

特定開発行為に関する技術基準

令和5年3月

高知県 土木部 防災砂防課

目 次

第1編 総則	1
1.1 総説	1
1.2 適用範囲	2
1.3 許可における考え方	2
1.4 特定開発行為の手続き	7
第2編 対策工事の技術基準【急傾斜地の崩壊編】	9
2.1 総説	9
2.2 対策工事の種類	12
2.3 土工	15
2.4 急傾斜地の崩壊を防止するための施設	17
2.4.1 土留	23
2.4.1.1 擁壁工	23
2.4.1.2 アンカー工	26
2.4.1.3 杭工・土留柵工	27
2.4.2 のり面保護工	28
2.4.2.1 張工	28
2.4.2.2 植生工	30
2.4.2.3 吹付工	31
2.4.2.4 のり枠工	33
2.4.2.5 編柵工	36
2.5 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	37
2.5.1 待受け式擁壁工	39
2.5.1.1 設計諸定数	40
2.5.1.2 設計外力	44
2.5.1.3 安定性の検討	55
2.5.2 落石対策施設	62
2.6 対策施設の維持・管理	63

第3編 対策工事の技術基準【土石流編】	64
3.1 総説	64
3.2 対策工事の種類	65
3.3 土石流を捕捉するための施設	67
3.3.1 砂防堰堤	67
3.3.1.1 設計諸定数	68
3.3.1.2 設計外力	70
3.3.1.3 安定性の検討	74
3.4 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計	75
3.4.1 土石流導流工（溪流保全工）	75
3.5 対策施設の維持・管理	77

第1編 総則

1.1 総説

本基準は、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に基づく土砂災害特別警戒区域内での特定開発行為（以降、特定開発行為とする）について、土砂災害の未然防止を図る観点から、基準を定めたものである。

【解説】

県は、本基準に基づき、特定開発行為の内容を審査する。

同法に定める土砂災害特別警戒区域内において特定開発行為を行おうとする者（以下、申請者という）は、本基準に従い、計画を作成し、あらかじめ知事の許可を受けなければならない。

土砂災害特別警戒区域内での特定開発行為は、同法第10条により、次の行為が該当するとされている。

- ・ 予定建築物の用途で、住宅（自己の居住の用に供するものを除く。）並びに高齢者、障害者、乳幼児その他の特に防災上の配慮を要する者が利用する社会福祉施設、学校及び医療施設（政令で定めるものに限る。）以外の用途でないもの。

また、法律施行令第6条により、社会福祉施設、学校及び医療施設とは、次に掲げるものとされている。

- (1) 老人福祉施設（老人介護支援センターを除く。）、有料老人ホーム、身体障害者社会参加支援施設、障害者支援施設、地域活動支援センター、福祉ホーム、障害福祉サービス事業（生活介護、短期入所、自立訓練、就労移行支援又は就労継続支援を行う事業に限る。）の用に供する施設、保護施設（医療保護施設及び宿所提供施設を除く。）、児童福祉施設（児童自立支援施設を除く。）、障害児通所支援事業（児童発達支援又は放課後等デイサービスを行う事業に限る。）の用に供する施設、母子・父子福祉施設、母子健康包括支援センターその他これらに類する施設
- (2) 特別支援学校及び幼稚園
- (3) 病院、診療所及び助産所

なお、知事の許可を要しない行為は、法律施行令第5条により、次に掲げる行為が挙げられる。

- (1) 非常災害のために必要な応急措置として行う開発行為
- (2) 仮設建築物の建築の用に供する目的で行う開発行為

1.2 適用範囲

本基準は、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に基づく土砂災害特別警戒区域内における特定開発行為に適用するものとする。

本基準に定めのない事項については、国土交通省等が定める諸基準に準じるものとする。

【解説】

本基準で定めのない事項に対する基準としては、以下のものが挙げられる。

- 高知県開発許可技術基準：高知県（高知市以外の場合適用）
- 高知市開発許可技術基準：高知市（高知市の場合適用）
- 宅地防災マニュアルの解説：宅地防災研究会
- 河川砂防技術基準：国交省
- 新・斜面防止工事の設計と実例-急傾斜地崩壊防止工事技術指針：(社)法人全国治水砂防協会
- 崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待ち受け擁壁の設計計算事例
：全国地すべりがけ崩れ対策協議会
- 土石流・流木対策設計技術指針 解説：国土技術政策総合研究所
- 砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説：国土技術政策総合研究所
- その他必要に応じて、適用が可能と判断される諸基準

1.3 許可における考え方

特定開発行為は、土砂災害を防止するために必要な対策工事がなされるとともに、行為により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なければならない。

こうしたおそれのあるものは許可しない。

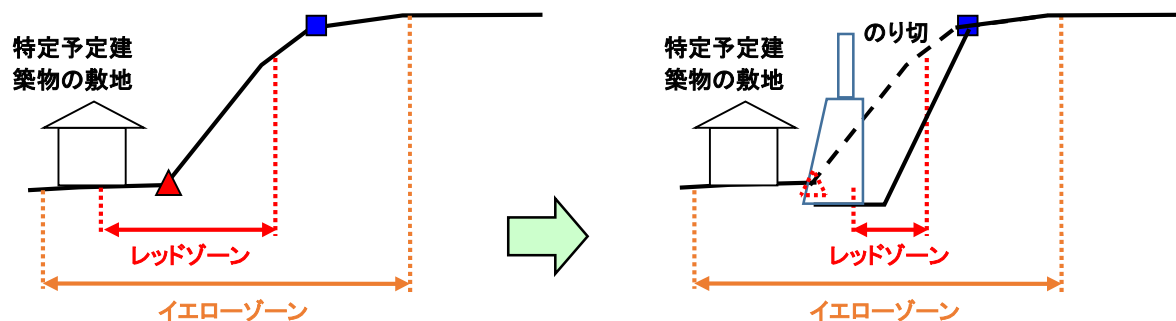
【解説】

申請内容が、本基準および各法令に基づく諸基準を満足しない場合は、許可しない。

特定開発行為は、法律第19条第1項にあるとおり、対策工事を行い特定開発行為を完了させるとともに土砂災害特別警戒区域を解除しなければ、予定建築物の建築をしてはならない。よって、法律第12条第1項にあるとおり、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ものでなければ許可しない。

【例】

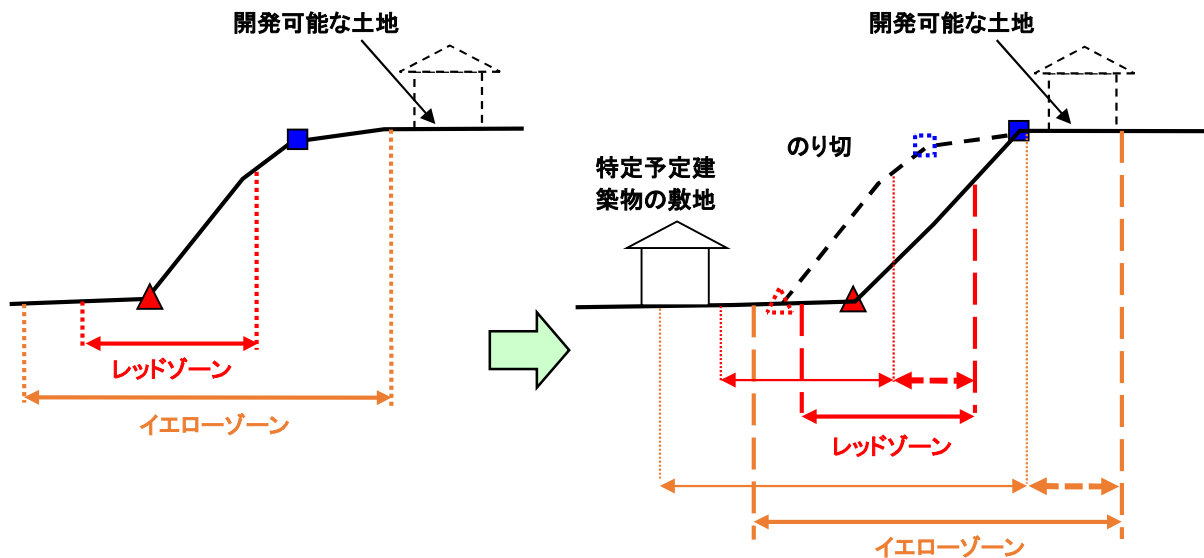
待受け式対策施設にて、土砂量に対するポケット容量を確保するため、土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン）の切土を行い、裸地のままとする行為は許可しない。



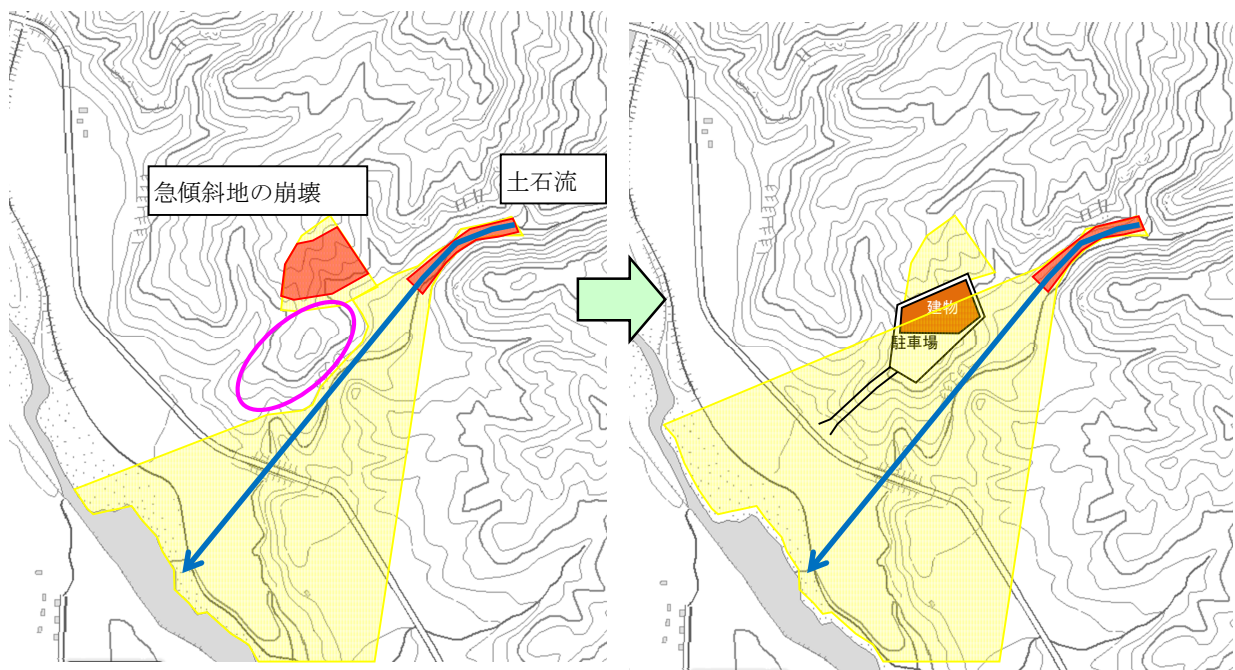
対策工事のため実施した切土面が裸地のままとなり、斜面の崩壊が助長され、土砂災害の発生のおそれを大きくする

図 1.1 特定開発行為及びその対策工事によって周辺地域の土砂災害の発生のおそれを大きくする事例 1

また、以下のような土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン）のみならず、土砂災害警戒区域（イエローゾーン）も拡大する行為は許可しない。



対策工事として実施したのり切により、斜面下方の特定予定建築物の敷地はレッドゾーンから外れるようになるが、破線矢印部のように新たなレッドゾーンが発生したり、イエローゾーンが拡大して土砂災害の発生のおそれを大きくする



急傾斜地の崩壊によるレッドゾーンを含む土地で開発行為を行うとき、対策工事で赤丸の尾根部を除去することが原因で土石流のイエローゾーンが拡大し土砂災害の発生のおそれを大きくする

図 1.2 特定開発行為及びその対策工事によって周辺地域の土砂災害の発生のおそれを大きくする事例 2

特定開発行為における対策工事は以下のものが挙げられる。

(1) 急傾斜地の崩壊

ア 土工 (のり切)

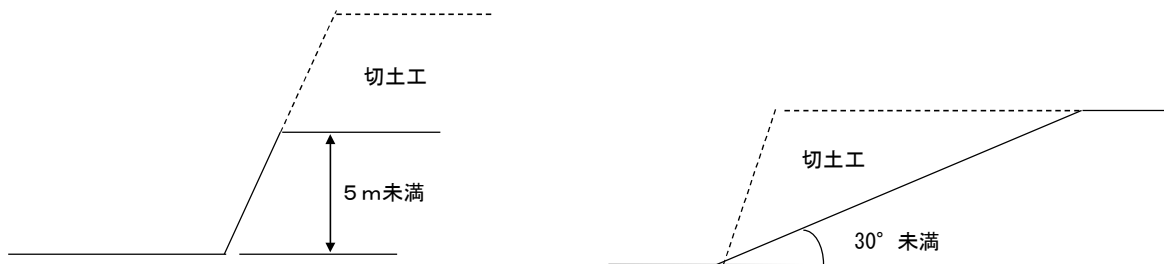


図 1.3 のり切による急傾斜地の除去のイメージ

イ 急傾斜地の崩壊を防止するための施設

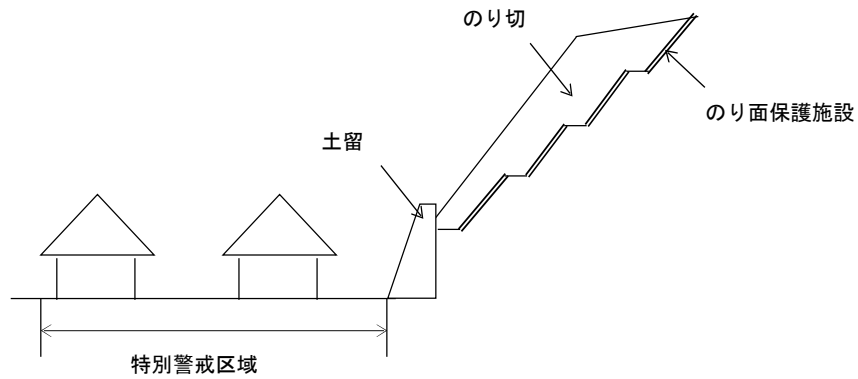


図 1.4 急傾斜地の崩壊を防止するための施設のイメージ

ウ 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

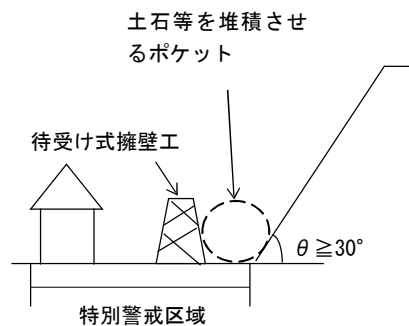


図 1.5 土石等を堆積するための施設のイメージ

(2) 土石流

ア 土石流を捕捉するための施設

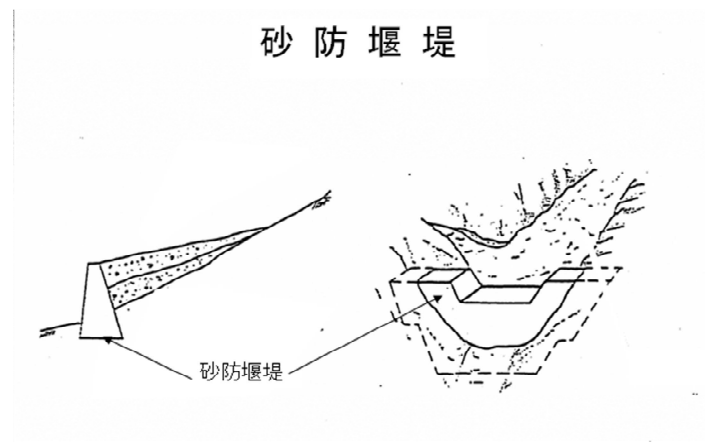


図 1.6 砂防堰堤のイメージ

イ 土石流を開発区域外に導流するための施設

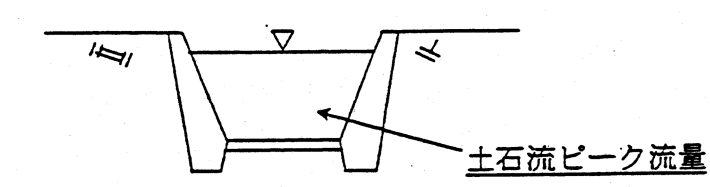


図 1.7 土石流導流工のイメージ

1.4 特定開発行為の手続き

特定開発行為の許可にあたっては、土砂災害防止の観点から、調査計画から管理段階に至るまでを見通し各種手続きを行う。

【解説】

手続きの流れは以下のとおりである。

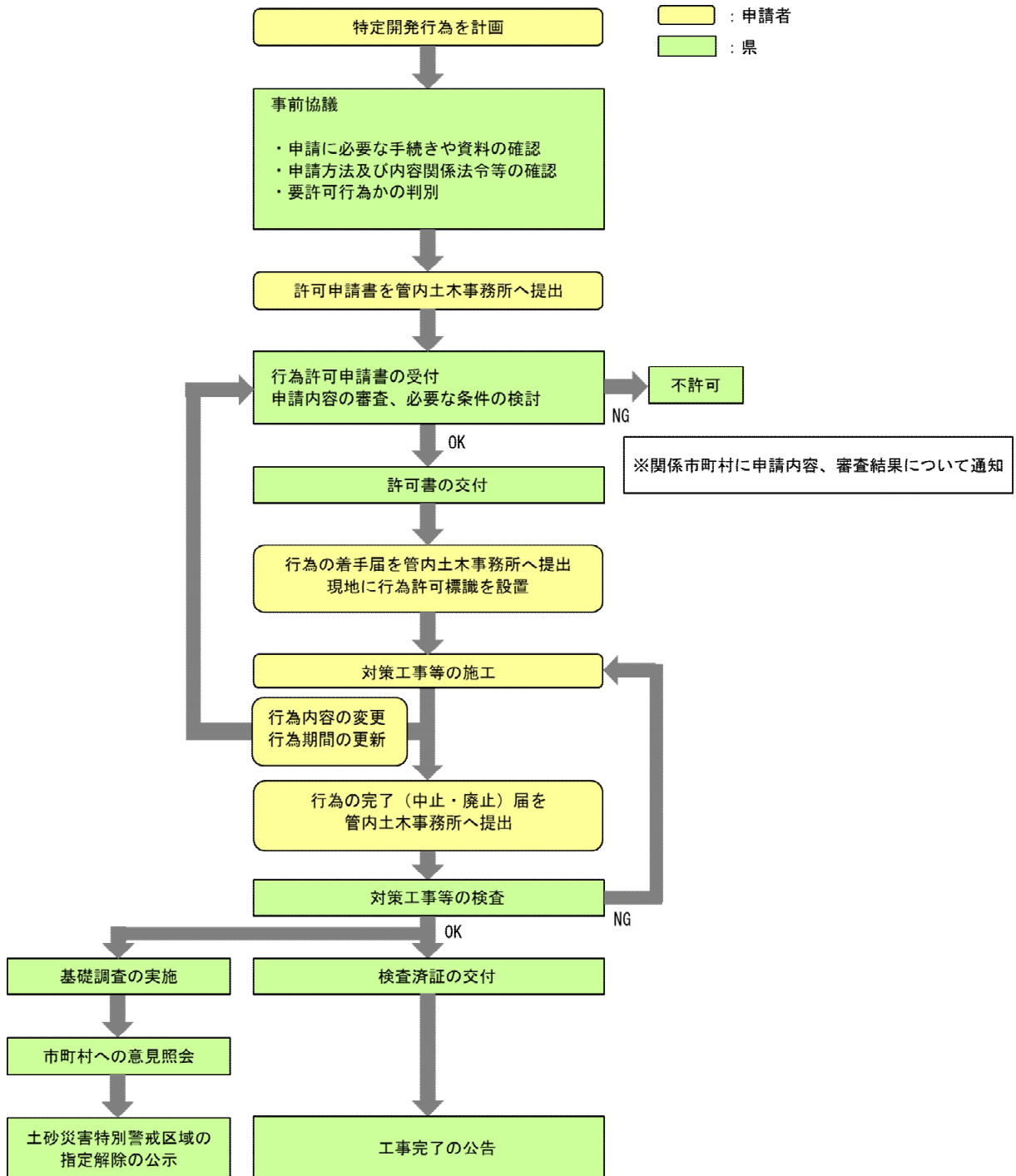


図 1.8 特定開発行為の手続きの流れ

特定開発行為の許可申請は、管内土木事務所に加え防災砂防課での審査が必要となる。

許可申請に関する事務処理期間はおよそ6週間である。

許可に関する留意事項は次のとおりである。

- (1) 法律第15条第1項に基づき、国又は地方公共団体が行う特定開発行為については、高知県知事との協議の承認をもって、法第10条の許可を受けたものとみなす。協議の際は、協議書の正本及び副本に省令第4条に規定する図書を添付して高知県知事に提出しなければならない。
- (2) 法律第14条第1項に基づき、土砂災害特別警戒区域の指定の際、当該特別警戒区域内において既に特定開発行為に着手している者は、その指定の日から起算して21日以内に、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。
- (3) 完了検査時に提出する書類として、計画通り対策工事書類が必要となる。
詳細は高知県建設工事検査技術基準を参照。

