

土砂災害防止法に基づく
特定開発行為許可技術基準（案）

（急傾斜地の崩壊編）

大 阪 府

土砂災害防止法に基づく特定開発行為許可技術基準（案）
（急傾斜地の崩壊編）

－ 目 次 －

第 1 節 総説	1
1.1 特定開発行為許可技術基準の趣旨	2
1.2 特定開発行為許可（変更）申請	3
1.3 急傾斜地の崩壊対策工事の計画	3
1.4 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画	3
1.5 審査（検査）の主な着眼点	4
1.6 関連する技術指針	6
第 2 節 対策工事等の計画	8
2.1 土砂災害の防止	8
2.2 対策工事の種類	9
2.3 対策工の実施範囲	18
2.4 対策工事等の周辺への影響	19
2.5 対策施設の比較	20
第 3 節 設計諸定数及び設計外力	21
3.1 設計諸定数の設定	21
3.1.1 移動の力や堆積の力の計算に用いる定数	21
3.1.2 基礎の支持力等の計算に用いる定数	25
3.2 設計外力の設定	28
3.2.1 地山又は裏込め土の土圧	28
3.2.2 水圧	28
3.2.3 崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積の力	28
3.2.4 地震時の影響	39
第 4 節 のり切の設計	40
4.1 のり切の目的	40
4.2 標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切の設計	41
第 5 節 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計	45
5.1 土留	46
5.1.1 擁壁	46
5.1.2 グラウンドアンカー及びロックボルト	57
5.1.3 押さえ盛土工	71
5.1.4 杭工・土留柵工	72
5.1.5 鉄筋挿入補強土工法（ノンフレーム工法）	81

5.2 のり面保護工	85
5.2.1 張 工	86
5.2.2 植生工	88
5.2.3 吹付工	90
5.2.4 のり砕工	93
5.2.5 排水工	96
第6節 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	102
6.1 待受け式擁壁	102
6.1.1 設計手順	103
6.1.2 擁壁の形状	104
6.1.3 待受け式擁壁の安定性の検討（重力式擁壁）	106
6.2 待受け式盛土	103
6.2.1 設計手順	112
6.2.2 待受け式盛土工の考え方	113
6.2.3 盛土上の土地利用範囲	114
第7節 対策施設の施工計画	116
7.1 対策施設施工計画書の提出	116
第8節 対策施設の維持管理計画	118
8.1 対策施設維持管理計画書および誓約書の提出	118
第9節 その他	123
9.1 工事完了の届出	123
9.1.1 安定性の検討	136
9.1.2 のり面保護施設	142

第1節 総説

対策工事等（法第 10 条第 1 項第 3 号及び第 4 号に規定する工事）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として、令第 7 条で定める技術的基準は、土砂災害の発生原因が「急傾斜地の崩壊」である場合、次のとおりとなる。

【対策工事等の計画の技術的基準（令第 7 条）】

- 一 対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物における土砂災害を防止するものであるとともに、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 二 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 三 土砂災害の発生原因が急傾斜地の崩壊である場合にあっては、対策工事の計画は、急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を特定予定建築物の敷地に到達させることのないよう、次のイからハまでに掲げる工事又は施設の設置の全部又は一部を当該イからハまでに定める基準に従い行うものであること。

イ のり切

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行すること。

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

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あること。

（2）のり面を保護するための施設

石張り、芝張り、モルタルの吹付け等によりのり面を風化その他の侵食に対して保護する構造であること。

（3）排水施設

その浸透又は停滞により急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を急傾斜地から速やかに排除することができる構造であること。

ハ 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設

土圧、水圧、自重及び土石等の移動又は堆積により当該施設に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造であること。

四 （略：土石流の場合）

五 （略：地滑りの場合）

- 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 2m 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。

【解 説】

特定開発行為における対策工事は、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（令第 7 条）で定める技術的基準に従い講じたものでなければならないことが、

法第 11 条（許可の基準）に規定されている。

対策工事等の計画は、令第 7 条第 1 項及び第 2 項に基づき、以下の計画を策定するものとする。急傾斜地の崩壊における対策工の構造設計にあたっては、令第 7 条第 3 項及び第 6 項に基づく性能規定を満足しつつ安全性を有する必要がある。

- 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

急傾斜地の定義は斜面高 5m 以上、傾斜度 30 度以上である。

このため既施設により完全な対策がなされていない急傾斜地においては、何らかの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、特定予定建築物ならびに開発区域及びその周辺への土砂災害防止に無関係とはいえない。

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。

1.1 特定開発行為許可技術基準の趣旨

特定開発行為許可制度は、特別警戒区域における住宅宅地の分譲や災害時要援護者関連施設の建築を目的とした土地の区画形質を変更する行為を許可制とすることにより、土砂災害に対する安全性の確保を開発段階から図ろうとするものである。

特別警戒区域は、建築物に破壊が生じ住民等の生命又は身体に著しい危険が生ずる恐れが認められる土地として設定されている。このため、開発行為の許可の申請については、法の趣旨から確実な安全性が確保されている対策工事を実施し、これを確認するものである。

また特定開発行為においては、開発により保全対象が生じたために新たな特別警戒区域が発生すること、また開発により新たに危害のおそれのある区域が生じる事を未然に防止することを原則とする。

法律第 9 条では、特定開発では特別警戒区域内における開発行為の制限用途の予定建築物として住宅（自己の居住の用に供するものを除く）と、高齢者、障害者、乳幼児等の特に防災上の配慮を必要とする人々が利用する社会福祉施設、学校及び医療施設を対象としている。

これは土砂災害の危険性が高く破壊の規模が大きい土地に、地域情報への精通度が不十分でコミュニティが形成しにくい新規住民や、実際の避難誘導に介助等の支援が必要で緊急避難が困難な防災上の配慮を要する災害時要援護者等、警戒避難活動に制約のある人々が、土砂災害に対する備えの無いまま居住あるいは接近することを未然に防止するためである。

このため特定開発行為は、急傾斜地の崩壊等により移動してきた土石が開発予定の施設の敷地に到達しないことが判断でき、十分に安全が確保された防災対策工事が確実に実施されていることを確認したうえで制限用途建築物の建築を許可するものである。

なお特定開発行為や予定建築物等が本技術基準に適合しない場合等の、特殊な開発事例に関しては別途協議するものとする。

1.2 特定開発行為許可（変更）申請

特定開発行為の許可（法第 9 条第 1 項）、特定開発行為の許可変更（法第 16 条）を受けようとする者は、特定開発行為許可申請書を知事に提出しなければならない。

特定開発行為の許可（変更）は、急傾斜地の崩壊対策工事の計画および対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画の内容と構造・設計の内容が、政令第 7 条の技術的基準に適合しているかどうかを審査し「許可の通知」により許可が与えられる。審査の結果「不許可」となった場合は、その理由を示した文書により当該申請者に通知する必要がある。

特定開発行為に関する工事は、当該申請者が「許可の通知」を受け取り、工事着手する旨を知事に届け出た後、着手できる。

1.3 急傾斜地の崩壊対策工事の計画

特定開発行為の許可（法第 9 条第 1 項）、特定開発行為の許可変更（法第 16 条）を受けようとする者は、特定予定建築物の敷地に急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を到達させないこと、対策工事に係る開発区域及びその他周辺の地域において土砂災害の発生のおそれを大きくさせないことを計画の前提として、

- ① 急傾斜地の崩壊対策計画の基本方針
- ② 急傾斜地の崩壊対策施設の計画
- ③ 急傾斜地の崩壊対策施設の構造設計
- ④ 急傾斜地の崩壊対策工事の施工計画
- ⑤ 急傾斜地の崩壊対策施設の維持管理計画

を開発行為の着手前に整備し、特定開発行為に関する計画説明書、計画図面、構造計算書、施行計画書、維持管理計画書として作成し、特定開発行為許可（変更）申請書と併せて知事に提出するものとする。

1.4 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画

特定開発行為の許可（法第 9 条第 1 項）、特定開発行為の許可変更（法第 16 条）を受けようとする者は、対策工事に係る開発区域及びその他周辺の地域において土砂災害の発生のおそれを大きくさせないことを計画の前提として、

- ① 開発計画の基本方針
- ② 開発計画
- ③ 対策工事以外の特定開発行為に関する施設の計画
- ④ 対策工事以外の特定開発行為に関する施設の構造設計
- ⑤ 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の施工計画
- ⑥ 対策工事以外の特定開発行為に関する施設の維持管理計画

を開発行為の着手前に整備し、対策工事以外の特定開発行為に関する計画説明書、計画図面、構造計算書、施行計画書、維持管理計画書として、特定開発行為許可（変更）申請書と併せて知事に提出するものとする。

1.5 審査の主な着眼点

(1) 対策工事全般に関する審査

- 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急傾斜地の崩壊により生ずる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合せた場合も同様に、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を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。（新たな土砂災害危険箇所の要因が生じていないかも検討すること）

(2) 対策工事以外の特定開発行為に関する工事全般に関する審査

- 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おそれを大きくさせてないか。（新たな土砂災害危険箇所の要因が生じていないかも検討すること）
- ② 対策工事の機能を妨げていないか。

(3) のり切に関する審査

- ① のり切は、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工事の計画となっているか。
- ② のり切によって急傾斜地を除去する場合、のり切後の傾斜度は 30° 未満となっているか、又はのり切後の急傾斜地の高さは 5m 未満となっているか。

(4) 急傾斜地の全部又は一部の崩壊を防止するための施設に関する審査

- ① 急傾斜地を土留又はのり面保護施設で全面覆っているか。
- ② 土留は、のり面の崩壊防止の役割を果たすものとなっているか、また、安全性は十分であるか。
 - 1) 急傾斜地において、崩壊の恐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) 土留はのり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。
- ③ のり面を保護するための施設（石張り、芝張り、モルタルの吹付け等）は、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。
 - 1) 土留を設置する必要がない箇所には、のり面保護施設を設置しているか。
 - 2) 土質等に応じた適切なのり面保護施設を選定しているか。
- ④ 排水施設の配置、排水能力が適切に計画され、その水処理は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となっているか。

(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に関する審査

- 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が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。

(6) 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 を超える擁壁に関する審査

建築基準法第 88 条及び建築基準法施行令（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か。

- ・ 建築基準法第 88 条→建築基準法施行令第 142 条：材料（腐らない、石と石の結合、水抜き）、及び（構造は国土交通大臣が定めた構造方法）
なお法令では地震時の計算の規定は行っていない。
但し、宅地防災マニュアル（P 281）に「一般的には高さが 2 m を超える擁壁については、中・大地震の検討を行う。」との記述がある。
- ・ 砂防指定地内行為許可基準では 5m 以上で地震時検討
- ・ 急傾斜地対策、道路土工では 8m 以上で地震時検討

1.6 関連する技術指針

本技術基準に示されていない技術的事項については、一般的に認められている既往の技術指針等を参考にする。

【解説】

本技術指針は、特定開発区域における土砂災害を防止するために必要な処置について、技術的観点から基本的な考え方や留意事項等を、総合的かつ広範囲に整理したものである。しかし土砂災害を防止するために必要な処置は、技術領域が広いため記述しきれない分野も多い。

したがって、対策工事等の計画や設計、及び審査等に関しては、以下に示す関連する既往の技術指針等も参照して運用することとする。なおこれらの既往基準や規定（出典基準も含める）が改定された場合等は、本技術基準も見直し改定することとする。

また大阪府では、各技術基準の準用を以下のように区別する。

- 1) 崩壊を防止する対策工事に準用する基準（のり面对策等の擁壁）
- 2) 対策工事以外の開発行為に準用する基準（宅地等の基礎盛土や擁壁）

1) 崩壊防止などの対策工事に準用する技術基準

Ⅰ （仮称）大阪府砂防関係事業技術指針(案) 急傾斜地編

大阪府河川室ダム砂防課 平成 17 年 3 月

本技術基準における対策工事は、大阪府で実施する急傾斜地崩壊防止工事と同等以上の対策が必要なため、必要に応じて用いるものとする。

Ⅰ 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編、計画編、設計編Ⅱ

建設省河川局、(社)日本河川協会 平成 9 年 10 月～12 年 4 月

砂防工事（土石流対策）、急傾斜地崩壊対策工事、地すべり対策工事の調査、計画、設計に関する総括的な技術基準である。

Ⅰ 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－

建設省河川局砂防部 (社)全国治水砂防協会 平成 8 年 4 月

急傾斜地崩壊対策工事の調査、計画、設計に関する総括的な技術基準であり、大阪府における急傾斜地崩壊対策工事の実質的な技術指針である。

Ⅰ 土砂災害防止に関する基礎調査の手引き

(財)砂防フロンティア整備推進機構 平成 13 年 6 月

急傾斜地の崩壊、土石流、地滑りの各現象における基礎調査の方法を説明しており、特別警戒区域の設定に関して、計算に使用する定数や施設効果の基本的な考え方を示している。

Ⅰ 大阪府土砂災害防止法基礎調査マニュアル（急傾斜地の崩壊編）

大阪府 平成 15 年 3 月

大阪府における急傾斜地の崩壊に関する基礎調査の方法を説明しており、特別警戒区域の設定に関して、計算に使用する定数や施設効果の基本的な考え方を示している。

Ⅰ 道路土工 のり面・斜面安定工指針

土工仮設構造物施工指針（日本道路協会）

道路土工 のり面・斜面安定工指針

（社）日本道路協会 平成 11 年 3 月

道路事業における防災付帯施設等に関する技術指針で、砂防関係の技術基準の根拠資料となっている場合が多い。

- Ⅰ 崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例
全国地すべりがけ崩れ対策協議会 平成 16 年 6 月
土砂の移動の力や堆積の力を考慮する必要のある待受け式擁壁の設計事例
大阪府基準と算定基準が異なる部分もあるため、計算の事例として参考とする。
- Ⅰ グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説（地盤工学会）平成 12 年 3 月
アンカー工の設計・施工に際し参考とする。

2) 対策工事以外の開発行為に準用する技術基準

- Ⅰ 改定 砂防指定地内行為許可技術基準
大阪府土木部河川砂防課 平成 6 年 3 月
大阪府における砂防指定地内における調査、設計、防災対策について説明しており、（土石流）溪流対策、地すべり対策工、急傾斜地対策工について、計画や設計の具体的手法を明記している。
- Ⅰ 擁壁構造設計指針（改訂版）
大阪府建築都市部建築指導室 平成 15 年 5 月
大阪府における宅地造成等規制法に準拠した擁壁の設計指針。
- Ⅰ 宅地造成等規制法の解説
建設省建設経済局民間宅地指導室 平成 13 年 4 月
宅地造成等規正法について、その趣旨や逐条を解説しているほか、関連する技術的基準、法令、政令等の宅地開発に関する全ての法令規を掲載している。
- Ⅰ 改定版 宅地防災マニュアルの解説
建設省建設経済局民間宅地指導室 平成 13 年 4 月
宅地造成等規正法に基づく宅地造成工事および都市計画法に基づく開発行為の許可等に当たっての防災処置に関する基本的な考え方や具体的手法について体系的に取りまとめたものであり、開発事業の実施における防災に関する手引書である。

第2節 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とする。

その対策工事は「のり切」、「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」に区別され、これらのうちどれか、又は、これらを組合せた対策工事によ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するものとする。

【解説】

(1) 特定予定建築物における土砂災害の防止

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

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

- ① 土留を設置する急傾斜地の土圧、水圧を増大させるような工事
- ② 土留裏面の排水をよくするための水抜穴をふさぐような工事
- ③ 石張り、芝張り、モルタルの吹付け、のり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。

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。

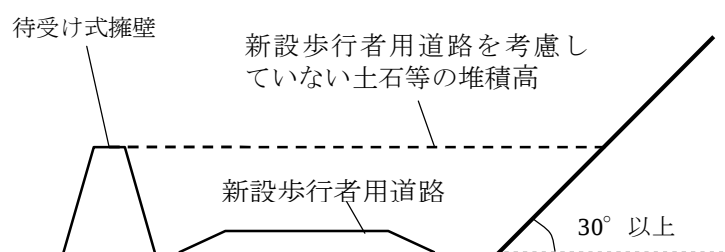


図 2.1 対策工事の効果を損なう例

(2) 対策工事の必要性

急傾斜地の定義は斜面高 5m以上、傾斜度 30 度以上である。

このため既施設により完全な対策がなされていない急傾斜地においては、特定予定建築物における土砂災害を何らかの方法で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えない。

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。

2.2 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。

表 2.2 には、それぞれの対策工事の種類と特性を示している。

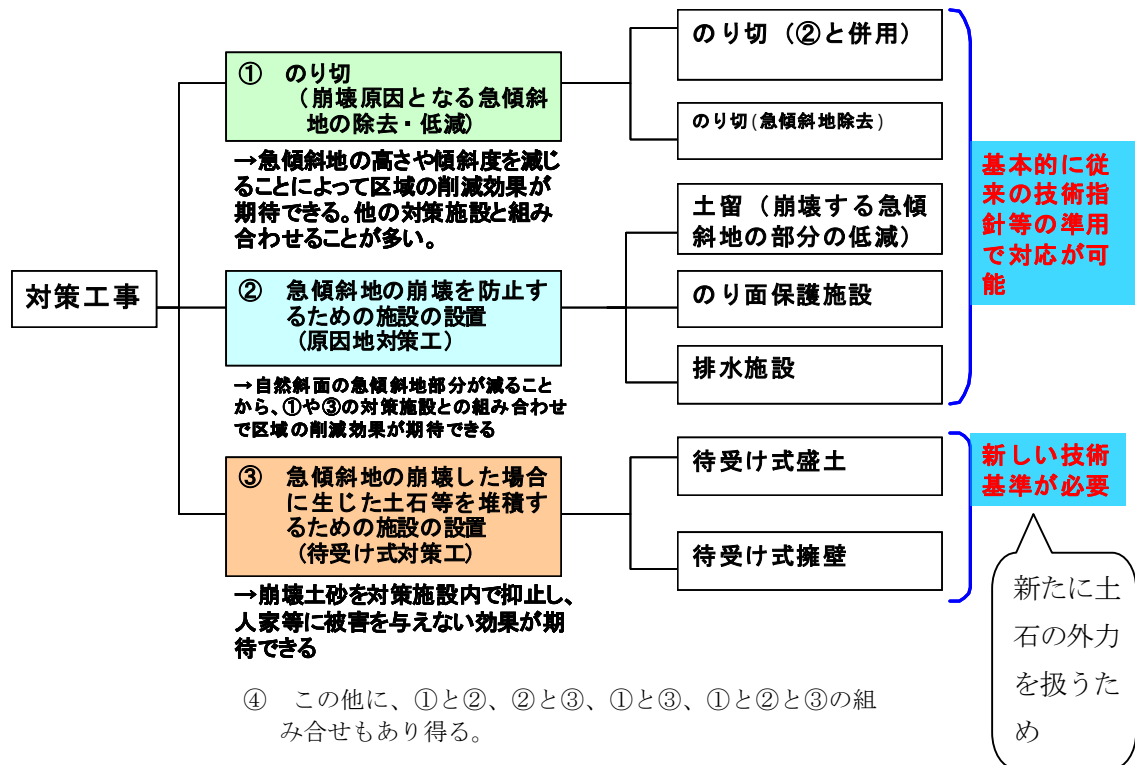


図 2.2 対策工事の区分

表 2.1 対策工事の種類 (1/3)

区分	目的	工 種	概 要	適用範囲及び特色等
① の り 切	不安定土塊を除去するため	のり切 (A) *1	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、のり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	のり切 (B) *1	標準切土法勾配を目安として、地質区分毎の傾斜度に切り取る。	単独で用いられることは少なく、土留、のり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おり、切土量が膨大になる場合には完全には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	のり切 (C)	急傾斜地を除去する切土で、のり面の傾斜度が30度未満、又は、高さが5m未満まで切り取る。	完全には実施されれば、対象箇所は急傾斜地ではなく、その他の対策施設と併用する必要がなくなる。 <u>（のり面の侵食防止対策は必要）</u>
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。 のり傾斜度が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。斜面基礎部に設置し、 <u>上部に捕捉空間を確保することも可能である。</u>
			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、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。のり面中段部でも用いられる。斜面基礎部に設置し、 <u>上部に捕捉空間を確保することも可能である。</u>
			コンクリート枠擁壁工	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 *1	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、現場打のり枠工、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。 <u>上部に捕捉空間を確保することも可能である。</u>
			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、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。重力式擁壁工と組合せて施工される場合もある。

*1 の工種は、他の急傾斜地の崩壊を防止する施設との併用を原則とする（*1 の工種のみで斜面の崩壊を防止する効果は評価しない。）

表 2.1 対策工事の種類 (2/3)

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	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。	傾斜度が 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傾斜度が 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のり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、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。	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枠工を使用する。プレキャスト枠工は原則として直高 5 m 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。	
	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の速やかな排除のため	地表水排除工*1	地表水を集水し急傾斜地外へすみやかに排水し、地表水の急傾斜地内への流入を防止する。のり肩排水路工、小段排水路工、のり尻排水路工、縦排水路工、浸透防止工、谷止工	法用最も基本的な工法の 1 つで、単独工で用いられることはまれである。
			地下水排除工*1	急傾斜地内の地下水を排除し、間隙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 の工種は、他の急傾斜地の崩壊を防止する施設との併用を原則とする（*1 の工種のみで斜面の崩壊を防止する効果は評価しない。）

