	0.35
砂質土	17 キロニュートン	0.40
粘性土	16 キロニュートン	0.50

出典：京都府土木建築部開発指導課 開発行為において設置する擁壁の構造指針（平成 14 年 6 月）

表 3.4 土石等の単位体積重量設定例

土 質	土の単位体積重量 (Kn/m ³)	
	緩いもの	密なもの
砂及び砂礫	18	20
砂質土	17	19
粘性土	14	18

注) 自然地盤を対象にした値である。

出典：道路土工－擁壁工指針－（平成17年1月）

オ 土石等の内部摩擦角（φ）

表 3.5 背面土の内部摩擦角設定例

背面土の土質	内部摩擦角 (度)
岩砕、礫質土	35
砂質土	30
粘性土	24

出典：京都府土木建築部開発指導課 開発行為において設置する擁壁の構造指針（平成14年6月）

表 3.6 土石等の内部摩擦角設定例

裏込め土の種類		せん断抵抗角(φ) (内部摩擦角)
道路土工指針	宅地開発許可の手引き	
礫 質 土 ^{注1)}	よく締固めた砂利交じり砂(A)	35°
砂 質 土	よく締固めた砂及び砂質土(B)	30°
粘 性 土	よく締固めた粘性土(C)	25°

注1) きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

出典：道路土工－擁壁工指針－（平成17年1月）

表 3.7 土石等の内部摩擦角設定例

種 類	状 態	内部摩擦角 (度)
砂 利	密実なもの又は粒度の良いもの	40
	密実でないもの又は粒度の悪いもの	35
砂利混り砂	密実なもの	40
	密実でないもの	35
砂	密実なもの又は粒度の良いもの	35
	密実でないもの又は粒度の悪いもの	30
砂 質 土	密実なもの	30
	密実でないもの	25
粘 性 土	硬質なもの	25
	軟質なもの	20
粘土及びシルト	硬質なもの	20
	軟質なもの	15

注) 自然地盤を対象にした内部摩擦角である。

出典：建設省河川局砂防部監修 新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

カ 土石等の流体抵抗係数 (f_b)

土石等の流体抵抗係数とは、土石等が移動する際の抵抗を示す係数で、芦田、江頭らによる流体抵抗係数の実験*3によれば、以下のように報告されている。

粗度のある斜面において土石等がある程度変形が進んだ場合、流体抵抗係数は 0.015～0.06 の範囲にある。

また、過去の災害事例に適用した場合、0.025 程度が最も過去の災害を再現することができたことから、これを用いるものとする。

*3 芦田、江頭他 (昭和 59 年 4 月) 京大防災研究所年報 斜面における土塊の滑動・停止機構に関する研究

キ 京都府基礎調査マニュアル(案)土質定数等一覧

土砂災害特別警戒区域の設定に当たって、参考値の設定を行なっているので、これらの値を参考とすることができる。

表 3.8 土質定数等の一覧 (京都府基礎調査マニュアル(案))

項目	記号	単位	参考値
土石流に含まれる礫の密度	σ	10^3kg/m^3	2.6
土石流に含まれる流水の密度	ρ	10^3kg/m^3	1.2
土石流に含まれる土石等の内部摩擦角	ϕ	°	35 (30~40)
粗度係数	N	—	0.1
堆積土石等の容積濃度	C_*	—	0.6

※「土石流対策指針(案) 建設省砂防部砂防課 平成 12 年 7 月」を参考

(2) 基礎の支持力等の計算に用いる定数

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、実況に応じて設定するものとする。

【解説】

擁壁工や待受け式盛土工の安定性の検討は、実況に応じて設定した定数により計算するものとする。

なお、対象箇所周辺の地質状況を現地確認の上、都市計画法施行規則(昭和 44 年建設省令第 49 号)第 23 条第 1 項の規定により設置する擁壁(義務設置擁壁)は、「開発行為において設置する擁壁の構造指針」(平成 14 年 6 月、京都府土木建築部開発指導課)及び「[改訂版]宅地防災マニュアルの解説」(宅地防災研究会)の定数を、その他、当該地付近で実施されている急傾斜地崩壊防止、道路及び公園等に係る擁壁(宅地を保護することも兼ねる擁壁は除く。)は、それぞれの公共施設管理者の設計基準等の定数を参考とすることができるものとする。

ア 地盤の許容支持力

表 3.9 地盤の許容支持力度

基礎地盤の土質	長期許容支持力度 (1平方メートルにつき)	極限支持力度 (1平方メートルにつき)
岩盤	1,000 キロニュートン	長期許容支持力度のそれぞれの数値の3倍とする。
固結した砂	500 キロニュートン	
土丹盤	300 キロニュートン	
密実な礫(れき)層	300 キロニュートン	
密実な砂質地盤	200 キロニュートン	
砂質地盤	50 キロニュートン	
堅い粘土質地盤	100 キロニュートン	
粘土質地盤	20 キロニュートン	

出典：京都府土木建築部開発指導課 開発行為において設置する擁壁の構造指針(平成14年6月)

表 3.10 地盤の許容支持力度

地 盤	長期応力に対する許容応力度 (単位1平方メートルにつきトン)	短期応力に対する許容応力度 (単位1平方メートルにつき)
岩盤	100	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	50	
土丹盤	30	
密実な礫(れき)層	30	
密実な砂質地盤	20	
砂質地盤	5	
堅い粘土質地盤	10	
粘土質地盤	2	
堅いローム層	10	
ローム層	5	

出典：建築基準法施行令第93条

表 3.11 基礎地盤の種類と許容支持力度(常時)

支持地盤の種類		許容支持力度 (kN/m ² (tf/m ²))	備 考	
			q_u (kN/m ² (kgf/cm ²))	N 値
岩 盤	亀裂の少ない 均一な硬岩	1000 (100)	10000 以上 (100 以上)	—
	亀裂の多い硬岩	600 (60)	10000 以上 (100 以上)	—
	軟岩・土丹	300 (30)	1000 以上 (10 以上)	—
礫 層	密なものの	600 (60)	—	—
	密でないものの	300 (30)	—	—
砂 質 地 盤	密なものの	300 (30)	—	30~50
	中位なもの	200 (20)	—	15~30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	200 (20)	200~400 (2.0~4.0)	15~30
	硬いもの	100 (10)	100~200 (1.0~2.0)	8~15
	中位のもの	50 (5)	50~100 (0.5~1.0)	4~8

出典：道路土工一擁壁工指針(平成17年11月)

イ 擁壁低版と基礎地盤との摩擦係数と付着力

表 3.12 基礎地盤の種類と設計定数

支持地盤の種類		擁壁底面の滑動安定 計算に用いるすべり 摩擦係数* $\mu = \tan \phi B$	付着力
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩 亀裂の多い硬岩 軟岩・土丹	0.7	考慮しない
礫層	蜜なものの 密でないもの	0.6	考慮しない
砂質 地盤	密なものの 中位なもの	0.6	考慮しない
粘性土 地盤	非常に硬いもの 硬いもの 中位のもの	0.5	考慮しない

*現場打コンクリートによるもの

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例

急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

3.13 基礎地盤と摩擦係数

基礎地盤の土質	摩擦係数
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

出典：宅地造成等規制法施行令第7条

京都府土木建築部開発指導課 開発行為において設置する擁壁の構造指針（平成14年6月）

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、土圧、水圧及び自重を考慮するものとする。

待受け式盛土工及び待受け式擁壁工の設計に当たっては、土圧、水圧及び自重のほか、崩壊の発生に伴う移動及び堆積の力を考慮するものとする。

【解説】

(1) 地山又は裏込め土の土圧

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土圧は、地山又は裏込め土の土圧である。詳細については、以下に示す「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）」を参照することとする。

(2) 水圧

宅地造成によって掘込構造とするような場合や水際に設置される擁壁のように壁の前後で水位差が生じるような場合には、水圧を考慮する場合がある。水圧は、擁壁設置箇所の地下水等を想定して擁壁背面に静水圧として作用させるものとするが、水抜穴の排水処理を適切に行い、地下水位の上昇等が想定されない場合は、考慮しなくてもよい。

(3) 急傾斜地崩壊による移動の力及び堆積の力

待受け式盛土工及び待受け式擁壁工の設計に当たっては自重のほか、急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じる移動の力及び堆積の力を考慮し、安定性の検討をしなければならない。それぞれの概要を表 3.10 に示す。

表 3.14 急傾斜地崩壊に伴う力及び高さの考え方

衝撃に関する事項	考 え 方
移動の力	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
堆積の力	最終的に堆積した土石等が擁壁等に作用する時の力
堆積の高さ	最終的に堆積した土石等が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。

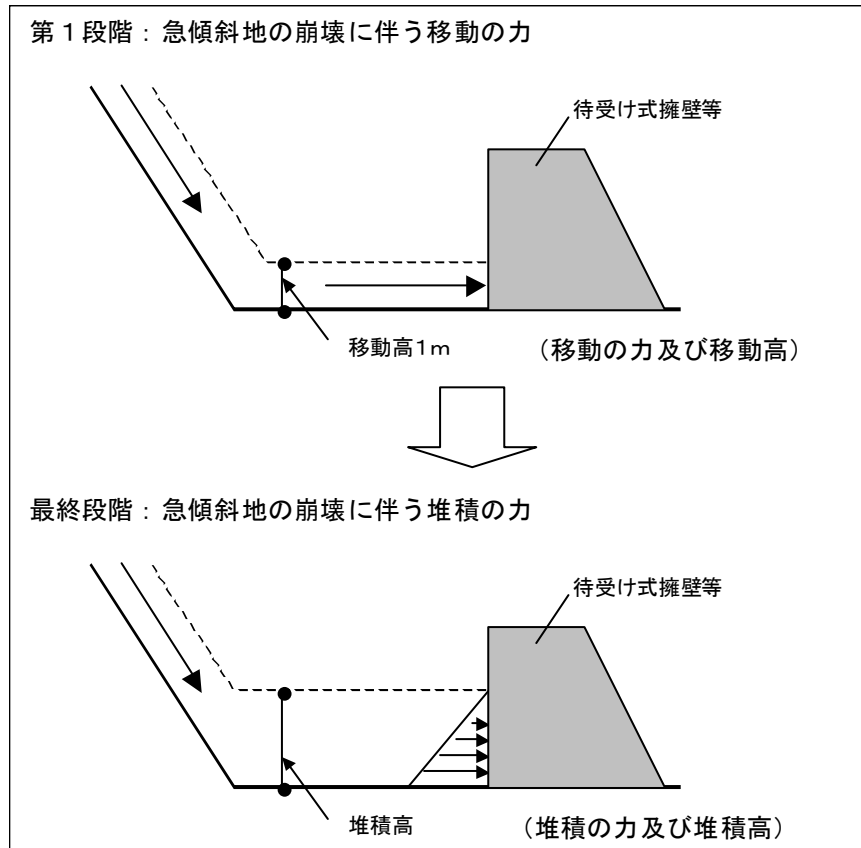


図 3.1 移動の力と堆積の力の概念図

1) 移動の高さ

崩壊による移動の高さについては、災害実績調査等の結果から明らかな場合を除いて 1.0mに設定する。

2) 移動の力

待受け式擁壁等に作用する移動の力は次式で与えられる。

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

ここに、

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

$$b = \cos \theta \left\{ \tan \theta - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

F_{sm}^{*1} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定されるの力の大きさ (kN/m²)

ρ_m^{*3} : 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/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_{sm} : 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 ($h_{sm}=1.0m$)

- b_u 、 b_d : b の定義式に含まれる θ にそれぞれ θ_u 、 θ_d を代入した値
- θ_u *² : 急傾斜地の傾斜度 (°)
- θ_d *² : 急傾斜地の下端に隣接する急傾斜地以外の土地の傾斜度 (°)
- σ *³ : 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
- c *³ : 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
- ϕ *³ : 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 ($\phi = 30^\circ$)
- f_b *³ : 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
- H *² : 急傾斜地の高さ (m)
- x : 急傾斜地の下端から当該建築物までの水平距離 (m)

- * 1 : ここで定義する移動の力の算出方法は、「政令第3条第1号イ」に規定されている方法に基づいている。
- * 2 : 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京都府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。
- * 3 : 「3.1.1 設計諸定数」を参照。

3) 堆積の高さ

ア 堆積の高さの計算位置

土石等が特定予定建築物の敷地に達しないようにするため待受け式盛土及び待受け式擁壁の高さは土石等の堆積の高さ以上にしなければならない。その堆積の高さの計算は待受け式盛土又は待受け式擁壁と地盤面との交線 (A面の外縁部) のうち急傾斜地上端にもっとも近い点 (B点) において行うものとする。

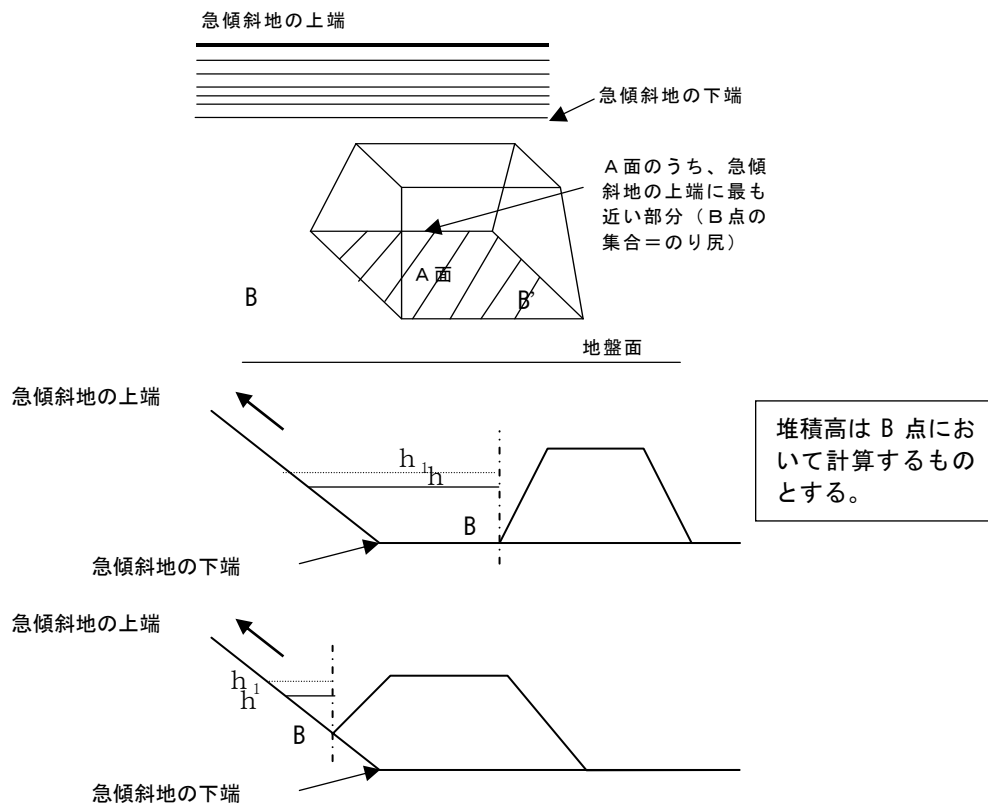


図 3.2 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

イ 堆積の高さの計算

堆積高の算出に当たっては、まず水平に土石等が堆積するときの堆積高： h_1 (m) を算出し、得られた値をもとに土石等が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高： h (m) を求めるものとする。

$$h = \frac{1}{2} \left(\sqrt{W^2 \tan^2 \phi + 4Wh_1 \tan \phi} - W \tan \phi \right)$$

ここに、

h ：土石等が堆積勾配をもって堆積するときの堆積の高さ (m)

W^{*1} ：最大崩壊幅 (m)

ϕ ：堆積勾配 ($\phi = 30^\circ$)

h_1 ：次の式により計算した土石等が水平に堆積するときの堆積の高さ (m)

$$h_1 = \frac{-X + \sqrt{X^2 + 2S \cdot \tan(90 - \theta_u)}}{\tan(90 - \theta_u)}$$

ここに、

X ：急傾斜地下端からの距離 (m)

S^{*1} ：土石等の断面積 (単位幅当たりの土石等の量； m^2) ($S = V/W$)

V^{*1} ：崩壊土量 (m^3)

θ_u ：斜面勾配 (度)

* 1：表 3.11 のとおりとする。

表 3.15 急傾斜地の高さごとの崩壊土量

急傾斜地の高さ H (m)	崩壊土量 V (m^3)	最大崩壊幅 W (m)	土石等の断面積 S (m^2)
$5 \leq H < 10$	41.9	13.8	3.0
$10 \leq H < 15$	78.9	17.1	4.6
$15 \leq H < 20$	101.2	18.6	5.4
$20 \leq H < 25$	150.0	21.2	7.1
$25 \leq H < 30$	214.3	23.9	9.0
$30 \leq H < 40$	238.3	24.8	9.6
$40 \leq H < 50$	371.4	28.8	12.9
$50 \leq H$	500.0	31.8	15.7