(<http://www.pref.kochi.lg.jp/soshiki/170601/kennsetuhikkei-index.html>)

特定開発行為を行うにあたっての関係法令による規制は、以下のものが挙げられる。

申請者は、各法令を主管する機関へ遺漏なく確認の上、該当法令の許可を受けなければならない。

表 1.1 その他の規制区域の許可申請

法 律	規 制 区 域
砂防法	砂防指定地
地すべり等防止法	地すべり防止区域
急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律	急傾斜地崩壊危険区域
森林法	保安林及び保安林予定森林の区域
	治山事業施工地及び流域保全地域
	国・県費補助などによる人工造林地
農地法	農業振興地域における農用地区などの優良農地及びこれに準ずる区域
自然公園法	法律に基づく指定地域
自然環境保全法	県自然環境保全地域及び緑地環境保全地域
都市緑地保全法	緑地保全地区
文化財保護法	文化財保護上保全を必要とする土地の区域
鳥獣保護法	鳥獣保護区
国土利用計画法	土地に関する権利の移転等の規制区域の指定

第2編 対策工事の技術基準【急傾斜地の崩壊編】

2.1 総説

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なければならない。

対策工事およびそれ以外の特定開発行為に関する工事は、土砂災害のおそれを大きくさせず、対策工事の機能を妨げてはならない。

【解説】

対策工事とは、土工（のり切）、急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置、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である。

土工（のり切）および急傾斜地の崩壊を防止するための施設は、特定予定建築物の敷地に影響する急傾斜地の幅を覆うように設置する。

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ように設置する。

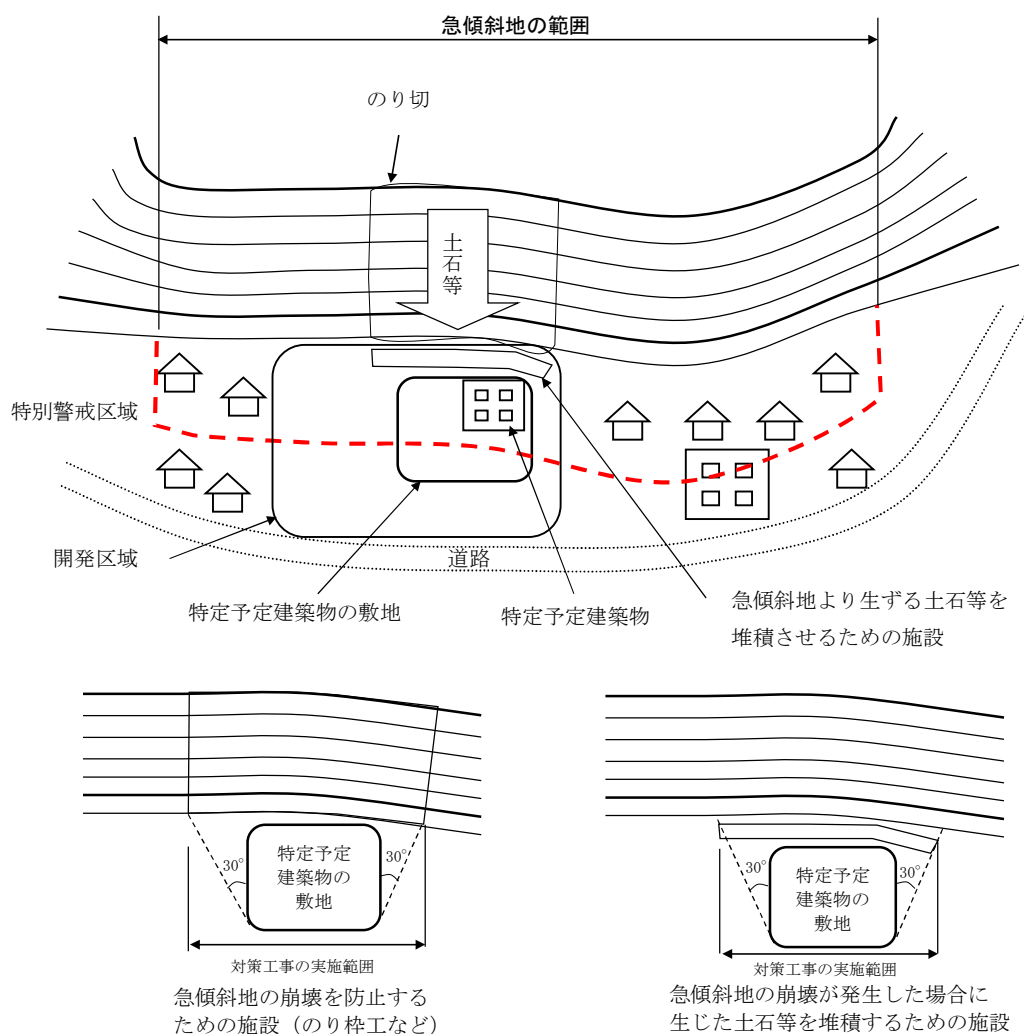


図 2.1 急傾斜地の崩壊に対する対策工事の実施範囲

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。

- (1) 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

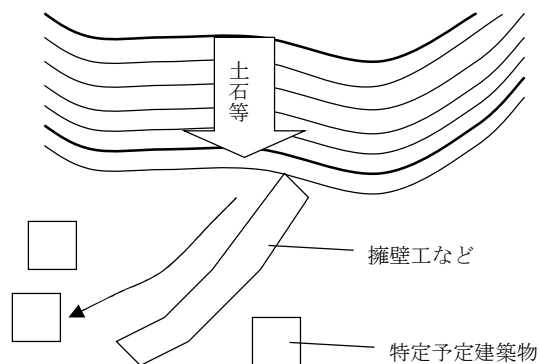


図 2.2 擁壁等によって周辺の安全を損なう工事例

- (2) のり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

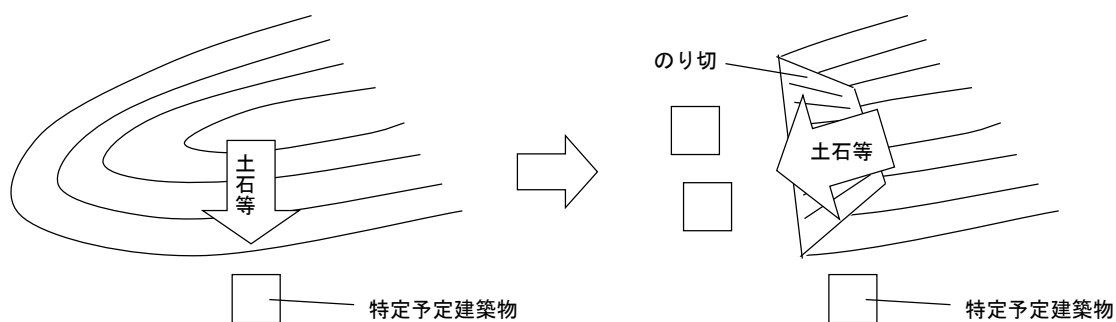


図 2.3 のり切によって周辺の安全を損なう工事例

土砂量に対するポケット容量を確保するため、土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン）の切土し、裸地のままとする行為は許可しない。

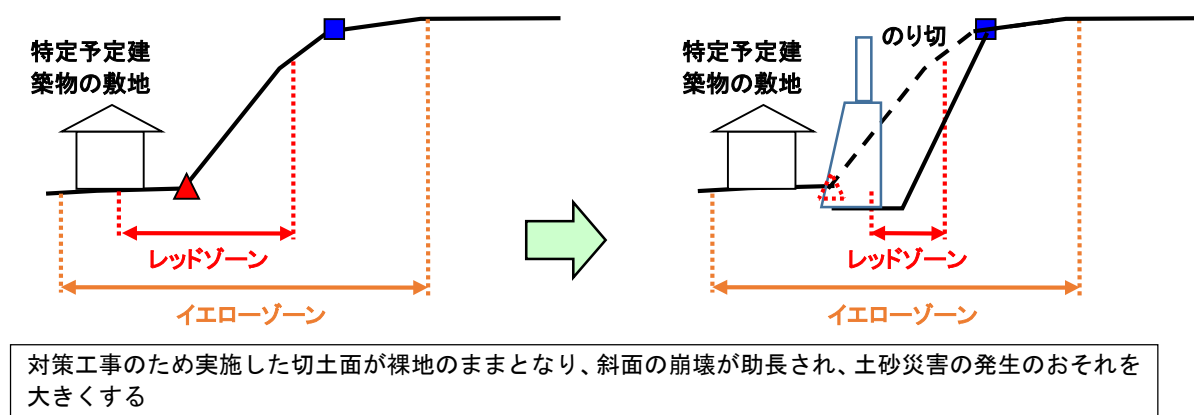


図 2.4 特定開発行為及びその対策工事によって周辺地域の土砂災害の発生のおそれを大きくする事例

2.2 対策工事の種類

対策工事の種類と特性を考慮し、現地状況に応じて適切に計画しなければならない。

【解説】

対策工事の種類は以下のものが挙げられる。

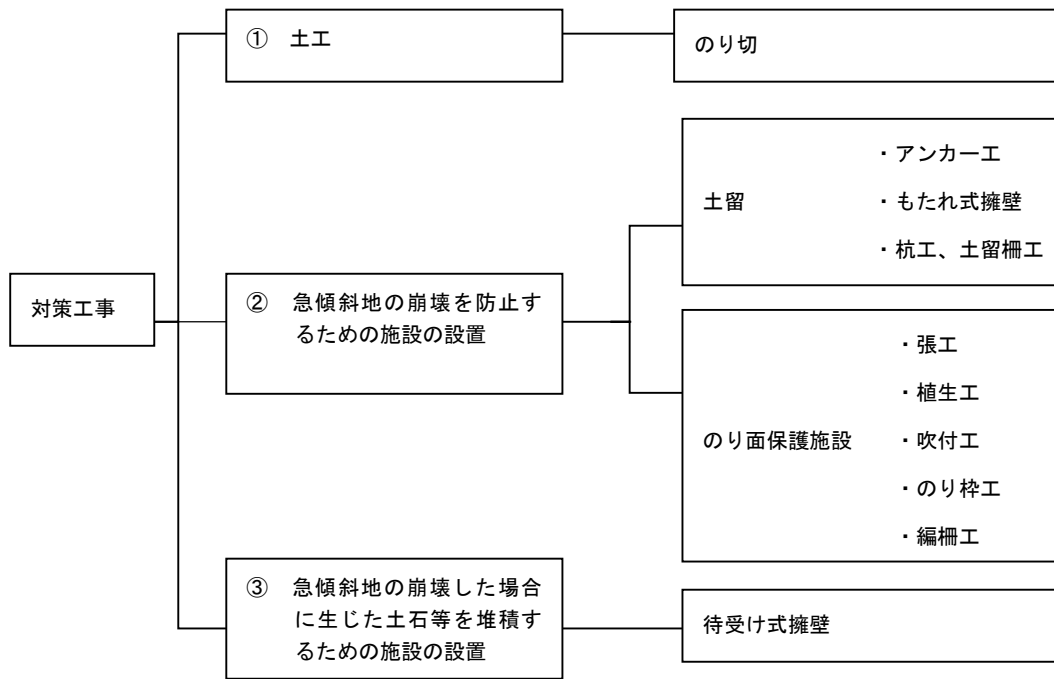


図 2.5 対策工事の区分

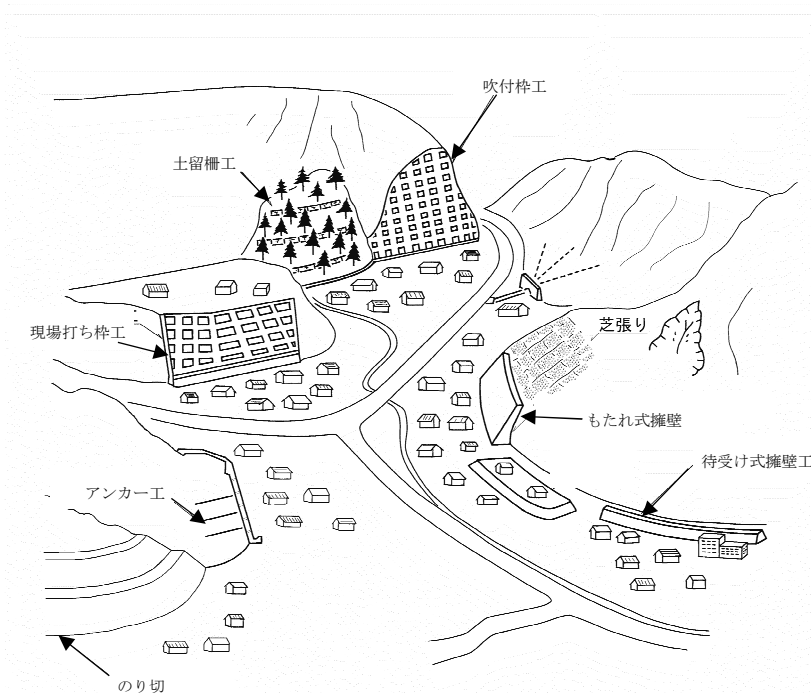


図 2.6 急傾斜地の崩壊に関する対策工事のイメージ

表 2.1 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 土工 (のり切)	急傾斜地を除去するため	のり切	急傾斜地を除去する切土で、のり面の勾配が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の設置	土留	のり面の崩壊を防止するため	石積・ブロック積擁壁工	のり面下部の小規模な崩壊を抑止する。	のり勾配が1:1.0より急な（一般には1:0.3～1:0.5）のり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のり面保護効果もある。	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、押え盛土の安定、のり面保護工の基礎ともなる。	のり面下部(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。
			井桁組擁壁工	湧水が多く、地盤が比較的軟弱なのり面の小崩壊を防止し、安定を図る。	透水性が良好で屈焼性があるので、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。	のり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のり面長も長く、現場打枠工、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	のり面上に杭を設置して、杭の曲げモーメントおよびせん断抵抗によりすべり力に抵抗し、のり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のり面や流れ盤となっている岩盤のり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。	比較的長大なのり面に適する。急傾斜地内の現存植生を保全しながら施工できる。			

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	のり面の風化その他の侵食を防止するため のり面保護施設	石張・ブロック張工*1	のり面の風化、侵食および軽微な剥離・崩壊等を防止する。	勾配が1:1.0より緩いのり面で植生工が適さない場合や、粘着力のない土砂、土丹および崩れやすい粘土ののり面には石張・ブロック張工が用いられる。コンクリート張工は勾配が1:1.0より急で、節理の発達した岩盤のり面やよくしまった土砂面で吹付工やプレキャスト枠工では不安と思われるのり面に用いられる。
		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、植生基材吹付工、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のり面で原則として標準のり勾配が確保できること。 ②のり面周辺の環境との調和をはかる点では優れている。
		モルタル・コンクリート吹付工*1	のり面の侵食を防止するとともに、のり面を外気および雨水等から遮断することにより風化を防止し、のり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。
		プレキャスト枠工	のり面に現場打コンクリート枠工、プレキャスト枠工を組み、内部を植生、コンクリート張等で被覆し、のり面の風化侵食を防止する。プレキャスト枠工の中には、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枠工には、吹付枠工も含まれる。	勾配が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枠工を使用する。プレキャスト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枠工を使用する。
		現場打コンクリート枠工		
		編柵工*1	植生工の補助として、降雨や地表流水によるのり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のり面において、植生工、およびのり枠工等と併用される場合がある。
その他ののり面保護工*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、アスファルトのり面工等があり、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、仮設的もしくは部分的には用いられることもある。		

区分	工種	概要	適用範囲及び特色等
③ 急傾斜地の崩壊を防止す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)からある程度距離において設置し、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、のり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。

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）を一部抜粋

*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）。

2.3 土工

土工は地形、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施工することとする。

【解説】

土工のうち、対策工事として効果を評価できるものとしては、急傾斜地（原因地）を除去するのり切があげられ、のり切によってのり面の傾斜度を30度未満、又は、高さを5m未満にし、急傾斜地を除去する場合において、対策工事として扱うことができる。

また、以下2つは、単独で用いるものではなく、土留、のり面保護施設と組み合わせることを前提とするものである。

- (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のり切
 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のり切
 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および高さとする。