表 2.1 対策工事の種類 (3/3)

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）からある程度距離において設置し、土石等を捕捉し堆積させる。 <u>また斜面下部に崩壊を防止するために設置する「もたれ式擁壁」を補強することにより地山上部に捕捉空間を確保する。</u>	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ることで、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）からある程度距離において設置し、土石等を捕捉し堆積させる。	

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と事例（平成 8 年 7 月）」に一部加筆・修正

(1) のり切

のり切とは、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のり切
- ② 標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切
- ③ 急傾斜地（原因地）を除去するのり切

このうち、①及び②は単独で用いるものではなく、土留、のり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、切土工によってのり面の傾斜度を 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急傾斜地ではなくなり、原則として他の対策施設と組み合わせる必要がない。

（ただし、斜面が残る場合など、のり面表面の侵食防止対策は必要である）

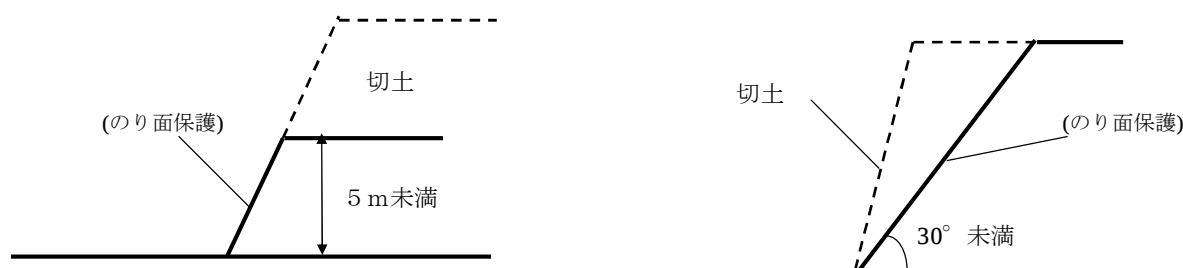


図 2.3 のり切による急傾斜地の除去のイメージ

(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は以下のように区分される。

- ① のり面の崩壊を防止するための土留
- ② のり面の風化その他の侵食を防止するための石張り、芝張り、モルタルの吹付け等ののり面保護施設
- ③ 急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を排除するための排水施設

ここで、土留とは一般に土砂が崩れたり流されたりするのを防ぐため、コンクリート、板などでかためることまたはその設備をいい、待受け式擁壁は土留ではなく、土石等を堆積するための施設となる。

なお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ことのできる工種は原則として表 2.2 に示す工種とする。

表 2.2 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

工 種	工種区分	適 用	
擁壁工	石積・ブロック積み擁壁工	—	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
	もたれコンクリート擁壁工	—	
	重力式コンクリート擁壁工	—	
	鋼製枠擁壁	—	
	その他擁壁	逆 T 型、逆 L 型など	
アンカー工	グラウンドアンカー工	施工範囲の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		
	その他補強アンカー式強度工法等		
杭 工	抑止杭工	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	
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	
のり枠工	プレキャストコンクリート枠工	—	左記以外ののり枠工は、原則として効果を見込まない（斜面安定解析による評価）
	現場打コンクリート枠工	—	
	現場モルタル吹付法枠工	—	
・ 上記に類する工法や施設であっても、木製構造物は原則として効果量を見込まない。 ・ 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（斜面安定解析等の技術的な根拠で効果が確認できる施設） ・ コンクリート吹付工や植生工は、斜面の侵食防止効果はあるが、単独では斜面崩壊防止に対して直接的な効果は評価しがたいため、原則として崩壊を防止する効果は見込まない。（上記工法との併用を原則とする） ・ 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。 ・ 切土工や押さえ盛土、ふとん籠、蛇籠、単独で採用された排水工は、原則として施設効果は見込まない。			

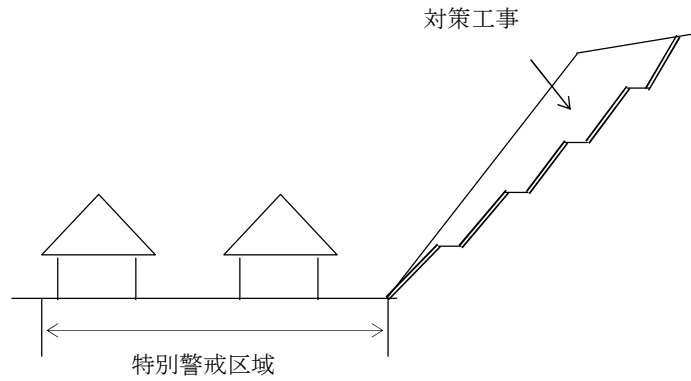


図 2.4 急傾斜地の崩壊を防止する対策施設のイメージ（のり切と併用した例）

(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（第3節 3.1 設計諸定数の設定を参照）。

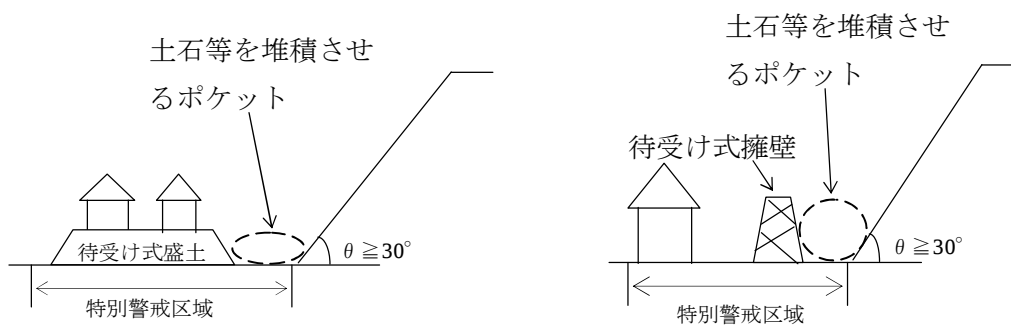


図 2.5 待受け式盛土及び待受け式擁壁のイメージ

(4) 対策工事の組み合わせの概要

上記の(1)～(3)を組み合わせることで特定予定建築物の敷地に土石等を達しないようにする場合も考えられ、以下のような例があげられる。

待受け式盛土又は待受け式擁壁を組み合わせる場合は、崩壊を防止する施設の効果を評価した上で、待受け施設に作用する土石等の移動の力・移動高・堆積の力・堆積高の設定が必要となる(第3節 3.1 設計諸定数の設定を参照)。

- ① 急傾斜地の一部をのり面保護施設で覆い、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で対応する。

※原因地の改変を伴うため、待受け式擁壁の設計時は、外力の再検討が必要

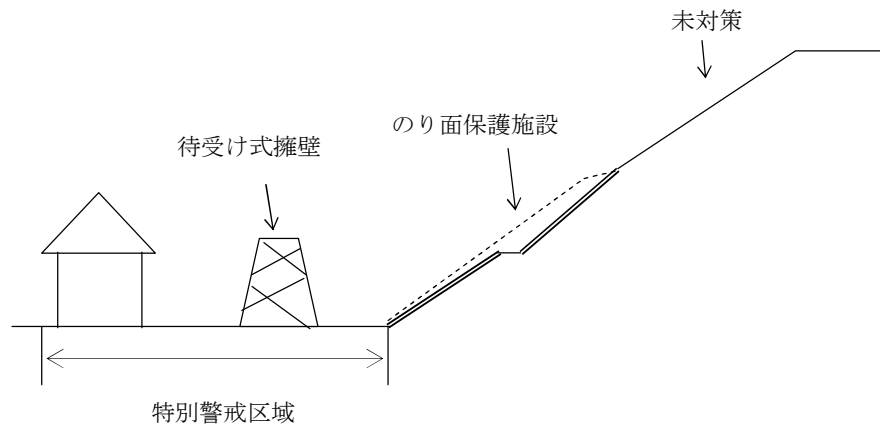


図 2.6 のり面保護施設と待受け式擁壁の組み合わせた例

- ② 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で対応する。

※原因地の改変を伴うため、待受け式擁壁の設計時は、外力の再検討が必要

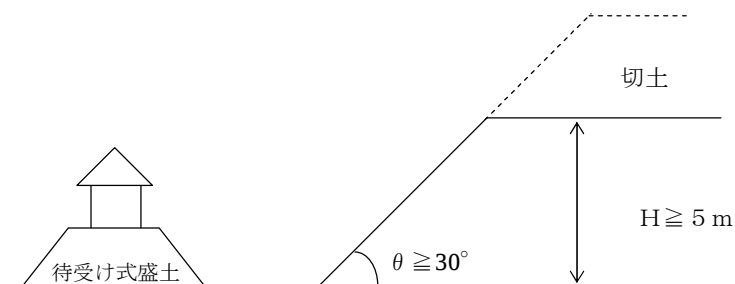


図 2.7 原因地の除去（のり切）と待受け式盛土との組み合わせ

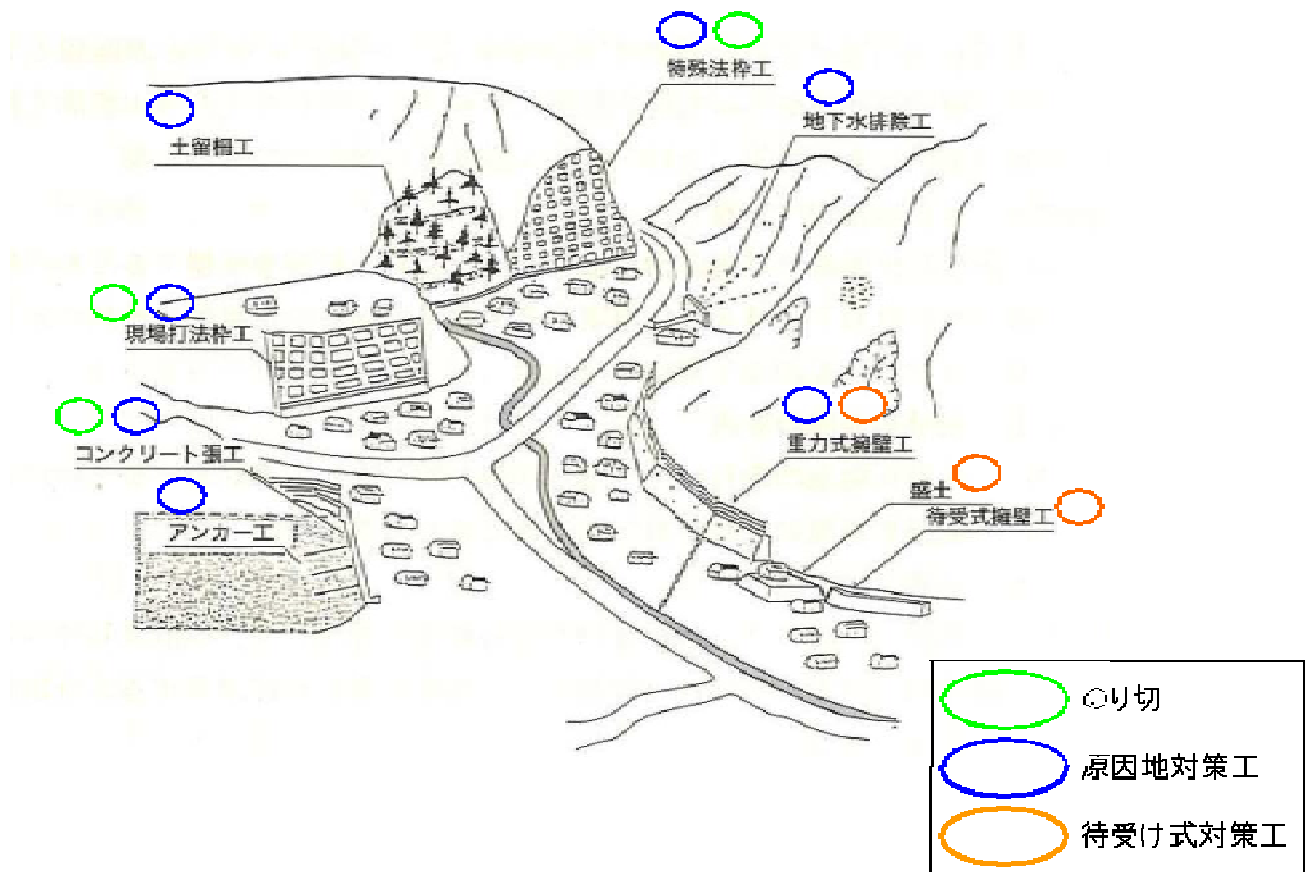


図 2.8 急傾斜地の崩壊に関する対策施設のイメージ

図 2.8 に示す対策施設の区分は、以下のとおりである。

- ・ のり切・・・・・・・・・・・・・ 単独で用いられることは少ない
- ・ もたれ擁壁、アンカー工・・・・・・・・ 土留、一部で堆積させるための機能を持つ
- ・ 現場打ち砕工、吹付砕工・・・・・・・・ のり面保護施設
- ・ 地下水排除工・・・・・・・・・・・・ 排水施設、単独で用いられることは少ない
- ・ 土留柵工・・・・・・・・・・・・・・ 土留及びのり面保護施設の役割を担う
- ・ 待受け式盛土工、待受け式擁壁工・・ 堆積させるための施設

また、対策施設の検討にあたっては図 2.9 のフローに示すような流れとなる。

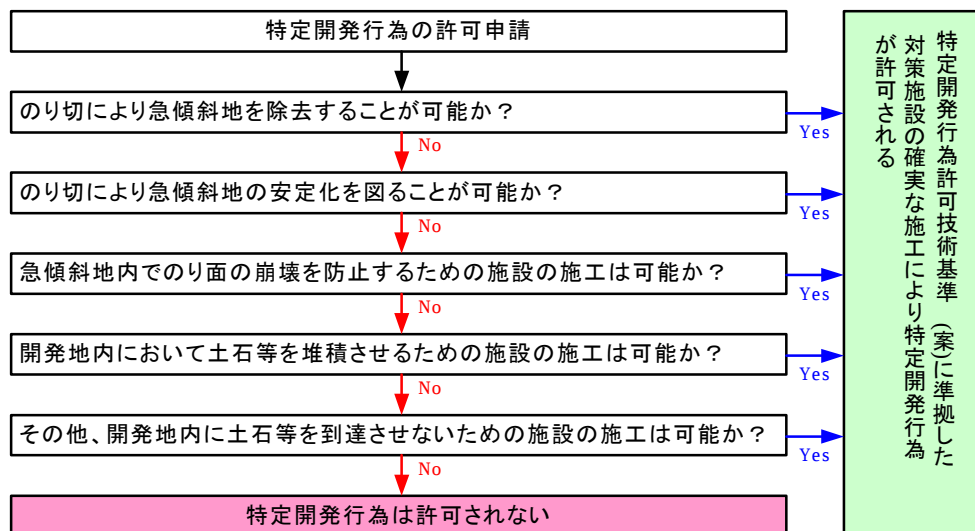


図 2.9 対策施設の検討フロー

2.3 対策工の実施範囲

「のり切り」および「急傾斜地の崩壊を防止するための施設を設置する工事（原因地对策）」、「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（待受け式対策）」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の特定予定建築物の敷地に到達させない範囲とすることを基本とする。

下図で示すとおり、各種対策工事（のり切、原因地对策、待受け式対策）を組み合わせることにより、崩壊した土石が特定予定建築物に到達することがないようにし、完全な安全が確保できるように対策工の実施範囲を検討する。

なお対策工事（待受け施設を含む原因地对策）を実施する範囲は、特定予定建築物の端部から下端ラインに直行する範囲を対象とするほか、地盤等を嵩上げる待受け式盛土工を採用する場合は、予定建築物の範囲を嵩上げて建築物に対して崩壊してきた土砂を確実に捕捉できるものとする。

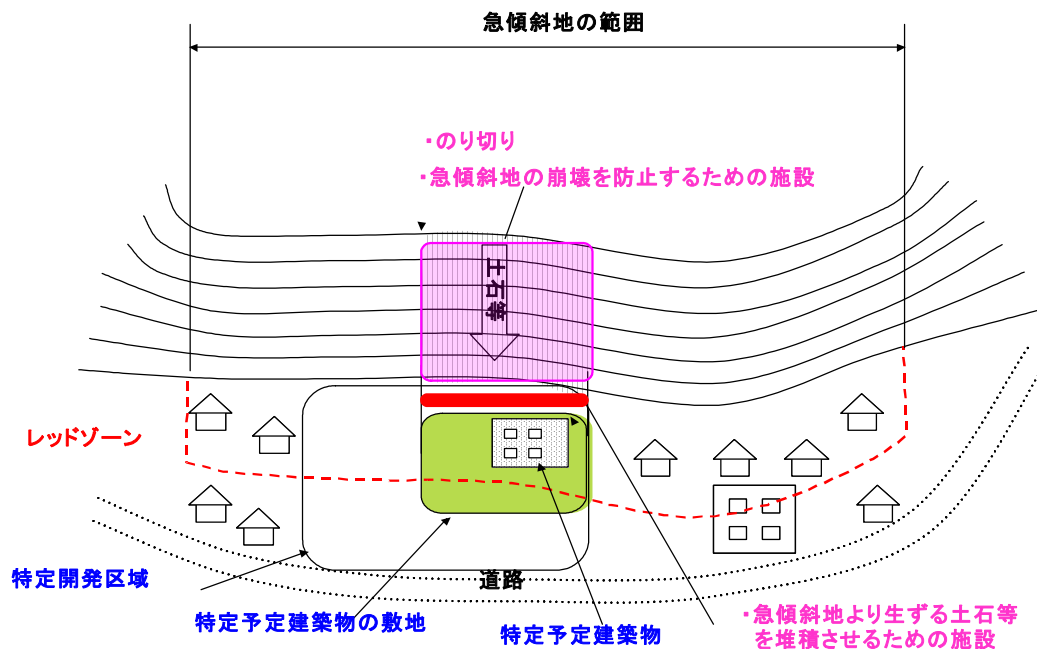


図 2.10 急傾斜地の崩壊の範囲と予定建築物との関係

2.4 対策工事等の周辺への影響

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。

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とする。

【解 説】

対策工事等によって、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。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両者のトータルで、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ないようにする必要がある。

例えば、図 2.11 の工事例は、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の典型 (①) であり、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等であるから不適切な工事となる。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も不適切な工事となる。

また、急傾斜地前面に盛土をすることによって、開発地域にかかる急傾斜地を消滅させた場合でも、盛土の前面に新たな急傾斜地が生じるようなケース (②) も不適切である。急傾斜地下端付近を掘削して土砂の堆積空間を得ようとするケース (③) についても、急傾斜地の高さが増加し、傾斜度も増して斜面全体が不安定化する懸念があることから不適切な工事と言える。

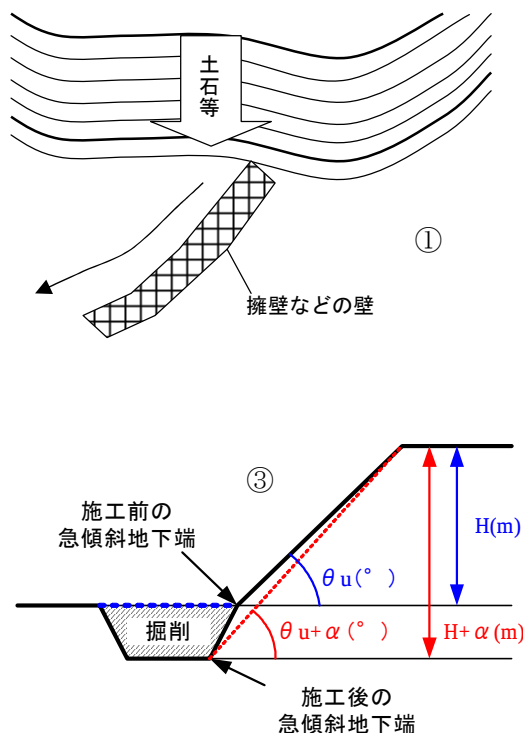


図 2.11 周辺の地域に土砂災害のおそれを増大させる対策工事の例

2.5 対策施設の比較

「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」との選択は、それぞれの特徴を考慮して行う。

【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、又は組み合わせによって対策工事の計画が大きく異なってくる。

この選定にあたっては、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、用地、施工性、景観、環境、維持管理などの特徴を考慮する。

表 2.3 対策施設の特徴の比較

	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、のり面保護施設、排水施設	待受け式擁壁、待受け式盛土
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	特定予定建築物敷地のみの保全 となる。
対策施設の規模	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できる。ただし施設を設置する斜面も管理しておく必要がある。	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	主に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。
維持管理	急傾斜地における施設の点検や補修作業	ポケット部や擁壁の日常管理、土砂堆積後の除石作業

第3節 設計諸定数及び設計外力

3.1 設計諸定数の設定

3.1.1 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、区域設定時において使用した数値を使用することを原則とする。