出典：京都府基礎調査マニュアル(案)急傾斜地の崩壊編 (平成 16 年 7 月)

4) 堆積の力

待受け式擁壁等に作用する堆積の力は、次式によって与えられる。

$$P_A = \frac{1}{2} F_{sa} h$$

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

ここに、

F_{sa}^{*1} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により待受け式擁壁等に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)

γ^{*2} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の単位体積重量 (kN/m³)

h : 土石等が堆積勾配をもって堆積するときの高さ(m)

ϕ^{*2} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の内部摩擦角 (°)

δ^{*3} : 壁面摩擦角 (°)

* 1 : ここで定義する堆積の力の算出方法は、「政令第3条第1号ロ」に規定されている方法に基づいている。

* 2 : 「3.1.1 設計諸定数」を参照。

* 3 : 壁面摩擦角は土圧の作用面の部材によって表 3.12 のとおりとする。

表 3.16 壁面摩擦角

対策施設の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角
待受け式擁壁 (重力式擁壁)	土石等とコンクリート	$\delta = 2\phi/3$
待受け式盛土	土石等と盛土	$\delta = \phi$

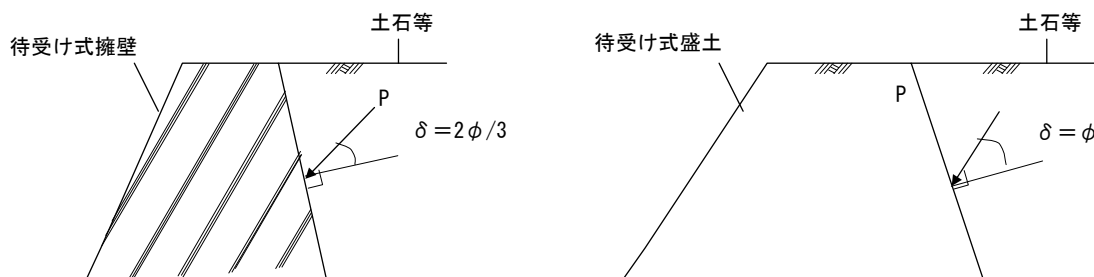


図 3.3 力の作用面と壁面摩擦角

(4) 地震時の影響

擁壁の設計に当たって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で設計を行う。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）」に記載された次式を用いることができる。また「開発行為において設置する擁壁の構造指針」（平成14年6月、京都府土木建築部開発指導課）及び「[改訂版]宅地防災マニュアルの解説」（宅地防災研究会）が参考となる。

$$k_h = C_Z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot k_{ho}$$

ここに、

k_h ：設計水平震度

k_{ho} ：標準設計水平震度

C_Z ：地域別補正係数

C_G ：地盤別補正係数

C_I ：重要度別補正係数

C_T ：固有周期別補正係数

3.1.3 対策施設の効果評価に関する考え方

(1) 原因地対策の効果評価

原因地対策は、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する。

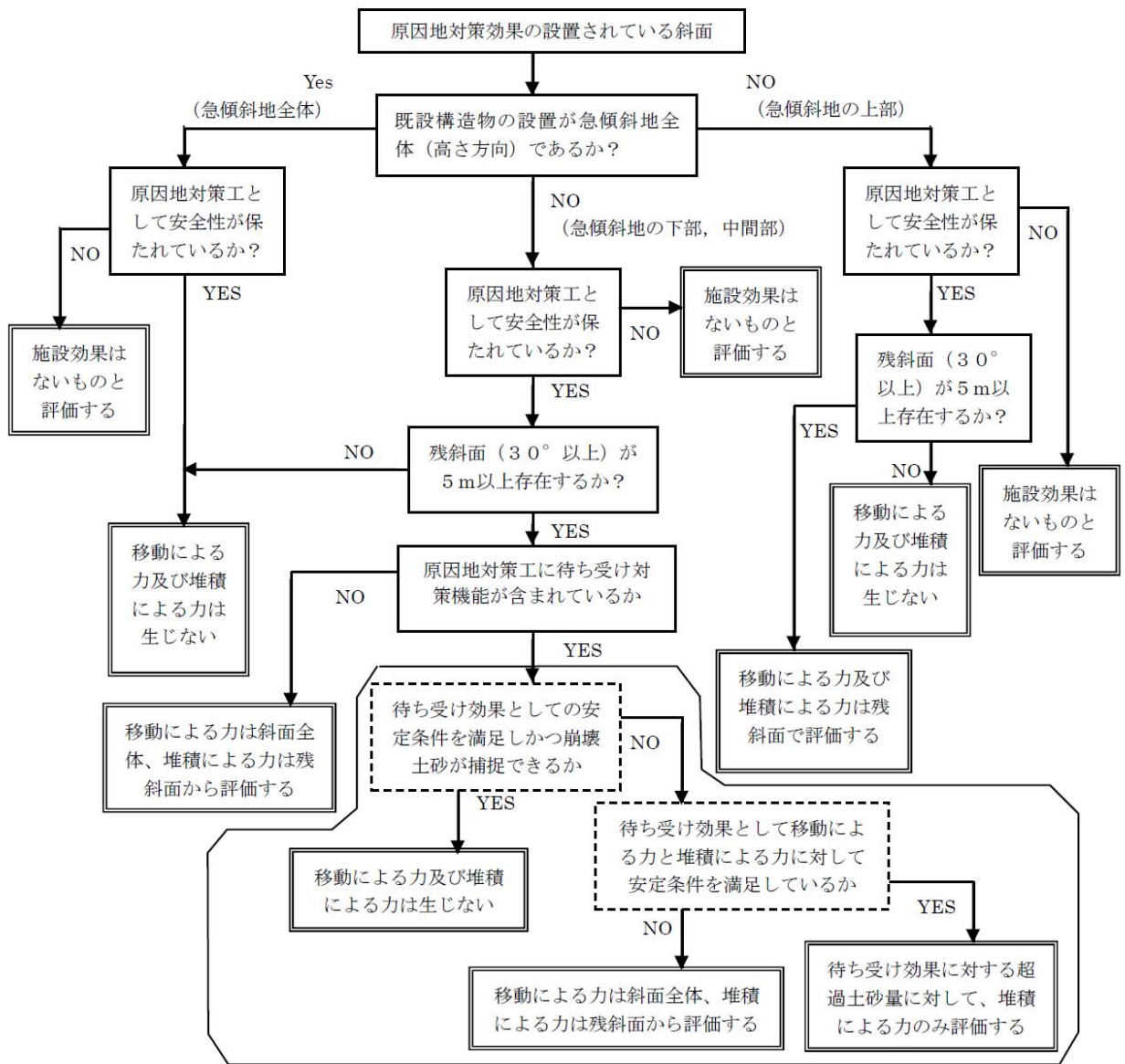


図 3.4 原因地対策効果のある対策工が施工されている場合の評価フロー

1) 原因地对策工が急傾斜地の全体（高さ方向）に設置されている場合

既設の原因地对策工が急傾斜地の下端から上端にかけての高さ方向の斜面全体に設置されており、かつ原因地对策効果として安全性が保たれている場合、移動による力も堆積による力も生じない。→特別警戒区域が設定されないため、特定開発行為の対象土地とはならない。

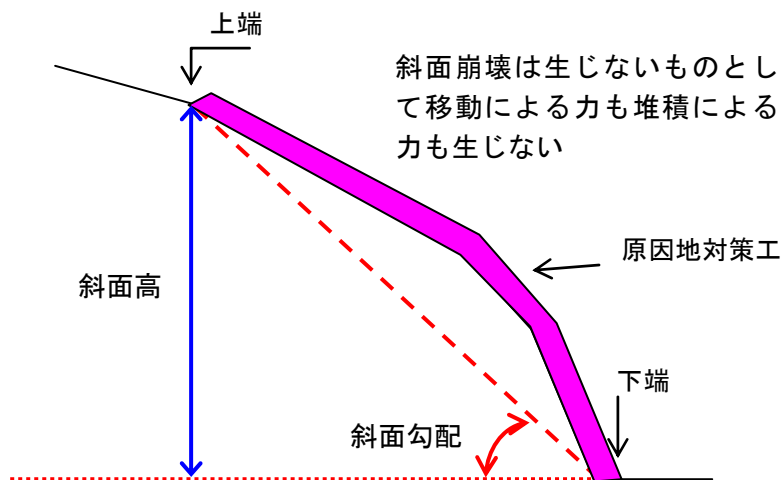


図 3.5 原因地对策工が急傾斜地の全体（高さ方向）に設置されている場合の模式図

2) 原因地对策工が急傾斜地の下部に設置されている場合

既設の原因地对策工が急傾斜地の下部にある場合、急傾斜地の崩壊は対策工の上方で発生すると考えられる。このとき、原因地对策工の効果として、急傾斜地を崩壊させない効果として対策工設置部には有効であるが、未設置の上部斜面からの崩壊に対する移動による力は、下部の原因地对策工にかかわらず急傾斜地全体の高さに応じた移動による力が作用すると考えることを基本とする。

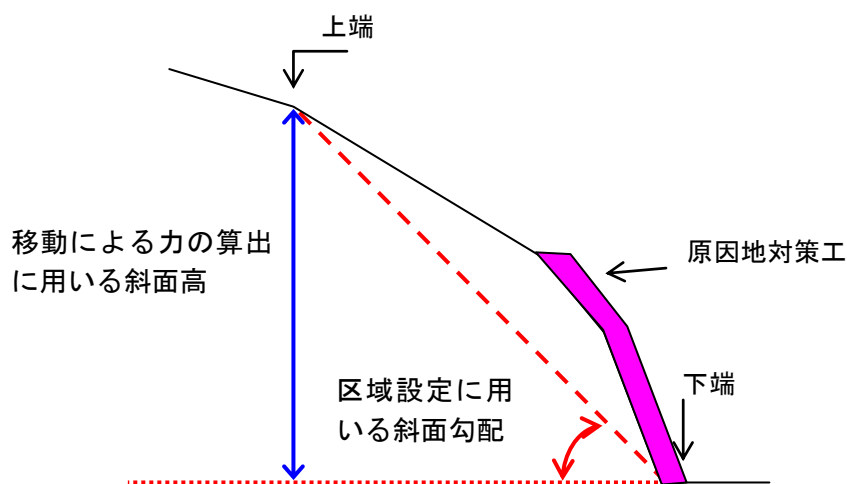


図 3.6(1) 原因地对策工が急傾斜地の下部にある場合の移動による力の算出に用いる斜面高

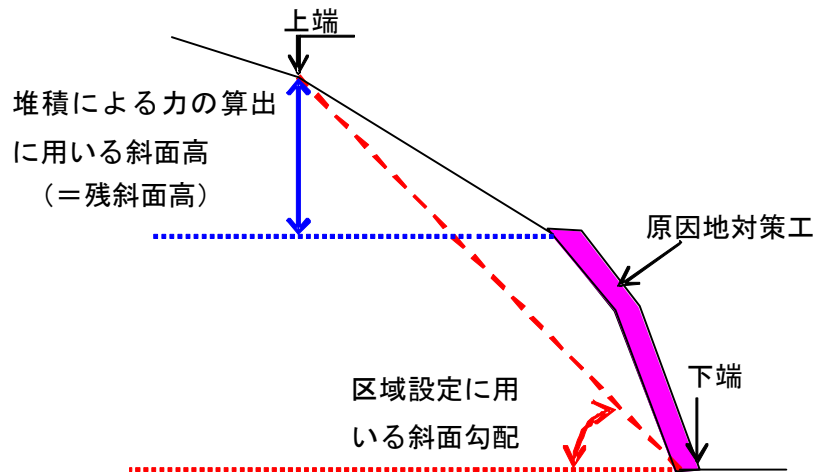


図 3.6(2) 原因地对策工が急傾斜地の下部にある場合の堆積による力の算出に用いる斜面高

ただし、上記の事例において、対策工上部の 30° 以上の傾斜を有する残斜面高さが 5m 未満の場合には、残斜面における崩壊による力は考慮しないことを基本とする。

3) 原因地对策工が急傾斜地の上部に設置されている場合

原因地对策工が急傾斜地の上部に設置されている場合、急傾斜地の崩壊は、対策工を巻き込んで発生する可能性が考えられる。このため、原因地对策工が急傾斜地の上部にある場合の区域設定に用いる急傾斜地の高さは、原因地对策工が安全性を保持されている場合を除いて原因地对策効果はないものとするを基本とする。

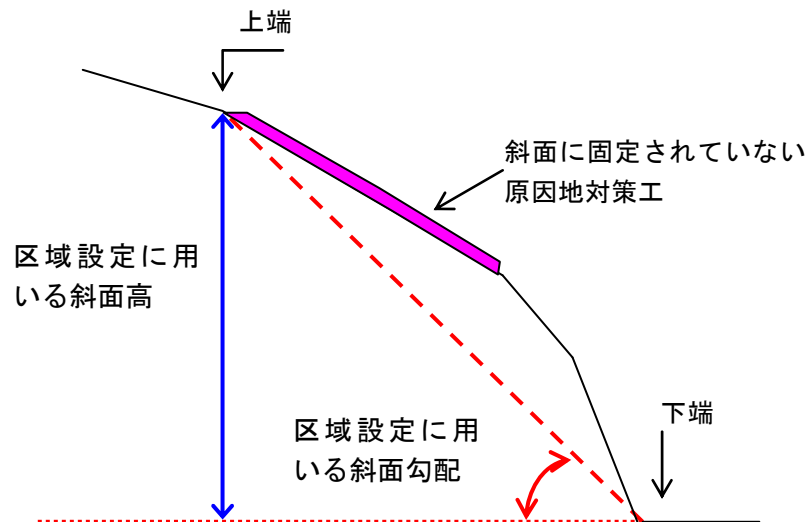


図 3.7(1) 原因地对策工が急傾斜地の上部にある場合の区域設定に用いる斜面高

原因地对策工として安全性が保持されている場合は、対策工を除く残斜面高さにより区域設定を行う。このとき、原因地对策工の安全性は、グラウンドアンカーやロックボルト等により斜面に固定されているなど、あきらかに対策工が存在する斜面が崩壊しないと判断される場合について、その効果を評価することを基本とする。

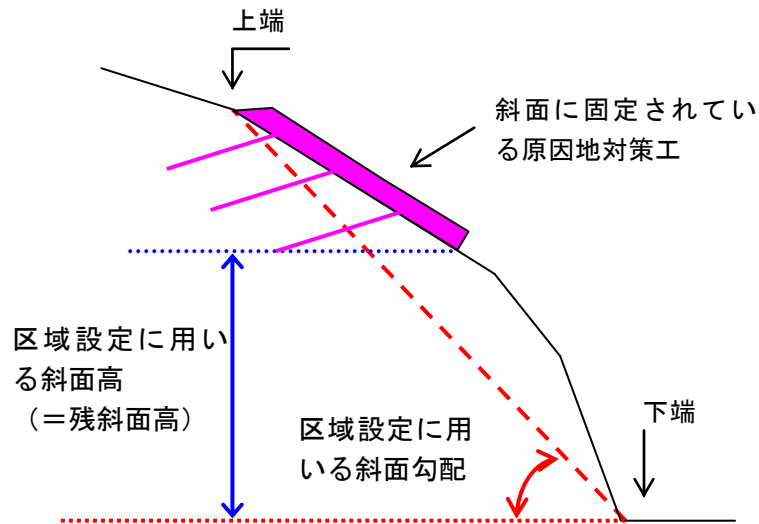


図 3.7(2) 原因地对策工が急傾斜地の上部にある場合で対策工部分が明らかに崩壊しないと判断される場合の区域設定に用いる斜面高

4) 原因地对策工が急傾斜地の中間部に設置されている場合

原因地对策工が急傾斜地の中間部に設置されている場合、上部に設置されている場合と同様に、急傾斜地の崩壊は、対策工を巻き込んで発生する可能性が考えられる。このため、原因地对策工が急傾斜地の中間部にある場合の区域設定に用いる急傾斜地の高さは、原因地对策工が安全性を保持している場合を除いて原因地对策効果はないものとして区域の設定を行うことを基本とする。

なお、原因地对策工として安全性が保持されている場合には、対策工を除く残斜面高さにより区域設定を行う。このとき、原因地对策工の安全性は、グラウンドアンカーやロックボルト等により斜面に固定されているなど、あきらかに対策工が存在する斜面が崩壊しないと判断される場合について、その効果を評価することを基本とする。