切土高及びのり勾配は、「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）」によるものとする。

表 2.2 のり切に対する標準のり面勾配

地山の土質		切土高	勾配	備考
硬岩			1:0.3~1:0.8	
軟岩			1:0.5~1:1.2	
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1:1.5~	
砂質土	密実なもの	5m以下	1:0.8~1:1.0	
		5~10m	1:1.0~1:1.2	
	密実でないもの	5m以下	1:1.0~1:1.2	
		5~10m	1:1.2~1:1.5	
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの、または粒度分布のよいもの	10m以下	1:0.8~1:1.0	
		10~15m	1:1.0~1:1.2	
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10m以下	1:1.0~1:1.2	
		10~15m	1:1.2~1:1.5	
粘性土 (シルトを含む)	5m以下	1:0.8~1:1.2		
	5~10m			
岩塊または玉石混じりの粘性土	5m以下	1:1.0~1:1.2		
	5~10m	1:1.2~1:1.5		

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

盛土高及びのり勾配についても、「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）」によるものとする。

表 2.3 盛土に対する標準のり面勾配

地山の土質		切土高	勾配	備考
硬	岩		1 : 0.3 ~ 1 : 0.8	
軟	岩		1 : 0.5 ~ 1 : 1.2	
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1 : 1.5 ~	
砂質土	密実なもの	5m 以下	1 : 0.8 ~ 1 : 1.0	
		5 ~ 10m	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2	
	密実でないもの	5m 以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2	
		5 ~ 10m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5	
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの、または粒度分布のよいもの	10m 以下	1 : 0.8 ~ 1 : 1.0	
		10 ~ 15m	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2	
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10m 以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2	
		10 ~ 15m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5	
粘性土	(シルトを含む)	5m 以下	1 : 0.8 ~ 1 : 1.2	
		5 ~ 10m		
岩塊または玉石混じりの粘性土		5m 以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2	
		5 ~ 10m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5	

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

2.4 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は、施設の種類の区分に応じ、諸基準に適合するものでなければならない。対策施設の効果については、施設の種類の区分に応じ、評価する。

【解説】

急傾斜地の崩壊を防止するための施設とは、土留、のり面保護工による施設である。

急傾斜地の崩壊を防止するための施設は、急傾斜地内の施工位置により、対策効果が異なる。施工位置別の原因地对策工の効果評価は、図 2.7～12 を基準に判断する。

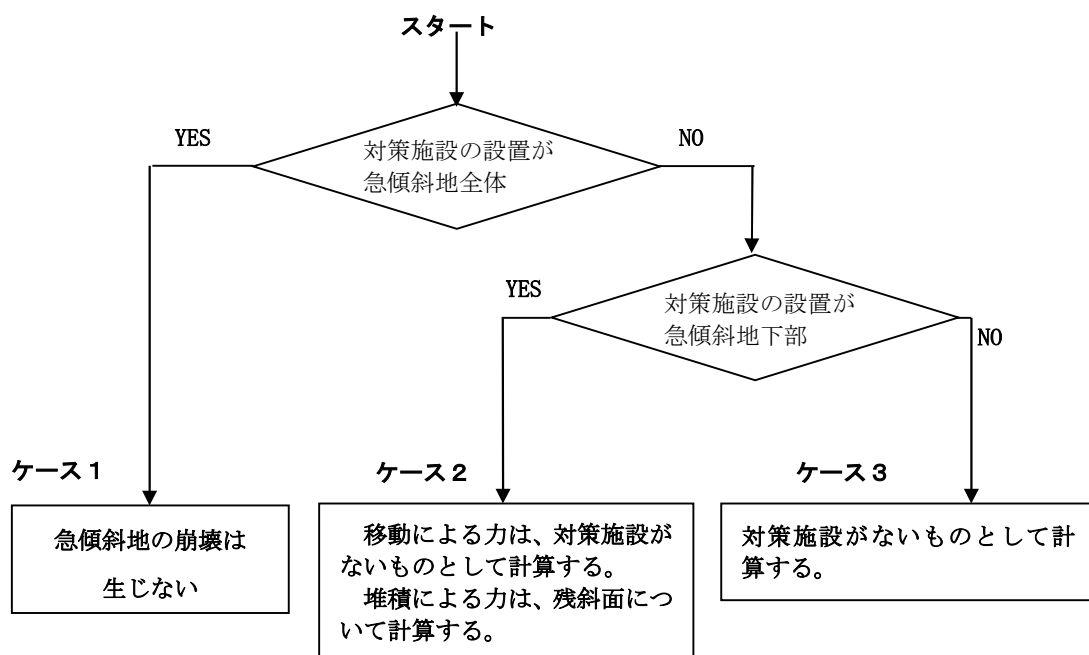


図 2.7 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の効果評価基準

対策施設の施工位置毎の効果評価の考え方は以下のとおりである。

(1) 対策施設の設置が斜面全体の場合（ケース 1）

既設構造物の設置が急傾斜地の下端から上端にかけて斜面全体に設置されている場合、急傾斜地の崩壊は生じないこととする。

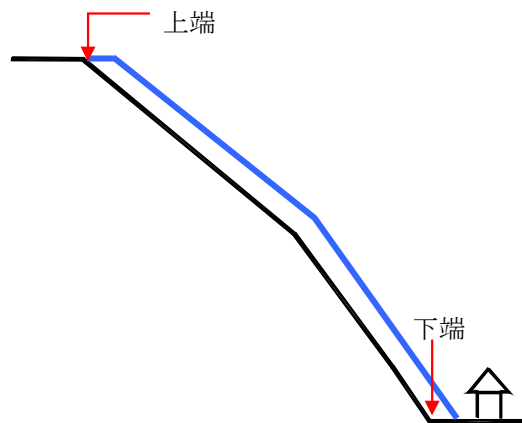


図 2.8 対策施設が斜面全体に設置

(2) 対策施設の設置が急傾斜地下部の場合（ケース 2）

対策施設の設置が急傾斜地下部にある場合、急傾斜地の崩壊は対策施設の上方で発生すると考えられる。そのときの効果を考慮して、対策施設が急傾斜地下部にある場合の移動の力及び堆積の力の算定に用いる急傾斜地の高さは、図 2.9、図 2.10 のように設定する。

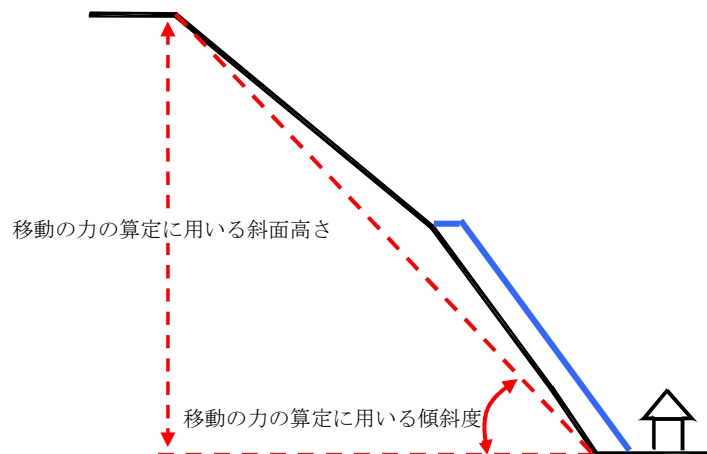


図 2.9 移動による力を計算する際の斜面高さと同傾斜度

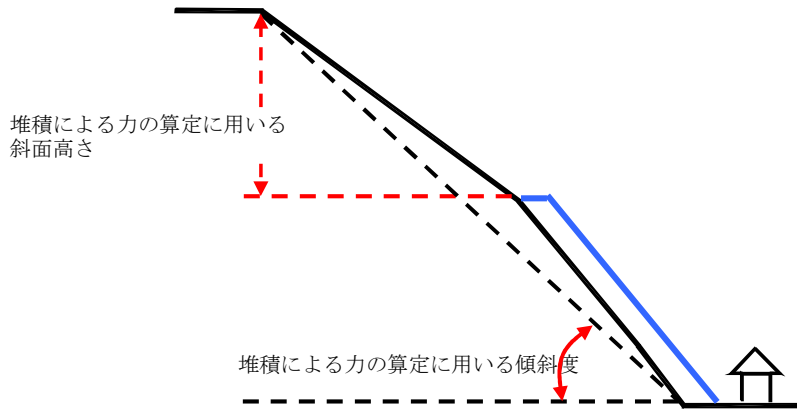


図 2.10 堆積による力を計算する際の斜面高さと同傾斜度

(3) 対策施設の設置が急傾斜地上部の場合 (ケース 3)

対策施設の設置が急傾斜地上部にある場合、急傾斜地の崩壊は対策施設を巻き込んで発生する可能性が考えられる。そのときの効果を考慮して、対策施設が急傾斜地上部にある場合の移動の力及び堆積の力の算定に用いる急傾斜地の高さは、図 2.11、図 2.12 のように設定する。

なお、対策施設が急傾斜地上部にある場合でも、グラウンドアンカー等により固定されており、あきらかに崩壊しないと判断される場合は効果を評価する。

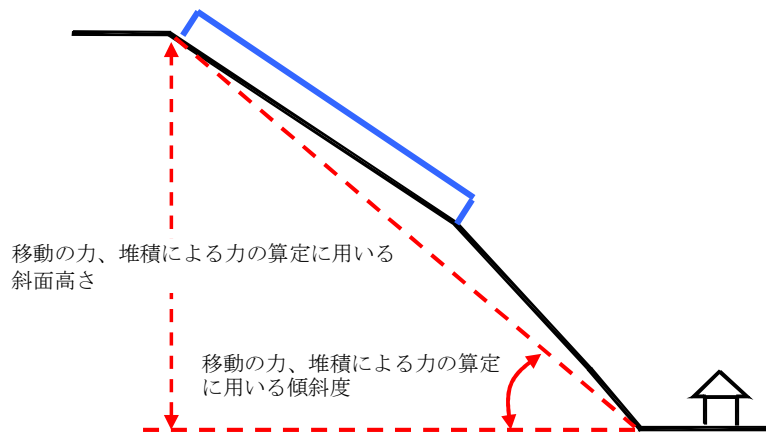


図 2.11 対策施設が急傾斜地上部にある場合の斜面高さと同傾斜度

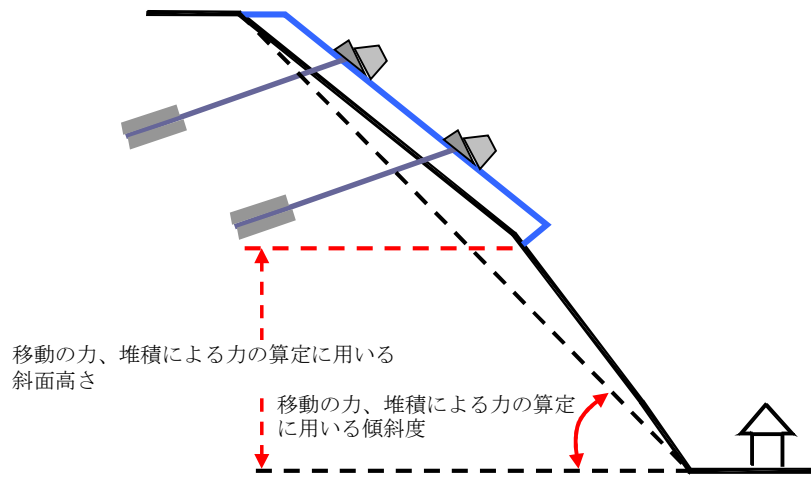


図 2.12 対策施設が急傾斜上部にあり、明らかに崩壊しないと判断される場合
の斜面高さと傾斜度

複数の対策施設条件での範囲

同一斜面内に複数の対策施設を設置する場合、以下に示す基準に基づき対策施設の効果を加算して評価する。

- (1) 対策施設より下側の水平距離 10m 以内に崩壊の原因となる急傾斜地が存在しない場合
- (2) 対策施設の施工範囲がその整備対象としている「斜面」の全体または下部にある場合
 (※この場合の「斜面」とは、基礎調査で対象としている「急傾斜地」の範囲と必ずしも一致するものではない)

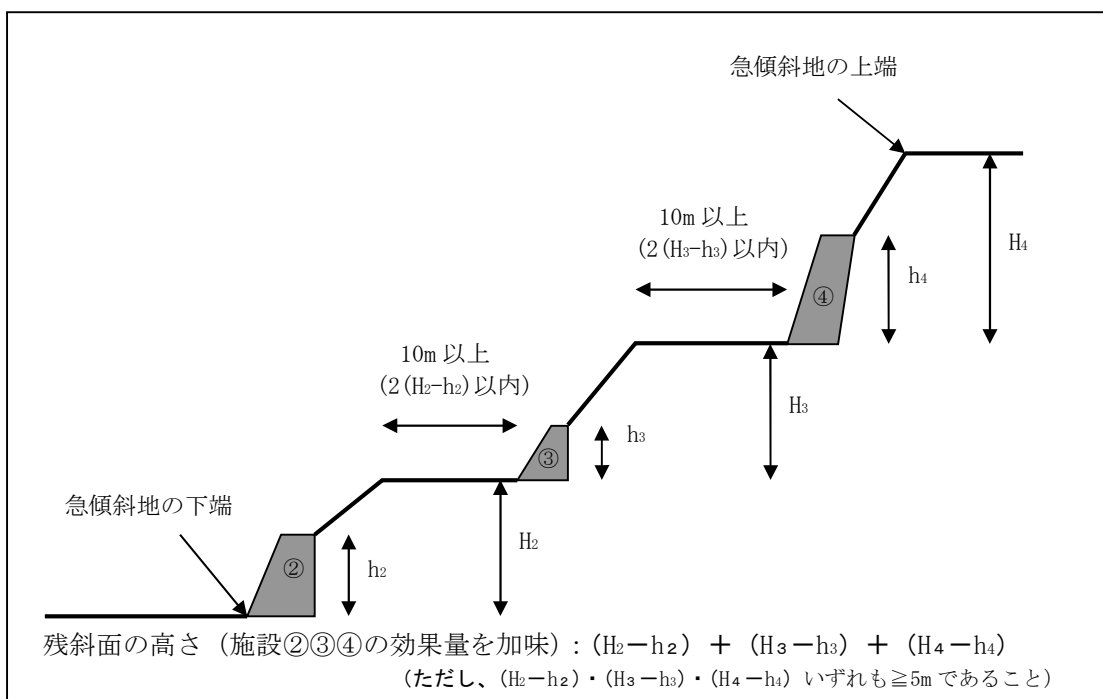


図 2.13 対策施設より下側水平距離 10m 以内に急傾斜地が存在しない例

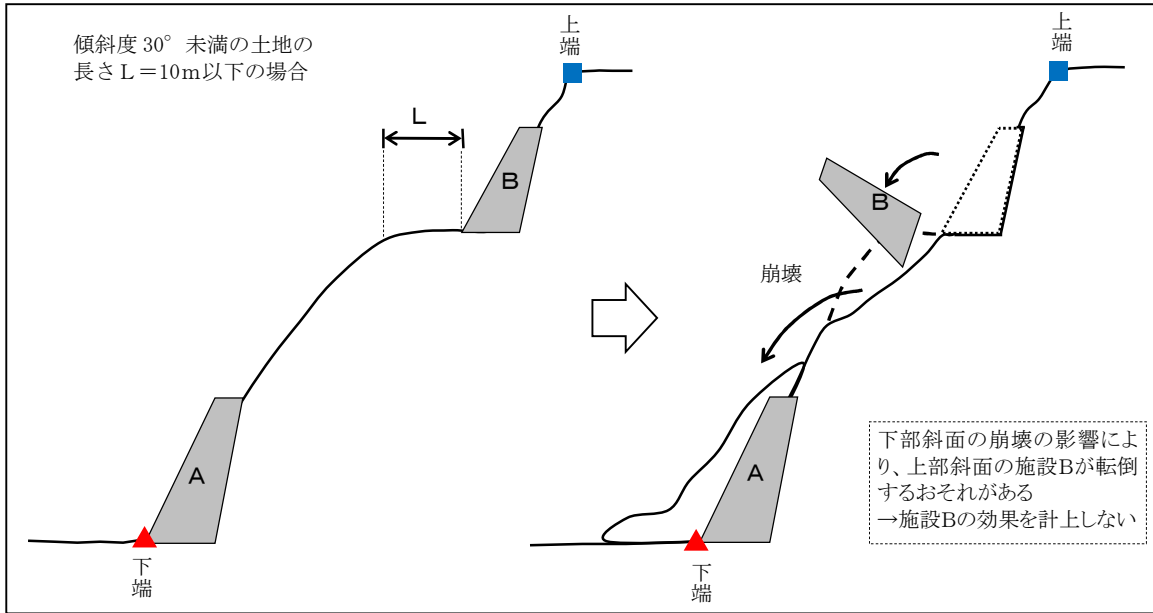


図 2.14 対策施設が斜面上部にあるため、効果を見込まない考え方

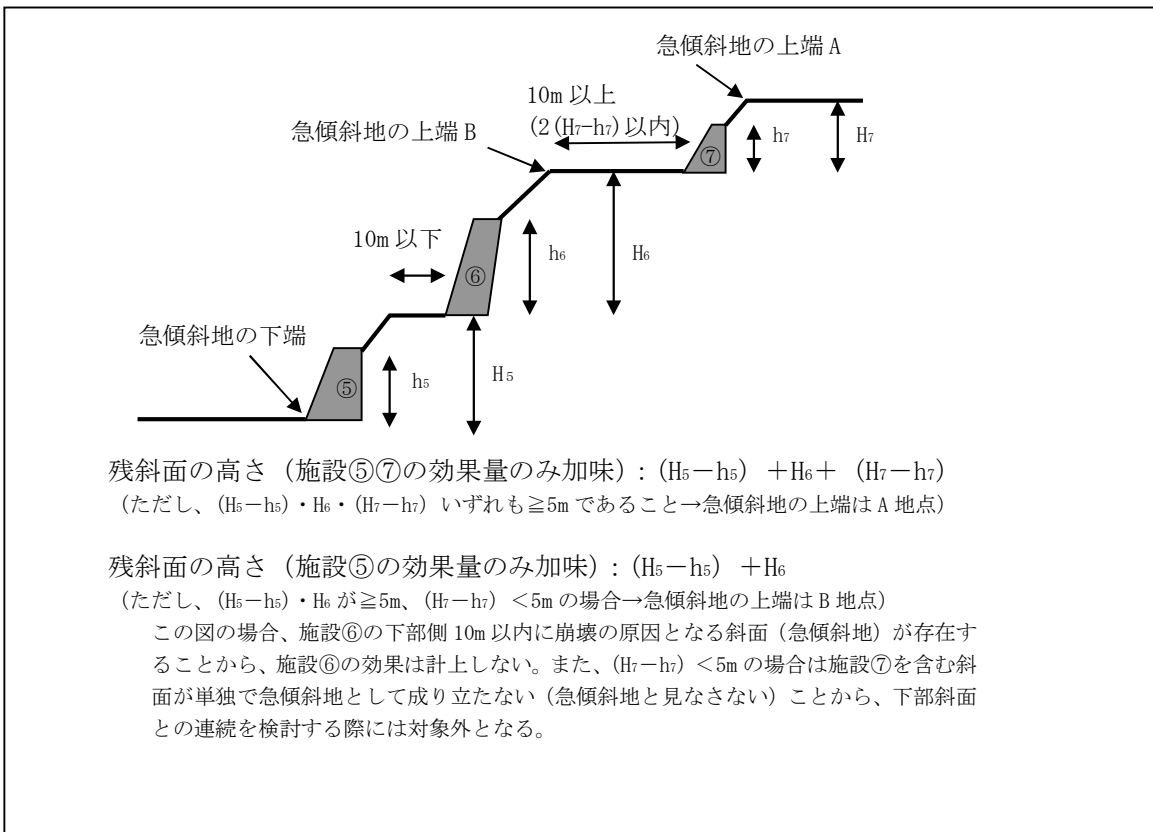


図 2.15 対策施設が斜面上部にあると判断されるため、効果を見込まない例

2.4.1 土留

土留は、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設置する。

【解説】

土留の工種には、擁壁工、アンカー工、杭工・土留柵工があげられる。

2.4.1.1 擁壁工

擁壁工は、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構造で設置する。

【解説】

擁壁工には、次の工種があげられる。

- ・石積、ブロック積擁壁
- ・重力式コンクリート擁壁
- ・もたれコンクリート擁壁
- ・コンクリートのり枠擁壁

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。

安定性の検討は以下のとおり行うこととする。

(1) 常時における安定性の検討

常時において、擁壁は上述の荷重に対して、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こえないこと。

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3.0とする。

詳細は「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）及び「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例」および本基準2.5.1.1～3を参照する。