【解 説】

待受け式擁壁などの設計に用いる土石の移動の力や堆積の力の算定は、政令第4条の規定に従い、国土交通大臣が定める告示式（平成13年7月9日国土交通省告示第1119号）により算出した数値を用いて行う。告示式中の定数については、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基礎調査で設定した定数を適用することを原則とする。

しかし、特定開発行為における対策工事としての切土工の実施等により地山を改変した後の移動の力等の算定においては、当該斜面の地質等を詳細に調査・試験等した結果を踏まえて、合理的な定数を定めることもできることとする。その際、以下に示したような大阪府において慣用的に用いられるなど運用に関して実績のある「指針」、「手引き」、「技術基準」等
に示された定数を参考にされたい。

- ・新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）
「建設省河川局砂防部」
- ・砂防指定地内行為許可技術基準（平成元年3月）
「大阪府土木部河川砂防課」
- ・擁壁構造設計指針（改定版）（平成14年5月）
「大阪府建築都市部建築指導室」
- ・[改定版] 宅地防災マニュアルの解説（平成13年6月）
「建設省建設経済局民間宅地指導室」

以下には、「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き（急傾斜地の崩壊編） 平成13年6月 砂防フロンティア整備推進機構」、及び「大阪府土砂災害防止法基礎調査マニュアル（急傾斜地の崩壊編）：以下基礎調査マニュアル」より引用した土石等の土質定数等の記述を整理した。

なおこれら定数は、基礎調査での運用を考慮し暫定的な標準値として定められており、今後、災害事例等からパラメータを推定する手法等が確立された場合などは、再検討されるものである。（基礎調査マニュアル：急-36P）

(1) 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*1で求めることができる。

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

*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

土石等の比重 (σ) : 2.6 (基礎調査マニュアル)

土石等の容積濃度 (c) : 0.5 (基礎調査マニュアル)

したがって、

$$\text{土石等の密度 } (\rho_m) = (2.6 - 1) \times 0.5 + 1 = \underline{1.8}$$

(基礎調査マニュアル) (本基準)

(2) 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。

本基準では、一般的な土石等の比重として用いられる 2.6 とする。

(基礎調査マニュアル) (本基準)

なお参考として、土石等の比重の設定例を以下に示す。

表 3.1 土石等の比重設定例 (その 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 (その 2)

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

(3) 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、研究の計算では 0.5 が用いられている。

（基礎調査マニュアル）（基準）

*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

(4) 土石等の単位体積重量

土石等の単位体積重量は基礎調査マニュアルでは 18 kN/ m³ を採用している。

これは大阪府下の急傾斜地の位置する地域の表層地質の特徴である、大阪層群や風化が進行した花崗岩類が多く占めていることから、土質条件の多くを「砂礫（緩いもの）」と想定し、道路路土工指針から 18 kN/ m³ とした。これは開発における基準である宅地防災マニュアルや擁壁構造設計指針における数値でもある。

ただし新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例では、裏込め土の単位体積重量として密な自然地盤における数値を採用している。

本基準では以下のとおりとする。

・ 土石等の単位体積重量（砂及び砂礫） 18 kN/ m³

表 3.3 土石等の単位体積重量設定例（参考 1）

土 質	土の単位体積重量 (kN/ m ³ (tf/m ³))	
	緩いもの	密なもの
砂および砂礫	18 (1.8)	20 (2.0)
砂質土	17 (1.7)	19 (1.9)
粘性土	14 (1.4)	18 (1.8)

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 11 年 3 月）」

表 3.4 土石等の単位体積重量設定例(参考 2) 表 3.5 土石等の単位体積重量設定例(参考 3)

土 質	単位体積重量 (kN/ m ³ (tf/m ³))
砂利又は砂	18 (1.8)
砂質土	17 (1.7)
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	16 (1.6)

「出典：改訂版 宅地防災マニュアルの解説」

「出典：擁壁構造設計指針」

土 質 (但し裏込め土)	単位体積重量 (kN/ m ³ (tf/m ³))
砂利又は砂	20 (2.0)
砂質土	19 (1.9)
シルト、粘土 (但し、WL<50%)	18 (1.8)

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の計と実例」

高さ 8.0m 以下の擁壁の裏込め材で採用する場合

(5) 土石等の内部摩擦角（ ϕ ）

基礎調査マニュアルにおける内部摩擦角は 30 度を採用している。

土質条件を砂礫（砂利混じり砂）とした場合、内部摩擦角は $\phi=35$ 度に相当する（「堅実でないもの」）が、35 度は斜面表土層の値としてはやや大きく、急傾斜地の崩壊現象を検討する上では危険側の評価となる可能性があることから、ここでは「密実でない砂」の値である $\phi=30$ 度を標準値として設定した。

本技術基準においては待受け式擁壁工等の設計外力である「移動の力」の算出における土石等の内部摩擦角（ ϕ ）は、基礎調査マニュアルに整合させて $\phi=30$ 度を採用し、その他の場合は従来の急傾斜地崩壊対策事業等で示された地質区分ごとの数値を採用する。

表 3.5 土石等の内部摩擦角設定例（参考）

種 類	状 態	内部摩擦角 (度)
砂 利	密実なものまたは粒度の良いもの	40
	密実でないものまたは粒度の悪いもの	35
砂利混り砂	密実なもの	40
	密実でないもの	35
砂	密実なものまたは粒度の良いもの	35
	密実でないものまたは粒度の悪いもの	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：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

表 3.6 土石等の内部摩擦角設定例（参考）

裏込め土の種類	せん断抵抗角（ ϕ ） (内部摩擦角)
礫質土 注 1)	35°
砂質土	30°
粘性土	25°

注 1) 粒径の整った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 11 年 3 月）」

(6) 土石等の流体抵抗係数 (f_b)

基礎調査マニュアルでは以下の根拠により $f_b=0.025$ を採用しているため、本基準でもこれを採用する。

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、次の報告をしている。

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。

*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

3.1.2 基礎の支持力等の計算に用いる定数

土留や待受けの擁壁工等の設計において、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。これらの数値は、現地での地質調査結果に基づき、既往の技術基準などに準拠し実情に応じて設定するものとする。

【解 説】

擁壁や待受け式盛土等の対策施設の設計における安定性の検討、及び予定建築物の敷地造成等の開発のための施設設計は、地質調査等により施設を設置する斜面や基礎の実況を把握し、既往の技術基準などに準拠した定数を定めて行うことを原則とする。

本基準では定数の扱いについて、以下の区分を取り決める。

① 急傾斜地における対策施設の設計に使用する定数

土留めや待受けの擁壁工等、施設の設置目的が土石等の抑制や捕捉である施設

② 対策工事以外の特定開発のために設置する施設の設計に使用する定数

予定建築物等の敷地造成等、開発のために設置する施設

(1) 地盤の許容支持力

① 傾斜地における対策工事の設計に使用する定数

表 3.7 基礎地盤の種類と設計定数（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	600 (60)	—	—
	密でないもの	300 (30)	—	—
砂 質 地 盤	密なもの	300 (30)	—	30～50
	中位なもの	200 (20)	—	20～30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	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			

「出典：道路土工－擁壁工指針－（平成 11 年 3 月）」

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

② 対策工事以外の特定開発のために設置する施設の設計に使用する定数

表 3.8 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：1 m ² につきトン)	短期応力に対する許容応力度 (単位：1 m ² につきトン)
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」（宅地防災マニュアル、擁壁構造設計指針）

(2) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

① 傾斜地における対策工事の設計に使用する定数

表 3.9 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*
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
礫 層	密なもの 密でないもの	0.6
砂 質 地 盤	密なもの 中位なもの	0.6
粘性土 地 盤	非常に硬いもの 硬いもの 中位のもの	0.5

*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（平成 8 年 7 月）」

② 対策工事以外の特定開発のために設置する施設の設計に使用する定数

表 3.10 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	0.3

「出典：宅地造成等規制法施行令第 7 条」

表 3.11 基礎地盤と摩擦係数（力学試験結果による場合）

基礎地盤の土質	摩擦係数
岩盤	0.7
岩屑、砂利又は砂、砂質土	0.6
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	0.5

「出典：擁壁構造設計指針」

3.2 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。

待受け式盛土及び待受け式擁壁の設計に当たっては、土圧、水圧及び自重を考慮するほか、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。

3.2.1 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。当該対策施設に作用する堆砂圧の詳細は、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（荷重の検討）」を参考にする。

3.2.2 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。

3.2.3 崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積の力

待受け式盛土及び待受け式擁壁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、当該施設の安定性を検討する。

表 3.12 移動の力、移動高、堆積の力及び堆積高

衝撃に関する事項	解 説
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
移動高	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
堆積高	最終的に堆積した土石等が作用するときの高さ

なお「移動の力」及び「堆積の力」については、急傾斜地の地形の改変を伴わない場合等の計算条件が同じで、該当危険箇所の著しい危害のおそれのある土地の設定（特別警戒区域の指定）での算定において、計画した対策施設の位置での計算数値がある場合は、これを使用するものとする。

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力がある。その後、土石等の堆積によって擁壁等に作用する力が作用することとなる。作用する力の概念図を図 3.1 に示す。

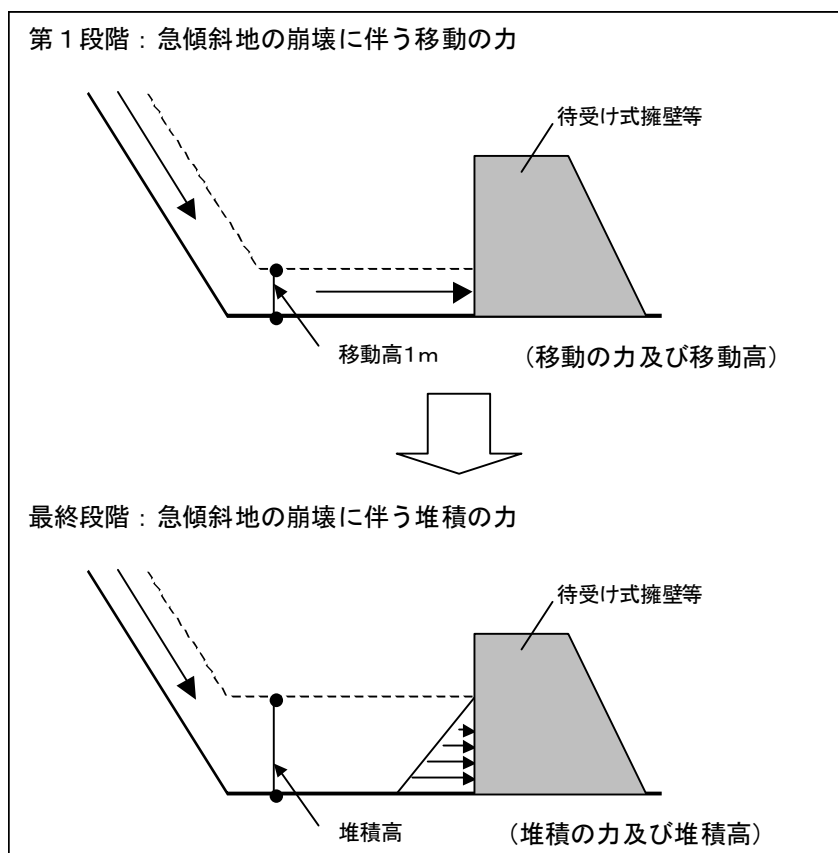


図 3.1 移動の力と堆積の力の概念図

(1) 移動高

既往の実験、研究成果*より、移動する土石等の移動高は、崩壊深の 1/2 と報告されている。したがって、土石等が移動するときの移動高は、表層崩壊の崩壊深を 2.0m とした場合、その 1/2 の 1.0m となり、待受け式擁壁又は待受け式盛土に作用する急傾斜地の崩壊に伴う移動の力の作用高さは 0～1m の範囲となる。

* 芦田、江頭ら（昭和 57 年度）京大防災研究所年報 山腹崩壊土の流動機構に関する研究

昭和 57 年 1 月から平成 6 年 12 月までに全国で発生した「がけ崩れ災害データ」から最大崩壊深を指標とした整理を行うと、大阪府及び近隣府県では最大崩壊深 2.0m 以下に約 92% の急傾斜地の崩壊が集中しており、最大崩壊深 2.0m を境にして相対度数が少なくなっていることが把握できる。これより、土石等の移動の高さ (h_{sm}) は、大阪府周辺地域で通常起こりうる急傾斜地の崩壊のうち最大規模を想定することとして、その 1/2 である以下の値を用いる。

$$\underline{h_{sm}=1.0 \text{ (m)}}$$

(2) 移動の力

待受け式擁壁等に作用する土石等の移動の力（ F_{sm} ）は、次式により与えられる。

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

ここで、

$$a = \frac{2}{(s/r - 1)c + 1} f_b$$

$$b = \cos q_d \left\{ \tan q_d - \frac{(s - 1)c}{(s - 1)c + 1} \tan f \right\}$$

F_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動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/m） * 1

ρ_m : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の密度（t/m³） (1.8) * 3

g : 重力加速度（m/sec²） 一般の概数値 (9.8)

h_{sm} : 移動高（m） (1.0)

基礎調査マニュアルでは全国及び大阪府周辺での通常起こりうる急傾斜地の崩壊のうち最大規模を想定しており、最大崩壊深（2.0m）の1/2である1.0mを一律に採用している。

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 : 急傾斜地の傾斜度（°） * 2

θ_d : 急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度（°） (0) * 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（ θ_d ）については、建築物は通常敷地を平坦にして建築するのが普通であるとの考え方により、（ θ_d ）＝0度として基礎調査では設定している。

x : 急傾斜地の下端からの水平距離（m）

想定される崩壊土砂量から、必要なポケット容量を算出し、これを満足する位置の待受け盛土工、及び待受け擁壁工の斜面側基礎の位置を決定し、同位置と斜面下端からの距離とする。

H : 急傾斜地の高さ（m） * 2

σ : 土石等の密度（t/m³） (2.6) * 3

c : 土石等の容積濃度 (0.5) * 3

f_b : 土石等の流体抵抗係数 (0.025) * 3

ϕ : 土石等の内部摩擦角（°） (30) * 3

* 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が、政令第3条では建築物の地上部分に作用する力を求めているので単位面積あたりの値を算出しているのに対して、ここでは待受け式擁壁等の設計に用いる荷重を求めているので単位幅あたりの値を算出している。

* 2 : 急傾斜地及び急傾斜地の下端からの平坦部の地形改変を行わない場合等、当該斜面における計算条件が変わらない場合は、急傾斜地の高さ及び傾斜度は大阪府により公示される特別警戒区域設定のための基礎調査に基づいて設定された値を採用する。ただし、地形改変を伴う特定開発行為を計画した場合、原因地对策を計画するなどの斜面状況が変化したならば、

条件に応じて再計算するが、計算に使用する数値は同様とする。

* 3 : 土石等の密度、土石等の容積濃度、土石等の流体抵抗係数及び土石等の内部摩擦角については「第 3 節 3.1 (設計諸定数の設定)」を参照。

(3) 堆積高

1) 堆積高の計算位置

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高以上にしなければならない。その堆積高の計算は、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。

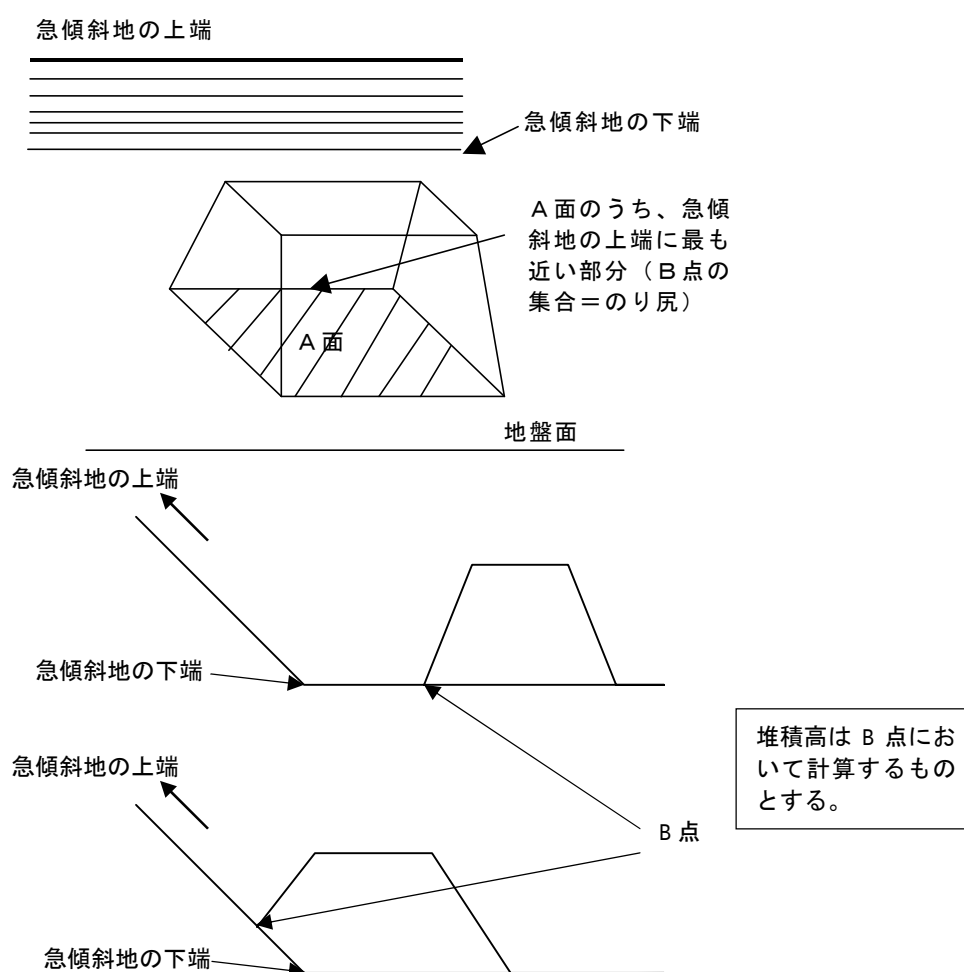


図 3.2 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

2) 堆積高の計算

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。

$$h = \frac{\frac{h_1 \cdot (d - h_1)}{\tan q} + \frac{W \cdot h_1}{2}}{W}$$

h : 土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高 (m)

h₁ : 水平に土砂が堆積するときの堆積高 (m)

$$h_1 = \frac{-X_1 + \sqrt{X_1^2 + 2S \cdot \tan(90 - q_u)}}{\tan(90 - q_u)}$$

S : 土砂の断面積 (単位あたりの土砂量) = V/W (m²)

θ_u : 斜面勾配 (°)

X₁ : 急傾斜地の下端から当該建築物までの水平距離 (m)

V : 崩壊土量 (m³)

W : 最大崩壊幅 (m)

d : 堆積勾配 (θ) による最大高さ (m)

$$d = \frac{W}{2} \cdot \tan q$$

θ : 堆積勾配 = 30°

(4) 堆積の力

待受け式擁壁等に作用する堆積の力 (P_A) は、クーロン理論による次式により算定する。

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

$$F_{sa} = \frac{gh \cos^2 f}{\cos d \left\{ 1 + \sqrt{\sin(f + d) \sin f / \cos d} \right\}^2}$$

ここに、

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/m) * 1

γ : 土石等の単位体積重量 (kN/m³) (18) * 2

h : 土石等の堆積高(m)

α : 擁壁背面と鉛直面のなす角 (°)

β : 堆積土砂の表面と水平面のなす角 (°) (0) * 3

φ : 土石等の内部摩擦角 (°) (30) * 2

δ : 壁面摩擦角 (°) * 4

* 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が、政令第3条では建築物の地上部分に作用する力 (堆積高に対する地表面の主働土圧 (堆積土砂底面位置)) を求めているので単位面積あたりの値を算出しているのに対して、ここでは待受け式擁壁等の設計に用いる荷重を求めているので単位幅あたりの値を算出している。