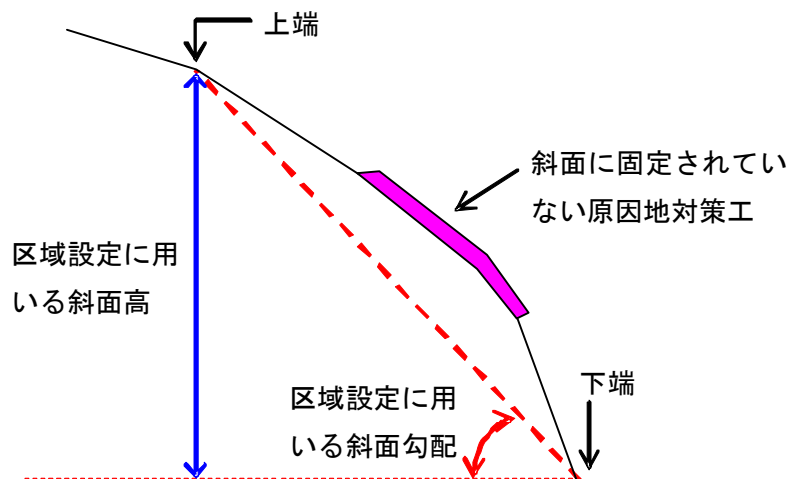


図 3.8(1) 原因地对策工が急傾斜地の中間部にある場合の区域設定に用いる斜面高

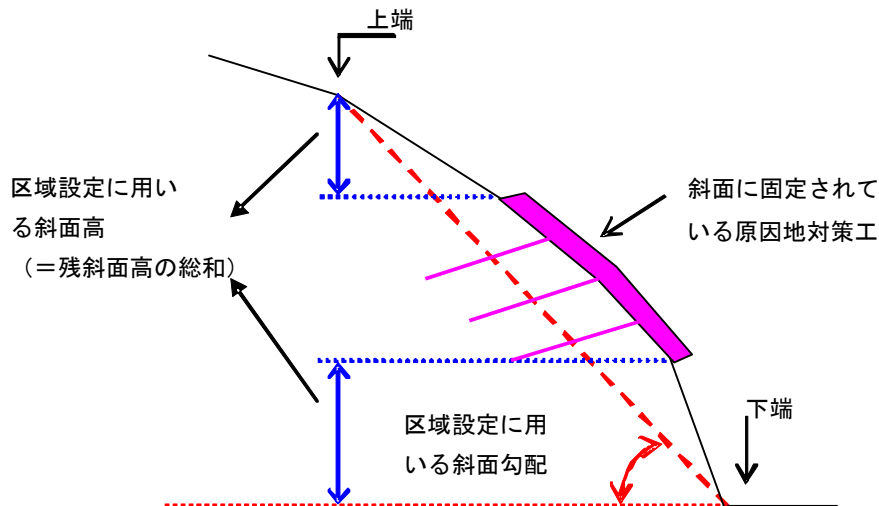


図 3.8(2) 原因地対策工が急傾斜地の中間部にある場合で対策工部分が明らかに崩壊しないと判断される場合の区域設定に用いる斜面高

(2) 待受け式対策施設の効果評価

待受け式対策施設の効果は、急傾斜地の崩壊によって生じた土石等を施設のポケットにより捕捉し、人家に到達することを防止する、または到達する土砂量を減ずることである。

既設の待受け式対策施設の上端に落石防護柵がある場合について、落石防止柵によるポケット容量の効果は見込まないことを基本とする。

なお、ポケット空き高さが 1m 未満の待受け式対策施設は、原則として待受け的な機能を期待できないと判断し効果評価の基準外とする。

1) 既設待受け式擁壁が移動及び堆積の力に対して安全かつ高さが堆積の高さ以上の場合

土石等は擁壁で捕捉され、擁壁より下方には土石等が流出しないので移動の力、堆積の力は生じない。

2) 既設待受け式擁壁が移動の力に対して安全性を確保できない場合

土石等の先端部の移動の力に対し、擁壁が安全性を有していない場合は、土石等の移動の力によって擁壁が破壊されることを意味する。従って、移動の力、堆積の力は、施設がないものとして値を計算する。

3) 既設待受け式擁壁が堆積の力に対して安全性が確保できない場合

先端部の移動の力に対しては安全であるが、擁壁の背後に土石等が堆積することにより生じる堆積の力に対して安全性が確保できない場合の力の設定は以下のようにする。

(1) 移動の力は、生じないものとして設定しない。

(2) 堆積の力は、後続の流出土砂に対しては擁壁の安全性が保たれていないことから、待受け式擁壁がないものとして値を設定する。

4) 既設待受け式擁壁の高さが堆積の高さ以下の場合

土石等の先端部の移動の力及び堆積の力に対しては安全性が確保されるが、土石等の流出に対して量的に捕捉できず、後続の一部の土石等が擁壁から溢れて下方に流出してくる場合の力の設定は以下のようにする。

- (1) 移動の力は、生じないものとして設定しない。
- (2) 堆積の力は、擁壁から溢れて下方に流出する土石等の量を計算し、その土石等の量から算出させる堆積高をもとにクーロンの土圧算定式で設定する。崩壊による土石等の量が、待受け式対策工のポケット容量を超える場合は、次の手順により土石等の堆積による力が建物耐力を超える距離の計算を行う。

① 待受け式擁壁の容量を超える土砂の到達高さ

待受け式擁壁のポケット容量を超える土砂の到達高さについては、容量を超えた土砂が水平に堆積したときの堆積高 ($h1'$) を算出し、その後土砂の広がり (堆積勾配) を考慮して最終的な堆積高 (h') を算出する。

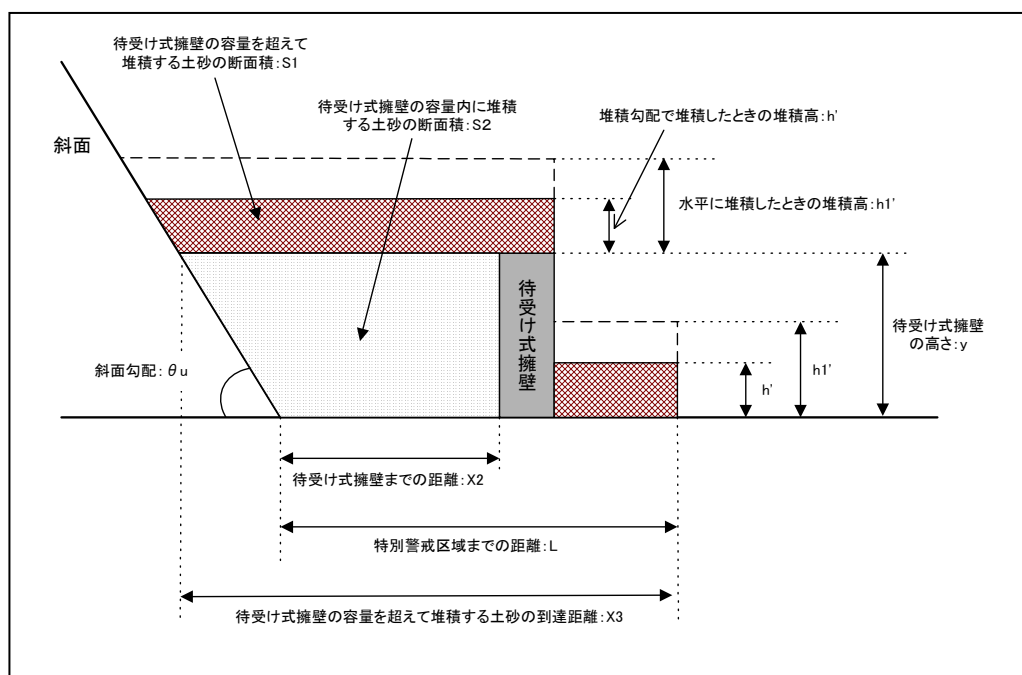


図 3.9 待受け式擁壁の容量を超える土砂の堆積イメージ

② 待受け式擁壁の容量を超えた土砂が水平に堆積するときの堆積高： $h1'$ (m)

待受け式擁壁の容量を超えた土砂が水平に堆積するときの堆積高 ($h1'$) は、次式で表される。

$$h1' = \frac{-X_3 + \left(X_3^2 + 2S_1 \cdot \tan(90 - \theta_1)\right)^{\frac{1}{2}}}{\tan(90 - \theta_1)}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= S - S_2 \\ &= S - \left\{ \frac{y \left(\frac{y}{\tan \theta_1} \right)}{2} \right\} - y \cdot X_2 \end{aligned}$$

$$X_3 = \left(\frac{y}{\tan \theta_1} \right) + L$$

S : 土砂の断面積 (m²)

S_1 : 待受け式擁壁の容量を超えて堆積する土砂の断面積 (m²)

S_2 : 待受け式擁壁のポケット容量内に堆積する土砂の断面積 (m²)

X_2 : 急傾斜地の下端から待受け式擁壁までの距離 (m)

X_3 : 急傾斜地の下端から待受け式擁壁の容量を超えて堆積する土砂の到達距離 (m)

L : 急傾斜地の下端から特別警戒区域の端部までの距離 (m)

y : 待受け式擁壁の高さ (m)

③ 待受け式擁壁の容量を超えた土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高： h' (m)

待受け式擁壁の容量を超えた土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高 (h') については、堆積場所が地盤面か待受け式擁壁からあふれた部分かの違いのみであることから、通常の堆積高 (h) を求める式にそれぞれ $h=h'$, $h1=h1'$ を代入して求めるものとする。

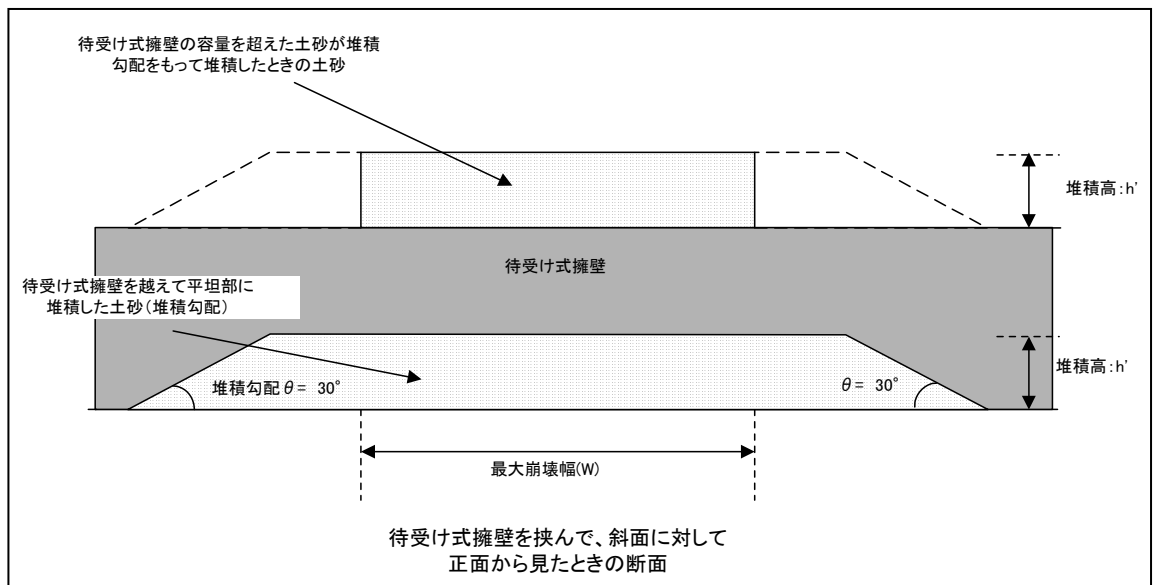


図 3.10 待受け式擁壁の容量を超えた土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高

3.2 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

法切は崩壊を防止する上で最も基本的で、確実な方法といえる。法切は、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

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。

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、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。

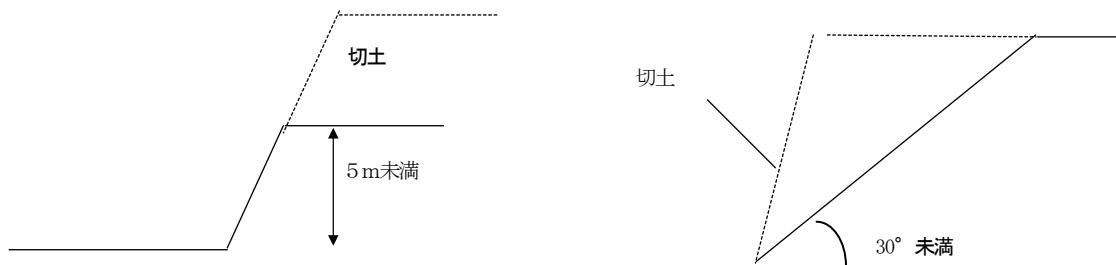


図 3.11 法切による急傾斜地の除去

(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

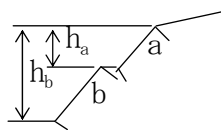
切土高及び法勾配は、以下に示す「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」の切土の標準法面勾配によるものとする。

表 2-2-1 法切に対する標準法勾配

地 山 の 土 質		切土高	勾 配
硬 岩			1 : 0.3(73) ~ 1 : 0.8(51)
軟 岩			1 : 0.5(63) ~ 1 : 1.2(40)
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1 : 1.5(34) ~
砂 質 土	密実なもの (締まっているもの)	5m以下	1 : 0.8(51) ~ 1 : 1.0(45)
		5 ~ 10m	1 : 1.0(45) ~ 1 : 1.2(40)
	密実でないもの (ゆるいもの)	5m以下	1 : 1.0(45) ~ 1 : 1.2(40)
		5 ~ 10m	1 : 1.2(40) ~ 1 : 1.5(34)
砂利または岩塊 混じり砂質土	密実なもの (締まっているもの), 又は粒度分布のよいもの	10m以下	1 : 0.8(51) ~ 1 : 1.0(45)
		10 ~ 15m	1 : 1.0(45) ~ 1 : 1.2(40)
	密実でないもの (締まっていないもの), 又は粒度分布の悪いもの	10m以下	1 : 1.0(45) ~ 1 : 1.2(40)
		10 ~ 15m	1 : 1.2(40) ~ 1 : 1.5(34)
粘 性 土		10m以下	1 : 0.8(51) ~ 1 : 1.2(40)
岩塊または玉石 混じりの粘性土		5m以下	1 : 1.0(45) ~ 1 : 1.2(40)
		5 ~ 10m	1 : 1.2(40) ~ 1 : 1.5(34)

() の単位は「°」

- 1 上表の標準勾配は地盤条件、切土条件等により適用できない場合がある。
- 2 土質構成などにより単一勾配としないときの切土高および勾配の考え方は下図のとおりとする。



ha : a 法面に対する切土高 hb : b 法面に対する切土高

- 勾配は小段を含めない。
- 勾配に対する切土高は当該切土法面から上部の全切土高とする。

表 2-2-1 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

3.3 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計

3.3.1 土留

(1) 擁壁工

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

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

【解説】

1) 目的

擁壁工は次のような目的の場合に計画される。

- ア 急傾斜地下部（脚部）の安定を図る場合。
- イ 急傾斜地中段での小規模な崩壊を抑止する場合。
- ウ 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 石積、ブロック積擁壁
- イ 重力式コンクリート擁壁
- ウ もたれコンクリート擁壁
- エ コンクリート法枠擁壁（井桁組擁壁）

それぞれの概要及び特徴については、表2.1を参照。

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み合わせとする。

詳細は「3.1 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」を参照。

5) 安定性の検討

ア 常時における安定性の検討

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

- (ア) 損壊に対する安定は、土圧及び自重によって擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鉄材又はコンクリートの許容応力度を超えないこと。

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

イ 地震時における安定性の検討

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

しかし、以下に示す擁壁について、別途地震時の設計計算を行うものとする。

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

なお、詳細については、以下の「参考」をもとに検討すること。

また、高さ 2m を超える擁壁については、建築基準法施行令第 142 条を満たす必要があるため、「開発行為において設置する擁壁の構造指針」（平成 14 年 6 月、京都府土木建築部開発指導課）及び「[改訂版]宅地防災マニュアルの解説」（宅地防災研究会）による検討も行うように注意すること。

参 考

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

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

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

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 3.17 のようになる。

表 3.17 安全率のまとめ

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

e：許容偏心量

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

宅地防災マニュアルでは、安全率法を採用しているが、許容偏心量法でも検討することが望ましいとしている。

() 内の安全率は、許容偏心量法に相当する換算値である。

6) 水抜穴

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

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

イ 擁壁前面に排出した水は、擁壁付近に停滞させることなく速やかに処理するものとする。

ウ 擁壁背面の水を排除するため、VP75の水抜孔を2~3m²に1か所以上の割合で設置するものとする。湧水、浸透水の多い場合は必要に応じて数量を増す。

エ 擁壁背面には原則として栗石、砕石等を使用し、排水層を設ける。

オ 水抜孔は排水が良好にできる位置に設置するものとする。

カ 水抜孔の設置にあたっては土粒子等の吸出し防止に留意するものとする。土質、湧水等の現状により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用するものとする。