(2) 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の際、一般的には高さが2 mを超える擁壁については、中・大地震時の検討を行うものとする。

設計に用いる荷重のうち、宅地防災マニュアルから引用した「中地震」及び「大地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して、以下の5つの条件を満たさなければならない。

- ア 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。
- イ 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強度以内に収まっていること。
- ウ 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。
- エ 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。
- オ 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。

詳細については「宅地防災マニュアル：国土交通省（令和元年6月）」を参照する。

前述の転倒、滑動及び沈下の安全率については、表2.4のとおりである。

表2.4 安全率

	(常時)	(大地震時)
転倒	1.5 $ e \leq B/6$	1.0 $ e \leq B/2$
滑動	1.5	1.0
沈下	3	1

(e：許容偏心量)

2.4.1.2 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、表面の岩盤が崩落また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よう設置する。

【解説】

アンカー工は次のような条件の斜面では有効な工法となる。

- (1) 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受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。
- (2) 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（すべり面が比較的浅い）場合。
- (3) 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
- (4) 大きな抑止力を必要とされる場合。
- (5) 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。

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。

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。

詳細は、「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）」等によるものとする。

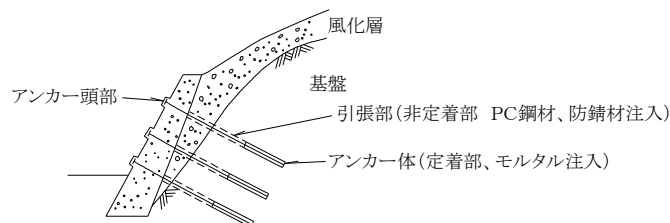


図 2.18 アンカー工の例（擁壁の補強）

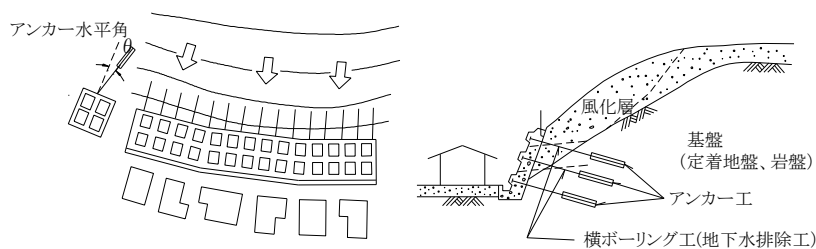


図 2.19 構造物およびアンカーの配置模式図

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

2.4.1.3 杭工・土留柵工

杭工及び土留柵工は、土圧により生ずるせん断および曲げモーメントに対して安全に設置する。

【解説】

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、単独で用いられる場合は少なく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）などを参照する。

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、作用する土圧による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。

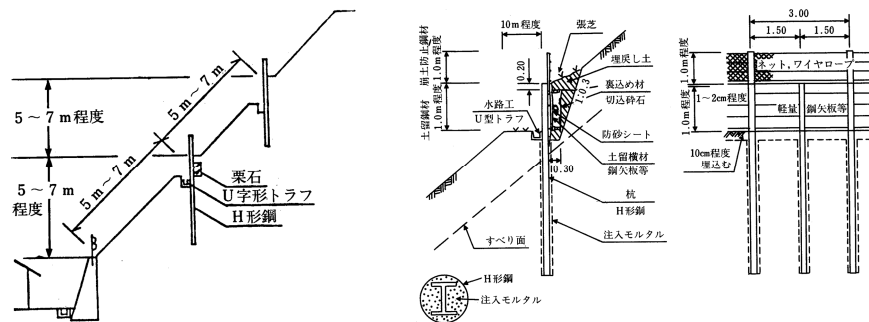


図 2.20 土留柵工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

2.4.2 のり面保護工

のり面保護工は、のり面を風化その他の侵食に対して保護する構造で設置する。

【解説】

のり面保護工の工種には、張工、植生工、吹付工、のり砕工、編柵工があげられる。

2.4.2.1 張工

張工は、斜面の勾配に応じた工種にて適切に設置する。

【解説】

張工の工種には、石張工、コンクリートブロック張工、コンクリート版張工、コンクリート張工があげられる。

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。

石張工、コンクリートブロック張工およびコンクリート版張は、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5m以内、のり長は7m以内とする。

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φ50mmのものを用い、標準的には3㎡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砕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。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。

詳細は「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)」によるものとする。

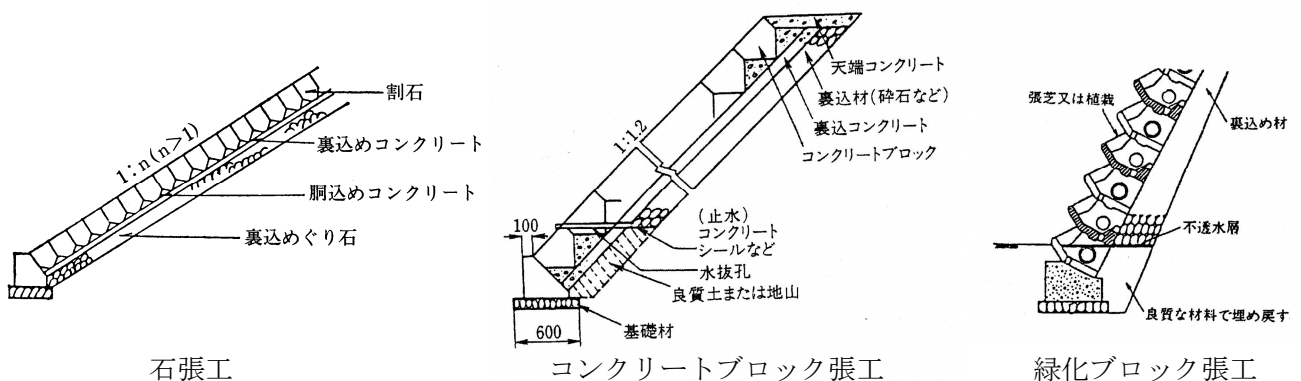


図 2.21 石張工、コンクリートブロック張工、緑化ブロック張工の例

コンクリート張工は、法面勾配が1:1.0以上に急な場合に用い、コンクリート張工の厚さは20~80cmを原則とする。

法面勾配は1:0.3~1:1.0を標準とし、断面内にでの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護柵を、上方が平坦な場合は侵入防止柵を設置するものとし、小段には必要に応じて落石防護柵を設けるものとする。

詳細は「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）」によるものとする。

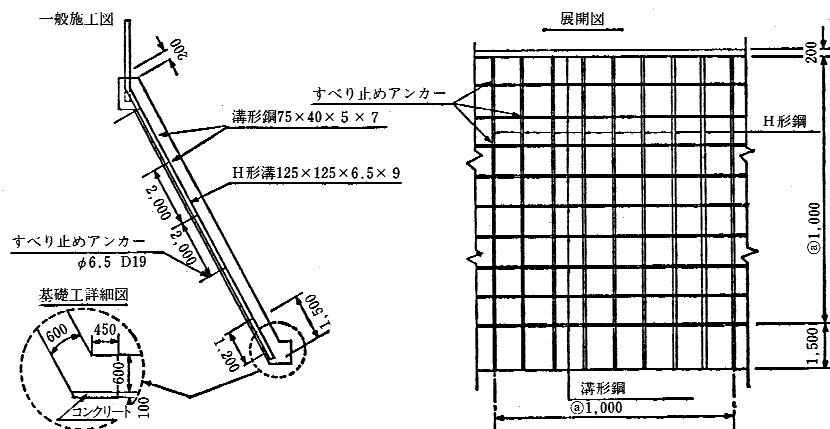


図 2.22 コンクリート張工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

2.4.2.2 植生工

植生工は、斜面の状況に応じて適切な植物を選定し、繁茂させることによって、雨水による侵食の防止、崩壊を抑制するよう設置する。

【解説】

植生工は、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を検討し、以下の条件等に留意する。

- (1) 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。
- (2) 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。
- (3) 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。
- (4) 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。
- (5) 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。

詳細は、新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例のほか、道路土工—のり面工・斜面安定工指針を参考とすること。

表 2.5 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、植生基材吹付工、 植生マット工	張芝工*、植生マット工*、客土吹付工*、 植生基材吹付工、土のう工
砂質土、礫質土、岩塊または玉石混じりの砂質土	縮まっていないもの	客土吹付工、植生基材吹付工、 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*、植生基材吹付工、
	縮まっているもの	客土吹付工、植生基材吹付工、 植生マット工	植生マット工*、客土吹付工*、 植生基材吹付工、土のう工
粘土、粘性土、岩塊または玉石混じりの粘質土、粘土	縮まっていないもの	植生マット工、客土吹付工、 植生基材吹付工、	張芝工*、植生マット工*、種子散布工*、 客土吹付工*、植生基材吹付工
	縮まっているもの	植生マット工、客土吹付工、 植生基材吹付工、	張芝工*、植生マット工*、種子散布工、 客土吹付工*、植生基材吹付工、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、	植生マット工*、種子散布工*、客土吹付工*、 植生基材吹付工、土のう工
	亀裂があり勾配が1:0.5以上	植生基材吹付工	

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（令和元年5月）

2.4.2.3 吹付工

吹付工は、のり面・斜面を外気および雨水等から遮断し、風化を防止し、のり面・斜面を形成する地盤の強度低下を防ぐよう設置する。

【解説】

吹付工の計画においては、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。湧水が多い場合は、吹付をした層と地盤との間の密着・一体化の阻害や、凍結・融解を繰り返すことによる離層が生じないように湧水処理を行う必要がある。

設計吹付厚は、のり面の傾斜度、凹凸の程度、岩質、亀裂とその方向、のり面の緩み、風化の程度、気象、地形、のり面の安定性、施工性や経済性を考慮し決定する。

吹付厚の標準はモルタル吹付で7～10cm（のり枠内吹付けの場合も7～10cmを目安とする）、特に凍結・融解を繰り返す地方では10cm以上が必要である。コンクリート吹付工では15～25cmとする。

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とする。

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、桁吹付工また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バーまたはアンカーピンで固定する。

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うすいため、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2.23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外形φ50mm（VP50）以上で、2～4㎡に1本程度を目安に設置する。

詳細は、「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）」によるものとする。

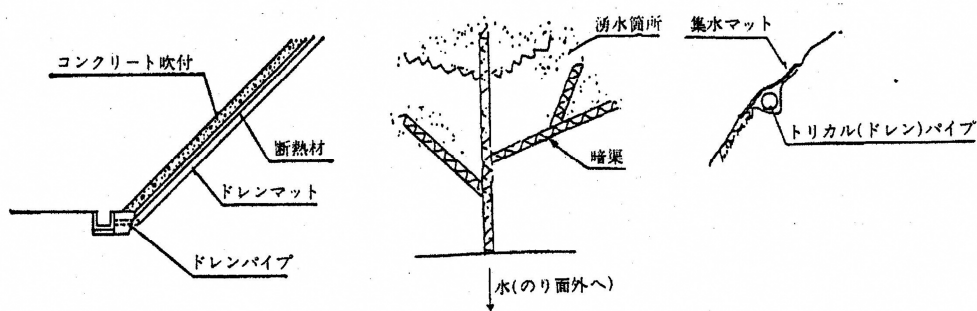


図 2.23 水処理・湧水処理の一例

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 2.24）。

吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい（図 2.26）。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 2.27）。

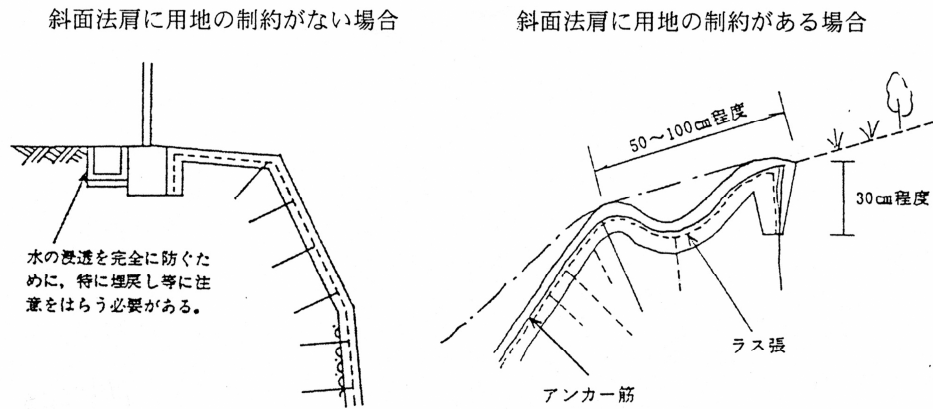


図 2.24 法肩の処理の一例

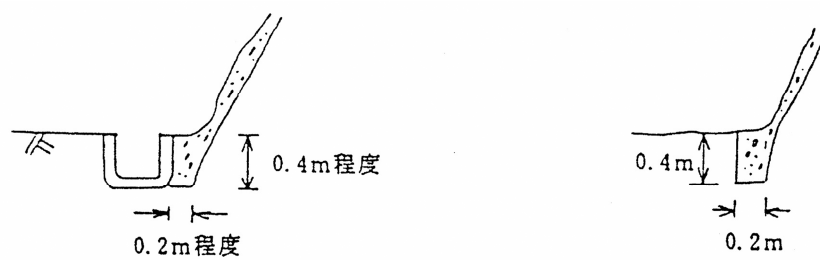


図 2.25 法尻の処理の一例

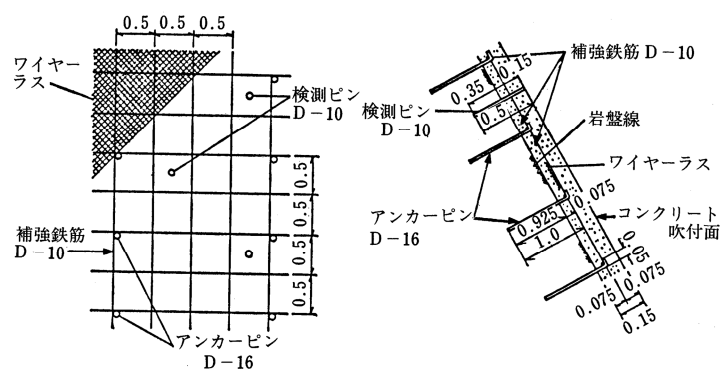


図 2.26 コンクリート吹付工の一例（単位：m）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年 5 月）

2.4.2.4 のり砕工

のり砕工は、法面の風化・侵食を防止し、法面表層の崩壊を抑制するよう設置する。

【解説】

のり砕工は湧水を伴う風化岩や硬土、長大法面などの下部法砕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。

のり砕工の計画においては、以下のことに留意する。

- (1) 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。
- (2) 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、周辺の環境を考慮して設計・施工を行う。
- (3) 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、プレキャスト砕工を検討する。また斜面長が短いときは鋼製砕等ののり砕工を用いることもある。
- (4) 植生工に適さない硬土、軟岩に類するのり面の場合には、プレキャスト砕工と客土による植生工を検討する。
- (5) 切土のり面、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のり面、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、および斜面・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砕工が適用される。
- (6) のり砕の中詰めは植生によって保護するのが望ましいが、植生工が不適當な場合は土質に応じた中詰めを行う。
- (7) 湧水のあるのり面の場合は、吸出し防止に十分配慮したのり砕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砕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。
- (8) 地盤に応じた基礎を検討する。
- (9) 地山との一体化をはかるため、のり砕にすべり止めの杭、すべり止め鉄筋を設置する。