* 2 : 土石等の単位体積重量及び土石等の内部摩擦角については、「第3節 3.1 (設計諸定数の設定)」を参照。3

- * 3 : 堆積土砂の表面と水面のなす角は、 0° とみなす。
- * 4 : 壁面摩擦角は土圧の作用面の部材によって表 3.13 のとおりとする。

表 3.13 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	$\delta = \phi$

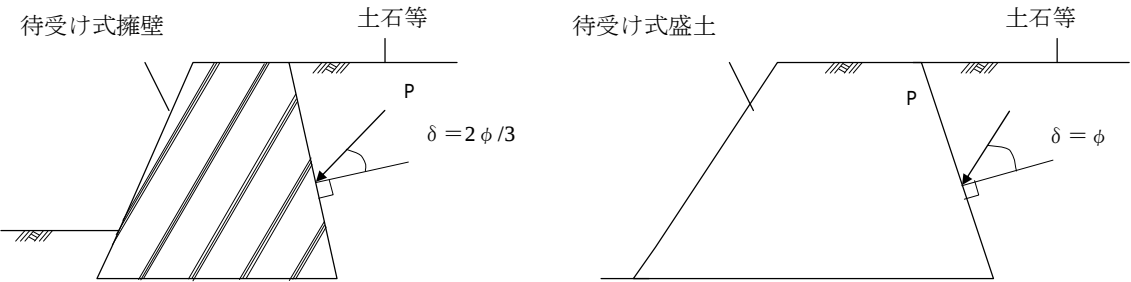


図 3.3 力の作用面と壁面摩擦角

(5) 組合せた対策工事を計画する場合

- ① 土留又ははのり面保護施設と待受け式盛土又は待受け式擁壁を組合せて設置する場合
この対策工事例を以下に示す。

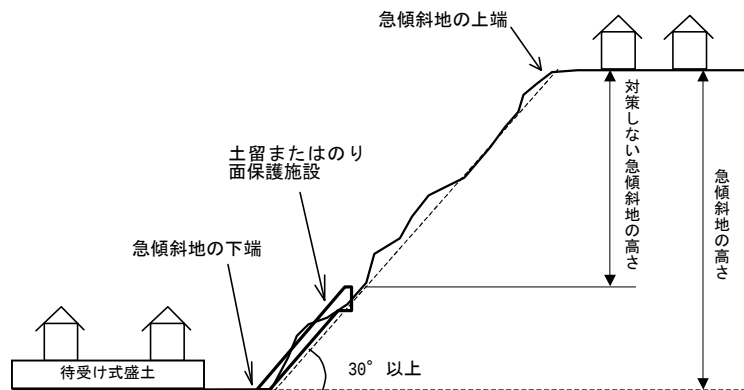


図 3.4 急傾斜地の下部を対策する場合

この場合の、移動の力等の具体的な計算方法は、以下のパターンに示すとおりであり、その結果に応じた待受け式盛土又は待受け式擁壁を設置するものとする。

- 1) Aパターン：急傾斜地の下部に原因対策施設を計画するか既設構造物がある場合

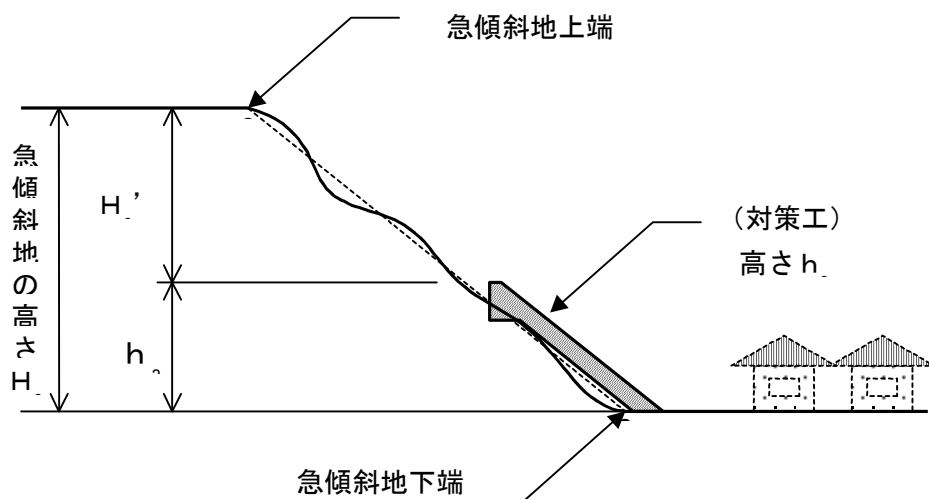


図 3.5 急傾斜地の下部に既設構造物がある場合

急傾斜地下端を含む斜面下部に発生源対策の対策工を計画する場合、急傾斜地の下部は崩壊しないと考えられ、既設構造物より上方に残る急傾斜地を対象に力を算定する。

<移動の力の設定>

移動の力は、急傾斜地の高さ（急傾斜地下端から上端までの標高差）とその平均傾斜角度に依存している。急傾斜地の高さ又は傾斜角度が変化しない限り、急傾斜地の高さとその平均傾斜角度から計算する。

< 堆積の力の設定 >

堆積の力は、急傾斜地から崩落する土砂の堆積高から算定される力であり、既設構造物（対策工）によって崩落する土石等量が減少する分を考慮して設定する。計算方法は、残斜面について堆積高を計算し求めることとする。

2) Bパターン：急傾斜地上部または中間部に既設構造物がある場合

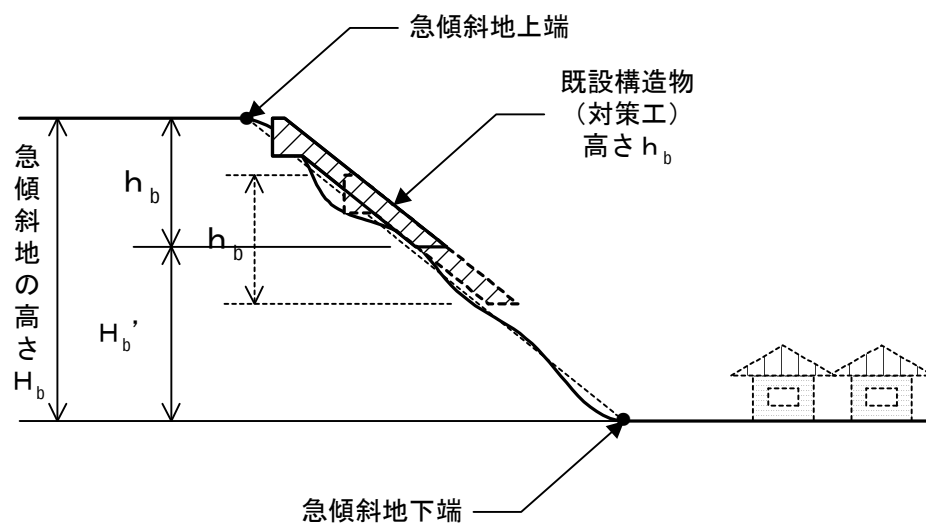


図 3.6 急傾斜地の上部または中間部に対策施設を計画する場合

注) 計画施設は、土留又はのり面保護施設等か、同等の機能を有すると認められる対策工とする。

対策工が急傾斜地上部又は中間部に設置されている場合、対策工の直下が崩壊すると、既設構造物部分が不安定になる。このため、このパターンの移動の力及び堆積の力は、急傾斜地全体に施設がないものとして、値を計算する。

ただし基礎部に強固な岩盤が存在するなど、斜面全体の安定性が確認できるならば評価することができる。

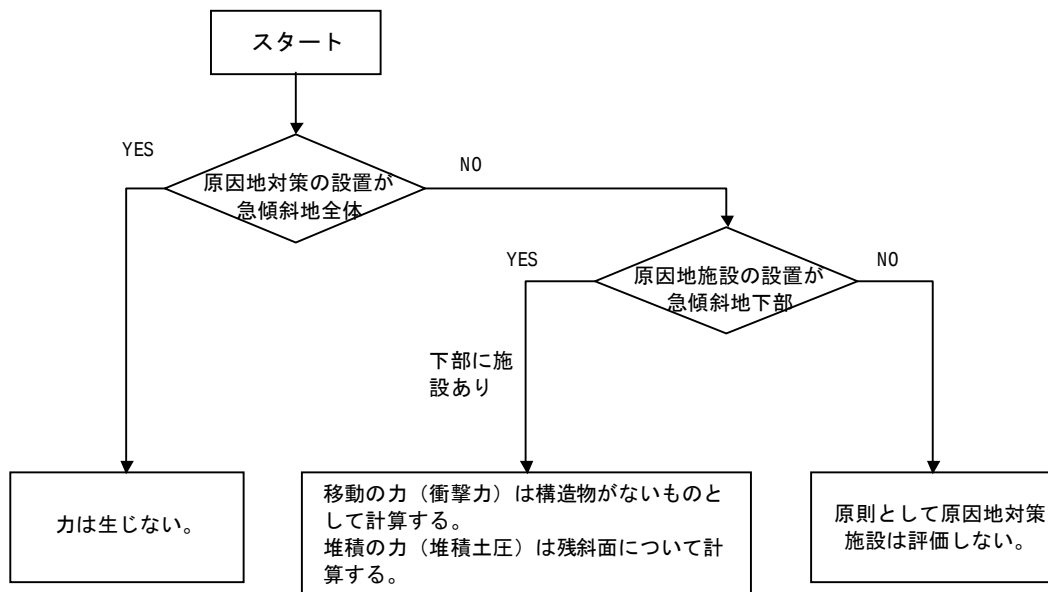


図 3.7 急傾斜地内に発生源対策を検討する場合の力の設定の流れ

- ② 待受け式盛土と待受け式擁壁を組合せた対策工事を行う場合
この対策工事例を以下に示す。

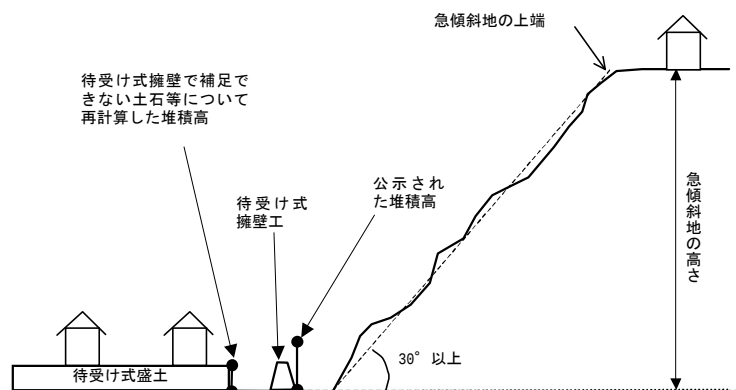


図 3.8 公示されている堆積高より低い待受け式擁壁工を設置する場合

この場合の移動の力等の具体的な計算方法は、以下に示すとおりであり、その結果に応じた待受け式盛土を設置するものとする

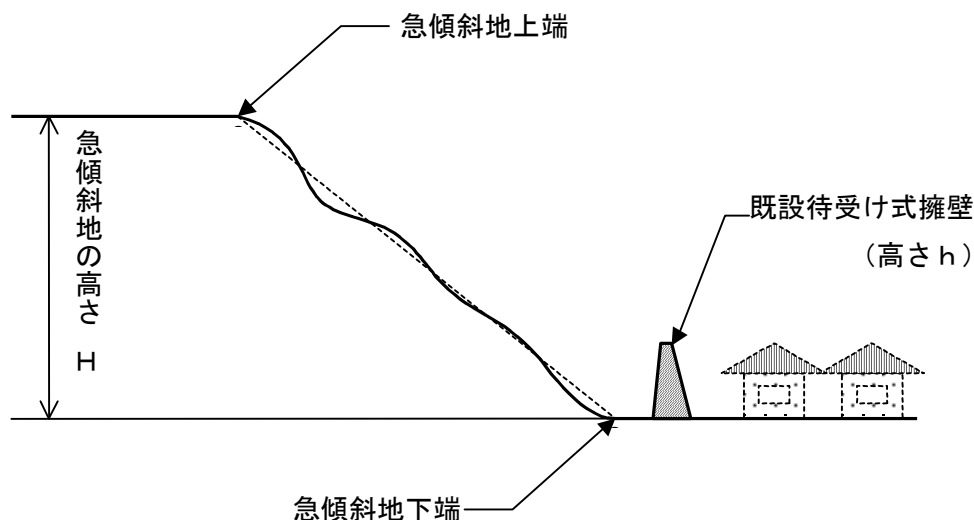


図 3.9 特別警戒区域に待受け式擁壁がある場合

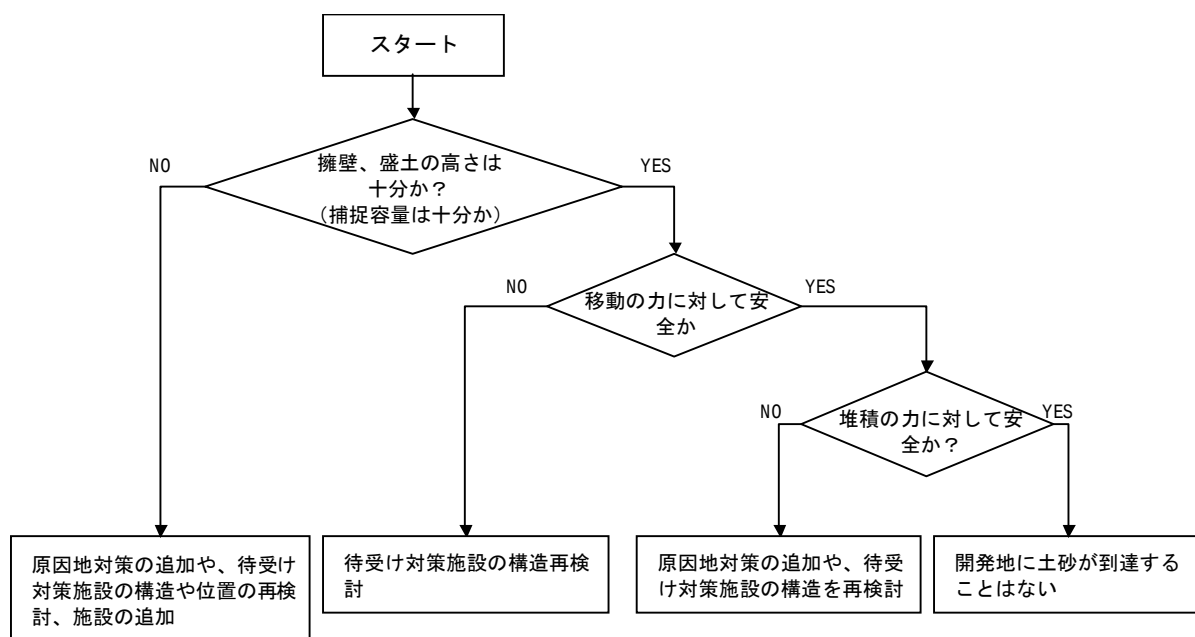


図 3.10 特別警戒区域内に待受け式擁壁が既設及び計画する場合の力の設定の流れ

- ① 既設及び計画待受け擁壁の高さが堆積高以下の場合（捕捉容量が十分でない）
土砂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は以下のようにする。
- 1) 原因地対策を追加する。
 - 2) 待受け擁壁の構造や位置、規模の再検討
 - 3) 追加で待受け盛土を設定する場合は、擁壁から溢れて下方に流出する土砂量を計算し、その土砂量の堆積高をもとにクーロンの土圧算定式で設定する。

- ② 既設及び計画の待受け式擁壁が移動の力及び堆積の力に対して安全で、かつ高さが堆積高以上の場合

土砂は擁壁で捕捉され、擁壁より下方には土砂が流出しないので移動の力、堆積の力は生じない。（予定建築物の敷地に土砂が到達しない）

- ③ 既設及び計画の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

土砂の先端部に作用する移動の力に対し、擁壁が安全性を有していない場合は、土砂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ため、待受け式施設の構造を再検討する。

- ④ 既設待受け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、擁壁の背後に土砂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) 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ため、擁壁の構造を再検討する。

3.2.4 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（擁壁の高さ 8 m 以上）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する。その際、設計水平震度 K_h は次の式で与えられる。

この詳細については、土砂災害を防止する原因地对策施設に関しては「道路土工・擁壁工指針（平成 11 年 3 月）」及び「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（地震時における安定）平成 8 年 7 月」を参考とし、対策工事以外の特定開発に関する施設（例えば宅地地盤の基礎擁壁等）は「宅地防災マニュアル（耐震対策）平成 12 年 5 月」を参考とする。

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

ここに、

k_h	: 設計水平震度	
k_{ho}	: 標準設計水平震度	(0.15)
C_z	: 地域別補正係数	(0.7~1.0)
	※大阪府は全域強震帯に属するため 1.0 を用いる	
C_G	: 地盤別補正係数	(0.8~1.2)
C_I	: 重要度別補正係数	(1.0)
C_T	: 固有周期別補正係数	(1.0)

である。

「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例本編平成 8 年 7 月、P213」を参考のこと。

第4節 のり切の設計

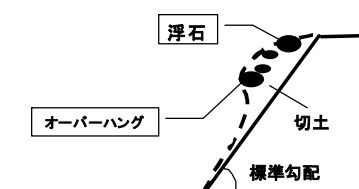
のり切は地形、地質等の状況を考慮して、急傾斜地の崩壊を助長し、又は誘発することのないように施工するものとする。

4.1 のり切の目的

のり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。のり切は、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

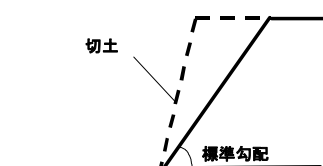
オーバーハング部の切取り、表層の不安定土層の切取り、浮石等の除去を行い、崩壊する危険のある土層、岩塊を取り除く。



オーバーハング部や浮石などの不安定土塊の除去
(土留・のり面保護施設・排水工が必要)

(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

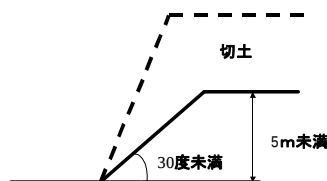
急傾斜地を雨水等の作用を受けても安全であるような地質区分ごとのは高さに切り取る。



標準切土勾配を目安として斜面形状を改良する
(のり面保護施設、排水工、場合により土留工が必要)

(3) 急傾斜地（原因地）を除去するのり切

のり切によつ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。



急傾斜地（原因地）を除去する（30° 未満・5m 未満）
(のり面保護施設・排水工は必要)

以上のうち、(1) 及び (2) は単独で用いるものではなく、土留・のり面保護施設による対策を講じるほか、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急傾斜地崩壊危険箇所ではなくなるため、原則として他の対策施設と組み合わせる必要がないが、のり面の侵食防止施設を必ず設置する。

4.2 標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切の設計

(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、のり切の設計にあたっては、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。

のり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およびそれらの不連続面の方向とのり面の方向との関連性を考慮して、のり勾配を決めなければならない。

(2) のり勾配

切土のり面の勾配は、切土高、切土のり面の土質等に応じて決める必要がある。現在急傾斜地対策での設計計画等で設定されているのり勾配の規定は以下のとおりである。

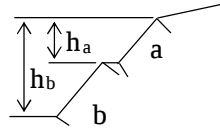
表 4.1 のり切に対する標準のり勾配 (参考)

()の単位：度

地 山 の 土 質		切土高	勾 配	
硬	岩		1 : 0.3(73) ~ 1 : 0.8(51)	73 ~ 40 度
軟	岩		1 : 0.5(63) ~ 1 : 1.2(40)	
砂	密実でない粒度分布の		1 : 1.5(34) ~	51 ~ 34 度
砂 質 土	密実なもの	5 m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	5 m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、または粒度 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、または 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		5 m以下	1 : 1.0(45) ~ 1 : 1.2(40)	
		5 ~ 10m	1 : 1.2(40) ~ 1 : 1.5(34)	

注) 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次図のとおりとする。



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

h_a : a のり面に対する切土高

h_b : b のり面に対する切土高

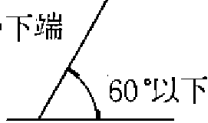
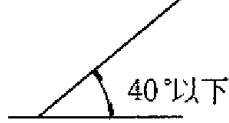
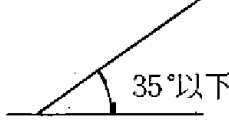
③シルトは粘性土に入れる。

④上表以外の土質は別途考慮する。

「出典：道路土工のり面工・斜面安定工指針－（平成 11 年 3 月）」

「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」

表 4.2 のり切に対する標準のり勾配（参考 2）

軟 岩 (風化の著しいものを除く)	風化の著しい岩	砂利、真砂土、 硬質粘土、その他、 これに類するもの
$1:0.58$ ガケの下端  60°以下	$1:1.19$  40°以下	$1:1.43$  35°以下

「出典：砂防指定地内行為許可基準」

「出典：宅地防災マニュアル」

表 4.1 及び表 4.2 は一般的な土質・地質に対する既往基準の標準値を示したものである。

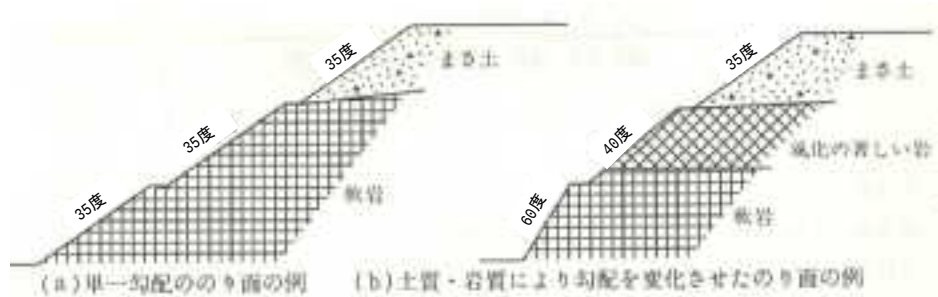
これによるとのり切勾配に関しては道路土工指針が根拠資料となっており、大阪府の砂防指定地内行為許可基準等では地質区分を簡略化し、地質区分ごとの平均値及び下限値を採用している。