キ 下段水抜孔より下部は捨てコンクリートなどを使用し、不透水層を設け擁壁工底部への浸透を防止する。

なお、擁壁工のタイプごとの設計に関しては、以下を参考とすること。

(2) アンカー工

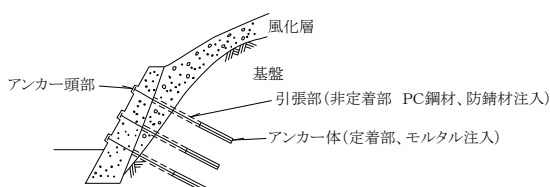
アンカー工は、硬岩又は軟岩の斜面において、岩盤に節理・亀裂・層理があり、表面の岩盤が崩落又は剥落するおそれがある場合、直接安定な岩盤に緊結したり、あるいは他工法と併用して、その安定性を高める目的で用いるものとする。

アンカー工は、グラウンドアンカー工とロックボルト工に大別するものとする。

【解説】

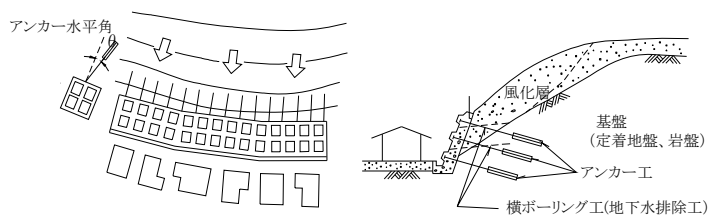
- 1) アンカー工を斜面の崩壊防止工事に用いる場合、次のような条件の斜面では有効な工法となる。
 - ア 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受け式擁壁工等が施工できない場合、あるいは斜面勾配が急であったり斜面長が長くて現場打コンクリート法枠工やコンクリート擁壁工等の、安定が不足する場合。
 - イ アンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある（すなわちすべり面が比較的浅い）場合。
 - ウ 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
 - エ 大きな抑止力を必要とされる場合。
 - オ 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。
- 2) アンカー工を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

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



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

図 3.12 アンカー工の例（擁壁の補強）



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

図 3.13 構造物及びアンカーの配置模式図

(3) 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。（3.3.1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）

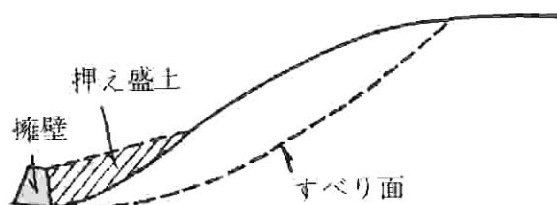


図 3.14 押え盛土工の一例

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（平成8年7月）

(4) 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、「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 1990)」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も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。

3.3.2 法面保護工

(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

法面勾配が1:1.0より緩い場合に用い、直高7.0mを標準とするが、これをこえる場合は地山の安定を考慮した法面勾配を検討する。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、栗石又は切込砕石を用いて20cm程度の厚さの裏込めをしなければならない。

水抜工はVP75を用い、標準的には2~3m²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。す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こし、陥没破壊の原因となっている。法面長が長い場合（5m以上）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3.15参照）。

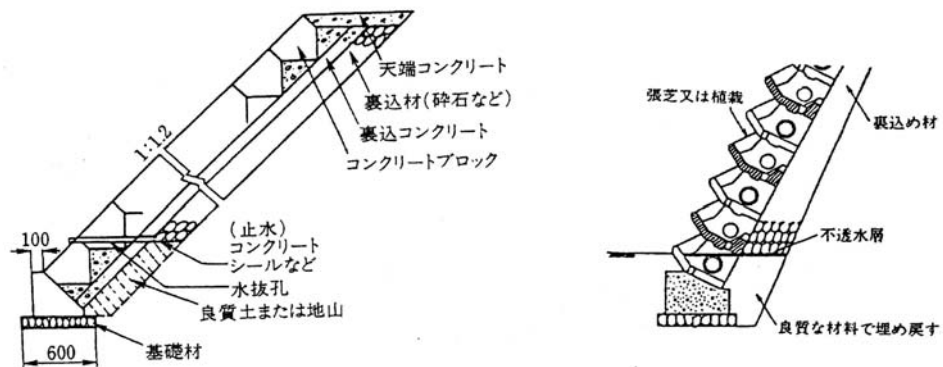


図 3.15 コンクリートブロック張工の例・緑化ブロックの例

2) コンクリート張工

比較的勾配の急な岩盤斜面における風化によるはく離崩壊を防止するために用いる。コンクリート張工の厚さは20～80cmが一般的である。厚さの決定は地山の状態、のり高、のり勾配及び凍結の有無等を考慮して決定すべきであるが、非常に厚くしなければならないような地山の条件が悪い場合には、土圧を考慮したもたれ擁壁工及びロックボルトやグラウンドアンカー工の併用などとの適否を十分に検討することが必要である。

法面勾配は1:0.3～1:1.0を標準とし、断面内における勾配変化は避けなければならない。

やむを得ず大きな勾配変化をさせなければならないときには、小段を挟んで変化させるものとする。法高は20m程度を限度とする。ただし、多段に設置する場合は1段15m程度を限度とする。

一般に1:1.0程度の勾配の斜面には無筋コンクリート張工が、1:0.5程度の勾配の斜面には鉄筋コンクリート張工が用いられる。また、地山との一体化を図るために、すべり止め鉄筋を用いることがあるが、これは、法長1～2mに1本の割合で設置し、打ち込み深さは、コンクリート厚の1.5～2.0倍を標準とする。ロックボルトやグラウンドアンカー工を併用する場合は、張工に応力が作用するので、構造計算を行って、厚さ、鉄筋の背筋などを決定する必要がある。

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

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

水抜工は、標準的には2～3m²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。

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

なお、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）」を参考にすることができる。

(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17年1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 3.18 に植生工の選定の際の目安を示した。

表 3.18 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*、植生マット工*、客土吹付工*、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	締まっているもの	客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工	張芝工*、植生マット工*、客土吹付工*、植生ネット工*、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*、客土吹付工*、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	締まっているもの	植生マット工、客土吹付工、厚層基材吹付工、	張芝工*、植生マット工*、種子散布工*、客土吹付工*、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*、植生マット工*、種子散布工、客土吹付工*、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*、種子散布工*、客土吹付工*、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（平成8年7月）

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砕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。

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

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

吹付厚は勾配が、1 : 0.3 程度の斜面では 7~10cm のモルタル吹付、1 : 0.5 程度の斜面では 10~15cm のコンクリート吹付が多い。

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砕工を組み入れる。

補強金網はアンカーバー又はアンカーピンで固定する。

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く、標準は 10m 間隔で設置するものとする。

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 3.16 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。水抜きパイプは標準としてVP75で、2~3 m²に1箇所程度を目安に設置する。

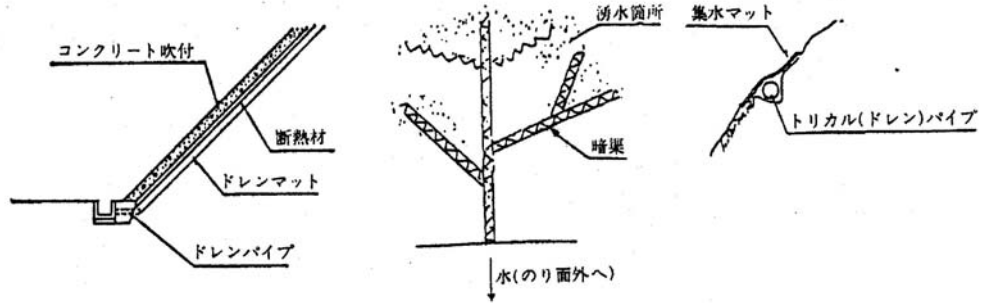


図 3.16 水処理・湧水処理の一例

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 3.17）。

吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい（図 3.18）。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 3-19）。

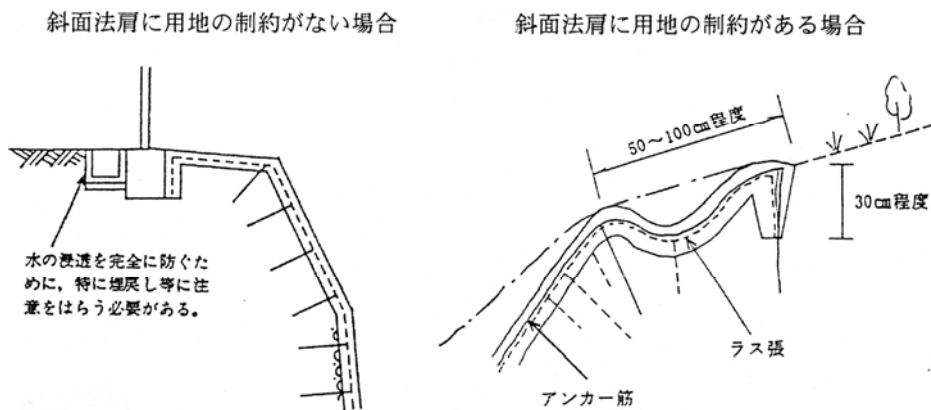


図 3.17 法肩の処理の一例

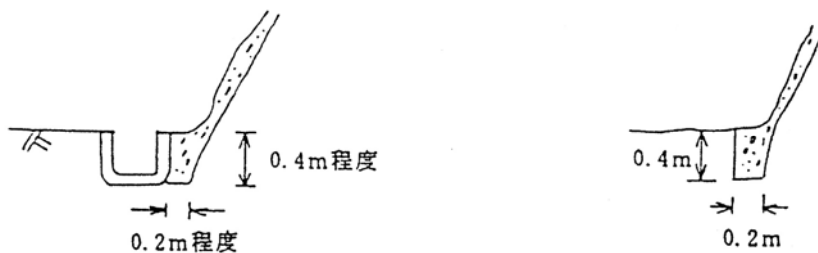


図 3.18 法尻の処理の一例

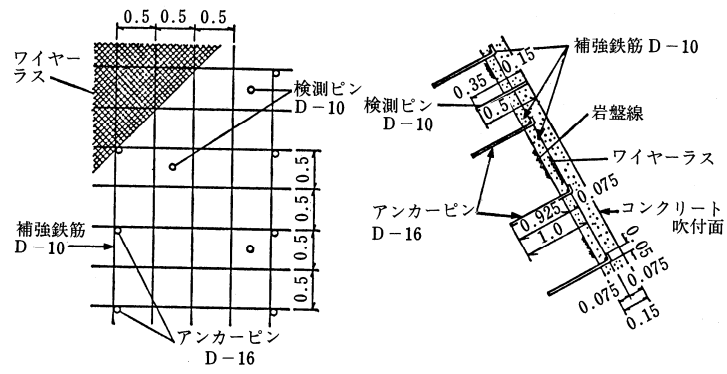


図 3.19 コンクリート吹付工の一例（単位：m）

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（平成8年7月）

(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 ロックボルトやグラウンドアンカーを併用し、小～中程度の抑止効果が期待できる。
- イ 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、周辺環境を考慮して設計・施工を行う。
- ウ 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。
- エ 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。
- オ 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。
- カ 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。
- キ 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。
- ク 地盤に応じた基礎を検討する。
- ケ 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) 法枠工の分類

法枠工は図 3.20 に示すように分類される。

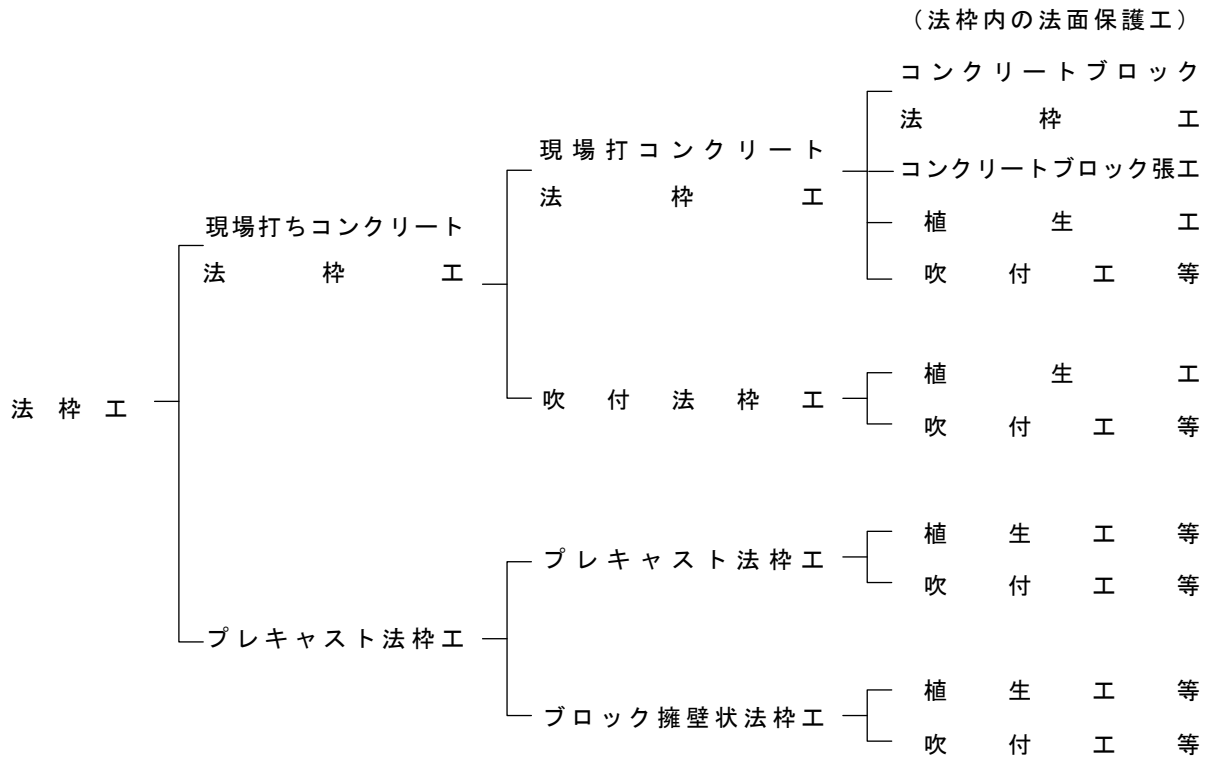


図 3.20 法枠工の分類

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（平成 8 年 7 月）

(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。

- 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。

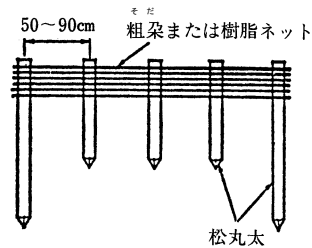


図 3.21 編柵工の一例

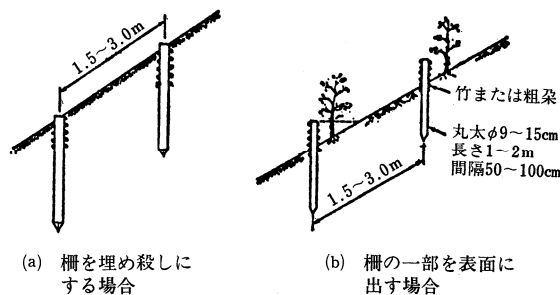


図 3.22 編柵工の打込方法

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（平成8年7月）

3.3.3 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)」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、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、その上にならし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。

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。

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。

(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。

3.4 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ための施設の設計

3.4.1 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させ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。

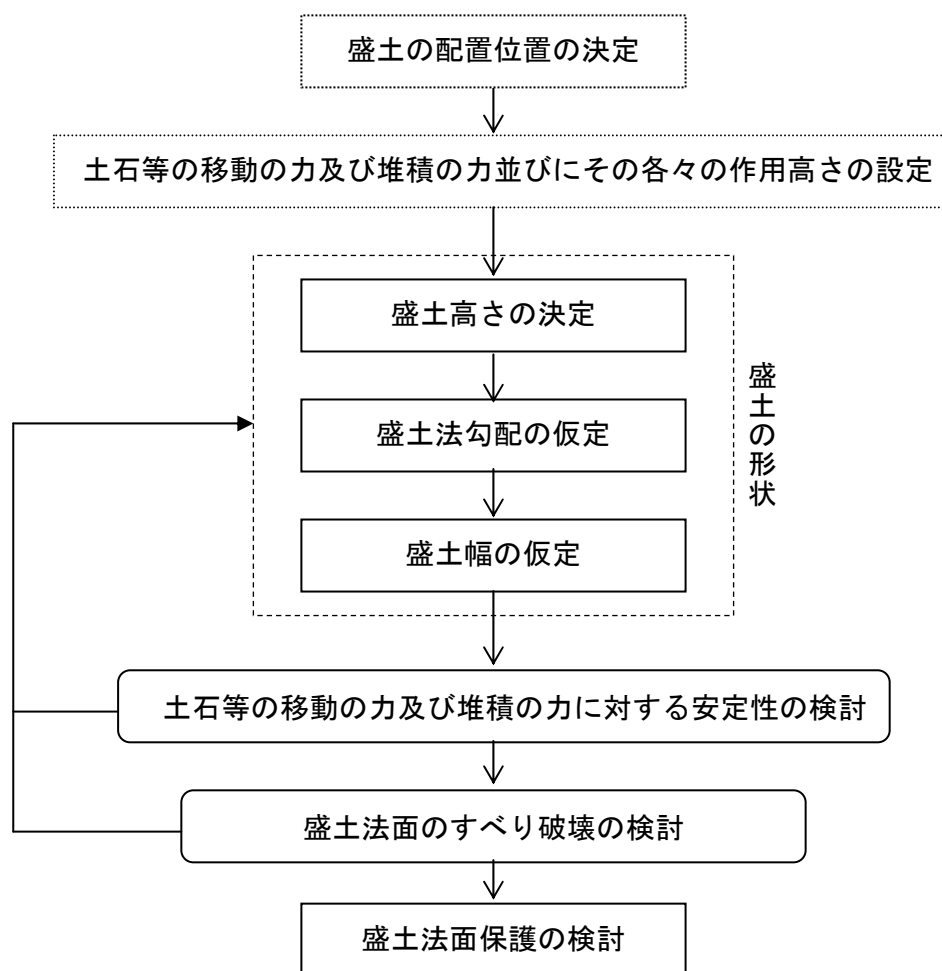


図 3.23 待受け式盛土工の設計手順

(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させ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 (3)」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。