詳細は、「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）」によるものとする。

のり砕工は図 2.28 に示すように分類される。

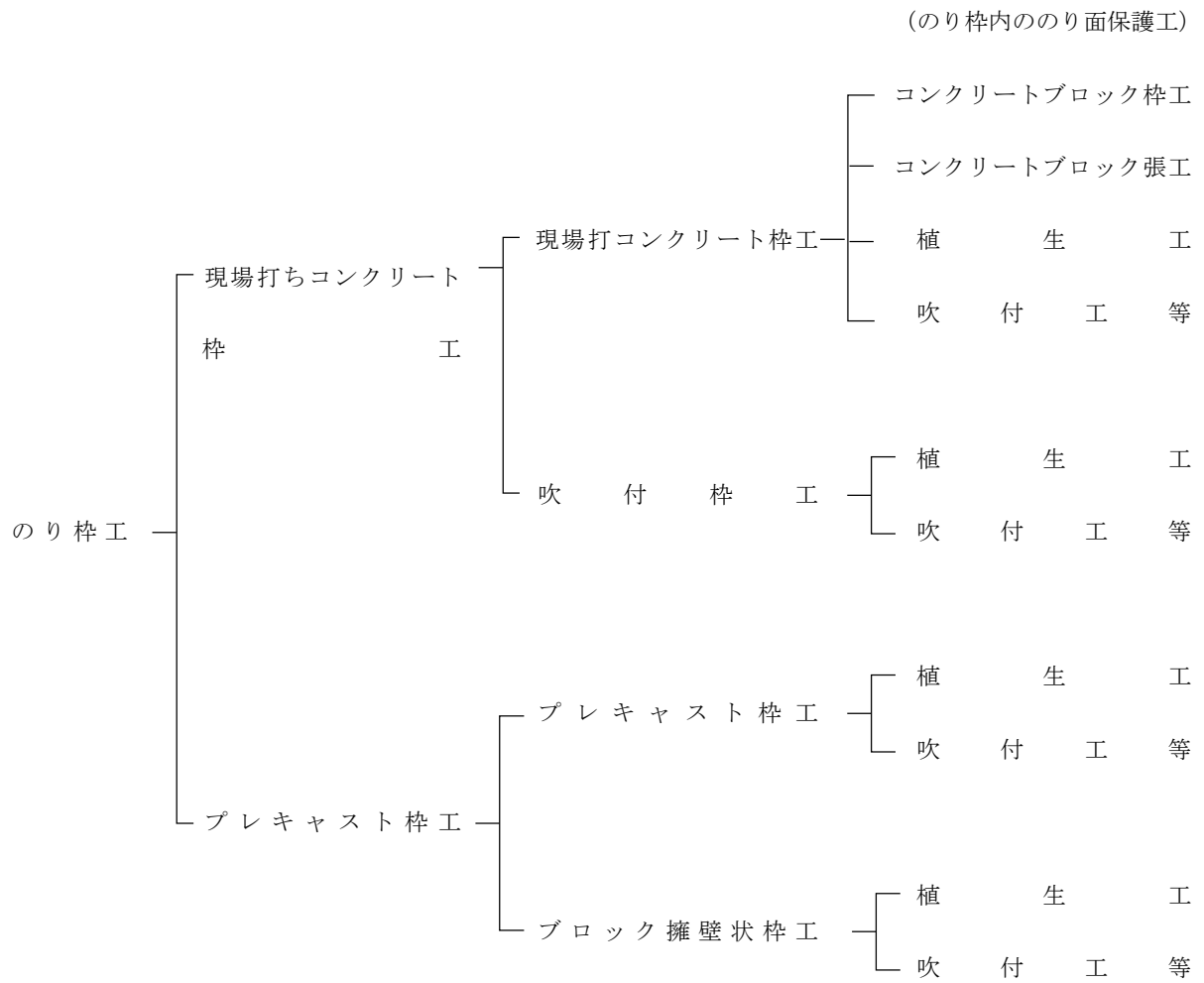


図 2.27 のり砕工の分類

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

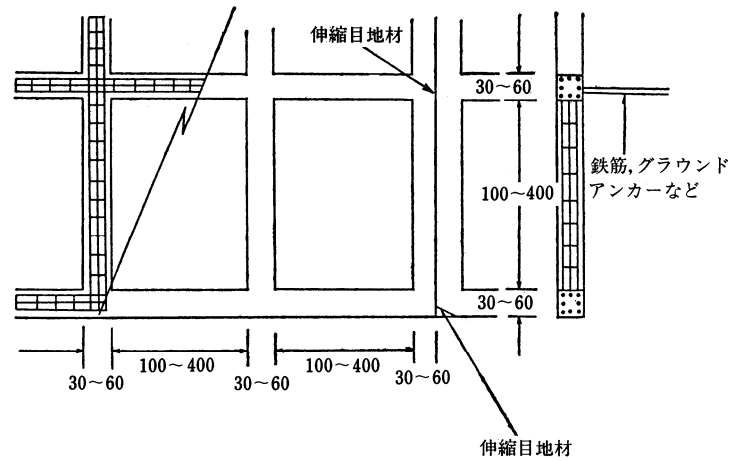


図 2.28 現場打コンクリート砕工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

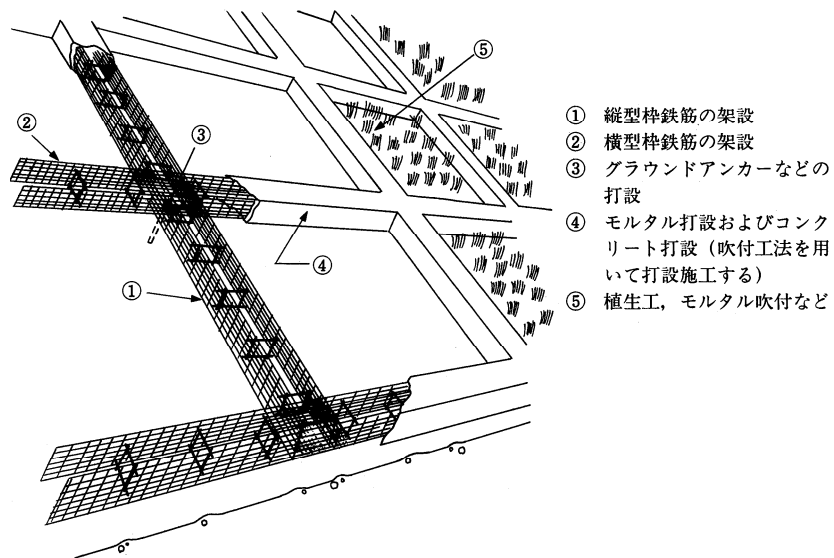


図 2.29 吹付砕工施工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

2.4.2.5 編柵工

編柵工は、降雨や地表水によるのり面の表土の侵食を防止するよう設置する。

【解説】

編柵工の計画における留意事項を以下に示す。

- (1) 編柵工は植生工の補助として、降雨や地表水によるのり面表土の侵食を防止するために用いられる。
- (2) 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、あるいは特にのり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。
- (3) 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。
- (4) 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。
- (5) 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。

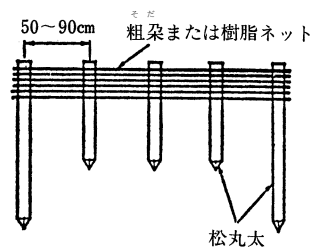


図 2.30 編柵工の一例

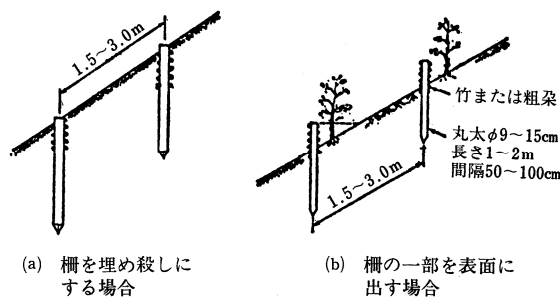


図 2.31 編柵工の打込方法

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（令和元年5月）

2.5 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

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は、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設置する。

【解説】

急傾斜地の崩壊を防止するための施設とは、待受け式擁壁工である。
各対策工事における施設（以降対策施設）の効果は以下のとおり評価する。

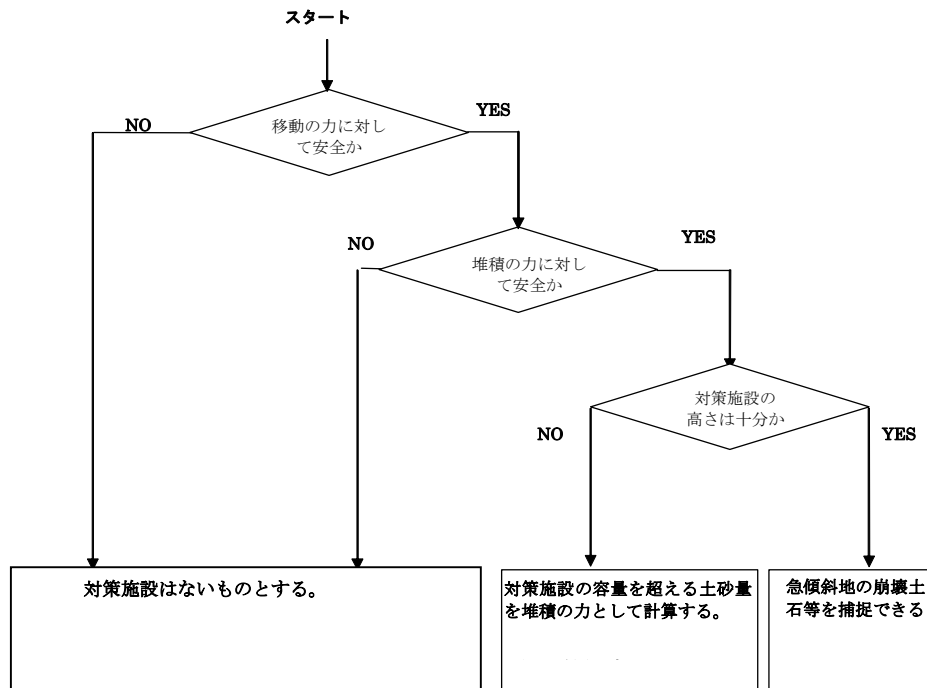


図 2.32 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の効果評価基準

待受け式対策施設の効果の有無は以下のように判断する。

- (1) 移動の力に対して安全でない場合
待受け式対策施設の効果はないものと評価する。
- (2) 移動の力に対して安全だが堆積の力に対して安全でない場合
移動の力は生じない。堆積の力に対しては施設の効果はないものとして評価する。
- (3) 移動の力・堆積の力のいずれに対しても安全な場合
移動の力は生じない。

土砂量に対してポケット容量（対策施設の高さ）が十分な場合、堆積の力も生じない。
土砂量に対して対策施設のポケット容量（対策施設の高さ）が不十分な場合、ポケット容量を超える土砂量が施設から下側にあふれ出すものとして、その容量をこえる土砂量を対象として評価を行う。

(4) 待受け式対策施設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対策施設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。

ア 移動の力は、生じない。

イ 堆積の力は、対策施設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等で設定する。

2.5.1 待受け式擁壁工

待受け式擁壁は重力式コンクリート擁壁を標準とし、その設計にあたっては、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し設置する。

【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のり尻における土石等の堆積の高さ以上とすることが望ましいが、落石防護柵工等を併用し堆積の高さ以上とすることもできる。ただし、擁壁背面（ポケット）の最小高さは1 m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、「2.5.1.2 設計外力」を参照すること。

また、本県では移動の高さを1 mに設定しているため、擁壁の最小高さは1 mとする。

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 2.33 参照）。

（1） 擁壁の天端幅及び勾配

擁壁の天端幅は0.5m以上、表勾配は1:0.4を基本とし、これによりがたい場合は、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。

（2） 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。

- ア 転倒に対する安定性
- イ 滑動に対する安定性
- ウ 沈下に対する安定性
- エ 圧縮破壊に対する安定性

待受け式擁壁工は、通常重力式コンクリート擁壁等のポケット容量を有する構造物にて、土石等を捕捉するものである。その設計にあたっては、想定される土石等の堆積の力等を考慮し、擁壁の安定性および断面について検討を行う必要がある。なお、詳細については「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例」を参照する。

2.5.1.1 設計諸定数

移動の力や堆積の力の計算に用いる設計諸定数は、現地状況に応じて設定するものとする。

【解説】

移動の力や堆積の力の計算に用いる設計諸定数は、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である。これらの値は、一般的な諸条件に該当すると考えられる場合においては、以下の値を用いることができる。

(1) 土石等の密度 (ρ_m)

土石等の密度とは、空隙が完全に水により飽和された土石などの単位体積当りの質量である。原則として一般値 1.8t/m^3 を用いる。

(2) 土石等の比重 (σ)

土石は土粒子や岩石といった無機質な固体、植物の根や遺骸などの有機質な固体、水などの液体、空気やガスなどの気体から構成されている。「土石の比重」は無機および有機質の固体混合物の平均比重である。閉塞した空隙や有機物を多く含む場合、これらを含有了した土石の平均比重となる。原則として一般値 2.6 を用いる。

(3) 土石等の容積濃度 (c)

土石等の容積濃度とは、土石などの空隙部分を除いた固体部分の容積の割合である。原則として一般値 0.5 を用いる。

(4) 土石等の単位体積重量 (γ)

土石等の単位体積重量とは、空隙が完全に水により飽和された土石などの単位体積当りの重量である。原則として表 3.1 の値を用いる。

(5) 土石等の移動時の内部摩擦角 (ϕ)

土石の内部にせん断力が作用した場合、土粒子同士のかみ合わせで生じる摩擦により、せん断に対する抵抗力が生じる。この摩擦抵抗力はすべり面の直応力(すべり面に垂直な応力)に比例し、内部摩擦角 ϕ は実験で求められる比例定数 ($\tan \phi$) である。

なお、一般的な ϕ は最大静止摩擦係数としての意味を持つが、移動による力からも求まる区域の算定」における ϕ は、斜面を流下する土石内部の内部摩擦角であり、変形が無限大となったときの動摩擦係数を意味する。原則として表 2.6 の値を用いる。

表 2.6 土石等の単位体積重量設定例

土質	単位体積重量 (kN/m ³)	(内部摩擦角) (ϕ : °)	地表の状況	地盤の状況
砂および砂礫 (礫質土)	18	35	<ul style="list-style-type: none"> ・風化、亀裂が発達していない岩 ・風化、亀裂が発達した岩 ・亀裂が発達、開口しており転石・浮石が点在する 	<ul style="list-style-type: none"> ・硬岩 ・溶岩・集塊岩等も含む斜面中に未風化の部分が露岩している場合 ・軟岩 ・第三紀層・頁岩・砂岩等で斜面中に未風化の部分が露岩する場合 ・段丘堆積物
砂質土	17	30	<ul style="list-style-type: none"> ・れき混じり土、砂質土 	<ul style="list-style-type: none"> ・硬岩 ・表層部の風化が進行し斜面中に露岩が認められない場合 ・軟岩 ・表層部の風化が進行し斜面中に露岩が認められない場合 ・強風化岩 (マサ・温泉余土等) ・火山碎屑物 ・風化集塊岩・凝灰角礫岩等 ・崩積土
粘性土	14	(25) 20.5	<ul style="list-style-type: none"> ・粘質土 	<ul style="list-style-type: none"> ・火山碎屑物 (シラス・ローム等)

土質と土石等の単位堆積重量・内部摩擦角については、「道路土工—擁壁工指針」を参考とする。地表の状況・地盤の状況の区分は「急傾斜地崩壊危険箇所等点検要領」に準拠する。

(6) 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ある。

原則として、 $f_b=0.025$ を用いる。

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粘着力がある。

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

(7) 地盤の許容支持力度

地盤の許容支持力度は、表 2.7 の数値を使用することとするが、これによりがたい場合は、地盤調査結果に基づいて算出する。高さ 2m を超え建築基準法施行令第 142 条が適用される擁壁や、宅地造成等規制法または都市計画法にもとづく開発許可の対象となる擁壁の場合は、表 2.8 の数値を準用する。

表 2.7 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)	備 考	
			q _u (kN/m ²)	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000 以上	—
	軟 岩 ・ 土 丹	300	1,000 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	—	15~30
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－

表 2.8 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 KN/m ²)	短期応力に対する許容応力 度 (単位 KN/m ²)
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	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	

地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力は、国土交通大臣が定める方法によって、地盤調査を行い、その結果に基づいて定めなければならない。ただし、上の表に掲げる地盤の許容支持力度については、地盤の種類に応じて、それぞれ上の表の数値によることができる。

出典：建築基準法施行令第 9 3 条

(8) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数

擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗力は、実況に応じて計算された数値とするが、土質試験などを行うことが困難な場合は、表 2.9 の値を準用できる。但し、高さ 2m を超え建築基準法施行令第 142 条が適用される擁壁や、宅地造成等規制法または都市計画法にもとづく開発許可の対象となる擁壁の場合は、表 2.10 の値を準用する。

表 2.9 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*1 $\mu = \tan \phi B$
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	0.7
	亀裂の多い硬岩 軟岩・土丹	
礫層	密なもの	0.6
	密でないもの	
砂質地盤	密なもの	0.6
	中位なもの	
粘性土地盤	非常に硬いもの	0.5
	硬いもの	
	中位のもの	
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。*2		

*1 現場打コンクリートによるもの

*2 道路土工—擁壁工指針—

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例

表 2.10 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	0.5
砂質土	0.4
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土（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）	0.3

出典：宅地造成等規制法施行令 別表第三（第七条、第十九条関係）

2.5.1.2 設計外力

擁壁工は、土圧、水圧及び自重、崩壊の発生に伴う移動及び堆積の力、地震時の影響を考慮し設計する。

【解説】

擁壁工は、以下にあげる設計外力に対し、安定性・安全性を有するものとする。

なお、地震時の影響については、擁壁高さが8 mを超える場合に考慮する。

(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、地山もしく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）荷重の検討」を参照すること。

(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、水圧を考慮する必要がある。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。

なお、擁壁が河川などの水際や地下水位以下に設置される場合には、擁壁の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる浮力を考慮する。詳細については「道路土工 擁壁工指針」を参照すること。

(3) 急傾斜地の崩壊による移動の力及び堆積の力

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 2.11 に示す。

表 2.11 急傾斜地の崩壊に伴う力及び高さの考え方

衝撃等に関する事項	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	移動の力が作用する高さとそのときの土石等の高さ
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	堆積の力が作用する高さとそのときの土石等の高さ

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。

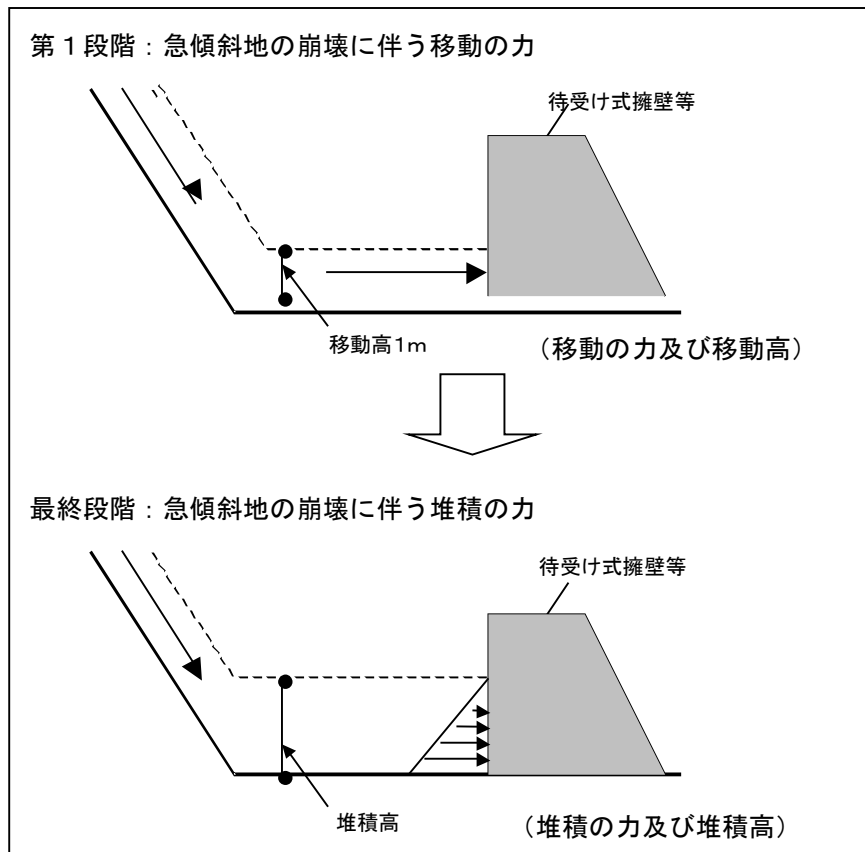


図 2.33 移動の力と堆積の力の概念図

ア 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

イ 移動の力

待受け式擁壁に作用する移動の力は次式で与えられる。

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

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}^{*4} : 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 ($h_{sm}=1.0\text{m}$)