土砂災害防止法における「十分に安全が確保された防災対策工事の確実な実施」の目標を達成するため、表 4. 3 に示す切土のり勾配基準を標準とする。

表 4.3 のり切に対する標準切土のり勾配 (本基準)

()の単位：度

地 山 の 土 質	勾 配	既往の技術基準
岩 (硬岩)	1 : 0.58(<u>60</u>)以下	(73~51)
岩 (軟岩)	1 : 0.58(<u>60</u>)以下	(63~40)
風化の著しい岩	1 : 1.20(<u>40</u>)以下	(40 以下)
砂利、真砂土、硬質粘土、その他普通土	1 : 1.43(<u>35</u>)以下	(51~34)



(出典：宅地防災マニュアル)

図 4.1 のり切に対する標準勾配

しかしながら個々の斜面における地質・地形条件は様々であり、実際の斜面对策は多様な工法を組み合わせる検討することになる。また、現況の急傾斜地斜面が表 4.3 の既往基準では安定するとされる斜面範囲である場合であっても、表層土の崩壊の恐れなどがあるため地質調査や安定解析により、急傾斜地の崩壊を防止するための施設や待受け式対策工を検討し特定予定建築物の敷地に土砂が到達しないよう留意すること。

なお表 4.3 は一般的な土質・地質に対する標準値を示したものである。下記のような斜面では、特に注意して別途安定度の検討を行い、のり勾配を決定するものとする。

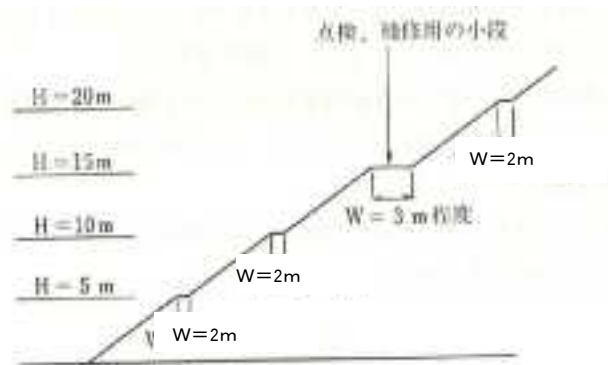
- 2) のり高が特に大きい (高さ 15m 以上)
- 3) 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地など崩壊を生じやすい斜面
- 4) 「真砂 (強度に風化した花崗岩)」等の侵食に弱い土砂からなる斜面
- 5) 膨張性岩、第三紀泥岩、蛇紋岩および風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面
- 6) 破碎帯、亀裂の多い岩からなる斜面
- 7) 流れ盤の斜面
- 8) 地下水が多い斜面
- 9) 積雪地、寒冷地の斜面

(3) 切土小段の設置

高さ 5m 以上になる切土の場合は、5m ごとに幅 2.0m 以上の小段を設け、直高 15m ごとに幅 3.0m 以上の大段を設けることを原則とする。

また小段上の排水路は、溢水することのないよう十分に余裕のある断面形状とし、のり表面が流水に浸食されないように斜面と同じ方向に5～10%の勾配を付ける。
(出典：宅地防災マニュアル)

図 4.2 切土小段の設置



(4) 切土のり面ののり肩、ラウンディング、及び小段の処理

のり切りを設計する場合の端部等の処理は以下のとおりとする。

1) のり肩処理

切土ののり肩付近では、植生も定着しにくく侵食を受けやすいので、特に背後地より地表水の集まる地形では排水路を設け、のり面への流水を排除する処置を講じる。

2) ラウンディング

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

(5) 切土のり面保護工

表 4.3 における地質区分ごとの切土のり面では、最も緩い場合で 35 度 (30 度以上) である。このため、切土のり面には侵食及び風化の防止を目的としてのり面保護工を設置することを原則とする。のり面保護工の選定にあたっては、のり面勾配、土質、気象条件、保護工の特性や将来の維持管理について総合的に検討した上で選定するほか、保護工と併せてのり面排水工を設ける。

のり面保護工としては、表 2.1 の対策工事の種類 (2/3) を参考とするが、「張工」や「のり枠工」等ののり面の崩壊を防止する機能を評価する施設以外は、補助工法として位置付ける。

(6) 切土のり面の維持管理

切土のり面を施工し、のり面保護工や排水工を設置した場合は、表面侵食の発生と拡大を防止することに努め、以下の項目の定期的な点検や補修工事を実施するものとする。

- ① 雨裂や湧水による侵食
- ② のり面崩壊による破損 (亀裂、滑落、崩壊等)
- ③ 湧水や浸通水の水抜け状況
- ④ 周囲への排水状況、斜面内への流入状況
- ⑤ 排水施設の土砂、塵芥、落葉による閉塞
- ⑥ 崩壊、陥没、不当沈下による排水施設の破損
- ⑦ 排水施設の結合点 (ます等) の状況

第5節 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計

土留は、擁壁などの構造物によりのり面の崩壊を防止する。のり面保護施設は構造物又は植生でのり面を被覆してのり面の風化その他の侵食を防止することを主な目的とし、工種によりのり面の安定を図ることができる。

なお急傾斜地の状況から現状は風化その他侵食のおそれがない場合も、のり面保護施設の必要性については十分に検討する。

【解 説】

急傾斜地の崩壊を防止する施設としては、以下の2種類に分類する。

1) 土留

擁壁等の構造物により斜面を安定させて、崩壊を防止する。

2) のり面保護施設

基本的には斜面の風化や侵食を防止する施設であるが、のり枠工等については斜面を安定させる機能を評価することができる。

なお土留を設置する必要がない急傾斜地には原則としてのり面保護施設を設置するものとする。これは、土留を必要としない急傾斜地は、ただちに崩壊を起こすことはないが、将来的に風化その他侵食が進んだ結果崩壊するおそれがあるためである。

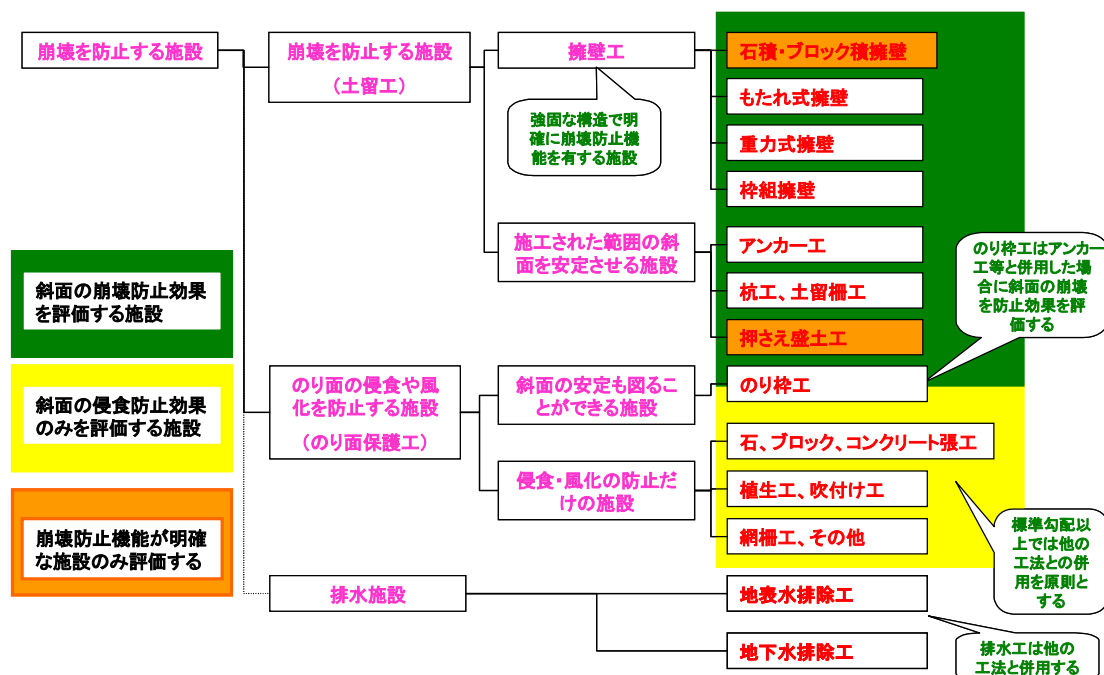


図 5.1 崩壊を防止するための施設（原因地対策施設）

5.1 土留

5.1.1 擁壁

擁壁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、水压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とする。

高さが 2m を超える擁壁については、建築基準法第 88 条、及び建築基準法施行令第 142 条に定めるところによるものとする。

【解 説】

(1) 目的

一般的には擁壁は次のような目的の場合に計画される。

- ① 急傾斜地下部(足部)の安定を図る場合
- ② 急傾斜地中段での小規模な崩壊を抑止する場合
- ③ のり枠工等ののり面保護工の基礎とする場合
- ④ 押さえ盛土工の補強を行う場合

特定開発行為における土留擁壁は、単体で計画する場合、擁壁自体で急傾斜面全体を被覆することにより斜面の安定を図り、崩壊や侵食を防止するものとする。

背面に法面を担ぐ場合などは、背面土圧を適正に検討するとともに残斜面对策等を講じることとする。

(2) 擁壁の種類

主な擁壁としては次のものがある。

- ① 石積、ブロック積擁壁
- ② 重力式コンクリート擁壁
- ③ もたれコンクリート擁壁
- ④ コンクリート枠擁壁（井桁組擁壁）

それぞれの概要および特徴については、表 5.1 及び図 5.2、5.3 を参照のこと。

なお建築基準法第 88 条では、高さ 2m を越える擁壁は工作物として指定され（同 138 条第 1 項）、建築基準法施行令第 142 条により構造が規定されている。

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、石と石を十分に結合すること。

ハ 擁壁の背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つめること。

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。

すなわち擁壁は、一定の強度を有した材料を使用し、かつ部材がコンクリート等により連結して一体化し、力学的に安定した構造でなければならない。

このため特定開発行為においては、空積みや木製の擁壁は適用しない。

表 5.1 代表的な擁壁工の分類

種類	形 状	適用高さ	特 長	採用上の留意点	経 済 性
重力式擁壁		・ 3m 程度以下 ・ 鋼筋コンクリート ・ 石積み ・ 石積みコンクリート ・ 石積み ・ 石積み	・ のり面勾配、のり面 および、擁壁形状など を容易に変化させる ことができる	・ のり面の傾斜、 土圧の大小（場合 によっては、擁壁 が崩壊している場合や 擁壁が崩壊している場合 など）	・ 材料の消費に比較して 経済的
重力式擁壁		・ 6m 程度以下	・ コンクリート擁壁の 土圧は、土圧が大きい 場合	・ 擁壁の底の傾斜、 （擁壁の底の傾斜） ・ 土圧の大小（場合 によっては、擁壁 が崩壊している場合や 擁壁が崩壊している場合 など）	・ 土圧の大きい場合、 擁壁の底の傾斜、 （擁壁の底の傾斜） ・ 土圧の大小（場合 によっては、擁壁 が崩壊している場合や 擁壁が崩壊している場合 など）
もたれ擁壁工		・ 10m 程度以下が多い ・ 15m 程度まで用い られる例もある	・ 土圧の大きい場合など に用い ・ 土圧の大きい場合など に用い	・ 土圧の大きい場合など に用い	・ 土圧の大きい場合など に用い

注) 擁壁工 板壁・カルバート・重力式擁壁工設計による

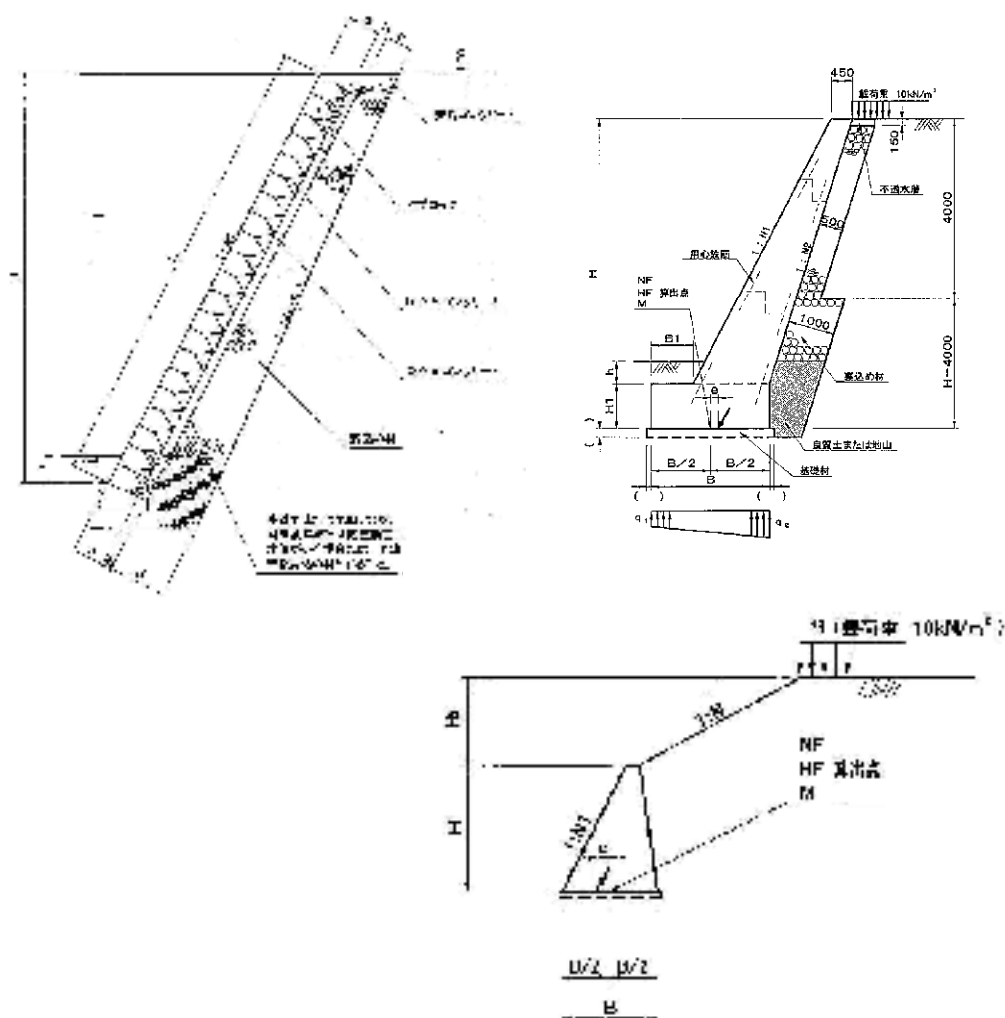


図 5.2 練積擁壁、もたれ擁壁工、重力式擁壁工の標準断面の一例（単位：m）

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

「出典：標準構造図集」

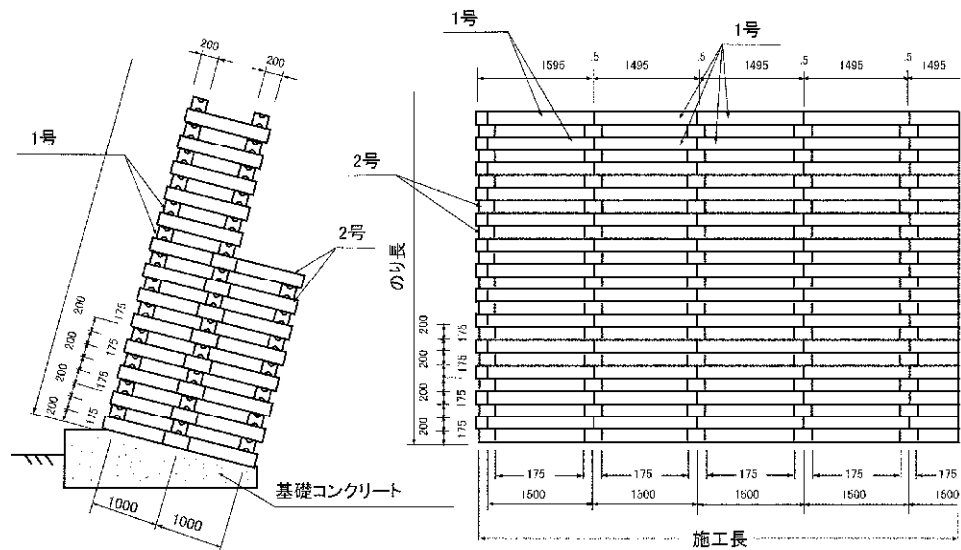


図 5.3 井桁組擁壁工の一例（単位：mm）

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

特定開発行為における土留擁壁は、擁壁が斜面全体を被覆し斜面の安定を図るものとし、擁壁の設置条件にもとづき、安定計算や構造計算において安定性を説明するものとする。なお斜面長が長い急傾斜地の場合は、擁壁工は斜面下部（脚部）に設置するが、この場合は擁壁上部の斜面安定工を併用し、斜面全体が安全であることを確認する。

なお、本基準における代表的な擁壁工の設置高さの制限は、「改定 砂防指定地内行為許可技術基準(案)大阪府土木部河川砂防課」に準拠し以下のとおりとする。

・ 練石積、コンクリートブロック積擁壁	5.0m
・ もたれ式擁壁	8.0m
・ 重力式擁壁	5.0m
・ 大型コンクリートブロック積擁壁	12.0m
・ 井桁組擁壁工	15.0m

このうち石積・ブロック積擁壁については、小規模な斜面の保護に使用し、背面の地山が締めまり土圧が小さい場合に適用するほか、原則としてのり面保護工の基礎としては使用しない。

- ・ 使用する雑割り石、及びコンクリートブロックは控長 35cm を標準とする。
- ・ 石積み及びブロックと胴込め、裏込めコンクリートを一体化した構造物として、安定計算により構造を決定する。
- ・ 石積み及びブロック積み擁壁における安定計算は、もたれ式擁壁と同様に以下の項目について検討する。

① 転倒に対する安定

石積み及びブロックと胴込め、裏込めコンクリートを一体化した構造物とし、

安全率 (F_s) > 1.5 となるようにする。

② 滑動に対する安定

滑動に対する安全率も 1.5 以上とする。

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

擁壁底面に生じる反力は、地盤の許容支持力より小さくしなければならない。

④ 全体としての安定

擁壁背面及び基礎地盤全体にすべりが予想される箇所においては、本工法は採用しない。

⑤ 土圧や擁壁重量その他の荷重により躯体内に生ずる応力が、許容応力の範囲内にあることの確認

土圧や擁壁重量、その他の荷重により生じる躯体内の応力は、許容応力を超過してはならない。

以上の項目を満たすように、構造計算書・安定計算書を添付する

(3) 擁壁工の計画

擁壁工はのり面の崩壊を直接抑止する構造物として用いられるが、急傾斜地の諸条件を十分検討した上で使用する必要がある。また、急傾斜地は一般に傾斜度が急で斜面長が長いいため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。

詳細については、「第 3 節 3.1 (設計諸定数の設定)」を参照のこと。

・土圧の考え方

一般的に斜面に設置する擁壁に作用する土圧としては以下の 4 種類に分類できる。

- ① 曲線すべり土塊による土圧
- ② 直線すべり土塊による土圧
- ③ 盛土部擁壁に作用する土圧
- ④ 表土の影響を考慮した土圧

※以下の事例では、残斜面を残しているが、残斜面が急傾斜の要素がある場合、対策を講ずる必要があります。

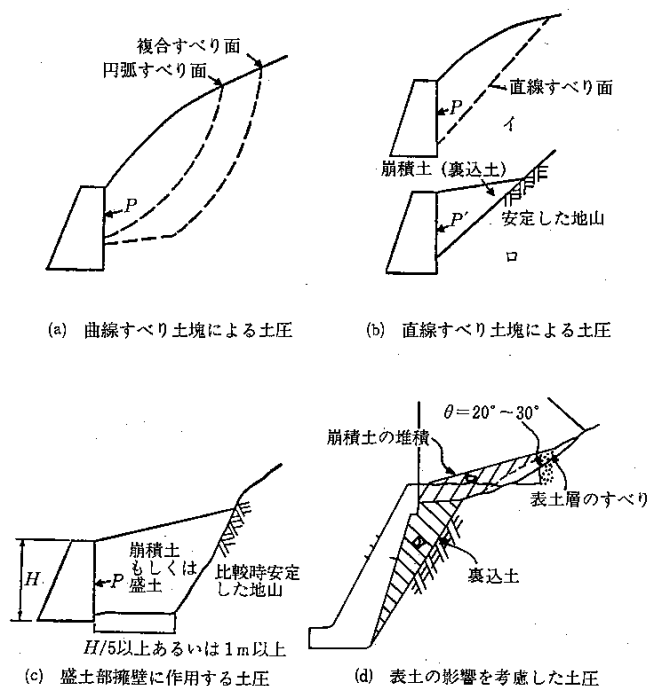


図 5.4 斜面における土圧の分類

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

このうち曲線すべり土塊のケースでは、想定すべり面において安定度を検討（安全率を求め）し、それが擁壁工等の抑止力により所定の安全度（計画安全率）を確保するため、設計外力としての土圧を想定する。安定度の検討には、想定すべり面の形により、以下の 2 つに区別されそれぞれの計算法が提案されている。