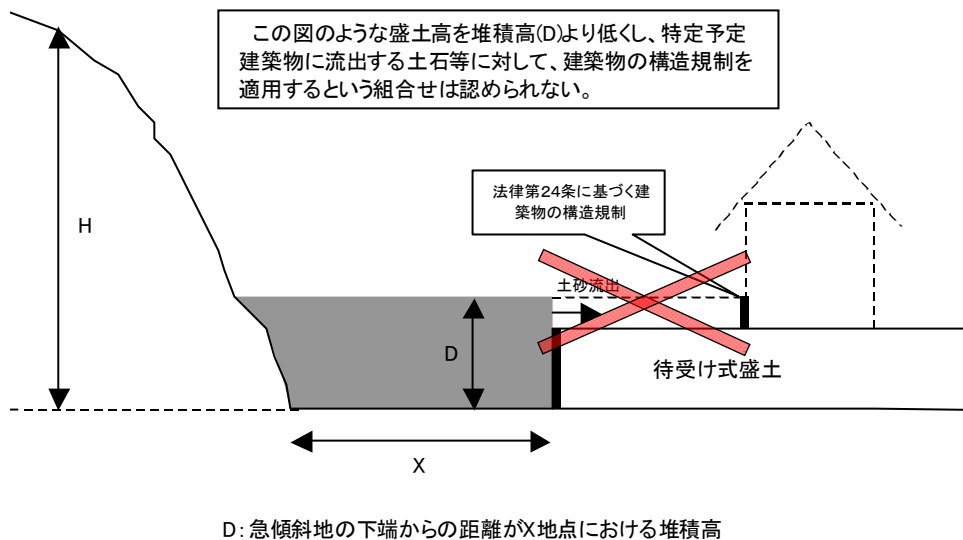


図 3.24 待受け式盛土及び建築物の構造規制の組合せ

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 3.19 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 3.19 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17年1月）

表 3.14 の標準値の範囲に巾を持たせているが、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、盛土を一体構造とする安定計算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捕らえることとし、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、移動の力及び堆積の力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 移動の力

単位面積当たりの移動の力は、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_{sm} : 移動の力 (kN/m^2)

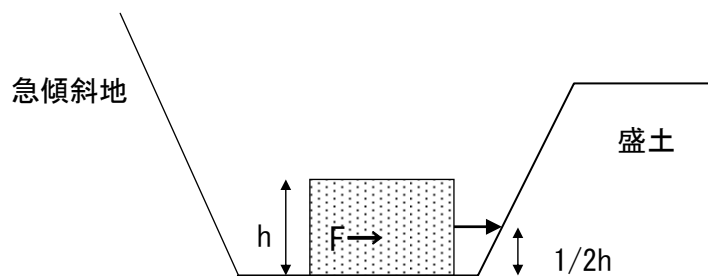


図 3.25 移動の力が盛土に作用するイメージ

イ 堆積の力

土石等の堆積の力は土石等の堆積高（ D ）まで盛土に作用するものとする。

堆積の力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。

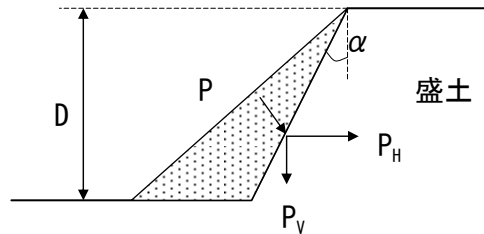


図 3.26 堆積の力が盛土に作用するイメージ

水平分力

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

ここに、

P_H ：堆積の力の水平分力（kN/m）

P ：堆積の力（kN/m）

α ：盛土法面と鉛直面となす角

δ ：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 ：堆積の力の鉛直分力（kN/m）

P ：堆積の力（kN/m）

α ：盛土法面と鉛直面となす角

δ ：壁面摩擦角（＝土石等の内部摩擦角）

作用位置

堆積の力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、盛土の自重及び堆積の力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 3.27 において、つま先から合力 R の作用点までの距離 d は次式で与えられる。

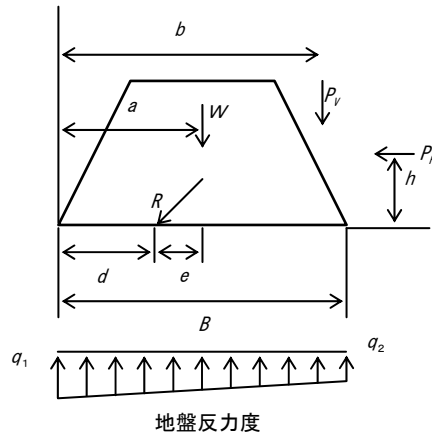


図 3.27 地盤反力度の求め方

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

ここに、

W : 盛土の自重 (kN/m)

P_H : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_V : 堆積の力の鉛直分力 (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

移動の力又は堆積の力に対して偏心距離 e は次の式を満足しなければならない。

移動の力に対して

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

堆積の力に対して

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

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移動の力又は堆積の力の水平分力であり、これに抵抗する力は底版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によって与えられる。

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

ここに、

W : 盛土の自重 (kN/m)

P_H : 移動の力または堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_V : 移動の力または堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

φ_B : 内部摩擦角 (°) * 1

c : 粘着力 (kN/m²) * 1

B : 盛土の底版幅 (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。

安全率 F_s は、堆積の力に対して 1.2 以上、移動の力に対して 1.0 を下回ってはならない。これら所定の安全率を満足できない場合は、原則として底版幅を変化させて安定させるものとする。

4) 沈下に対する安定性の検討

盛土の底版下面において、盛土の自重及び移動の力または堆積の力によって作用する鉛直力は、地盤の許容支持力より小さくしなければならない。

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 : 移動の力又は堆積の力の鉛直分力 (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

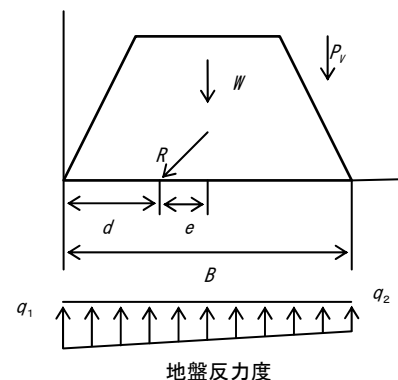


図 3.28 地盤反力度の求め

- 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)

$$q_1 = \frac{2(P_v + W)}{3d}$$

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/m²)

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

F_s : 地盤の支持力に対する安全率

地盤の支持力に対する安全率は堆積の力に対して 2.0、移動の力に対して 1.0 とする。

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 3.20 のようになる。

表 3.20 安全率

	堆積の力に対して	移動の力に対して
転倒	$ e \leq B/3$	$ e \leq B/3$
滑動	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$
沈下	$q \leq q_a/F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a/F_s$ $F_s = 1.0$

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 3.29 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にになる。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。

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

ここに、

F_s : 安全率

c : 粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 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 (kN/m)

u : 間げき水圧 (kN/m^2)

b : 分割片の幅 (m)

α : 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 ($^\circ$)

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。

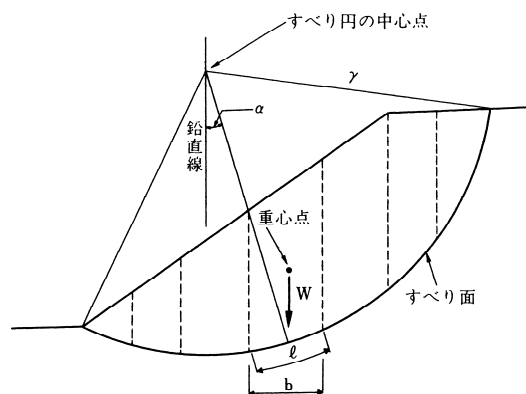


図 3.29 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

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地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。

(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。

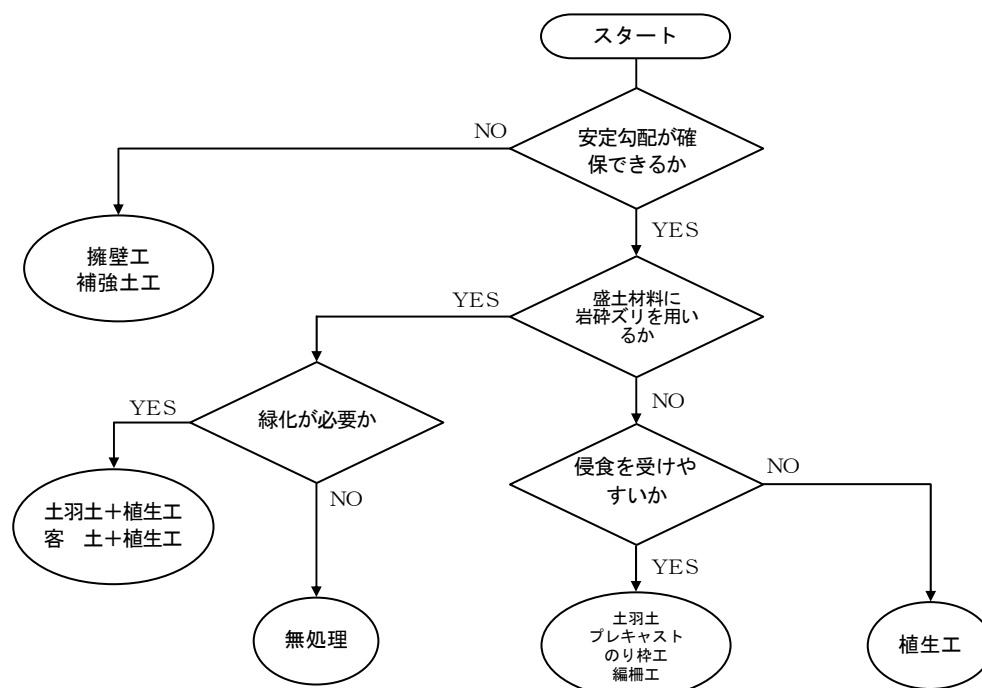
【解説】

盛土法面の安定性については、「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：宅地防災マニュアル（平成12年5月）

図 3.30 盛土法面における法面保護工の選定のフロー

(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さけるものとする。
- 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が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）」を参考にできるものとする。

3.4.2 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。

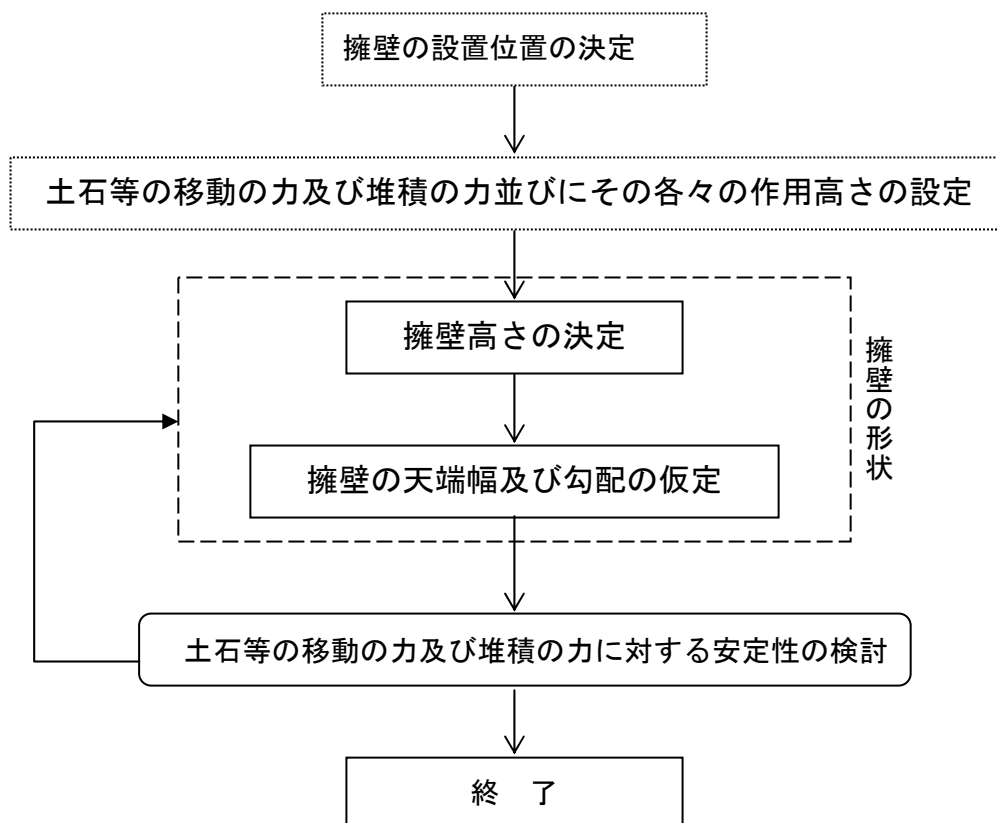


図 3.31 待受け式擁壁工の設計手順

(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させることのないようにするため、擁壁高は、その擁壁の地滑り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 3.24 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、想定される土石等の堆積の力を考慮し、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、移動の力及び堆積の力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 移動の力

単位面積当たりの移動の力は、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_{sm} : 移動の力 (kN/m^2)

α : 待受け式擁壁による衝撃力緩和係数 (別途知事が指示する値)

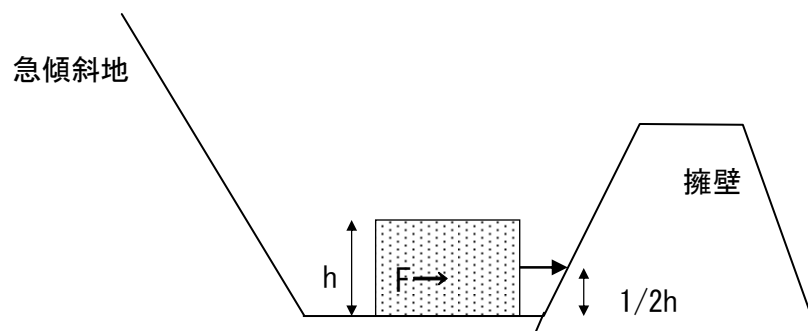


図 3.32 移動の力が擁壁に作用するイメージ

イ 堆積の力

堆積の力は、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。

堆積の力が擁壁に作用する応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

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

ここに、

P_H ：堆積の力の水平分力（kN/m）

P ：堆積の力（kN/m）

α ：擁壁背面と鉛直面となす角

δ ：壁面摩擦角（＝土石等の内部摩擦角 * 2/3）

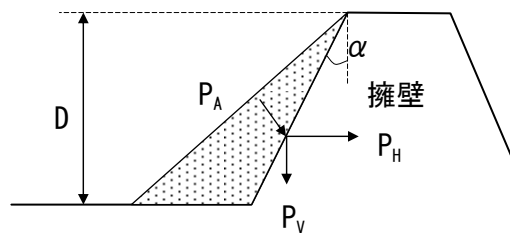


図 3.33 堆積の力が擁壁に作用するイメージ

鉛直分力

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

ここに

P_V ：堆積の力の鉛直分力（kN/m）

P ：堆積の力（kN/m）

α ：擁壁背面と鉛直面となす角

δ ：壁面摩擦角（＝土石等の内部摩擦角 * 2/3）

作用位置

堆積の力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、移動の力については、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 ≥ 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、擁壁の自重及び堆積の力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 3.34 において、つま先から合力 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 : 移動の力又は堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_V : 移動の力又は堆積の力の鉛直分力 (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)