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^{*5} : 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

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高知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。

* 3 : 「2.5.1.1 設計諸定数」を参照。

* 4 : 「1) 移動の高さ」を参照。

ウ 堆積の高さ

(7) 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擁壁と地盤面との交線 (A 面の外縁部) のうち急傾斜地の上端にもっとも近い点 (B 点) において行うものとする。

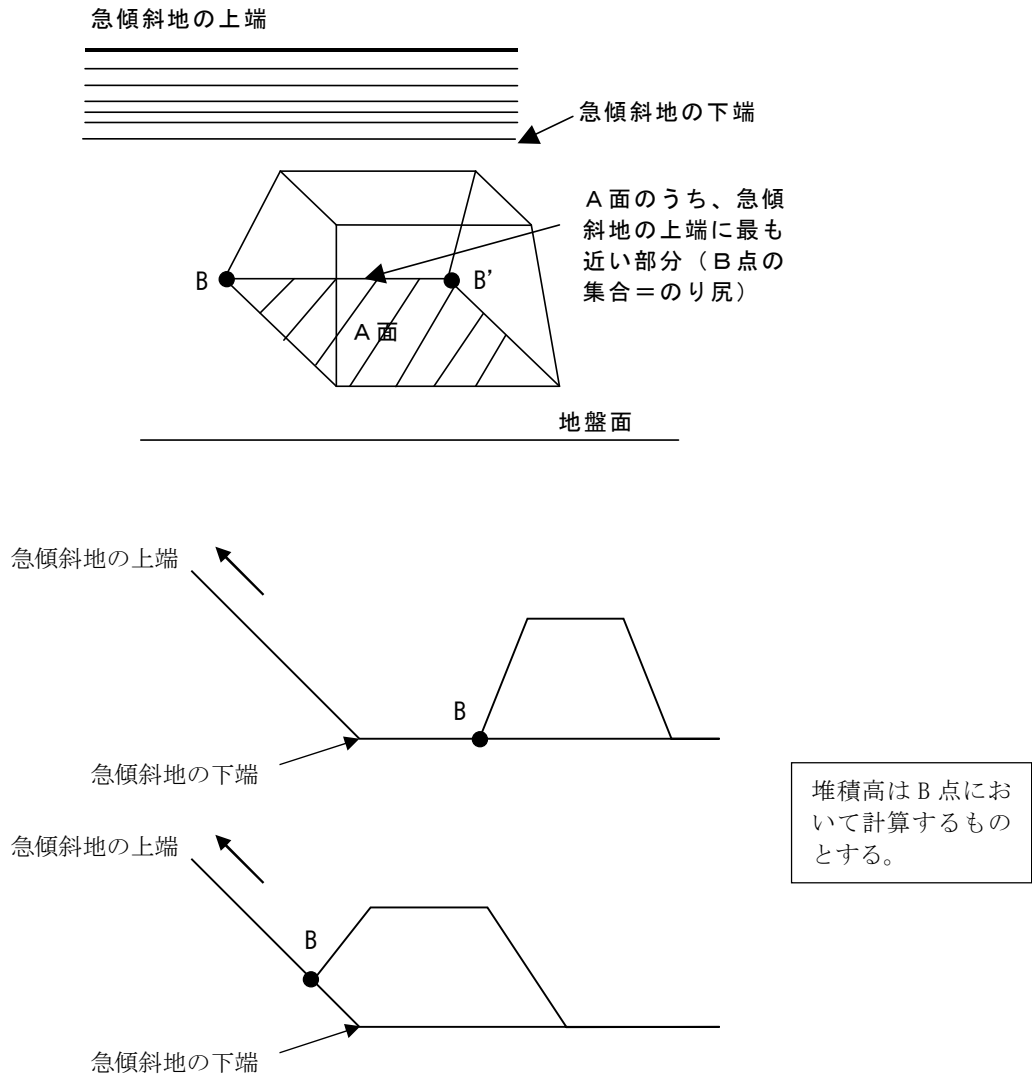


図 2.34 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

(イ) 堆積の高さの計算

堆積高の算出にあたっては、まず水平に土砂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砂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。

a. 水平に土砂が堆積するときの堆積高： h_1 (m) の算出

$$h_1 = \frac{-X_1 + \sqrt{X_1^2 + 2S \cdot \tan(\theta_0 - \theta_u)}}{\tan(\theta_0 - \theta_u)}$$

- h : 土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高 (m)
- h_1 : 水平に土砂が堆積するときの堆積高 (m)
- S : 土砂の断面積 (単位あたりの土砂量) = V/W (m^2)
- V : 崩壊土量 (m^3)
- W : 最大崩壊幅 (m)
- θ_u : 斜面勾配 ($^\circ$)
- X_1 : 急傾斜地下端からの距離 (m)

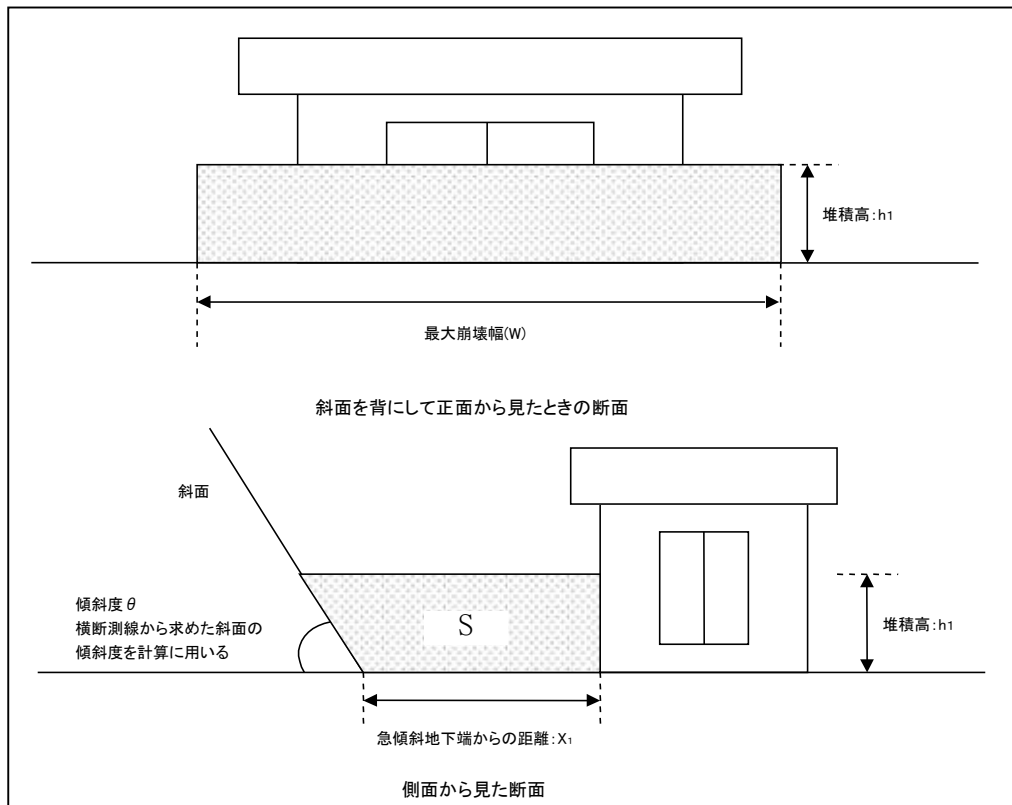


図 2.35 水平に土砂が堆積するときの堆積高の模式図

b. 土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高 h (m) の算出

$$Wh_1 = \frac{1}{2} \left(2W + \frac{2h}{\tan\phi} \right) \times h$$

ϕ : 堆積勾配 = 30°

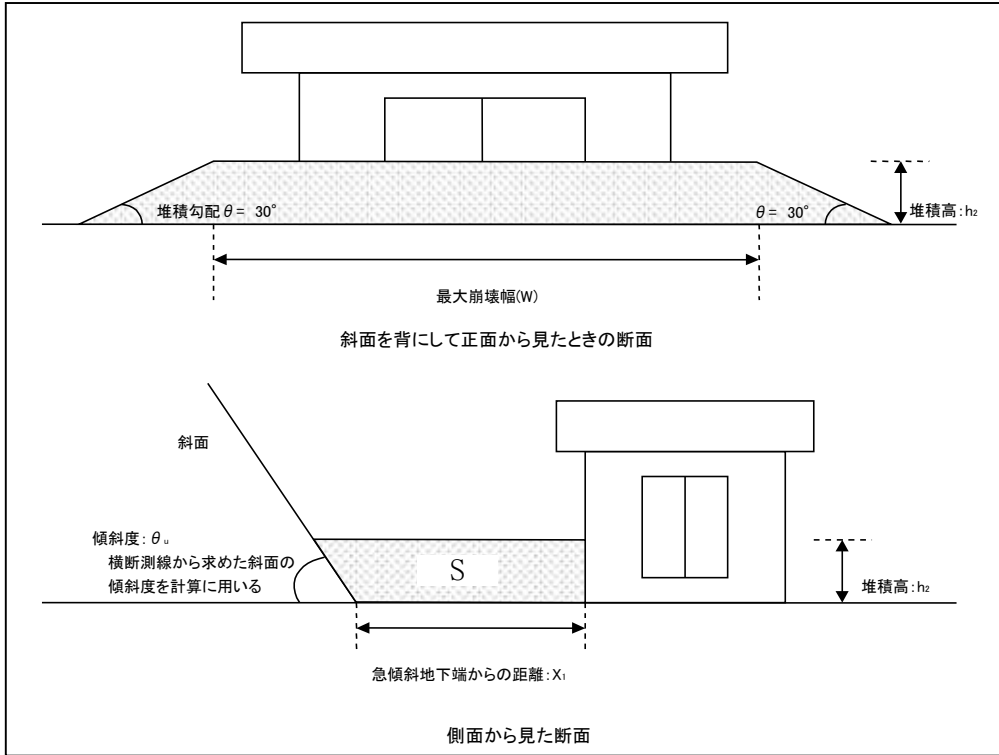


図 2.36 土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高の模式図

(ウ) 堆積高さの修正

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こえる場合は、次の手順により土石等の堆積による力が建物耐力をこえる距離の計算を行う。

a. 待受け式擁壁の容量を越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。

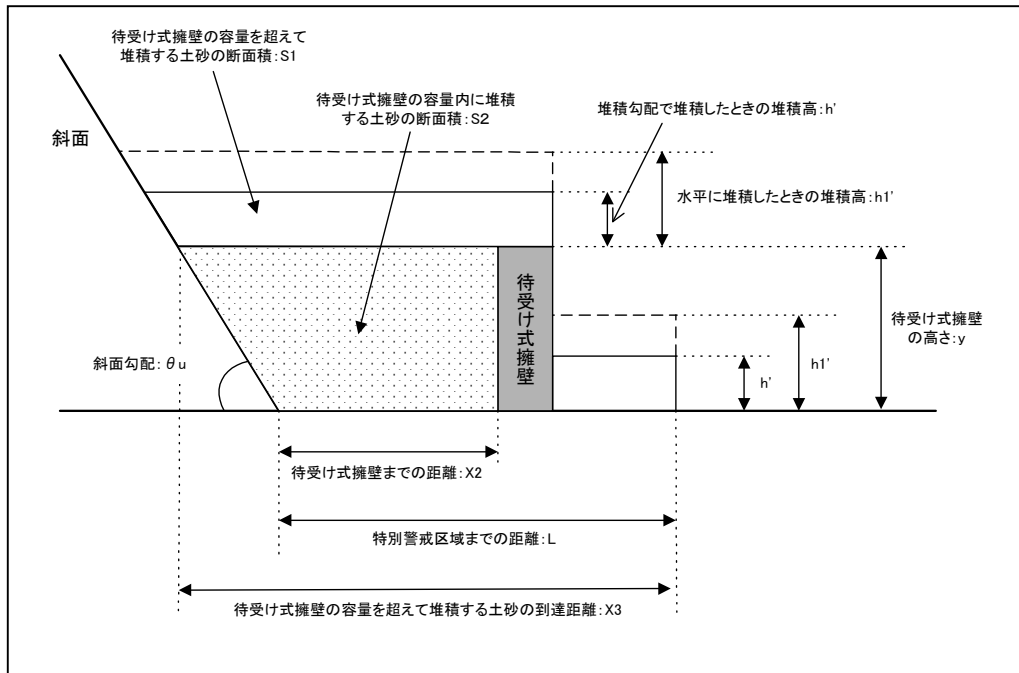


図 2.37 待受け式擁壁の容量を超える土砂の堆積イメージ

- b. 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。

$$h1' = \frac{-X_3 + \left(X_3^2 + 2S_1 \cdot \tan(\theta_0 - \theta_1)\right)^{\frac{1}{2}}}{\tan(\theta_0 - \theta_1)}$$

$$S_1 = S - S_2$$

$$= S - \left\{ \frac{y \left(\frac{y}{\tan \theta_1}\right)}{2} \right\} - y \cdot X_2$$

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

- 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)

c. 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。

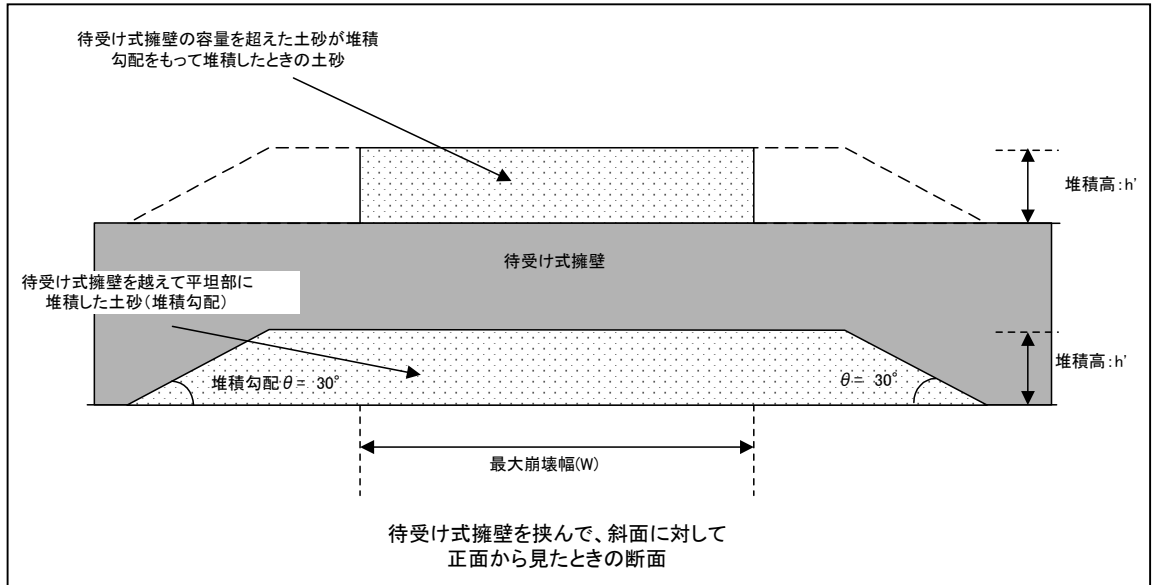


図 2.38 待受け式擁壁の容量を越えた土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高の模式図

エ 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。

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

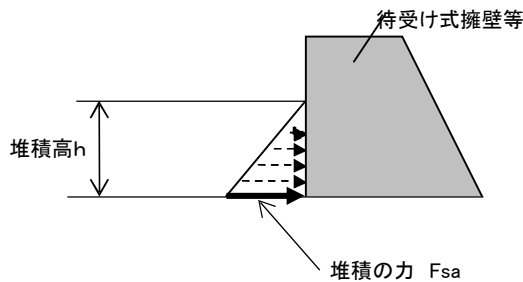


図 2.39 堆積の力の概念図

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 : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の堆積の高さ (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 : 土石等の単位体積重量及び土石等の内部摩擦角は「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 2.12 のとおりとする。

表 2.12 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	$\delta = 2\phi/3$ *1

*1 出典：道路土工－擁壁工指針－

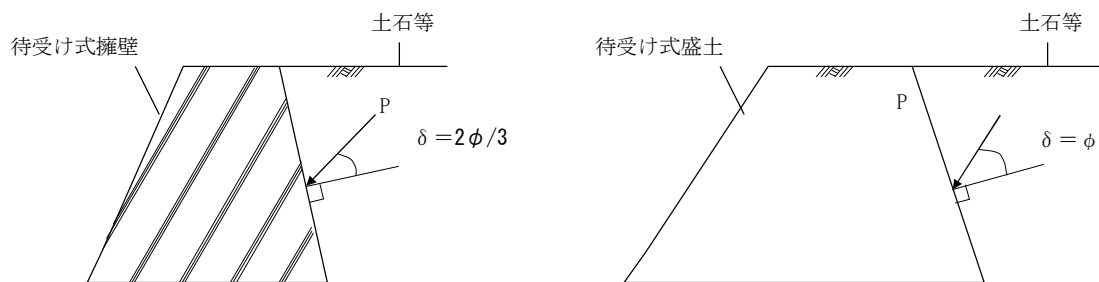


図 2.40 力の作用面と壁面摩擦角

なお、堆積の力 F_{sa} (式 1) は、クーロン土圧公式において、土石等堆積勾配が水平 ($\beta = 0^\circ$) で背面の傾斜角が鉛直 ($\alpha = 0^\circ$) として求めた主働土圧係数 $K_A \times \gamma \times h$ を意味している。

<参考：クーロン土圧公式>

単位幅当たりの壁面に作用する主働土圧合力 P_A 次式で与えられる。なお、 $\phi < \beta$ の場合、この公式は適用できない。

また、地表面が一様勾配の場合に適用でき、嵩上げ盛土があるなど地表面が折れ曲がっている場合には適用できない。

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

ここで、

K_A : 主働土圧係数

γ : 裏込め土の単位体積重量 (t/m^3)

H : 土圧計算に用いる壁高 (土圧作用面の高さ) (m)

α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)

β : 裏込め表面と水平面のなす角 (°)

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

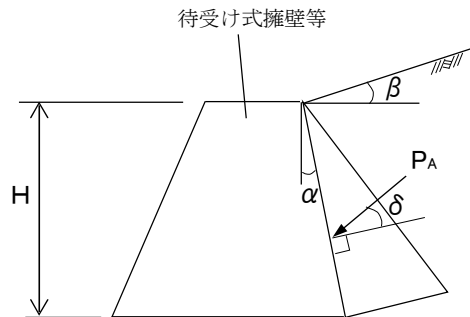


図 2.41 クーロン土圧公式による土圧算定のモデル

(4) 地震時の影響

擁壁高さが8 mを超える場合には、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て設計を行う。この際、設計水平震度 k_h は次の式で与えられる。

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

ここに、

k_h : 設計水平震度

k_{ho} : 標準設計水平震度 (0.15 とする)