- ① 円弧地すべり： 簡便法（スライス法）
- ② 非円弧すべり面（複合すべり面）： ヤンプーの方法

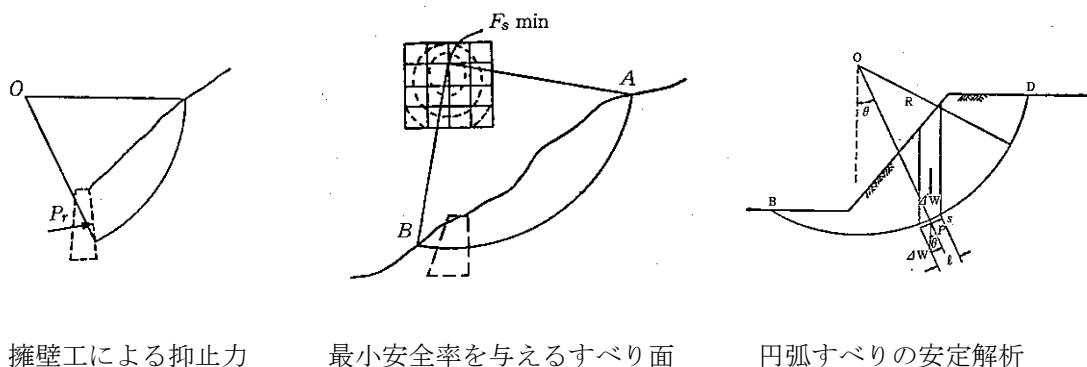
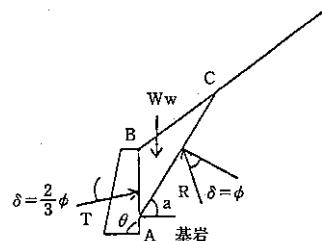


図 5.5 斜面における安定度の検討

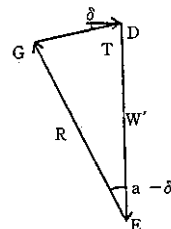
直線すべり土塊のケースでは、擁壁の背後に切土面等の裏込め土と異質面の境界面が接しており、土圧の大きさが境界面の存在を受け通常の盛土部の場合と違って来る。

(直線すべり面を有する場合)

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



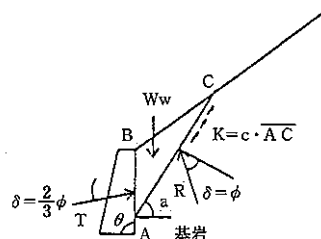
W: 土塊の重量



R: すべり面における反力

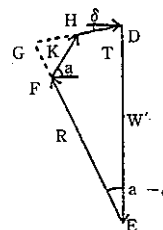
T: 壁面に作用する土圧の反力

b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方



W: 土塊の重量

K: すべり面に沿って作用する粘着力



R: すべり面における反力

T: 壁面に作用する土圧の反力

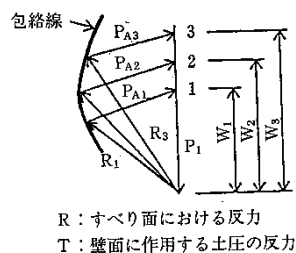
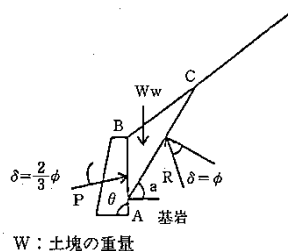
図 5.6 直線すべり土塊からの土圧の解析

表 5.2 直線すべり面を有する場合の基本的な考え方

設計条件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着力 (K)
①明確な直線すべり面が確認される場合 (設計条件が明確である)	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W: 土塊の重量 γ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない
②設計上経験的に直線すべりを仮定する場合。この場合作用荷重の大きさが明確でない。	$W = F_s \times \gamma \times \text{土塊面積}$ W: 土塊の重量 γ : 湿潤重量 F_s : 計画安全率	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない

(明確にすべり面が特定できない場合：試行くさび法)

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方

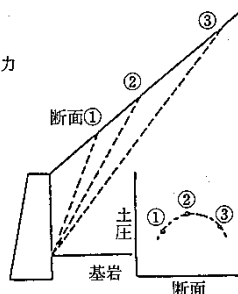
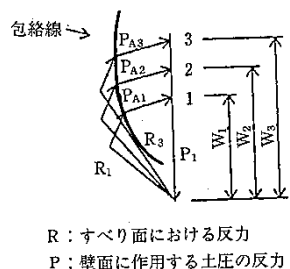
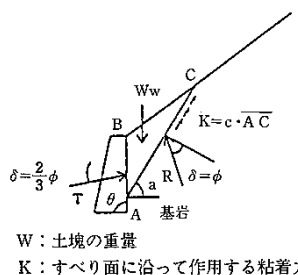


図 5.6 試行くさび法による土圧の算定

表 5.3 明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方

設計条件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着力 (K)
①すべり面が明確でなくすべり面を変化させて最大土圧を求める。	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W: 土塊の重量 γ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない

(5) 安定性の検討

① 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。

- 1) 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。
- 2) 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。

- 3) 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。
- 4) 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。

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については、地震による自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ものとするが、以下に示す擁壁については、別途地震時の設計計算を行うものとする。

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

なお擁壁の安定計算の詳細については、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」、「砂防指定地内行為許可基準」、及び「擁壁構造設計指針」等を参照のこと。

参 考

新・斜面崩壊防止工事の設計と実例の考え方

地震時における安定性の検討は、以下に示す擁壁について行うものとする。

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

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

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

設計基準水平震度等の詳細は、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（地震時における安定）」を参照すること。

なお高さ 2m を超える擁壁については、建築基準法施工令 142 条を満たす必要があるため、以下の建築基準法による検討も行うものとする。

宅地防災マニュアルの考え方

地震時における安定性の検討を行うかどうかは、地域の状況等に応じて適切に判断す

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

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

- 1) 中地震時において擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の設計基準短期強度以内に収まっていること。
- 2) 大地震時において擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の設計基準短期以内に収まっていること。
- 3) 転倒に対する安定は、大地震時において、擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの1.0倍以上であること。なお、設計においては擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面以内に入ることが望ましい。
- 4) 滑動に対する安定は、大地震時において、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、擁壁の基礎の滑り出す力の1.2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許容支持力をこえないこと。なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は2.0とする。

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

③ まとめ

以上の転倒、滑動及び沈下の安全率について、代表的な値をまとめると、表 5.4 となる。

表 5.4 安全率のまとめ（参考）

	新・斜面崩壊防止工事の設計と実例		宅地造成等施行令第7条	宅地防災マニュアル	
	(常時)	(地震時)		(常時)	(大地震時)
転倒*)	$ 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

＊：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。なお、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。表中（ ）内の安全率は、許容偏心量法に相当する換算値を示している。

これらの値から、本基準における擁壁工の安全率は、表 5.5 によるものとする。

表 5.5 特定開発行為に当たって満たすべき安全率

	(常時)	(地震時)	(大地震時)
転倒	$ e \leq B/6$ (1.5)	$ e \leq B/3$ (1.2)	$ e \leq B/3$ (1.0)
滑動	1.5	1.2	1.0
沈下	3	2	1

なお大地震時は、宅地地盤の基礎などの対策工事以外の特定開発行為に関する施設において用いる数値。

(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。

- ① 湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため、擁壁背面の水は速やかに前面に排出するものとする。
- ② 擁壁前面に排出した水は、擁壁付近に停滞させることなく速やかに処理するものとする。
- ③ 擁壁背面の水を排除するため、外径 7.5 cm 以上の水抜孔を 3m²に 1 か所以上の割合で設置するものとする。湧水、浸透水の多い場合は必要に応じて数量を増す。
- ④ 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。
- ⑤ 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。
- ⑥ 水抜孔の設置にあたっては土粒子等の吸出し防止に留意するものとする。土質、湧水等の現状況により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用するものとする。
- ⑦ 下段水抜孔より下部は遮水壁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。

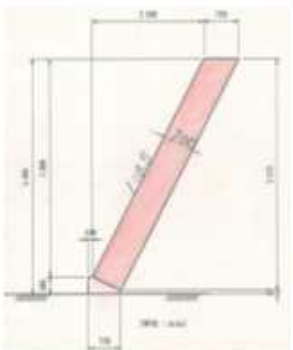
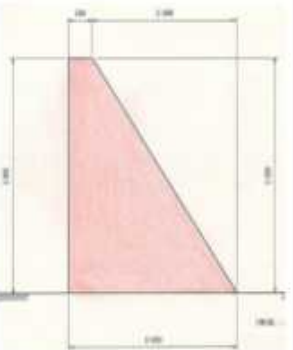
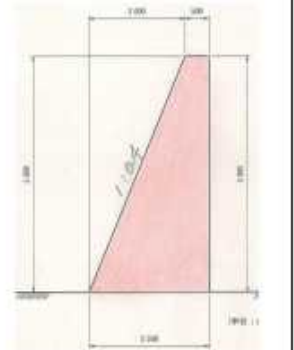
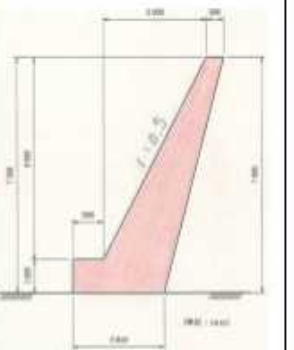
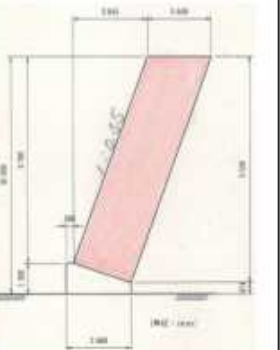
(7) 擁壁工の維持管理

擁壁工の施工後においてもその機能を継続するため、以下の項目を定期的に点検し、維持管理に努めなければならない。

- ① 亀裂、はらみ出し、継目のずれ等の材料の破損。
- ② 基礎の沈下、すべりによる移動、起き上がり状況
- ③ 水抜き穴のつまり、土砂の吸出し。
- ④ 擁壁背後の土砂の流出や上部の崩壊。

表 5.6 土留擁壁の計算結果例

■擁壁の計算事例

工種				ブロック積み擁壁	重力式擁壁 1	重力式擁壁 2	もたれ式擁壁	井桁式擁壁
計画概略図								
特徴※1	一般的な適用高さ			・3m以下(直高により勾配や裏込厚などが変わる) ・大型ブロック積の場合は15mまで可能なものもある。	・5m程度以下	左記に同じ	・10m以下が多い。 ・15m程度まで用いられた例がある。	・19m程度以下
	特徴			・法面下部の小規模崩壊の防止、法面の保護に用いる。	・自重によって水平荷重を支持し、躯体断面には引張応力が生じないような断面とすることが原則とする。	左記に同じ	・地山あるいは裏込め土などに支えられながら自重によって土圧に抵抗する。	・プレキャストコンクリートなどの部材を井桁状に組み中詰め材を充填するもので、透水性に優れる。 ・部材および中詰め材の重量により水平荷重
	採用上の留意点			・背面の地山が弱まっている場合や背面土が良好であるなど土圧が小さい場合に用いる。 ・構造として比較的耐震性に劣る。	・底版反力が大きい場合支持地盤が良好な箇所に用いる。 ・杭基礎となる場合は通していない。	左記に同じ	・支持地盤は岩盤などの堅固なものが望ましい。	・もたれ式擁壁に準じた設計を行う。
断面諸元	擁壁高	H	m	5.0	5.0	5.0	7.0	8.7
	天端幅	b	m	0.8	0.5	0.5	0.5	2.6
	表法勾配	1:m	-	0.5	0.4	0.0	0.5	0.350
	裏法勾配	1:m	-	0.5	0	0.6	0.3	0.350
安定計算結果	転倒に対する安定	計算値	m	2.347	0.081	0.576	2.673	0.272
		許容値	m	1.500	0.417	0.583	1.500	0.887
	滑動に対する安定	計算値	-	1.54	1.73	2.146	1.526	1.243
		許容値	-	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2
	支持地盤の支持力に対する安定	計算値	kN/m ²	128	94	199	93	193
		許容値	kN/m ²	300	300	300	300	450
判定			○	○	○	○	○	
備考				転倒に対する安定は安全率で検討			転倒に対する安定は安全率で検討	8mを超えるため地盤改良で計算

※1: 出典: 道路土工 - 擁壁工指針 - 平成11年3月 社團法人 日本道路協会

5.1.2 グラウンドアンカー及びロックボルト

アンカーおよびロックボルトは硬岩又は軟岩ののり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、不安定な岩盤を直接安定な岩盤に緊結して崩落・剥落を防止するために用いられる。

また、流れ盤となる不連続面が顕著な岩盤、亀裂の多い岩盤や風化の激しい岩盤、崩積土、表層土の崩落や滑落を防止するため、現場打コンクリート法枠工、コンクリート張工、コンクリート擁壁工、杭工などの他工法と併用し、斜面の安定性を高める目的で用いる。

【解 説】

グラウンドアンカー工やロックボルト工は、一般に他の工法に比して工費が高くなる場合が多いが、次のような条件ののり面では有効な工法となる。

- ① のり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、あるいは急傾斜地の傾斜度が急な場合や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 のり面において岩盤に節理、亀裂等があり崩落、又は崩壊するおそれがある場合。
- ③ 比較的締まった土砂ののり面や斜面で、崩壊のおそれがある場合などで抑止力を付加する場合。
- ④ 大きな抑止力が必要とされる場合。
- ⑤ 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。
- ⑥ グラウンドアンカー工やロックボルト工を永久構造物として用いる場合は、特に鋼材の防錆（二重防錆）、定着荷重の点検、維持管理等を考慮して計画する。
- ⑦ アンカーの定着地盤はよく締まった砂礫層や岩盤とし、緩い砂層や粘土層、又は被圧地下水のある砂地盤は避けなければならない。
- ⑧ グラウンドアンカー工の施工においては、安定解析により、現況安全率 $F_s = 1.0$ 程度として平均土塊強度の内部摩擦角 $\tan \phi$ と粘着力 C を逆算法で求め、この C 、 ϕ 値を用いて目標とする計画安全率 ($F_{sp} = 1.2$ 以上) を確保するための必要抑止力を求める。
- ⑨ アンカー工等は基本的に土留め擁壁や法面工において所定の安全率が確保できない場合に、不足する安全率を補強する工法として採用することを原則とする。
- ⑩ このため斜面における効果は、安定計算を行った範囲において評価し、安定計算書を作成する。

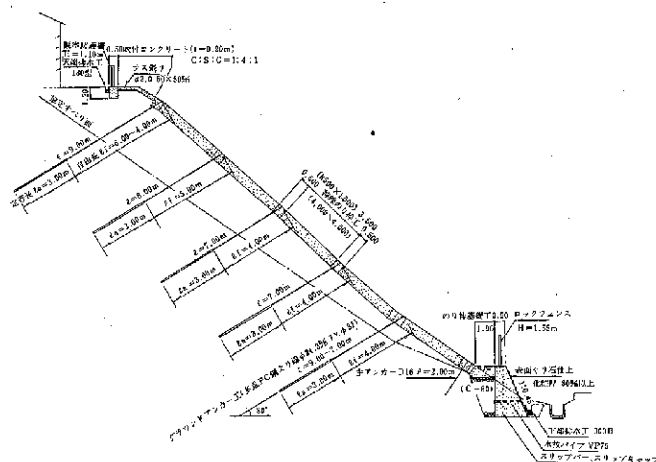


図 5.7 現場打ちのり枠工とアンカー工の併用例

「出典：新斜面崩壊防止工事の設計と実例参考編」

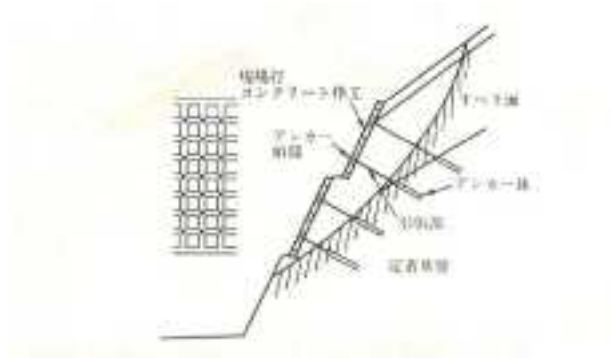


図 5.8 グラウンドアンカー工の施工例（コンクリート杭工との併用）

「出典：宅地防災マニュアルの解説」

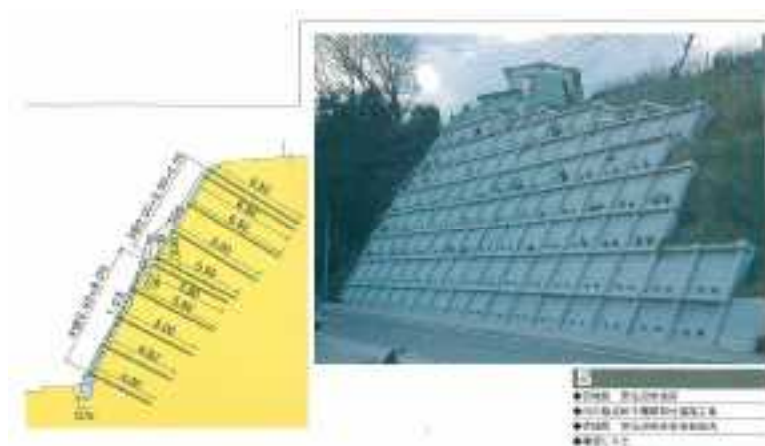


図 5.9 グラウンドアンカー工とコンクリート杭工との併用例



図 5.10 ロックボルト工とコンクリート杭工、植生工との併用例

なお、アンカー工の計算については、以下の資料も参考とする。

- ① 土工仮設構造物施工指針（日本道路協会）平成 11 年 3 月
- ③ グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説（地盤工学会）平成 12 年 3 月

2) アンカー工のための調査の留意点

グラウンドアンカー工やロックボルト工の設計・施工においては、地質条件や地下水の条件等の概況、既往の崩壊状況などの一般的な斜面調査に加えて、以下のような調査を重点的に実施する。

① すべり面推定のための調査

設計に必要なアンカー力を求め、アンカーの定着位置を決定するため、ボーリング調査や弾性波探査などを重点的に行う。

② 定着地盤、岩盤の強度、及びアンカー体やロックボルトの極限付着力の調査

アンカーの耐力やアンカー工の施工性はその定着地盤・岩盤の位置（深さ）、性質、強度により大きく左右されるため定着地盤・岩盤の強度特性を十分に調査する。またアンカー体の極限付着力を正確に推定するため、アンカー基本試験を実施する。

3) グラウンドアンカー工及びロックボルトの種類

① グラウンドアンカー工の種類

グラウンドアンカー工の構造は、以下の3つの基本的要素からなる。

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

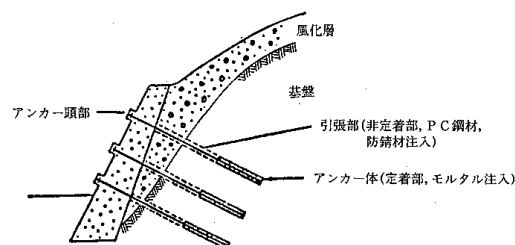


図 5.11 斜面アンカー工の基本構造（擁壁の補強例）

またアンカー工には、耐用年数が2年以下の仮設アンカーと、それ以上の永久アンカーに区別されるが、斜面安定工に用いられるグラウンドアンカーはほとんどが永久アンカーである。永久アンカーは2重防蝕とすること。永久型グラウンドアンカーの基本的構造と各部の名称を図5.12に示す。

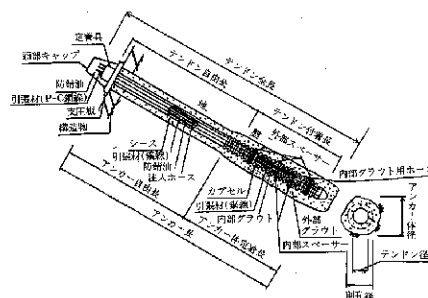


図 5.12 永久アンカーの一例

② ロックボルト工の種類

ロックボルト工は斜面安定に拡張的に使用されている。

しかしロックボルト工を永久構造物として斜面安定工に利用する場合は、引張材の防錆対策が必要であり、緊張定着力の現象に注意を要するほか、斜面の浅い位置に強固な岩盤が存在しなければならない。ロックボルトの分類と構造例を表 5.7 及び図 5.13 に示す。