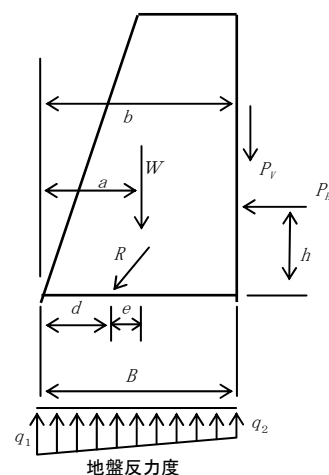


図 3.34 地盤反力度の求め方

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 : 擁壁の底版幅

移動の力または堆積の力に対して偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

移動の力に対して

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

堆積の力に対して

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

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移動の力又は堆積の力の水平分力であり、これに抵抗する力は底版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によって与えられる。

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

ここに、

W : 擁壁の自重 (kN/m)

P_H : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_V : 堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

tan φ_B : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。現場打コンクリートの場合は、φ_B = φ (基礎地盤の内部摩擦角)、現場打でない場合は、φ_B = 2/3 · φ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 tanφ_B の値は 0.6 を超えないものとする。なお通常の場合簡便には表 3.8 又は表 3.9 を用いてよい。詳細は「3.1.1 設計諸定数」を参照。

c : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m²)。ただし、摩擦係数 (tan φ_B) を表 3.8 又は表 3.9 より求めた場合は c = 0 とする。

B : 擁壁の底版幅 (m)

安全率 F_s は、堆積の力に対して 1.2 以上、移動の力に対して 1.0 を下回ってはならない。これら所定の安全率を満足できない場合は、原則として底版幅を変化させて安定させるものとする。

4) 沈下に対する安定性の検討

擁壁の底版下面において、擁壁の自重及び移動の力または堆積の力によって作用する鉛直力は、地盤の許容支持力より小さくしなければならない。

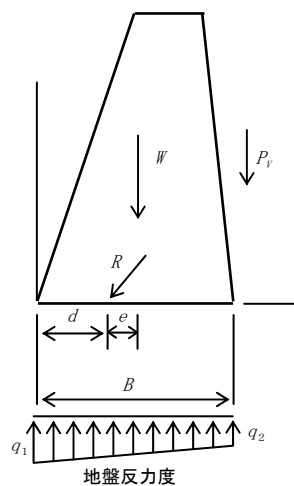


図 3.35 地盤反力度の求め方

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 : 擁壁の自重 (kN/m)

P_v : 移動の力又は堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

e : 合力作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 擁壁の底版幅

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)

$$q_1 = \frac{2(P_v + W)}{3d}$$

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この q₁ 及び q₂ 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/m²)

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

F_s : 地盤の支持力に対する安全率

地盤の支持力に対する安全率は堆積の力に対して 2.0、移動の力に対しては 1.0 とする。

5) 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 3.21 のようになる。

表 3.21 安全率のまとめ

	堆積の力に対して	移動の力に対して
転倒	$ e \leq B/3$	$ e \leq B/3$
滑動	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$
沈下	$q \leq q_a/F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a/F_s$ $F_s = 1.0$

6) 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、原則として擁壁天端からの高さ 1.0m ごとに行うものとし、コンクリートの許容応力度は衝撃力作用時として割増係数を考慮した次式を用いるものとする。

$$\sigma_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck} / 4)$$

$$\sigma_{cat} = 1.5 \times (\sigma_{ck} / 80)$$

$$\tau_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck} / 100 + 0.15)$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張り応力度 (N/mm²)

τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの 28 日圧縮強度

無筋コンクリート 18 N/mm²

鉄筋コンクリート 21 N/mm²

断面照査位置において、それより上部の擁壁の自重及び移動の力又は堆積の力によって作用する鉛直力の絶対値は、コンクリートの許容曲げ応力度の絶対値より小さくなければならない。

断面照査位置において作用する鉛直力は次式によって与えられる。

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

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

ここに、

W : 断面照査位置より上部の擁壁の自重 (kN/m)

P_V : 断面照査位置より上部に作用する力の鉛直分力 (kN/m)

e : 合力作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 断面照査位置における擁壁の底版幅 (m)

コンクリートの曲げ応力度の照査では、次式を満足しなければならない。

$$q_1 \leq \sigma_{ca}$$

$$q_2 \leq -\sigma_{cat}$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張り応力度 (N/mm²)

また、断面照査位置において、底版面積あたりにかかる水平力（断面照査位置より上部に作用する移動の力又は堆積の力の合計）は、コンクリートの許容せん断応力度より小さくなければならない。

断面照査位置において作用する水平力は次式によって与えられる。

$$\tau_c = \frac{P_H}{B}$$

ここに、

P_H : 断面照査位置より上部に作用する力の水平分力 (kN/m)

B : 断面照査位置における底版幅 (m)

コンクリートのせん断応力度の照査では、次式を満足しなければならない。

$$\tau_c \leq \tau_{ca}$$

ここに、

τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

(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】

待ち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。

3.5 高さ 2 m 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 条では、同令第 139 条第 3 項の規定を準用することが記述されており、その内容は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 12 年建設省告示において示されている。

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、「開発行為において設置する擁壁の構造指針（平成 14 年 6 月、京都府土木建築部開発指導課）」及び「[改訂版]宅地防災マニュアルの解説」（宅地防災研究会）を参照すること。

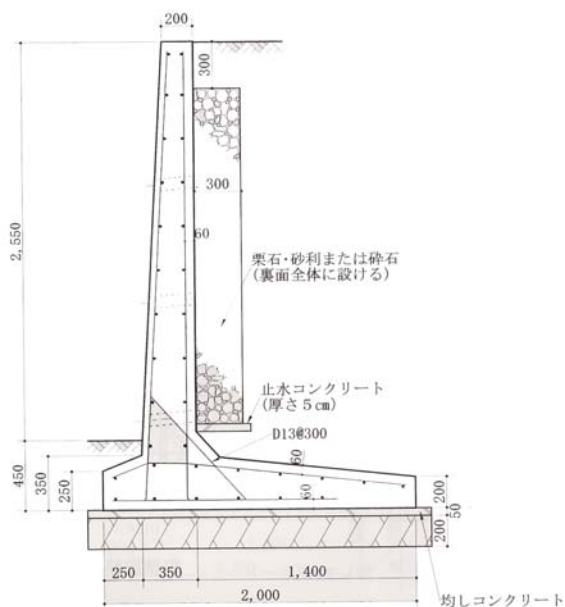


図 3.36 標準構造図（鉄筋コンクリート倒立 T 型擁壁、高さ 3m の場合）

出典：構造図集 擁壁，（社）日本建築士会連合会，平成 13 年 12 月

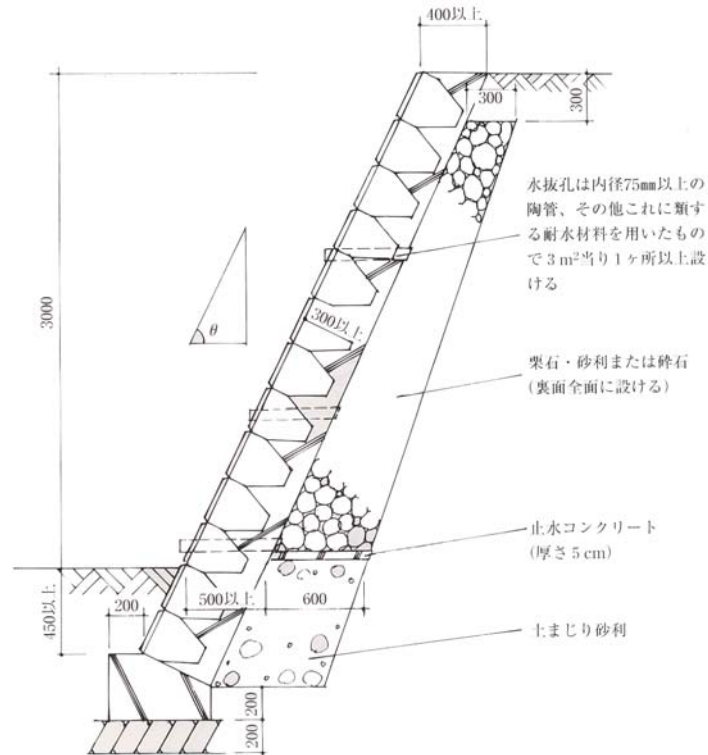


図 3.37 標準構造図（間知石練積み造擁壁、高さ 3m 盛土の場合）

出典：構造図集 擁壁，（社）日本建築士会連合会，平成 13 年 12 月

<参考> 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 略
- 二 略
- 三 略
- 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> 建築基準法施行令

建築基準法施行令

(擁壁)

第 142 条 第 138 条第 1 項第 5 号に掲げる擁壁については、第 36 条の 2 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 3 章第 7 節（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、第 7 章の 8（第 136 条の 6 を除く。）及び第 139 条第 3 項の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

一 その構造が、次に定めるところによること。

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

ロ 石造の擁壁は、裏込めにコンクリートを用い、石と石とを十分に結合すること。

ハ 擁壁の裏面の排水をよくするために水抜穴を設け、擁壁の裏面で水抜穴の周辺に砂利等を詰めること。

二 擁壁の構造が、そ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ものであること。

(煙突及び煙突の支線)

第 139 条 第 138 条第 1 項第 1 号に掲げる煙突については、第 36 条の 2 から第 39 条まで、第 51 条第 1 項、第 52 条、第 3 章第 5 節（第 70 条を除く。）、第 6 節（第 76 条から第 78 条の 2 までを除く。）、第 6 節の 2（第 79 条の 4 の規定中第 76 条から第 78 条の 2 までの準用に関する部分を除く。）及び第 7 節（第 51 条第 1 項、第 71 条、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、第 115 条第 1 項第 6 号及び第 7 号、第 5 章の 4 第 3 節並びに第 7 章の 8 の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

一 一 略 一

二 一 略 一

2 一 略 一

3 第 1 項に掲げるものは、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によつて自重、積載荷重、積雪、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して構造耐力上安全であることが確かめられたものとしなければならない。

<参考> 平成12年建設省告示第1449号

平成12年5月31日建設省告示第1449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耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件

最終改正 平成12年12月26日建設省告示第2465号

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第139条第3項（同令第140条、第141条第2項、第142条及び第143条において準用する場合を含む。）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構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を次のように定める。

第1 ー 略 ー

第2 ー 略 ー

第3 令第138条第1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5条第1項各号の一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15条の規定に基づき、同令第6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

<参考> 宅地造成等規制法施行令

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 第5条の規定により設置す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に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、次の各号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3分の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3分の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、次の各号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、速やかに府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。

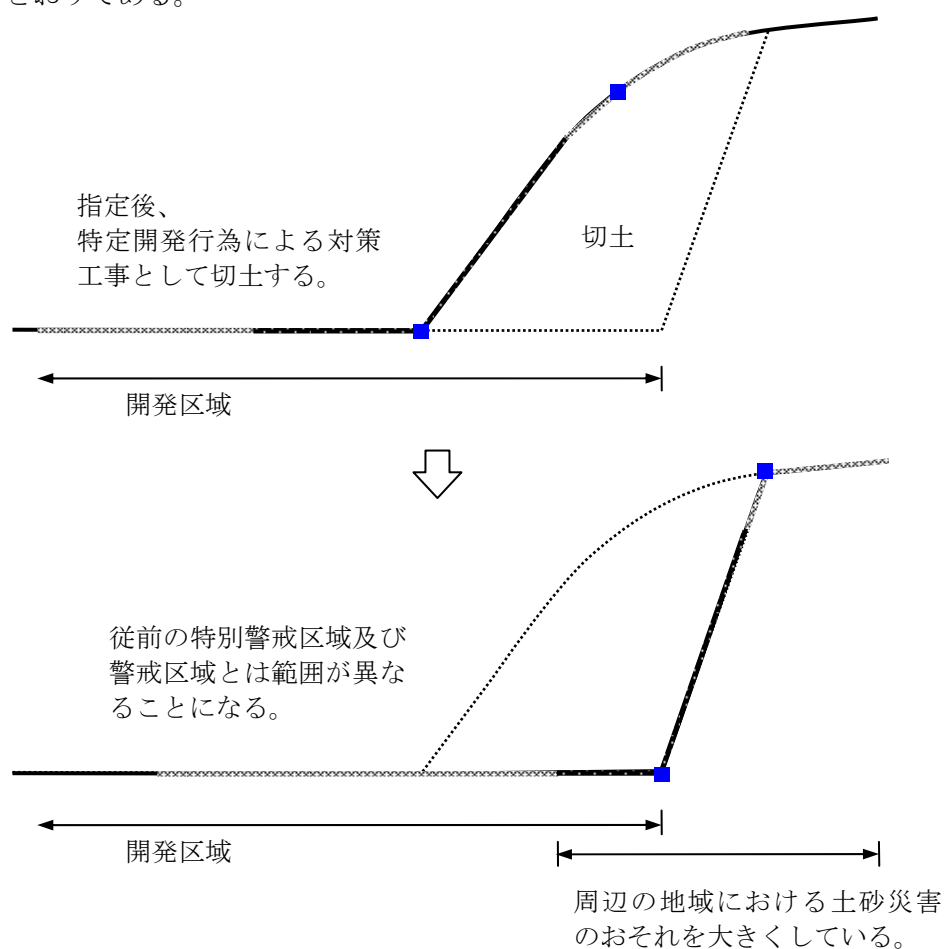


図 4.1 特別警戒区域の範囲が変わる地形改変の具体例

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、京都府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、京都府基礎調査マニュアル(案)（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、府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。