C_Z : 地域別補正係数 (0.85 とする)

C_G : 地盤別補正係数

C_I : 重要度別補正係数 (1.0 とする)

C_T : 固有周期別補正係数 (1.0 とする)

C_G : 地盤別補正係数は、下式で算出される地盤の特性値 T_G をもとに、地盤種別を区分した上で、決定する。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の平均せん断弾性波速度 (m/s)

表 2.13

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	$0.6 \leq T_G$

なお、地表面が基盤面と一致する場合は「I 種地盤」とする。

詳細については、「宅地防災マニュアルの解説 IV耐震対策：宅地防災研究会（令和4年2月）」を参照する。

2.5.1.3 安定性の検討

擁壁工の安定性の検討は、転倒、滑動、支持力、構成する部材について行うものとする。

【解説】

(1) 荷重の条件

移動の力

単位面積あたりの移動の力は、移動の高さ (h_{sm}) の 1/2 の高さで待受け式擁壁に作用させるものとする。

待ち受け式擁壁に作用する衝撃力 P (kN/m) は以下のとおりとする。

$$P = \alpha \cdot h_{sm} \cdot F_{sm}$$

ここに、 α : 待ち受け式擁壁による衝撃力緩和係数=0.5

h_{sm} : 移動の高さ (m) = 1.0m

F_{sm} : 移動の力 (kN/m²)

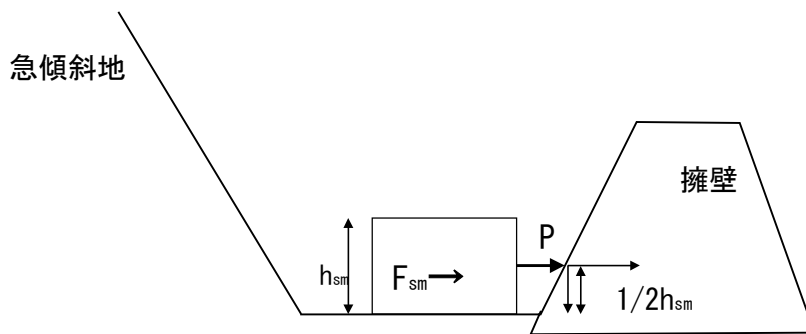


図 2.42 移動の力が擁壁に作用するイメージ

堆積の力

土石等の堆積の力は、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。堆積の力の合力 P_A は、クーロンの土圧公式によって与えられる。

なお、擁壁の背面勾配が鉛直 ($\alpha = 0^\circ$) の場合、合力 P_A は堆積の力 F_{sa} を用いて次式によって算出することができる。

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

ここに、

P_A : 作用する堆積の力の合力 (kN/m) ($\alpha = 0^\circ$ の場合)

F_{sa} : 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)

D : 堆積高 (m)

擁壁に作用する水平分力及び鉛直分力は以下の式で与えられる。

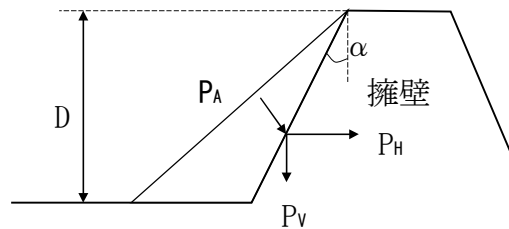


図 2.43 堆積の力が擁壁に作用するイメージ

水平分力

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

ここに、

P_H : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力の合力 (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)

鉛直分力

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

ここに

P_V : 堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力の合力 (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、合力は地盤面から堆積高 (D) の 1/3 の高さで擁壁に作用するものとする。

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。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) 荷重の組み合わせ

荷重の組み合わせは次の通りとする。

- ・移動の力作用時：自重＋裏込め土圧＋崩壊土砂による移動の力
 - ・堆積の力作用時：自重＋裏込め土圧＋崩壊土砂による堆積の力
- 高さが 8m をこえる場合は地震の影響を考慮する

(3) 転倒に対する安定性の検討

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、擁壁の自重及び移動の力または堆積の力の水平分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 2.44 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)

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)

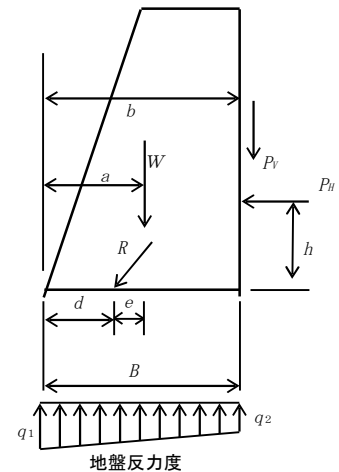


図 2.44 地盤反力度の求め方

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

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

(4) 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また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 : 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)

$\tan \phi_B$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。現場打コンクリートの場合は、 $\phi_B = \phi$ (基礎地盤の内部摩擦角)、現場打でない場合は、 $\phi_B = 2/3 \cdot \phi$ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 $\tan \phi_B$ の値は 0.6 を超えないものとする。なお通常の場合簡便には表 2.7 又は図 2.40 を用いてよい。

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 ($\tan \phi_B$) を表 2.7 又は図 2.40 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 を超えるものとする。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。

(5) 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。

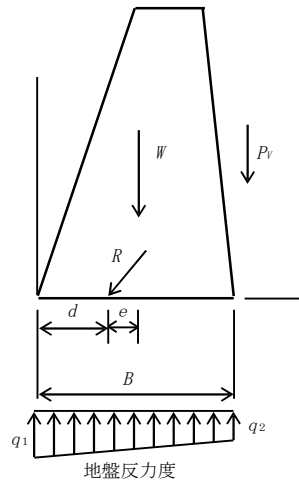


図 2.45 地盤反力度の求め方

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：移動の力また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。

(6) 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 2.14 のようになる。

表 2.14 安全率のまとめ

荷重の組み合わせ		平常時	地震時	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	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 1.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$

ここに、 e : 底版中心より合力の作用位置の偏心距離、 B : 擁壁の底版幅、 q : 地盤反力度、 q_a : 許容地盤支持力度、 q_u : 極限地盤支持力度

衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法

(7) 構成する部材の安定性の検討

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、構成する部材の安定性について照査する。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また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。

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

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

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または堆積の力の合計）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)

2.5.2 落石対策施設

特定予定建築物の安全性を確保するため、必要に応じて落石対策施設を設置するものとする。

【解説】

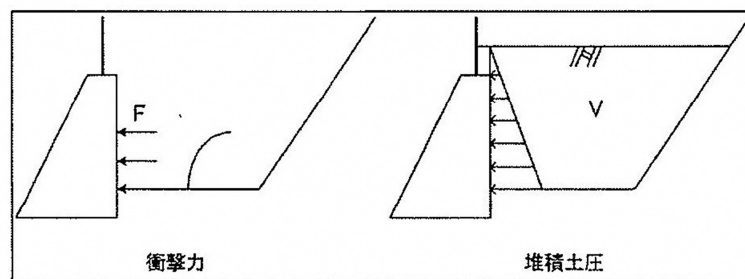
特定予定建築物の安全性を確保するため、必要に応じて落石対策施設を設置するものとする。

図に示したように、擁壁工を設置した場合は、落石対策施設を必要に応じて設置するものとする。

また、待ち受け式擁壁については、移動の力（崩壊土砂の衝撃力）と堆積の力（堆積土砂の土圧）とが作用する。移動の力は崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用するものとし、擁壁背面の空き高さは崩壊土砂の移動の高さ以上を確保する。一方、崩壊土砂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する。

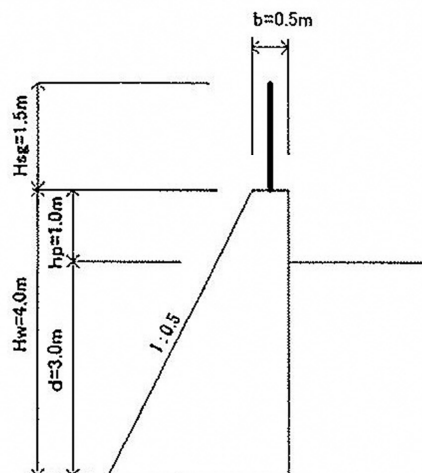
落石対策施設の構造については、急傾斜地崩壊対策設計積算基準に従う。

待受け擁壁を設置しても、斜面の一部に小規模な崩壊および落石の発生の危険性がある場合は、法面保護工や落石防護柵等による対策を行う。



(出典：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例)

図 2.46 擁壁及び落石防護柵に作用する力



(出典：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例)

図 2.47 擁壁に併用される落石防護柵

2.6 対策施設の維持・管理

開発事業において施行する対策施設は、適切な災害防止機能と安全性を保持するため、対策工事等の完了後も定期的な点検を行い、施設の状況を把握し、豪雨時等に施設の機能が発揮されるように適正な維持管理を行わなければならない。

【解説】

急傾斜地における対策施設が適切な機能と安全性を保持するため、必要に応じて点検等を行い、施設の状況を把握し、豪雨時等に施設の機能が発揮されるように適正な維持管理を行うものとする。施設の機能低下には、施設自体の劣化、損傷のみならず施設周辺の自然斜面の状況の変化も影響を与えることから、これらの状況もよく把握しておくことが必要である。また人為的な行為が原因となって、施設の損傷をきたすことがあるので、斜面および斜面周辺の土地利用等への注意が必要である。

また、急傾斜地周辺における開発では、人家が急傾斜地に近接する可能性が高く、開発後になって管理用通路を確保することは困難と考えられるため、あらかじめ点検のための管理用通路や階段などを確保しておくのがよく、このためには施設の計画・設計の段階から留意しておくのが望ましい。

施設の維持管理に関する詳細については、「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）施設の維持管理」を参考にする。特に水路工や植生工は施設の機能を維持するために管理が必須であり、工法の選定にあたっては留意すること。

待受け式擁壁は、土砂災害防止法で想定した崩壊による土砂だけではなく、小規模な崩壊や転石により崩土が堆積することが想定される。この場合、対策施設の空き容量が減少し、想定した崩壊に対しての災害防止機能が低下することになる。

開発許可申請時に維持管理計画書を提出し、将来的な対策施設の災害防止機能が担保されるかを確認するため、以下の事項等を記載する。

- (1) 管理用通路の計画
- (2) 除去した土砂の搬出先及び処理方法
- (3) 定期点検の時期
- (4) 豪雨時等における点検実施基準

第3編 対策工事の技術基準【土石流編】

3.1 総説

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なければならない。

対策工事およびそれ以外の特定開発行為に関する工事は、土砂災害のおそれを大きくさせてはならず、対策工事の機能を妨げてはならない。

【解説】

対策工事とは、土石流を捕捉するための施設の設置、土石流を開発区域に導流するための施設の設置である。

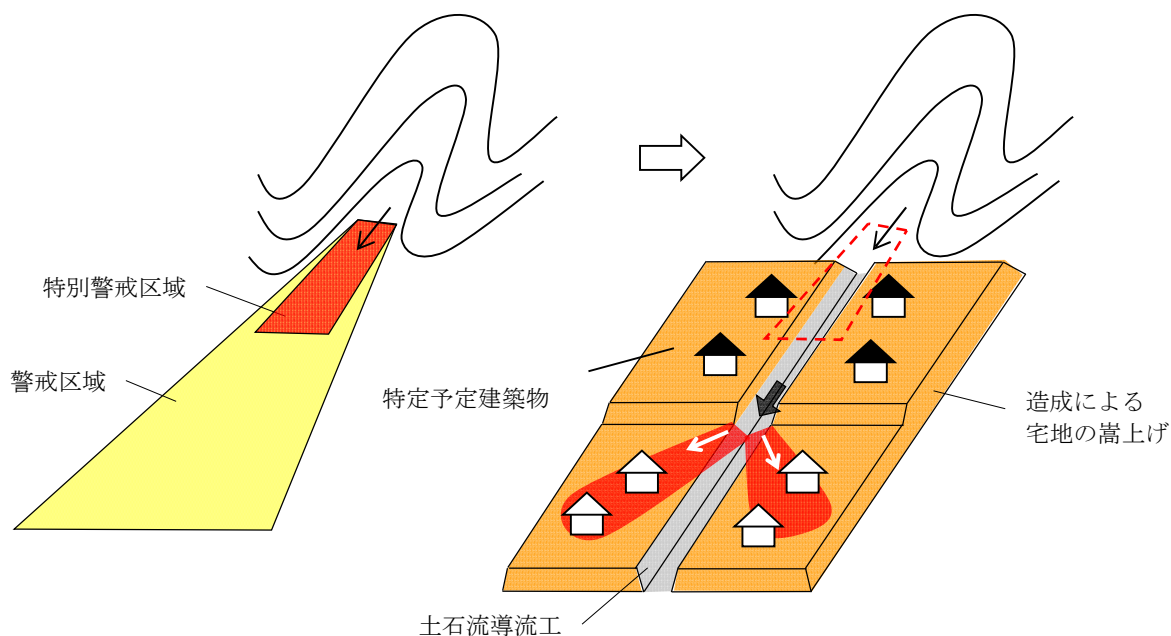
土石流を捕捉するための施設は、土石流の発生のおそれのある溪流の土石等の状況等を勘察して、土石流・流木を全て捕捉できる適切な位置に設置する。

土石流を開発区域外に導流するための施設は、土石流を安全に開発区域外に導流させることができる位置に設置する。

各施設の設計にあたっては、土石等の量は基礎調査の結果を参考とし、土石流および流木に対して安全なものとする。

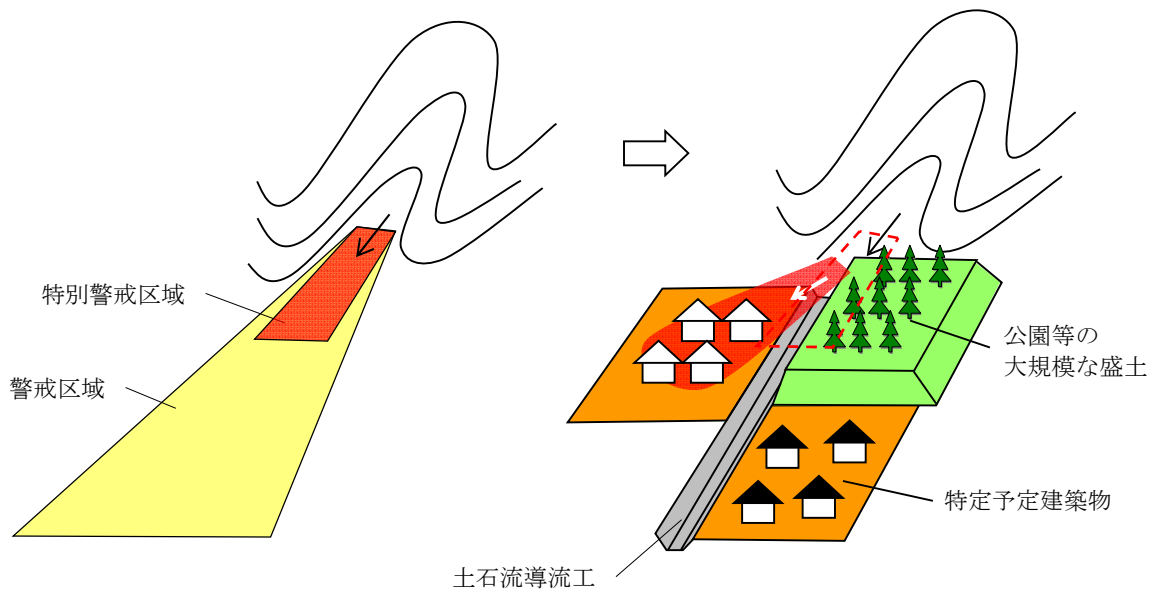
対策工事の設計は、原則、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）および土石流・流木対策設計技術指針」や「河川砂防技術基準（案）」に準拠して行うこととする。

なお、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。



対策工事を行った敷地の下流にて、土石流による被災の恐れが増大する場合

図 3.1 許可できない対策工事の例（1）



対策工事を行った敷地の upstream や対岸にて、土石流による被災の恐れが増大する場合

図 3.2 許可できない対策工事の例（2）

3.2 対策工事の種類

対策工事の種類と特性を考慮し、現地状況に応じて適切に計画しなければならない。

【解説】

対策工事の種類は以下のものが挙げられる。

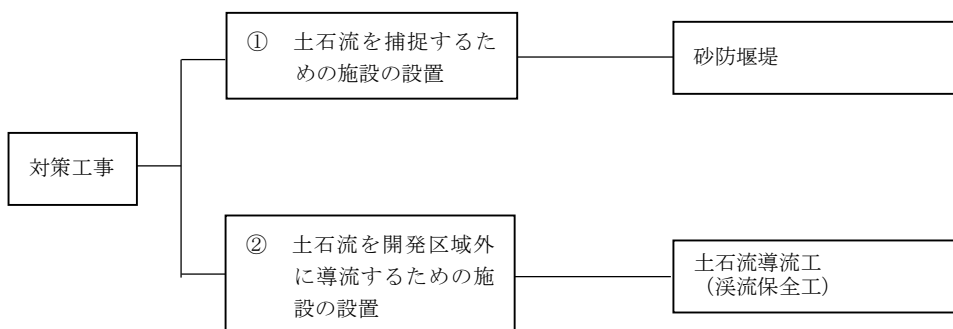


図 3.3 対策工事の区分

表 3.1 対策工事の種類

施設区分	工 種	適用範囲及び特色等
土石流を捕捉するための施設	砂防堰堤	<p>土石流を一時的に貯留し、その後掃流形態で下流に安全に流下させるものである。一度堆積した土砂はその後の中小出水によって自然に排出されることを期待するものであるが、土石流が短い間隔で発生する恐れがある場合や、溪流を流れる流水が少なく堆積した土砂の自然排出に時間を要する場合には、除石が行われる場合がある。</p>
土石流を開発区域外に導流するための施設	土石流導流工 (溪流保全工)	<p>流出する土石流を保全対象区間の途中で堆積することなく、土地利用の少ない下流まで安全に流下させる工法である。下流に土地利用の低い荒廃地あるいは海、湖、谷地形をもつ大河川がある場合で、土石流発生頻度、規模とも大きい地域では効率的な工法である。</p>

3.3 土石流を捕捉するための施設

土石流を捕捉するための施設は、特定予定建築物の敷地を到達させることのないよう設置する。

【解説】

土石流を捕捉するための施設としては、砂防堰堤があり、溪流内の適切な位置に設置する。

3.3.1 砂防堰堤

砂防堰堤は、土石流により流下する土石等を堆積することにより溪床を安定する機能を有し、かつ、土圧、水圧、自重及び土石流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して設置する。

【解説】

砂防堰堤は、土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するための透過構造を有する施設を原則設置する。