表 5.7 ロックボルト工の分類

設置法	ロックボルトの機構	ロックボルトの構成		
		ボルト部	アンカー部	ベアリングプレート
アンカー式	定着機能はグラウンドアンカーに準ずる。 定着長 3 m 未満、自由長 4 m 未満。	鋼 棒 PC 鋼線 PC 鋼線より線 その他	セメントミルク定着	使用する（ナット式、クサビ式）
締付式	ボルトの一端をドリルホールの孔奥に定着しベアリングプレートを介して他端をナットで締め付け、ボルトの張力で岩盤をつつたり補強したりする。	鋼 棒 ①みがき棒鋼 ②高張力棒鋼 ③高張力異形棒鋼 グラスファイバー 木棒	ウェッジ型 エクспанション型 先端接着型 爆着型	使用する（ベベルワッシャー併用）
併用式	接着材を充填前は締付式、充填後は全面接着式の作用効果を付加したものである。	締付式に用いるボルト中空異形棒鋼。	締付式と全面接着式の併用。	締付式に同じ。
鉄筋挿入式	ドリルホールと挿入した引張材の間に全面定着。	鋼棒、その他	セメントミルク定着	使用する場合もある。 のり面は吹付工等と併用。

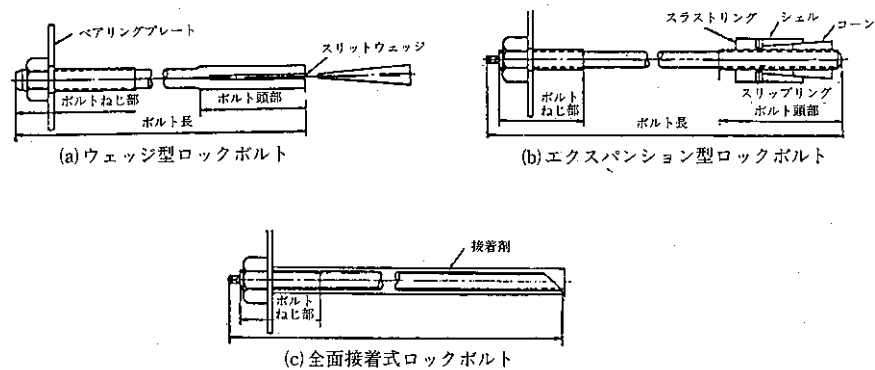


図 5.13 ロックボルトの構造例

4) グラウンドアンカー工の設計と留意点

斜面安定工としてのグラウンドアンカー工の設計手順を図 5.14 に示す。

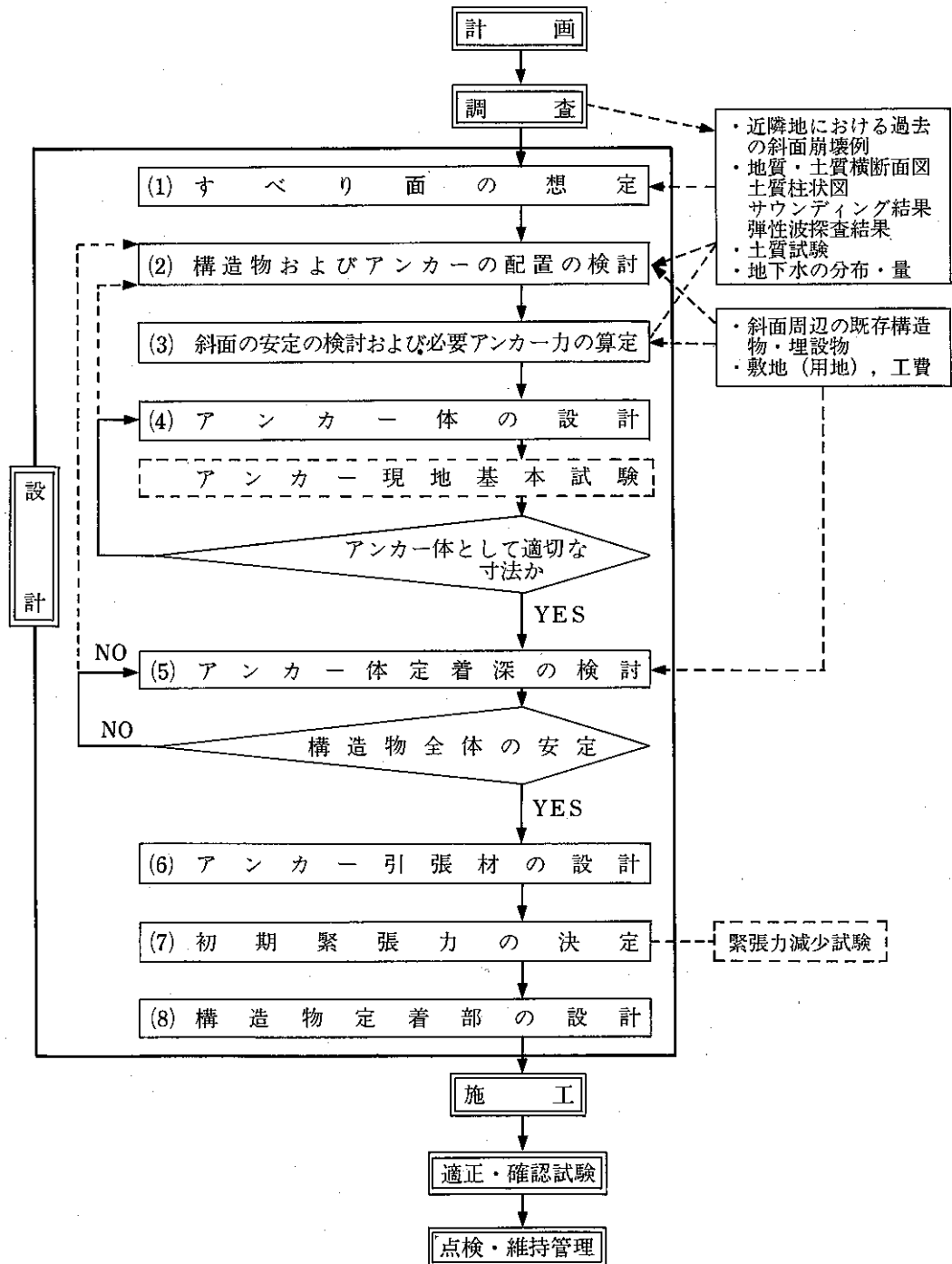


図 5.14 グラウンドアンカー工の一般的な設計手順

グラウンドアンカー工の設計における留意すべき事項は以下のとおりである。

① すべり面の想定

すべり面すなわち崩壊形態を的確に想定することが、的確な設計荷重を想定するための基本となる。

② 構造物及びグラウンドアンカー工の配置検討

グラウンドアンカー及び構造物の配置（平面的配置、横断面的配置、アンカー角）はグラウンドアンカー及び構造物の斜面安定効果に重大な影響を及ぼすため慎重に検討する。

なおアンカー引張力によりアンカー反力を支持する構造物（擁壁及びのり砕工等）に曲げ応力が発生するので注意を要する。特にのり砕工に併用するグラウンドアンカー工においては、砕の許容曲げ応力度がグラウンドアンカーのテンドン（引張材）の引張力と比較して小さい場合が多く、アンカーの引張力は砕の許容曲げ応力度に規制される場合が多い。

アンカー傾き角（ α ）：横断面においてアンカーが水平面となす角

グラウト時のブリージング水がたまり耐力が低下するため、水平に対して $-10^\circ \sim +10^\circ$ は避ける。

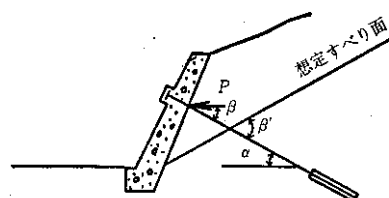


図 5.15 アンカー角

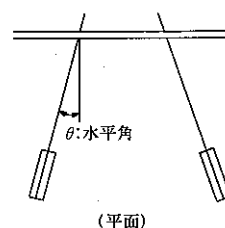
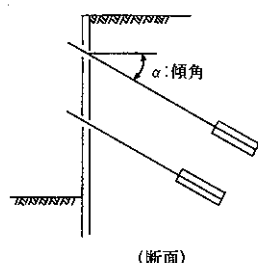


図 5.16 アンカー傾角・水平角

(β)：力の作用線（土圧）の方向とアンカーのなす角

一般に $\beta \leq 45^\circ$ となるように設置する

(β')：アンカーと想定すべり面のなす角

β' が 90° より大きくなるとアンカー導入力による抵抗力が（－）の方向になるので注意を要する

(θ)：アンカー水平各、平面的に構造物の垂直線（土圧抵抗方向）とアンカーのなす角、 $\theta = 0^\circ$ となるように配置する。

③ 斜面の安定及び必要アンカー力の算定

すべり面が想定され、グラウンドアンカー工の施工により目標とされる計画安

全率が決定されると、単位幅当りの必要抑止力が算定され、それに対してグラウンドアンカーの配置（施工幅、段数、打設角度）を決定し、グラウンドアンカー1本当たりの必要アンカー力が算定される。

一般的にはすべり面が想定されると、この面に沿うすべりに対する設計安全率 $F_s=1.0$ とし、これよりすべり面の強度定数（ c ：粘着力、 ϕ ：内部摩擦角）を逆解析により求める。

一般的にすべり面が円弧である場合は、計画安全率 $F_{sp}=1.2$ を確保するためのアンカーによる必要抑止力 P_r は次式により求める。

$$F_{sp} = \frac{\sum(c \cdot \ell + W \cos \theta \tan \phi) + P_r}{\sum W \sin \theta}$$

$$P_r = \sum P_o (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi)$$

ここに、

F_{sp} ；計画安全率

W ；各スライスにおける土塊＋構造物の重量（tf/m）

P_o ；各スライスのアンカー引張力（tf/m）

ℓ ；スライスがすべり面を切る弧の長さ（m）

θ ；各スライスのすべり面の傾斜角（度）

β ；アンカー鋼材とすべり面のなす角（度）

また設計アンカー力 $P_d = \sum P_o$ で求められるが、 P_d はアンカーの許容引張力またはアンカーの許容引き抜き力に対して所要の安全率を有することになる。

なお図 5.17 に示すように永久構造物としてアンカーを用いる場合は、体積変化（上部土塊の縮小と下部土塊の増加）を見込み、すべり面の下部にはアンカーを密に配置し、上部には疎に配置する。

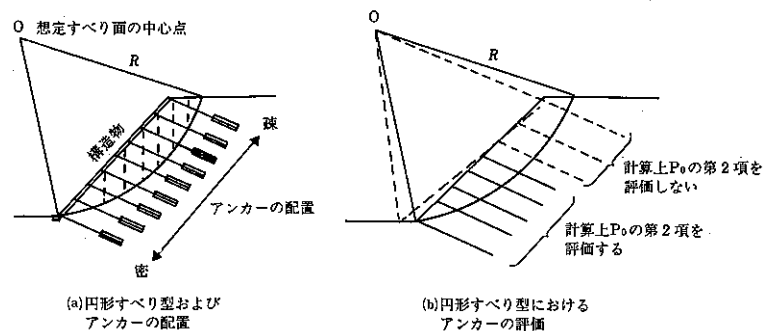


図 5.17 円形地すべりの型とアンカーの効果

なお図 5.18 のように、くさび形のすべり面が想定される場合には計画安全率 $F_{sp}=1.2$ 以上を確保するために必要な設計アンカー力 P_d は次式により求める。

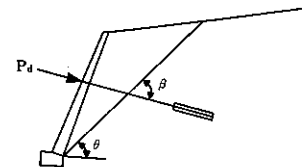


図 5.18 くさび形すべり

$$F_{sp} = \frac{c\ell + W \cos \theta \tan \phi + P_d (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi)}{W \sin \theta}$$

ここに

F_{sp} ; 計画安全率

W ; くさび形土塊の重量 (tf/m)

P_d ; 設計アンカー力

ℓ ; すべり面の長さ

β ; アンカー鋼材とすべり面のなす角 (度)

θ ; くさび形のすべり面の勾配 (度)

なおこれらの斜面安定解析には、sy 面中の間隙水圧 (u) については考慮されていないため、降雨による地下水位の上昇が懸念される場合は、地下水排除工を併用する。

④ グラウンドアンカーの機能

グラウンドアンカー工には、以下の示すように
2つの機能がある。

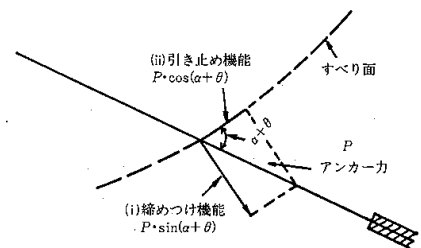


図 5.19 グラウンドアンカー工の2つの機能

・締めつけ (押さえ込み) 機能

すべり面における垂直力を増加させて、せん断抵抗力を増大させる機能。

締めつけ機能を期待するアンカーにはすべり面が急で、かつすべり面の位置が比較的浅い場合が多い。

締めつけ機能を発揮させるためには、図 5.20 で示すように、アンカーは水平に近い角度で打設されることが多いので、 $P \cdot \cos (\alpha + \theta)$ は小さくなり、安全側を考慮してこれを無視することが多い。したがって、同じアンカー引張力ならアンカー打設角がすべり面垂直に近いほど締めつけ機能は大きくなるため、初期緊張力として、アンカー耐力の 100%を採用する場合が多い。

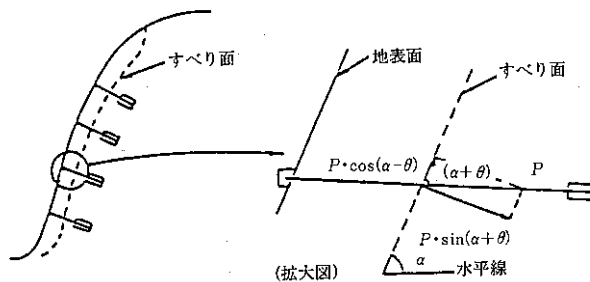


図 5.20 締めつけ機能を期待する場合
(すべり面の勾配が急な場合)

・引き止め（待受け）機能

すべり滑動力を減殺する機能。

引き止め機能を期待するアンカーにはすべり面が急で、かつすべり面の位置が比較的浅い場合が多い。

締めつけ機能を発揮させるためには、アンカー打設角がすべり面に平行に近い角度になると引き止め機能は大きくなるため、 $P \cdot \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi$ （締めつけ機能）は小さくなり、安全側を考慮してこれを無視することが多い。

しかしアンカーが水平に近い打設では、グラウト時にブリージング水がたまり、耐力の低下が懸念されるため、水平に対して $+10^\circ \sim -10^\circ$ は避けるようにする。

また引き止め機能を期待する場合、対象とするすべり土塊が大きく、1本当たりの引張力が大きくなり、特に未固結地盤や定着部のクリープが懸念されるため、初期緊張力は低くなる。

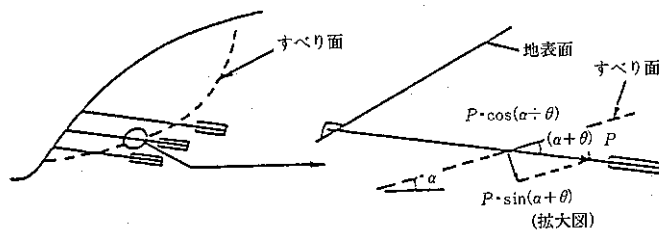


図 5.21 引き止め機能を期待する場合
(すべり面の勾配が緩い場合)

⑤アンカー工の防蝕について

アンカー工は2重防蝕を原則とする。

(アンカー工法の検討事例)

(のり枠工の設計・施工指針：社団法人全国特定法面保護協会、平成 15 年 3 月より)

5) 概 要

強風化軟岩が厚く分布するため、切土掘削（のり面勾配 1:0.5、切土高 7.0m、3 段）後にも地山の緩みや強度低下により斜面の不安定化が予想された、そこで抑止工として PC 鋼棒を使用したアンカー工を計画し、アンカー工の支承構造物として吹付砕工を採用し安定化を図る。

なおモデル斜面の地盤条件を図 5.22 に示し、検討フローを図 5.12 に示す。

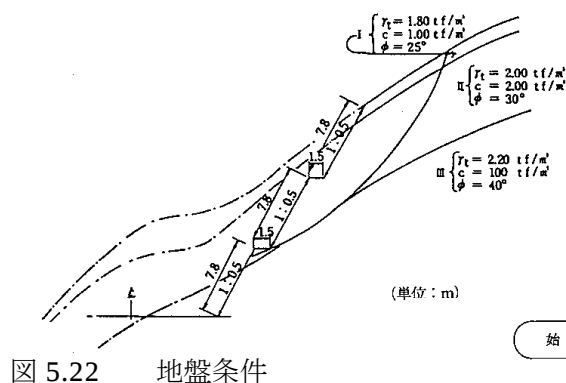


図 5.22 地盤条件

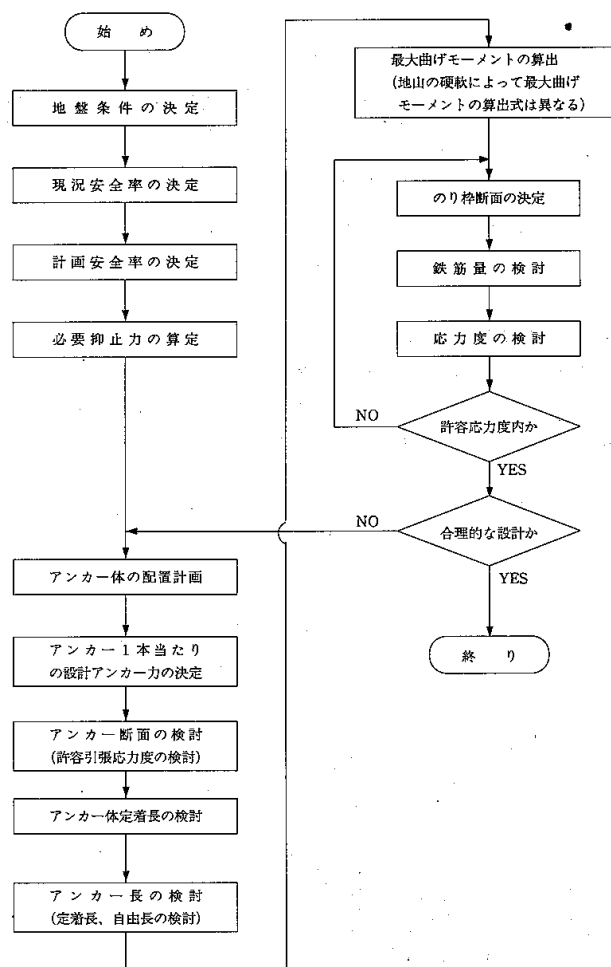


図 5.23 アンカー付砕工の設計計算フロー

6) 地山の土質定数の決定

計算に必要な土質定数（単位体積重量 γ t、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ ）は、斜面の安定計算を行うに当たり十分に検討する必要がある、

- ① 現地踏査結果
 - ② 過去の施工例
 - ③ 現地の崩壊や変状の状況
- 等に基づき決定する。

ここでは、土質定数を表 5.7 のように設定した。

表 5.7 設計に用いた土質定数

区分	地 質	単位体積重量 γ (tf/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘 着 力 c (tf/m ²)
I	土砂	1.80	25	1.0
II	軟岩(強風化)	2.00	30	2.0
III	硬岩	2.20	40	100.0

7) すべりに対する安全率の算定

地盤条件から切土施工後に、図 5.11 に示すように硬岩面に接するすべり破壊の発生が予想される。そこで、すべり破壊の形態を円弧地すべりと仮定し簡便法（分割法）により安全率を求める。

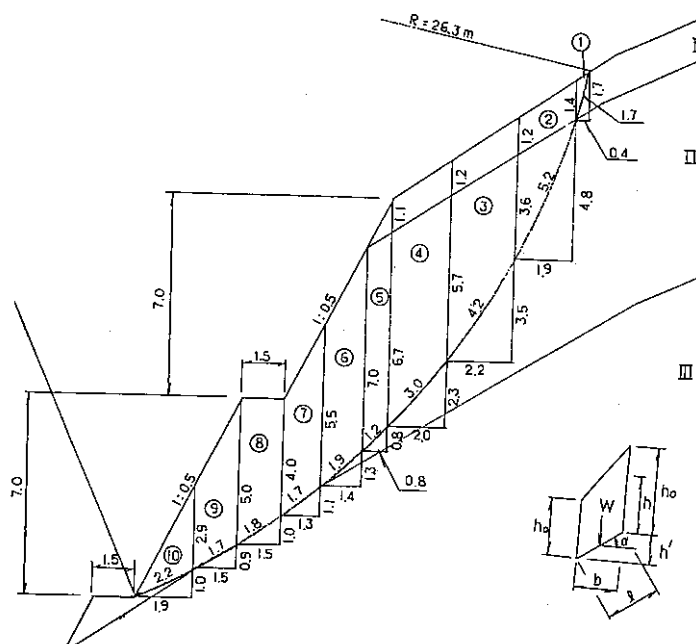


図 5.24 円弧すべりの分割片

切土後の安全率 F_0 は次式により求める。

$$F_0 = \frac{\Sigma W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + \Sigma c \cdot \ell}{\Sigma W \cdot \sin \alpha}$$