【巻末参考資料】

- ① 待受け式擁壁工の設計計算例
- ② 審査チェックリスト

① 待受け式擁壁工の設計計算例

〈安定計算①〉 安全性検討フロー

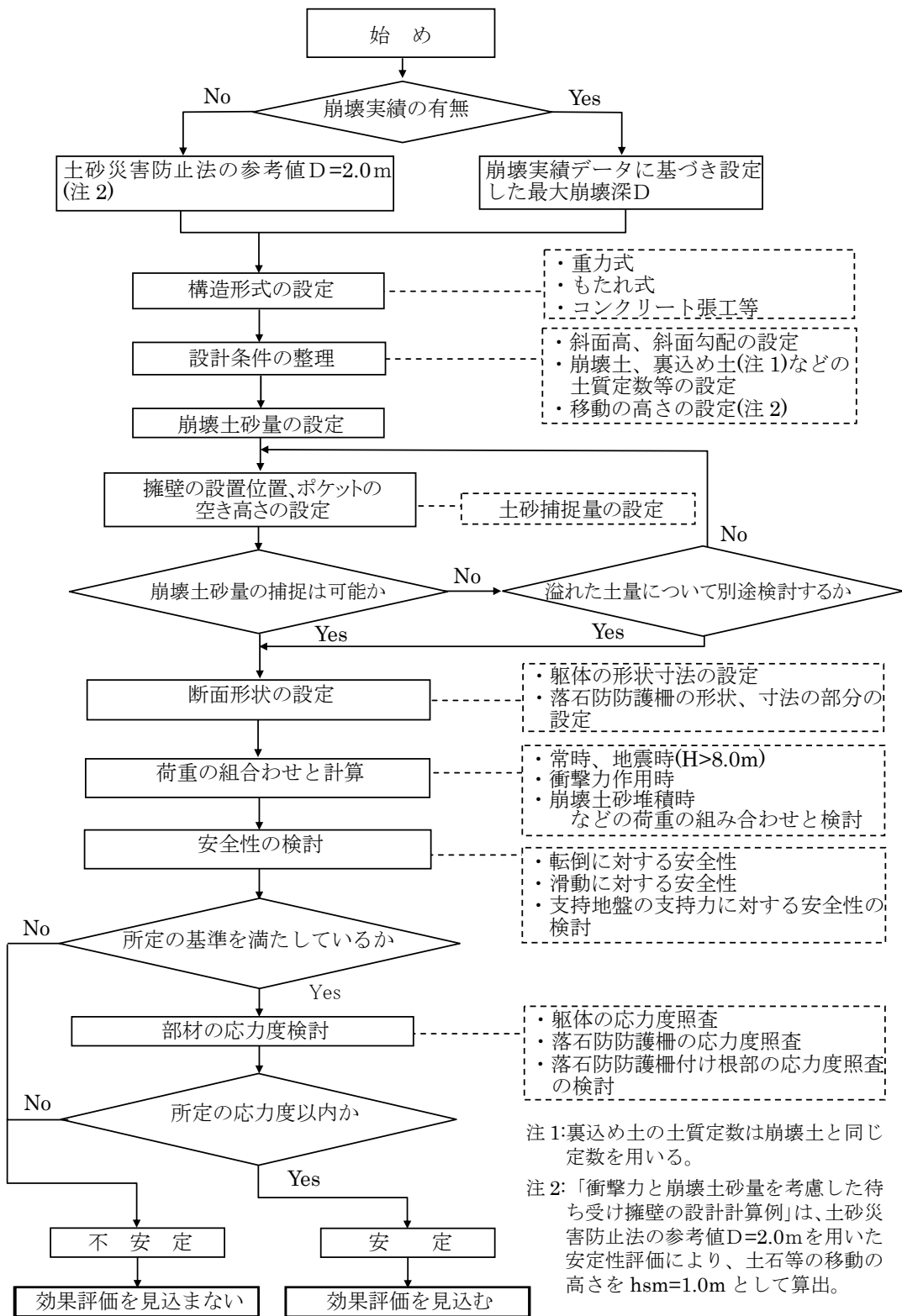


図 1 安全性検討フロー

〈安定計算②〉 断面形状

以下に示す地形条件、施設諸元より待受け式擁壁の安定計算を行い、安全性を判断する。

擁壁高 $h = 4.0$ m

急傾斜地下端から擁壁までの距離 $X = 2.0$ m

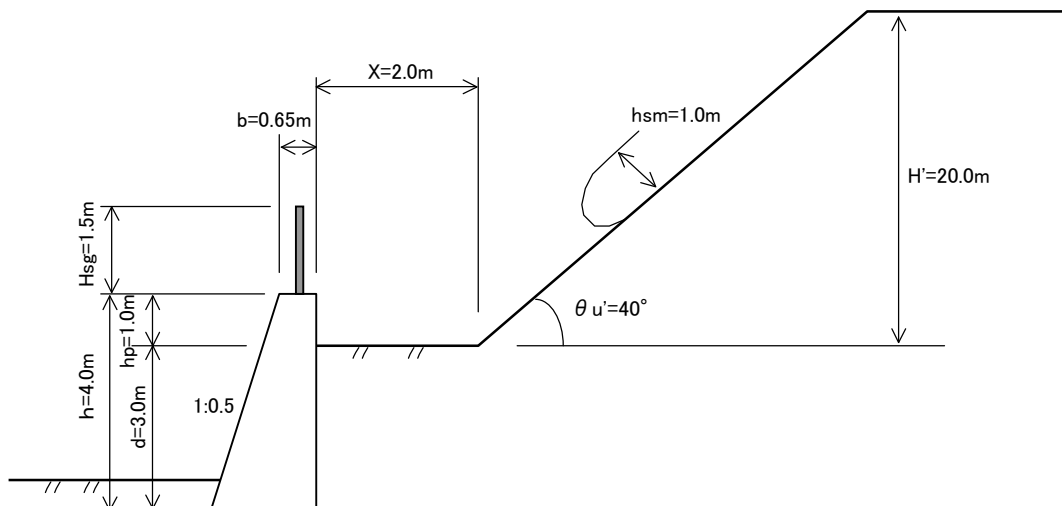
ポケット高（現況） $h_p = 1.0$ m

〔構造形式〕：重力式擁壁

天端幅 $b = 0.65$ m

表法勾配 $n = 1 : 0.5$

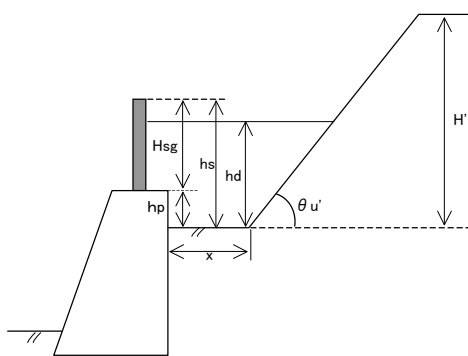
〔断面模式図〕



〈安定計算③〉 崩壊土砂捕捉容量の検討

1) 設計条件

- 急傾斜地の高さ* $H' = 20.0$ m
- 急傾斜地の傾斜度* $\theta u' = 40.0$ °
- 急傾斜地下端から擁壁までの距離* $X = 2.0$ m
- 擁壁のポケット高 (現況) $h_p = 1.0$ m
(移動の高さ h_{sm} 以上とする)
- 落石防護柵の高さ $H_{sg} = 1.5$ m



*:ここでの急傾斜地の高さ、傾斜度及び下端から擁壁までの距離は、擁壁背後の斜面(=残斜面)についての諸元となる。

2) 崩壊土量; V

ここでは、全国の崖崩れ災害データより設定した斜面高による崩壊土量の値を用いる。

- 崩壊土量 $V = 150.0$ m³ (斜面高 $H' = 20$ m より)
- 崩壊幅 $W = 21.2$ m
- 土石等の断面積 $S = 7.1$ m²

急傾斜地の高さ (H) に対する崩壊土量、崩壊幅および断面積

急傾斜地の高さ H' (m)	崩壊土量 V (m ³)	崩壊幅 W (m)	断面積 S (m ²)
$5 \leq H < 10$	41.9	13.8	3.0
$10 \leq H < 15$	78.9	17.1	4.6
$15 \leq H < 20$	101.2	18.6	5.4
* $20 \leq H < 25$	150.0	21.2	7.1
$25 \leq H < 30$	214.3	23.9	9.0
$30 \leq H < 40$	238.3	24.8	9.6
$40 \leq H < 50$	371.4	28.8	12.9
$50 \leq H$	500.0	31.8	15.7

3) 土砂捕捉容量の検討

落石防護柵を含めたポケット高

$$h_s = h_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 = 2.5 \text{ m}$$

土砂捕捉必要容量の算定

$$V_d = (2X + h_d / \tan \theta u') \times h_d / 2 \quad \text{より}$$

$$h_d = \sqrt{2V_d \tan \theta u' + X^2 \tan^2 \theta u'} - X \tan \theta u'$$

$$= \sqrt{2 \times 7.1 \times \tan 40^\circ + 2^2 \times \tan^2 40^\circ} - 2 \times \tan 40^\circ$$

$$= 2.16 \leq h_s \quad \text{OK}$$

∴ $h_d \leq h_s$ より、

崩壊土量に対して捕捉容量を確保しているため安全であると判断される。

※落石防護柵の安定性について：

土圧に対し、部材強度の応力度照査、付け根部の応力度照査の検討を行い、安定性の確認を行う。

なお、一般的な落石防護柵は移動の力に耐えうる設計にはなっていないため、移動の力が落石防護柵に作用するようなケース ($h_p < h_{sm}$ となる場合等) では、落石防護柵は無いものとして取り扱う。

〈安定計算④〉 土石等の移動による力

1) 設計定数

土石等の密度	$\rho_m =$	<input type="text" value="1.8"/>	t/m ³
重力加速度	$g =$	<input type="text" value="9.8"/>	m/s ²
土石等の比重	$\sigma =$	<input type="text" value="2.6"/>	t/m ³
土石等の容積濃度	$C =$	<input type="text" value="0.5"/>	
内部摩擦角	$\phi =$	<input type="text" value="30"/>	°
流体抵抗係数	$f_b =$	<input type="text" value="0.025"/>	

2) 移動の力

土石等の移動による力は、以下の式により算出する。

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

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

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

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

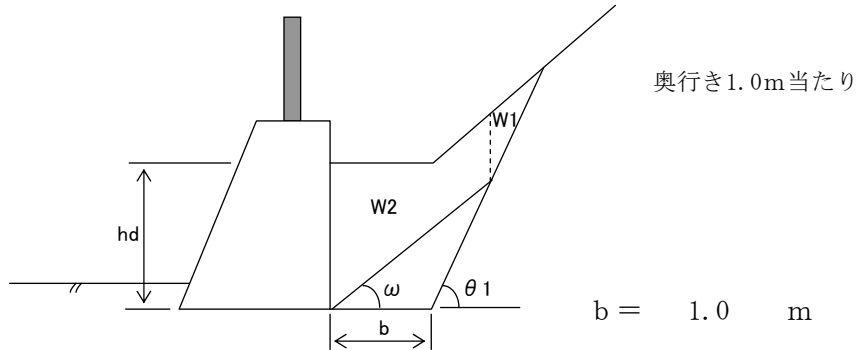
以上の計算結果は、以下のとおりである。

急傾斜地(残斜面)の諸元及び計算結果

急傾斜地の高さ	H'	m	20.0
土石等の移動の高さ	h _{sm}	m	1.0
急傾斜地の傾斜度	θ_u'	°	40
急傾斜地の下端から平坦部の傾斜度	θ_d	°	0
急傾斜地の下端からの距離	X	m	2.0
a			0.028
b _u			0.45
b _d			-0.26
土石等の移動による力	F _{sm}	kN/m ²	105.2

〈安定計算⑤〉 常時土圧の計算

常時、衝撃力作用時に作用する土圧は試行くさび法（切土部土圧）として求める。



- 1 段目の土圧作用高さ $hd = 3.000$ m
- 裏込め土砂の単位体積重量（大気中） $\gamma u = 18.00$ kN/m²
- 裏込め土砂の内部摩擦角 $\phi = 30.000$ °
- 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha 1 = 0.000$ °
- 壁面摩擦角 $\delta = 20.000$ °
- 切土面の摩擦角 $\delta' = 30.000$ °
- 切土面の角度 $\theta 1 = 63.435$ ° (=1:0.5)

$$P_1 = \frac{W_1 \cdot \tan(\theta_1 - \delta') \cdot \cos(\omega - \phi) + W_2 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (°)	重量 W1			重量 W2		
	土砂 Ws1 (kN)	載荷重 Wq1 (kN)	小計 W1 (kN)	土砂 Ws2 (kN)	載荷重 Wq2 (kN)	小計 W2 (kN)
49.000	5.66	0.00	5.66	71.06	0.00	71.06
50.000	4.22	0.00	4.22	70.34	0.00	70.34
51.000	2.81	0.00	2.81	69.23	0.00	69.23

すべり角 ω (°)	重量 W1 W1 (kN)	重量 W2 W1 (kN)	合計 W (kN)	土圧力 P1 (kN)
49.000	5.66	71.06	76.72	26.670
50.000	4.22	70.34	74.56	26.674
51.000	2.81	69.23	72.05	26.550

土圧水平力 $P_H = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.674 \times \cos(20.00^\circ) = 25.07$ kN

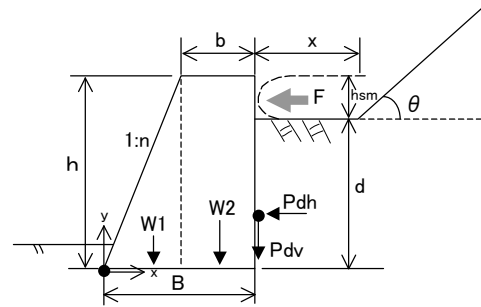
土圧鉛直力 $P_V = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.674 \times \sin(20.00^\circ) = 9.12$ kN

<安定計算⑥> 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件

壁高	$h =$	<input type="text" value="4.00"/>	m
天端幅	$b =$	<input type="text" value="0.65"/>	m
表法勾配	$n = 1 :$	<input type="text" value="0.50"/>	
裏込め土工	$d =$	<input type="text" value="3.00"/>	m
平場の距離	$x =$	<input type="text" value="2.00"/>	m
急傾斜地の傾斜度	$\theta =$	<input type="text" value="40.00"/>	°
移動による力	$F_{sm} =$	<input type="text" value="105.2"/>	kN/m ²
移動の高さ	$h_{sm} =$	<input type="text" value="1.00"/>	m
待受け式擁壁における衝撃力緩和係数 ※1	$\alpha =$	<input type="text" value="0.5"/>	
土圧の算出方法	<input type="text" value="試行くさび (切土部土圧)"/>		
基礎地盤の摩擦係数 ※2	$\mu =$	<input type="text" value="0.60"/>	
滑動の安全率 ※3	$F_s =$	<input type="text" value="1.0"/>	

奥行き1.0m当たり



コンクリートの単重	$\gamma_c =$	<input type="text" value="23.0"/>	kN/m ³
裏込め土の単重	$\gamma_u =$	<input type="text" value="18.0"/>	kN/m ³
基礎地盤の粘着力	$CB =$	<input type="text" value="0.0"/>	kN/m ²
地盤の許容支持力 ※4	$q_a =$	<input type="text" value="450"/>	kN/m ²
底版幅	$B =$	<input type="text" value="2.65"/>	m

※1 : <安定計算⑥>資料-1 参照 ※3 : <安定計算⑥>資料-3 参照
 ※2 : <安定計算⑥>資料-2 参照 ※4 : <安定計算⑥>資料-4 参照

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN・m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	—	92.00	$x=1.33$	122.36
	W2	$4.00 \times 0.65 \times 23.0$	—	59.80	$x=2.33$	139.33
裏込土圧	P_h	前頁参照	26.46	—	$y=1.00$	-26.46
	P_v	前頁参照	—	9.63	$x=2.65$	25.52
衝撃力		$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.60	—	$v=3.50$	-184.10
合計 (Σ)			79.06	161.43	—	76.65

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :

$$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{76.65}{161.43} = \text{0.48 m}$$

$$e = B/2 - d = 2.65/2 - 0.48 = \text{0.85 m} \leq B/3 = \text{0.88 m} \dots \dots \text{OK}$$

②滑動に対する安定性 :

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V + CB \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 161.43 + 0.00 \times 2.65}{79.06} = \text{1.23} \geq \text{1.00} \dots \dots \text{OK}$$

③支持力に対する安定性 :

$$e = \text{0.85} \geq B/6 = \text{0.44} \text{ より、三角形分布となる。}$$

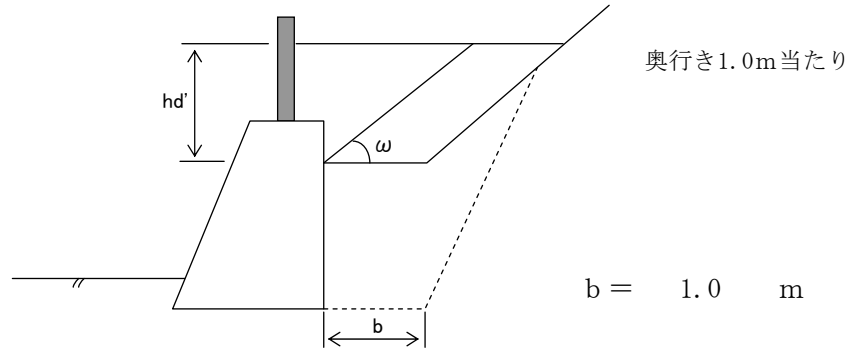
$$q_1 = \frac{2\Sigma V}{3d} = \frac{2 \times 161.43}{3 \times 0.48} = \text{226.57} \leq \text{450} \dots \dots \text{OK}$$

$$q_2 = \text{0.00} \leq \text{450} \dots \dots \text{OK}$$

<安定計算⑦> 崩壊土砂による堆積土圧の計算

崩壊土砂、裏込め土砂について、それぞれ土圧を算出する。

1) 崩壊土砂による土圧



- 1 段目の土圧作用高さ $h_d' = 2.150$ m
崩壊土砂の単位堆積重量 (大気中) $\gamma_d = 18.00$ kN/m²
裏込め土砂の内部摩擦角 $\phi = 30.000$ °
土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha_1 = 0.000$ °
壁面摩擦角 $\delta = 20.000$ °

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (°)	重量 W			土圧力 P1 (kN)
	土砂 W_s (kN)	載荷重 W_q (kN)	小計 W (kN)	
55.000	29.13	0.00	29.13	12.36
56.000	28.06	0.00	28.06	12.37
57.000	27.02	0.00	27.02	12.36

土圧水平力 $P_{H1} = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.37 \times \cos(20.00^\circ) = 11.62$ kN

土圧鉛直力 $P_{V1} = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.37 \times \sin(20.00^\circ) = 4.23$ kN

落石防護柵と躯体部に加わる土圧を分けて考慮することから、土圧係数に割り戻し、それぞれに加わる土圧を算定する。

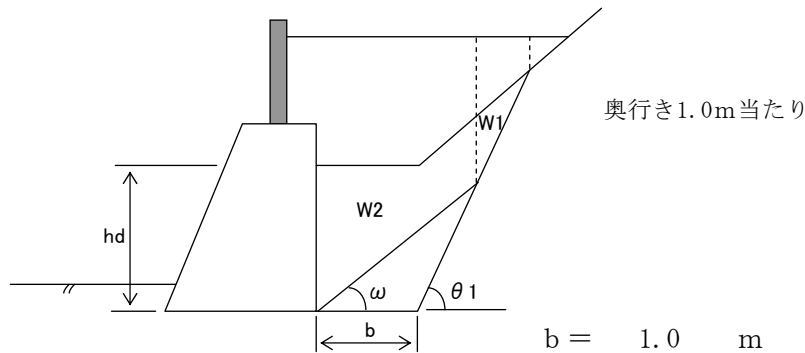
崩壊土砂の土圧係数の算定

水平方向 $K_{adh} = \frac{2P_H}{\gamma_d \cdot h_d'^2} = \frac{2 \times 11.62}{18 \times (2.15)^2} = 0.279$

鉛直方向 $K_{adv} = \frac{2P_V}{\gamma_d \cdot h_d'^2} = \frac{2 \times 4.23}{18 \times (2.15)^2} = 0.102$