設計対象流量は「3.3.1.2 設計外力」に基づき、対象施設の計画地点における土石流ピーク流量を算定する。

透過型砂防堰堤は、原則として、鋼製スリット砂防堰堤とし、コンクリートスリット砂防堰堤は設置しない。

また、砂防堰堤の設計については、次の照査を行うものとする。

表 3.2 安定計算の荷重の組合せ

平常時	洪水時	土石流時
静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力 [*] 、地震時動水圧 [*]	静水圧、堆砂圧、揚圧力	静水圧、堆砂圧、揚圧力、土石流流体力

※高さ 15m以上の砂防堰堤の設計の場合に考慮する。

詳細は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編） および 土石流・流木対策設計技術指針」や「河川砂防技術基準（案）」によるものとする。

3.3.1.1 設計諸定数

土石流の力や高さの計算に用いる設計諸定数は、現地状況に応じて設定するものとする。

【解説】

土石流の力や高さの計算に用いる設計諸定数には、土石流に含まれる礫の密度、土石流に含まれる流水の密度、土石流に含まれる土石等の内部摩擦角、粗度係数、堆積土砂等の容積濃度がある。これらの値は、一般的な諸条件に該当すると考えられる場合においては、以下の値を用いることができる。

また、この他に当該地付近で実施されている土石流対策工事や以下の関連の指針に示されている定数を参考とすることもできる。

表 3.3 土質定数等の一覧

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)* ¹
粗度係数	n	—	0.1
堆積土石等の容積濃度	C*	—	0.6

*1 原則として 35° を用いる。

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がある。

(1) 地盤の許容支持力

表 3.4 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	6,000	岩 塊 玉 石	600
中 硬 岩 (B)	4,000	礫 層	400
軟 岩 (II) (C _H)	2,000	砂 質 層	250
軟 岩 (I) (C _M)	1,200	粘 土 層	100

出典：社団法人全国治水砂防協会：改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）（昭和 59 年 11 月）

(2) 基礎底面と地盤との間の内部摩擦係数

表 3.5 地盤のせん断強度 (N/mm) 及び内部摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区分	せん断強度	内部摩擦係数	区分	せん断強度	内部摩擦係数
硬 岩 (A)	3	1.2	岩 塊 玉 石	0.3	0.7
中 硬 岩 (B)	2	1.0	礫 層	0.1	0.6
軟 岩 (II) (C _H)	1	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩 (I) (C _M)	0.6	0.7	粘 土 層	—	0.45

出典：社団法人全国治水砂防協会：改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）（昭和 59 年 11 月）

3.3.1.2 設計外力

砂防堰堤は、土圧、水圧及び自重、土石流の衝撃が作用する場合には当該対策施設に作用する土石流の力、地震時の影響を考慮し設計する。

【解説】

砂防堰堤は、以下にあげる設計外力に対し、安定性・安全性を有するものとする。

なお、地震時の影響については、ダム高が15m以上の場合に考慮する。

(1) 土圧

砂防堰堤の設計にあたって考慮すべき土圧は、砂防堰堤に堆積する土砂の堆砂圧である。

(2) 水圧

砂防堰堤の設計にあたって考慮すべき水圧は、砂防堰堤に貯水する流水の静水圧である。

(3) 土石流の力

砂防堰堤の設計にあたっては、土石流が発生した場合に生じる力（流体力）を考慮し、安定性の検討をしなければならない。土石流により作用する力と高さの概念を図3.6に示す。

なお、設計にあたっては当該溪流において実施された基礎調査の結果を参考とすることができる。

表 3.6 土石流の力と高さ

	解 説
土石流の力 (F_d)	土石流により対策施設に作用すると想定される力
土石流の高さ (h)	土石流が対策施設に作用するときの高さ

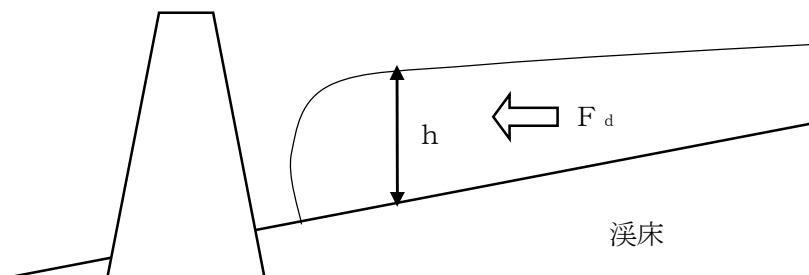


図 3.4 土石流の力の概念

ア 土石流の高さ

対策施設に作用する土石流の高さは、以下の式で算定する。

$$h = \left(\frac{n \cdot Q_{sp}}{B(\sin \theta)^{1/2}} \right)^{3/5}$$

ここに、

h : 土石流の高さ (m)

n^{*1} : 粗度係数

Q_{sp}^{*2} : 土石流ピーク流量 (m³/sec)

B^{*3} : 土石流の幅 (m)

θ^{*4} : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

* 1 : 「3.3.1.1 設計諸定数」を参照。

* 2 : 土石流ピーク流量は下記「ア 土石流ピーク流量」を参照。

* 3 : 土石流の幅は下記「イ 砂防堰堤に作用する土石流の幅」を参照。

* 4 : 土石流が流下する土地の勾配は下記「ウ 流下する溪床の勾配」を参照。

(ア) 土石流ピーク流量

基準地点での土石流ピーク流量 (Q_{sp0}) は、以下の式で算出される。

$$Q_{sp0} = \frac{0.01}{C_{d0}} C_* \cdot V_0$$

C_{d0} は基準地点での流動中の土石流の土砂濃度であり、以下の式で示される。

$$C_{d0} = \frac{\rho \cdot \tan \theta_0}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta_0)}$$

ただし、計算値が 0.9C_{*}より大きくなる場合は 0.9C_{*} (=0.54) とするが、下限値は設定しない。

ここで、Q_{sp0} : 基準地点での土石流ピーク流量 (m³/s)

C_{*} : 堆積土石等の容積濃度

V₀ : 土石流により流下する土石等の量 (m³)

C_{d0} : 土石流の流動中の土砂濃度

θ₀ : 基準地点の溪床勾配 (基準地点の 200m 上流地点からの勾配) (°)

φ : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (°)

σ : 土石流に含まれる礫の密度 (10³kg/m³)

ρ : 土石流に含まれる流水の密度 (10³kg/m³)

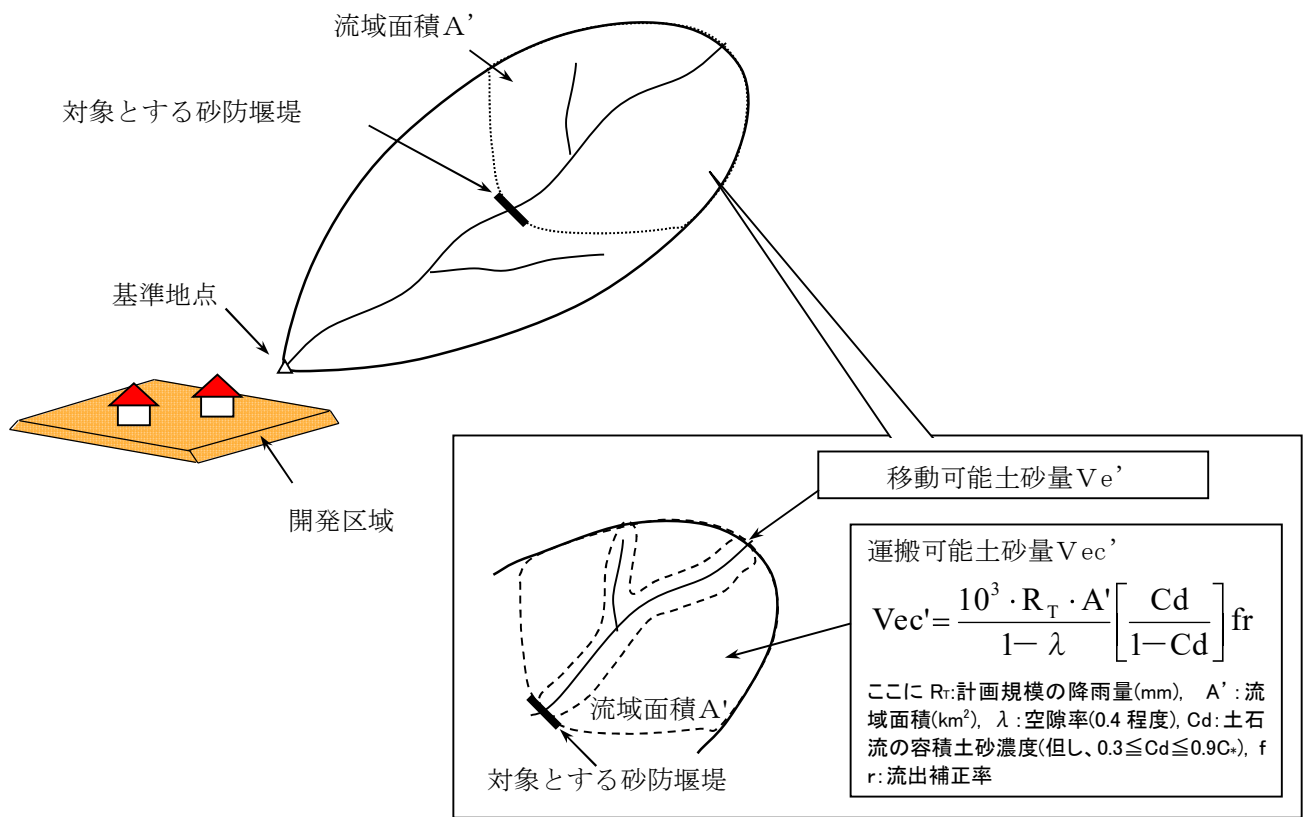


図 3.5 土石流ピーク流量の算出

(イ) 砂防堰堤に作用する土石流の幅

砂防堰堤に作用する土石流の流下する幅の算出は、以下の手順により行う。

- a. 土石流流下幅算出地点の設定
- b. 土石流流下幅算出方法の設定
- c. 土石流流下幅算出
- d. 土石流流下幅設定

土石流流下幅算出方法は、流路が明確な場合と、不明確な場合とで異なる。設定する手順は以下のフローに従うものとする。

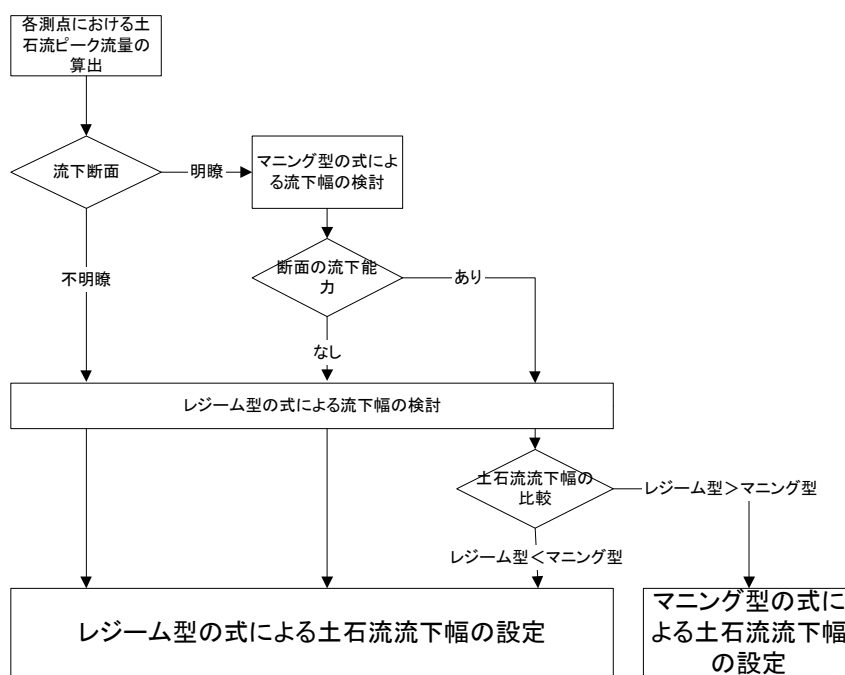


図 3.6 流下幅の設定フロー

(ウ) 流下する溪床の勾配

土石流が流下する溪床の勾配 θ は、下図のとおりとする。

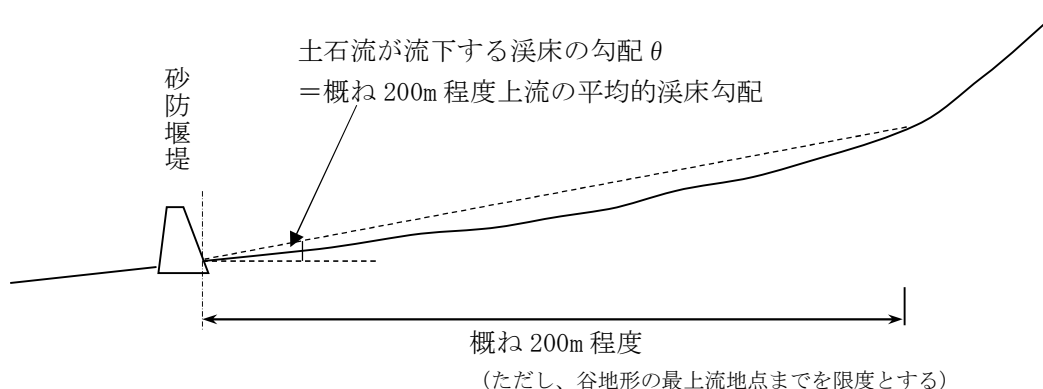


図 3.7 土石流が流下する溪床勾配

(4) 地震時の力

ダム高 15m以上の堰堤については、「土石流・流木対策設計技術指針」に従い、地震時慣性力と地震時動水圧を考慮し、地震時に対する安全性について確認することとする。

詳細は、「土石流・流木対策設計技術指針 解説：国土技術政策総合研究所」および「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説：国土技術政策総合研究所」を参照する。

3.3.1.3 安定性の検討

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

【解説】

安定性の検討は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）および 土石流・流木対策設計技術指針」や「河川砂防技術基準（案）」に準拠して行うものとする。

3.4 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計

土石流を開発区域外に導流させるための施設は、土石等を安全に導流させることができる断面及び勾配を有するものとする。

【解説】

土石流を開発区域外に導流させるための施設としては、土石流導流工がある。

設計は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編） および 土石流・流木対策設計技術指針」によるものとする。

3.4.1 土石流導流工（溪流保全工）

土石流導流工は、土石流の流量、水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとし、土砂の堆積遡上により氾濫しない断面とする。

法線形は原則直線とし、縦断形は急な勾配変化をさけるものとする。

構造は堀込み方式を原則とし、湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

【解説】

（1） 流下断面

土石流導流工の断面は、土石流の流量、水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとし、土砂の堆積遡上により氾濫しないものとする。

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、砂防堰堤を1基以上設けた後、それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設計画において施設により整備される土砂量の土石流により流下する土石等の量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、降雨量から求められる水のみ計画流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。なお、計画の土石流が上流域で十分処理される場合は通常の流路工（「河川砂防技術基準（案）計画編 第13章第6節」）を計画するものとする。

余裕高は次の通りとする。

流量	200m ³ /s 以下	200～500m ³ /s
余裕高（ΔH）	0.6m	0.8m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

勾配	ΔH/H
1/10 以上	0.5
1/10～1/30	0.4
1/30～1/50	0.3

H：水深

(2) 法線形

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は原則直線とする。地形及び土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとする。その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30°以下とする。

$$b/r \text{ (in)} \leq 0.1$$

ここに、

b : 流路幅

r (in) : 湾曲部曲率半径

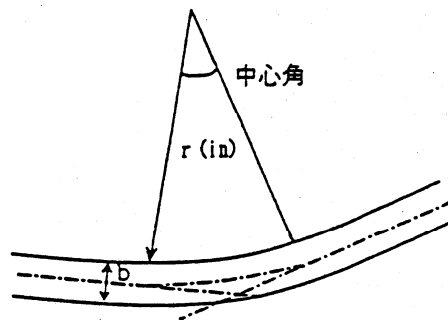


図 3.10 土石流導流工屈曲部の法線形

(3) 縦断形

急な勾配変化をさけるものとし、土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに対して安全な構造とする。

(4) 構造

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。土石流では、外湾の最高水位 $h(out)_{max}$ は $h_0 + 10bu^2/rg$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流及び清流での水位上昇はそれぞれ下式により求める。

$$\text{土石流 : } h(out)_{max} = h_0 + 2 \frac{bu^2}{rg}$$

$$\text{清流 (射流) : } h(out)_{max} = h_0 + \frac{bu^2}{rg}$$

ここに、

h_0 : 直線部での水深 (m)

b : 流路幅 (m)

u : 平均流速 (m/s)

r : 水路中央の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (m/s^2) ($g=9.8$)

3.5 対策施設の維持・管理

土石流対策施設は、適切な災害防止機能と安全性を保持するため、施設竣工後も定期的な点検を行い、施設の状態を把握し、豪雨時等に施設の機能が発揮されるように適正な維持管理を行わなければならない。

【解説】

土石流対策施設は、適切な災害防止機能と安全性を保持するため、必要に応じて点検等を行い、施設の状態を把握し、豪雨時等に施設の機能が発揮されるように適正な維持管理を行うものとする。

施設の災害防止機能は、施設自体の劣化、出水による施設の破損のほか、砂防堰堤の異常堆砂や透過型堰堤での流木等の閉塞等により次の洪水に対する安全性が著しく低下することになるため、必要に応じて補修や除石等の必要な措置を講じるものとする。

なお、除石にあたっては次のことに留意すること。

- ① 砂防堰堤の堆砂は山脚固定の機能も有しており、除石範囲について十分配慮する。
- ② 除石作業にあたっては施設に衝撃を与えない。
- ③ 除石による湛水等によって災害の危険度が増さないよう配慮する。

特定開発行為においては、原則として計画堆積量を効果量として見込まないが、やむを得ない場合に限り、将来にわたる除石等を前提とした維持管理計画書を作成し提出することにより、効果量として認める場合がある。

砂防堰堤には、土砂災害防止法で想定した土石流による土砂量だけでなく、中小出水時の流出土砂や平常時の流出土砂が堆砂することになる。除石を前提として計画堆積量（貯砂量）を効果量として見込んだ対策施設では、砂防堰堤の空容量が減少することとなり、想定した土石流による流出土砂量に対しての災害防止機能が低下してしまうため、除石を行うことによって、次の洪水に対しても空容量を確保しておく必要がある。

本県においては、一般に融雪期及び梅雨期から台風期にかけて洪水および土砂流出があるので、毎年非洪水期には対策施設の状態を点検し、必要に応じて除石を行わなければならない。ただし、台風等による豪雨があった場合には適宜点検を行う必要がある。

維持管理は、維持管理計画書に基づき実施するものとし、計画書には次の内容を記載するものとする。

- (1) 巡視・点検方法（実施時期、方法）
- (2) 施設の維持管理方法（実施時期、方法）
- (3) 除石方法（掘削方法、搬出方法など）
- (4) 土石等の搬出先
- (5) 除石作業を行うための施設・設備（搬出路、搬出作業地、重機規格、他）