2) 壁面全体に作用する土圧

試行くさび法（切土部土圧）により求める。



1段目の土圧作用高さ	$h d =$ <input type="text" value="3.000"/> m
裏込め土砂の単位堆積重量（大気中）	$\nu u =$ <input type="text" value="18.00"/> kN/m ²
裏込め土砂の内部摩擦角	$\phi =$ <input type="text" value="30.000"/> °
土圧作用面と鉛直面のなす角	$\alpha_1 =$ <input type="text" value="0.000"/> °
壁面摩擦角	$\delta =$ <input type="text" value="20.000"/> °
切土面の摩擦角	$\delta' =$ <input type="text" value="30.000"/> °
切土面の角度	$\theta 1 =$ <input type="text" value="63.435"/> ° (=1:0.5)

$$P_1 = \frac{W_1 \cdot \tan(\theta_1 - \delta') \cdot \cos(\omega - \phi) + W_2 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (°)	重量 W1			重量 W2		
	裏込め土砂 Ws1 (kN)	崩壊土砂 Wq1 (kN)	小計 W1 (kN)	裏込め土砂 Ws2 (kN)	崩壊土砂 Wq2 (kN)	小計 W2 (kN)
50.000	4.22	24.50	28.72	70.34	92.61	162.95
51.000	2.81	20.01	22.82	69.23	97.10	166.33
52.000	1.53	14.75	16.28	67.58	102.37	169.95

すべり角 ω (°)	重量 W1 W1 (kN)	重量 W2 W1 (kN)	合計 W (kN)	土圧力 P1 (kN)
50.000	28.72	162.95	191.67	73.55
51.000	22.82	166.33	189.16	73.69
52.000	16.28	169.95	186.22	73.67

土圧水平力 $P_{H2} = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 73.69 \times \cos(20.00^\circ) =$ kN

土圧鉛直力 $P_{V2} = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 73.69 \times \sin(20.00^\circ) =$ kN

3) 裏込め土砂による土圧

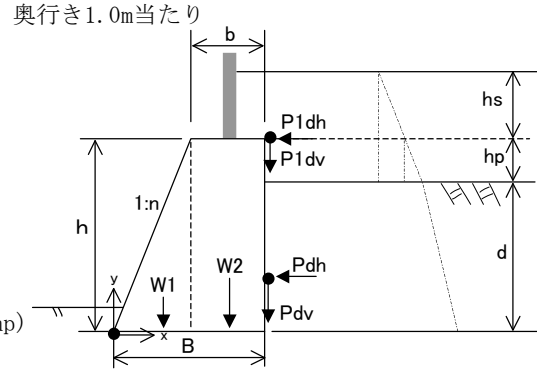
裏込め土砂による土圧は、壁面全体に作用する土圧から崩壊土砂による土圧を差し引いたものとして求める。

	P_H	P_V
①壁面全体 ($h d + h d'$) に作用する土圧	69.24	25.20
②崩壊土砂による土圧	11.62	4.23
裏込め土による土圧 (①-②)	57.62	20.97

＜安定計算⑧＞ 堆積土圧時の安定性検討

1) 設計条件

壁高	$h =$	<input type="text" value="4.00"/>	m				
天端幅	$b =$	<input type="text" value="0.65"/>	m				
表法勾配	$n = 1 :$	<input type="text" value="0.50"/>					
裏込め土高	$d =$	<input type="text" value="3.00"/>	m				
堆積高	$h_s =$	<input type="text" value="1.15"/>	m (hd-hp)				
空きポケット高	$h_p =$	<input type="text" value="1.00"/>	m				
崩壊土砂							
┌ 水平方向土圧係数	$K_{adh} =$	<input type="text" value="0.279"/>	(前掲)	コンクリートの単重	$\gamma_c =$	<input type="text" value="23.0"/>	kN/m ³
└ 鉛直方向土圧係数	$K_{adv} =$	<input type="text" value="0.102"/>	(前掲)	崩壊土砂の単重	$\gamma_d =$	<input type="text" value="18.0"/>	kN/m ³
裏込め土							
┌ 水平方向土圧力	$P_H =$	<input type="text" value="57.62"/>	(前掲)	裏込め土の単重	$\gamma_u =$	<input type="text" value="18.0"/>	kN/m ³
└ 鉛直方向土圧力	$P_V =$	<input type="text" value="20.97"/>	(前掲)	基礎地盤の粘着力	$C_B =$	<input type="text" value="0.0"/>	kN/m ²
基礎地盤の摩擦係数	$\mu =$	<input type="text" value="0.60"/>		地盤の許容支持力	$q_a =$	<input type="text" value="450"/>	kN/m ²
滑動の安全率	$F_s =$	<input type="text" value="1.2"/>		底版幅	$B =$	<input type="text" value="2.65"/>	m



※2 : <安定計算⑧>資料-2 参照
 ※3 : <安定計算⑧>資料-3 参照
 ※4 : <安定計算⑧>資料-4 参照

2) 荷重計算

	計算式	H	V	作用位置	M	
		kN	kN	m	kN・m	
躯体自重	W1	—	92.00	x=1.33	122.36	
	W2	—	59.80	x=2.33	139.33	
土圧	P1dh	3.32	—	y=4.00	-13.28	
	P1dv	—	1.21	x=2.65	3.21	
	P2dh①	5.78	—	y=3.50	-20.23	
	P2dv①	—	2.11	x=2.65	5.59	
	P2dh②	2.51	—	y=3.33	-8.36	
	P2dv②	—	0.92	x=2.65	2.43	
	P2dh③	(前掲)	57.62	—	y=1.00	-57.62
	P2dv③	(前掲)	—	20.97	x=2.65	55.57
合計 (Σ)		69.23	177.01	—	229.00	

3) 安定計算

① 転倒に対する安定性 :

$$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{229.00}{177.01} = \text{0.29 m}$$

$$e = B/2 - d = 2.65/2 - 1.29 = \text{0.03 m} \leq B/3 = \text{0.88 m} \dots \dots \text{OK}$$

② 滑動に対する安定性 :

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V + C_B \cdot B}{\Sigma h} = \frac{0.60 \times 177.01 + 0.00 \times 2.65}{69.23} = \text{1.53} \geq \text{1.20} \dots \dots \text{OK}$$

③ 支持力に対する安定性 :

$$e = \text{0.03} \leq B/6 = \text{0.44} \text{ より、三角形分布となる。}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{177.01}{2.65} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.04}{2.65}\right) = \text{72.09} \leq \text{450} \dots \dots \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{177.01}{2.65} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.04}{2.65}\right) = \text{61.50} \leq \text{450} \dots \dots \text{OK}$$

＜安定計算⑨＞ 躯体の断面応力度の検討

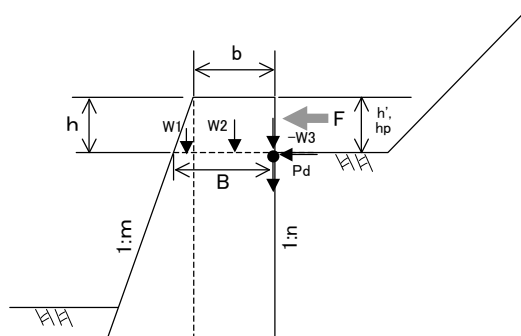
ここでは、躯体の断面応力度の照査を行う。なお、照査を高さ1.0mごとに行うものとする。

⑨-1. 照査位置 A (天端から1.0m)

1) 設計条件

奥行き 1.0 m 当たり

- 照査位置 $h = 1.00$ m (天端からの距離)
- 直壁部 $h' = 1.00$ m
- 天端幅 $b = 0.65$ m
- 表法勾配 $m = 1 : 0.50$
- 裏法勾配 $n = 1 : 0.00$
- 空きポケット高 $h_p = 1.00$ m
- 土圧作用高 $h_l = 0.00$ m
- 崩壊土砂
 水平方向土圧係数 $K_{adh} = 0.279$ (前掲)
- 鉛直方向土圧係数 $K_{adv} = 0.102$ (前掲)
- 裏込め土の単重 $\gamma_u = 18.0$ kN/m³
- 衝撃力 $F = 52.60$ kN/m² (= $F_{sm} \times 0.5$)
- コンクリートの単重 $\gamma_c = 23.0$ kN/m³



$B = 1.15$ m

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/4) = 1.5 \times (18/4) = 6.75$ N/mm²

コンクリートの許容曲げ引張り応力度 $\sigma_{cat} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/80) = 1.5 \times (18/80) = 0.34$ N/mm²

コンクリートの許容剪断応力度 $\tau_{at} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5 \times (18/100 + 0.15) = 0.50$ N/mm²

※5：許容応力度の考え方は＜安定計算⑨＞資料-5参照

2) 荷重計算

	計算式	H	V	作用位置	M
		kN	kN	m	kN·m
躯体自重	W1	—	5.75	0.33	1.90
	W2	—	14.95	0.82	12.26
	-W3	—	0.00	1.15	0.00
土圧	P _{uh}	0.00	—	0.00	0.00
	P _{uv}	—	0.00	1.15	0.00
衝撃力	F (6. 衝撃力作用時の安定性検討)	52.60	—	0.50	-26.30
合計 (Σ)		52.60	20.70	—	-12.14

3) 安定計算

$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-12.14}{20.70} = -0.59$ m

$e = B/2 - d = 1.17$ m

$\sigma_{c1} = V/B \cdot (1 + 6e/B) = 127.4$ kN/m² = 0.13 N/mm² $\leq \sigma_{ca} = 6.75$ N/mm² OK

$\sigma_{c2} = V/B \cdot (1 - 6e/B) = -91.4$ kN/m² = -0.09 N/mm² $\geq -\sigma_{cat} = -0.34$ N/mm² OK

$A = B \times L = 1.15$ m²

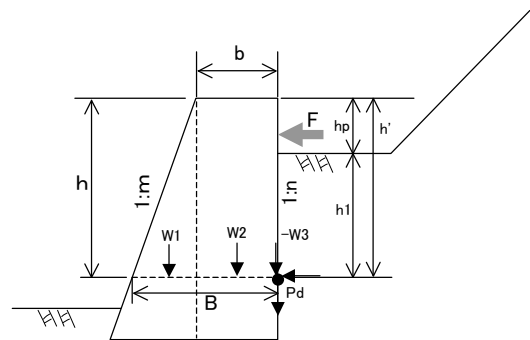
$\tau_c = S/A = 45.74$ kN/m² = 0.046 N/mm² $\leq \tau_{ca} = 0.50$ N/mm² OK

⑨-2. 照査位置B (天端から3.0m)

1) 設計条件

奥行き 1.0 m当たり

- 照査位置 $h = 3.00$ m (天端からの距離)
- 直壁部 $h' = 3.00$ m
- 天端幅 $b = 0.65$ m
- 表法勾配 $n = 1 : 0.50$
- 裏法勾配 $n = 1 : 0.00$
- 空きポケット高 $h_p = 1.00$ m
- 土圧作用高 $h_l = 2.00$ m
- 崩壊土砂
 水平方向土圧係数 $K_{adh} = 0.279$ (前掲)
- 鉛直方向土圧係数 $K_{adv} = 0.102$ (前掲)
- 裏込め土の単重 $\gamma_u = 18.0$ kN/m³
- 衝撃力 $F = 52.60$ kN/m² (前掲)
- コンクリートの単重 $\gamma_c = 23.0$ kN/m³



B = 2.15 m

- コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/4) = 1.5 \times (18/4) = 6.75$ N/mm²
- ※5
- コンクリートの許容曲げ引張り応力度 $\sigma_{cat} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/80) = 1.5 \times (18/80) = 0.34$ N/mm²
- ※5
- コンクリートの許容剪断応力度 $\tau_{at} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5 \times (18/100 + 0.15) = 0.50$ N/mm²
- ※5 ※5 : 許容応力度の考え方は<安定計算④>資料-5参照

2) 荷重計算

	計算式	H	V	作用位置 m	M kN・m
		kN	kN		
躯体自重	W1	$1/2 \times 3.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	51.75	1.00	51.75
	W2	$3.00 \times 0.65 \times 23.0$	44.85	1.82	81.63
	-W3	$1/2 \times 0.00^2 \times 0.00 \times 23.0$	0.00	2.15	0.00
土圧	P _{uh}	$1/2 \times h_l^2 \times K_{adh} \times \gamma_u$	10.04	0.67	-6.73
	P _{uv}	$1/2 \times h_l^2 \times K_{adv} \times \gamma_u$	3.67	2.15	7.90
衝撃力	F	(⑥. 衝撃力作用時の安定性検討)	52.80	2.50	-132.00
合計 (Σ)		62.84	100.27	-	2.55

3) 安定計算

$$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{2.55}{100.27} = 0.03 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 1.05 \text{ m}$$

$$\sigma_{c1} = V/B \cdot (1 + 6e/B) = 182.6 \text{ kN/m}^2 = 0.18 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$$

..... OK

$$\sigma_{c2} = V/B \cdot (1 - 6e/B) = -89.4 \text{ kN/m}^2 = -0.09 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.34 \text{ N/mm}^2$$

..... OK

$$A = B \times L = 2.15 \text{ m}^2$$

$$\tau_c = S/A = 29.23 \text{ kN/m}^2 = 0.03 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.50 \text{ N/mm}^2$$

..... OK

... 《安定計算終了》

※擁壁の全高さが 4.0m であるので、 $h = 1.0$ m の場合は自重が最も軽くなる条件であり、 $h = 3.0$ m の場合は水平モーメントが最も大きくなる条件である。そのため、この両条件のどちらかが最も危険となる断面である。上記のとおり、両条件に対して安定性が確認できるので、躯体の断面応力度の安定性は確保されている。

〈安定計算⑩〉 参考資料－ 1

資料－1 待受け式擁壁の安定計算に用いる擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力

〔待ち受け擁壁の安定計算に用いる擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力〕
 待ち受け擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力F(kN/m²)は以下のとおりとする。
 $F = \alpha \cdot F_{sm}$
 ここに、F_{sm}；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第2条第2号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法等を定める告示(平成13年3月28日国土交通省告示第三百三十二号)」に示される算出式により建築物又はその地上部分に作用すると想定される力)(kN/m²)
 α ；待ち受け擁壁による崩壊土砂の衝撃力緩和係数($\alpha = 0.5$)

資料－2 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 $\mu = \tan \phi_B$	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を超えないものとする。

「道路土工 擁壁工指針」p21,表1-7

資料－3 安全率

荷重の組み合わせ		平常時	地震時 ^{注1)}	衝撃力作用時	崩壊土砂堆積時
状態図					
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。

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

〈安定計算⑩〉 参考資料－ 2

資料－4 支持地盤の種類と許容支持力度(常時値)

地盤の許容支持力度は原位置試験などを行って決定することを原則とするが、高さ8m以下の擁壁で、現地の試験を行うことが困難な場合は、以下の表の値を1.5倍したものをを用いてもよい(衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時)。

支持地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m^2)	備 考	
			q_u (kN/m^2)	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

資料－5 許容支持力度の割増係数

荷重の組合わせ	割増係数
衝撃力作用時	1.5
崩壊土砂堆積時	1.5

② 審査チェックリスト

チェック項目		確認	掲載箇所	備考
1 対策工事等の計画				
ア	対策工事の実施範囲			
	対策工事の実施範囲が適正に計画されているか		2.2	
イ	対策工事の周辺への影響			
	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、開発区域およびその周辺の地域において土砂災害の発生のおそれを大きくしていないか		2.3	
ウ	対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画			
	(ア) 対策工事の計画と相まって、開発区域およびその周辺の地域において土砂災害の発生のおそれを大きくしていないか		2.4	
	(イ) 対策工事の機能を妨げていないか			
エ	急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置に関して			
	地形、地質、土質ならびに周辺の状況に応じて適切な土留又はのり面保護施設を選定しているか		2.1 2.5	
2 対策工事等の設計				
(1) 設計外力等の確認				
ア	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に関して			
	(ア) 当該施設の高さが土石等の堆積の高さ以上となっているか		3.1.2	
	(イ) 土石等の堆積の高さは、対策施設の最も急傾斜地側となる位置で算定しているか			
イ	設計外力の確認			
	(ア) 土石等の移動や堆積の力の算定に用いる土質定数は適正か		3.1.1	
	(イ) 対策施設の位置を考慮して適正な設計外力が算定されているか		3.1.2	
(2) 対策工事の形状又は施設の構造				
ア	のり切			
	急傾斜の崩壊を助長し、又は誘発することのないように地形、地質等の状況を考慮して計画されているか		3.2	
イ	土留			
	のり面の崩壊を防止し、土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下せず、かつその裏面の排水に必要な水抜き穴を有する構造となっているか		3.3.1	
ウ	のり面保護施設			
	石張り、芝張り、モルタルの吹付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となっているか		3.3.2	
エ	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急傾斜地から速やかに排除することができる構造となっているか		3.3.3	
オ	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となっているか		3.4	
カ	高さが2mを超える擁壁			
	建築基準法施行令第142条に定められた基準を満足しているか		3.5	
3 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等				
	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もしくは変更になっていないか		4.1 4.2	