ここに、 F_0 ：切土後の安全率

α ：すべり面の水平との角度

ϕ ：内部摩擦角

c ：粘着力

ℓ ：分割片のすべり面の長さ

これにより安全率を計算すると以下ようになる。

$$F_0 = \frac{53.0 + 47.5}{98.2} = 1.02$$

表 5.8 簡便法による安定計算表

NO	h_0 (m)	b (m)	h (m)	h' (m)	ℓ (m)	$\sin \alpha = h'/\ell$	$\cos \alpha = b/\ell$	γ (tf/m ³)	ϕ (°)	$\tan \phi$	c (tf/m)	$\Delta W = \gamma b h$ (tf/m)	$\Delta W \sin \alpha$ (tf/m)	$\Delta W \cos \alpha \tan \phi$ (tf/m)	$c \cdot \ell$ (tf/m)
1	0.0 1.4	0.4	0.70	1.7	1.7	1.000	0.235	1.80	25	0.466	1.0	0.5	0.5	0.1	1.7
2	1.4 1.2 0.0 3.6	1.9	1.30	4.8	5.2	0.923	0.365	1.80	25	0.466	1.0	4.4	4.1	0.8	
	0.0 1.2	1.9	1.80	4.8	5.2	0.923	0.365	2.00	30	0.577	2.0	6.8	6.3	1.4	10.4
3	1.2 3.6 5.7	2.2	1.20	3.5	4.2	0.833	0.524	1.80	25	0.466	1.0	4.8	4.0	1.2	
	1.2 5.7	2.2	4.65	3.5	4.2	0.833	0.524	2.00	30	0.577	2.0	20.5	17.1	6.2	8.4
4	1.2 1.1 5.7 6.7	2.0	1.15	2.3	3.0	0.767	0.667	1.80	25	0.466	1.0	4.1	3.2	1.3	
	5.7 6.7	2.0	6.20	2.3	3.0	0.767	0.667	2.00	30	0.577	2.0	24.8	19.0	9.5	6.0
5	1.1 0.0 6.7 7.0	0.8	0.55	0.8	1.2	0.667	0.667	1.80	25	0.466	1.0	0.8	0.5	0.2	
	6.7 7.0	0.8	6.85	0.8	1.2	0.667	0.667	2.00	30	0.577	2.0	11.0	7.3	4.2	2.4
6	7.0 5.5 4.0	1.4	6.25	1.3	1.9	0.684	0.737	2.00	30	0.577	2.0	17.5	12.0	7.4	3.8
7	5.5 4.0	1.3	4.75	1.1	1.7	0.647	0.765	2.00	30	0.577	2.0	12.3	8.0	5.4	3.4
8	4.0 5.0	1.5	4.50	1.0	1.8	0.556	0.833	2.00	30	0.577	2.0	13.5	7.5	6.5	3.6
9	5.0 1.5	1.5	3.95	0.9	1.7	0.529	0.882	2.00	30	0.577	2.0	11.9	6.3	6.0	3.4
10	2.9 0.0	1.9	1.45	1.0	2.2	0.455	0.864	2.00	30	0.577	2.0	5.5	2.5	2.7	4.4
計													98.2	53.0	47.5

8) 計画安全率の決定

計画安全率は、切土後における風化などによる地山強度の低下、設計条件と現場条件の相違、対象物の重要度などを考慮し、ここでは次のように設定する。

$$F_s = 1.2$$

この計画安全率達成のためにアンカー工を用いて、アンカー工を用いて、アンカー支保構造物として吹付砕工を採用する。

9) 必要抑止力の算定

アンカー工法は、アンカー頭部に加えられた力を P C 鋼材を通じて地盤に伝達させ

て、すべろうとする土塊を地盤に押し付けて斜面の安定を図る工法である。

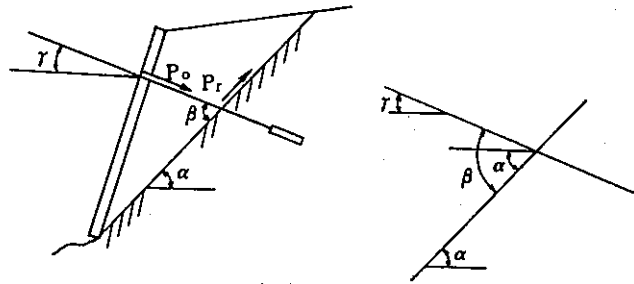


図 5.25 アンカー張力によるすべり抵抗

図 5.25 においてアンカー張力により生じるすべり抵抗は、次式で示される。

$$\begin{aligned} P_r &= P_o \cdot \cos \beta + P_o \cdot \sin \beta \cdot \mu \\ &= P_o \cdot (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi) \end{aligned}$$

$$\beta = \alpha + \gamma$$

ここに、 P_r ：アンカーによるすべり抵抗

P_o ：アンカー張力

α ：すべり面の水平との角度

β ：アンカーとすべり面とのなす角度

γ ：アンカーの打設角度（アンカーの水平面とのなす角度）

μ ：すべり土塊と安定地盤との間の摩擦係数（ $=\tan \phi$ ）

式中、 $P_o \cdot \cos \beta$ はアンカー引張力のすべり面に沿う抵抗成分、 $P_o \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi$ はアンカーによる支圧効果によりすべり面に付加される増加摩擦抵抗成分である。 P_r の算出にあたっては、アンカーの打設角度、すべり面付近の土塊の力学的性質などの技術的検討や経済性を相互的に検討し、そのどちらかを無視する場合もあり得る。

ここでは、アンカーの打設角度、地盤条件を総合的に判断し、両者の抵抗成分を配慮する。ただし、引き止め効果主として期待する場合のアンカーの打設角度は、 -10 度～ $+10$ 度の範囲を除いて水平に近いほど効果的である。

よって、アンカー工を設置した場合の安全率は以下のとおりである。

$$F_s = \frac{\Sigma W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + \Sigma c \cdot \ell + P_o \cdot (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\Sigma W \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{また、} F_o = \frac{\Sigma W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + \Sigma c \cdot \ell}{\Sigma W \cdot \sin \alpha}$$

であるから、

$$F_s = F_o + \frac{P_o \cdot (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\Sigma W \cdot \sin \alpha}$$

したがって、計画安全率を得るためのアンカー張力は次式で表される。

$$P_o = (F_s - F_o) \cdot \frac{\Sigma W \cdot \sin \alpha}{(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}$$

ここで、アンカーの打設角度 $\gamma = 30$ 度、アンカーとすべり面のなす平均角度 $\alpha = 43$

度であるから、これより必要アンカー張力を求めると以下のようなになる。

$$\beta = \alpha + \gamma = 43^\circ + 30^\circ = 73^\circ$$

$$\begin{aligned}\therefore P_o &= (F_s - F_o) \cdot \frac{\Sigma W \cdot \sin \alpha}{(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)} \\ &= (1.2 - 1.02) \times \frac{98.2}{(\cos 73^\circ + \sin 73^\circ \times \tan 30^\circ)} \\ &= 20.9 \text{ tf/m}\end{aligned}$$

5.1.3 押さえ盛土工

押さえ盛土工は、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】

押さえ盛土工は、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（施工中 1.1 以上、供用開始後 1.5 以上）を得られるように盛土量、盛土の位置を設計する。

押え盛土の形状は斜面のすべり面の形状に応じて 2 つに大別される。

① 浅層すべりに対する押え盛土

斜面のすべり面が浅く、すべり面の末端がのり面中にある場合、斜面全体に薄く盛土材（排水性の良い材料）を被覆して、のり面の勾配を緩くすることで対処する工法である。

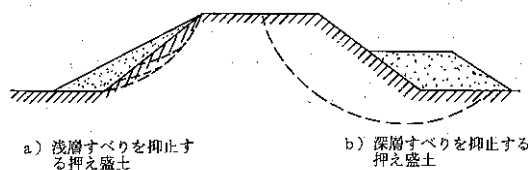


図 5.26 押え盛土の一般的形状

② 深層すべりに対する押え盛土

すべり面が深く、斜面全体を含んで変動する場合、斜面の下方ののり尻に重心を置いた堤体状の盛土で対処する工法である。

なお、押さえ盛土を行い、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。

盛土位置において地下水の透水層が浅部にある場合、又は地すべり末端部で地下水が浸出しているような場合には、押さえ盛土やその荷重によって地下水の出口が塞がれたり、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。また、急傾斜地に湧水がある場合は押さえ盛土工によりこれを遮断したり、その自重によって地下水の出口が塞がれ、背後部の地下水が上昇したりして急傾斜地が不安定になるおそれがあるため、地下水の処理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もしくは湧水の多い区域または軟弱地盤の区域には、盛土は原則として認めない。

のり面は、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。のり尻には原則としてのり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。

押さえ盛土の盛土高およびのり面勾配は、盛土材料の材質および盛土基礎地盤の特性により定めるが、本基準では砂防指定地内行為許可基準に準拠し、盛土のり勾配は 30 度未満とし、盛土の高さは 15m 以下とする。また直高 5m ごとに 2.0m 以上の小段を設けるものとし、小段には水路を設ける。

「出典：建設省河川砂防基準（案）同解説 調査編（地すべり） 平成 9 年 9 月」に加筆・修正

5.1.4 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および曲げモーメントに対して安全であるものとする。また杭工及び土留柵工の採用に当たって、のり切工等の他の工種との併用を原則とする。

【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。

表 5.9 杭工と土留め柵工の特徴

工 程	機 能 (目的)	規模	杭 の 材 料	打設方法	適用斜面	杭 の 設計計算
杭 工	① 杭のせん断および曲げモーメント抵抗により斜面のすべり力に抵抗し、斜面を安定させる。 ② 軟弱な地盤に杭を打込むことにより土塊を緊密にさせ、土塊の強度を増加させ斜面を安定させる。	大	鋼管杭 H形鋼杭 現場打鉄筋コンクリート杭	挿入 打込	地すべり斜面 地すべり性崩壊斜面 流れ盤になっている岩盤斜面	行う (曲げ杭・せん断杭)
土留柵工	① 表土層の薄い斜面に予想される板状すべり・円弧すべりや、局部的な崩壊を防止する。 ② 上方からの崩壊の拡大または崩壊土砂の斜面下方への移動を防止する。 ③ 裏込め材等により浸潤面の上昇を抑える。	中	鋼管杭 H形鋼杭	挿入	比較的斜面長が長く、かつ緩傾斜で表土層の薄い斜面	行う (曲げ杭)

(1) 杭工

杭工の機能は以下のとおりである。

- ① 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。
- ② 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ることにより急傾斜地を安定させる。

杭工に関する一般的留意事項は以下のとおりである。

- ① 適用斜面は、地滑り性の崩壊斜面や、流れ盤になっている岩盤斜面の崩壊防止に用いる。
- ② 打設方法により挿入杭と打込杭に区分され、一般に斜面崩壊防止工事では、地盤に有害な振動を与えないように挿入杭を用いられる。
- ③ 挿入杭のための削孔においては、ボーリング時の循環水により斜面地盤を緩めないため、循環水の使用を極力少なくする。また透水性の大きな砂質地盤などは無水ボーリングによることが望ましい。
- ④ 杭工は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を原則とする。
- ⑤ 杭工のための調査は地盤調査に重点を置き、すべり面を正確に想定し、不動地盤の

位置、深さ、強度定数を正確に把握する。

- ⑥ 杭工の設計は地すべり防止工事の設計に準ずる。ただし、斜面崩壊防止工事においては原則として曲げ杭で設計し、曲げモーメント及びせん断の両方に対して安全な杭を設計する。特に杭を急斜面に計画する場合、杭背面（谷側）の地盤反力に期待することは困難であり、抑え杭として曲げに対する耐力を十分に検討する。
- ⑦ なお杭工による計画安全率は、崩壊の性質、規模、危険度に加え保全対象の重要度、想定される被害の程度を勘案して総合的に判断するが、すべり推力を用いる場合には通常計画安全率（ F_{sp} ）＝1.2とする。
- ⑧ 杭の種類としては、鋼管杭、H形鋼杭、および鉄筋コンクリート杭を使用する。
- ⑨ なお杭工により斜面の安定性が確認された場合でも、残斜面における侵食防止対策を講じることとする。
- ⑩ 杭工の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 2004）などを参照すること。

(2) 土留柵工

土留柵工の機能は以下の通りである。

- ① 表土層の薄い斜面に予想される板状地すべり、円弧地すべり等のすべり性崩壊や局所的な崩壊を防止する。
- ② 上方からの崩壊の拡大または崩壊土砂の斜面下方への移動を防止する。
- ③ 裏込め材等により湿潤面の上昇を抑える。

適用斜面としては、比較的斜面長が長く、かつ緩傾斜で表土層の薄い斜面であり、杭の設計計算を行うものとする。

土留柵工は、斜面全体を掘削整形することなく斜面を安定させるため、現存植生を保存するなど環境・景観的な配慮から採用されることが多いが、以下の事項に留意する。

- ① 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ないように計画する。
- ② 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。
- ③ 斜面に大口径の穿孔を実施するため、振動や浸透水により斜面を緩めないように施工する。

土留柵工の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」を参考とする。

なお、土留柵工の計画にあたっては地質調査による不安定土層やすべり面の把握、安定解析等を実施した上で、柵の配置や杭の根入れ長さなどの施設諸元を決定する。

特に本基準では対策施設としての機能を維持するため、以下の規定に基づき計画する。

- Ⅰ 土留柵の設置位置は、直高 5.0m 間隔以下を原則とする。
- Ⅰ 安定計算上 5.0m 以上で安定となった場合でも、5.0m 以下を原則とする。
- Ⅰ 斜面勾配は切土のり勾配の規定である 35 度より緩いことを原則するが、地形的にこれより急勾配となるときは、安定解析などにより土留柵工間及び斜面全体としての安定性を確認する。
- Ⅰ また斜面侵食防止のための保護工や排水工を併せて検討する。
- Ⅰ 土留柵工における計画安全率は、崩壊機構が確実に把握されていることが前提となるすべり推力による場合の計画安全率 $F_{sp}=1.2$ を採用する。

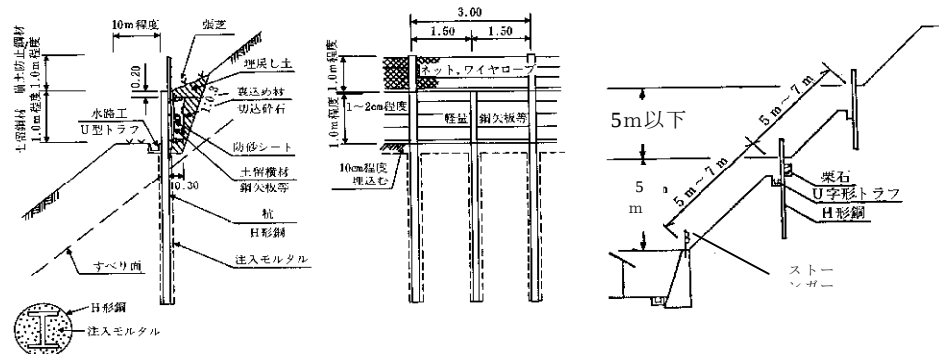


図 5.27 土留柵工の構造一例（単位：m）

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

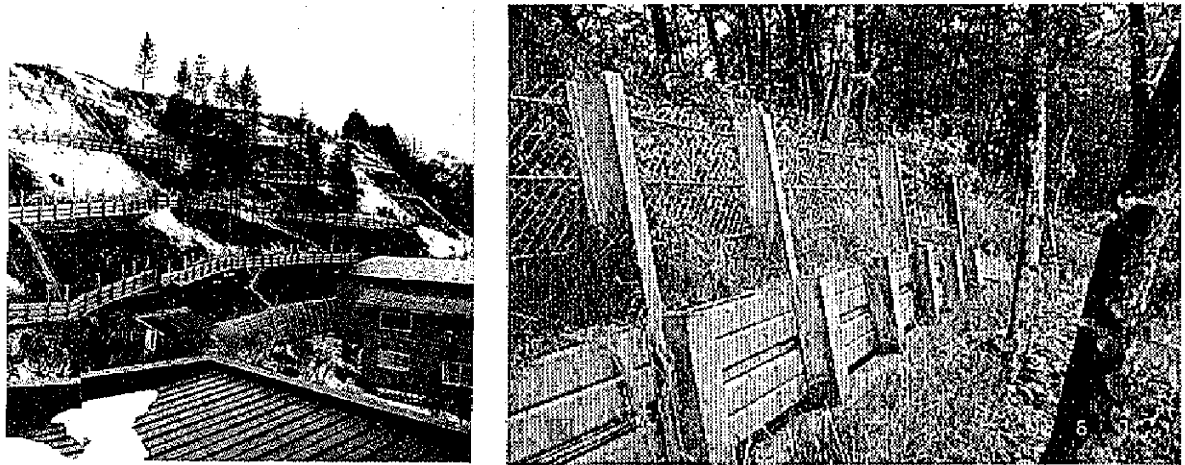


図 5.28 土留柵工の構造の一例

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

土留柵工の設計事例「新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例参考編より（平成 8 年 7 月）」

1) 斜面概要

斜面高さ：24m 斜面勾配：平均 40 度

地 質：基岩 新第三記中新世凝灰岩 表土 礫混じりシルト



図 5.29 モデル斜面平面図

2) 工法選定理由

既往崩壊状況から深さ 1 m 程度の表層土もしくは崩積土層中の滑落型の崩壊が確認された。また崩壊地周辺の簡易貫入試験によると N_c 値 10 以下のルーズな土層が 1m 程度分布しており、深さ 1m 程度の N_c 値 10 ラインの表層崩壊が想定された。

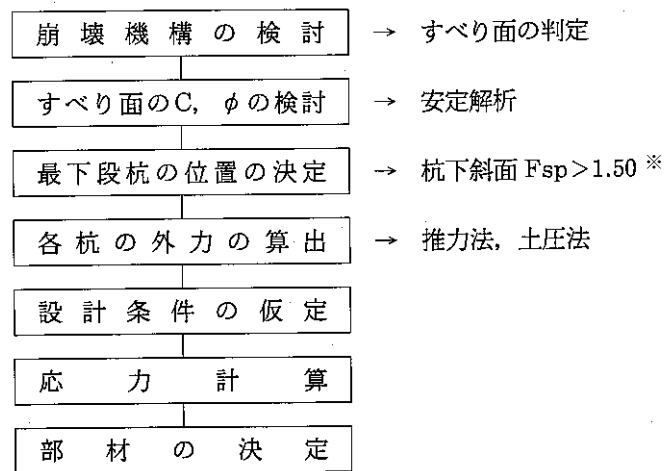
斜面傾斜が 40 度前後、斜面長が 40m と比較的長大であり、斜面内のスギ、ヒノキ等の樹木を極力保全しつつ斜面全体の安定度を高めることを目的として土留柵工を計画した。

土留柵工の配置は、最下段下方残斜面の安全率 $F_{sp}=1.5$ を確保できる位置を 1 段目とし、中抜け防止のため直高 5m 程度の間隔で 2 段目以降を配置する。またのり尻に湧水が確認されるため、斜面脚部の侵食による崩壊拡大防止のため斜面末端部に井桁擁壁工を併せて計画する。

すなわち、土留柵工の効果は、杭による不安定土砂の滑落に対する抵抗力を付加し（抑止効果）、さらに、崩壊の拡大または崩壊土砂の斜面下方への移動防止（縁切効果）、また裏込材等により湿潤面の上昇を抑える機能（排水効果）を併せもつものである。

3) 設 計

土留柵工の設計は下記の要領で行う。（※ F_{sp} はこの事例の場合 1.5 で計算）



① 安定解析 ～すべり面の C, ϕ の推定

すべり面の強度 C～ ϕ は、現地形におけるすべり面全体の現状安全率を $F_s=1.00$ と仮定しこれより粘着力 C をすべり層厚の 1/10 (tf/m^2) とすることで、逆算により一方の ϕ を求める。

$$F_s = \frac{\sum(N-u) \cdot \tan \phi + C \cdot \sum \ell}{\sum T} \dots\dots\dots ①$$

ここに、 F_s : 安全率

T : 分割片の接線力の合計 (t/m)

N : 分割片の法線力の合計 (t/m)

u : 分割片に作用する間隙水圧の合計 (t/m)

ℓ : 分割片のすべり面長の合計 (m)

C : すべり面の土の粘着力 (tf/m^2)

ϕ : すべり面の土の内部摩擦角 (度)

不安定土層厚 1.0m より粘着力 : $C=0.1 \text{ tf}/\text{m}^2$ と仮定し、①より

$$\tan \phi = \frac{F_s \cdot \sum T - C \cdot \sum \ell}{\sum(N-u)} = \frac{1.0 \times 41.93 - 0.1 \times 41.46}{54.55} = 0.693$$

$$\phi = 34.7^\circ$$

表 5.10 安定計算書 (現況)

スライス NO	山側高 H 1	谷側高 H 2	幅 D	面積 A	重量 $W=A \cdot \gamma$	勾配 θ	接線力 T $W \cdot \sin \theta$	法線力 N $W \cdot \cos \theta$	すべり面長 L
1	0.00	0.50	1.10	0.275	0.47	2.0	0.02	0.47	1.10
2	0.50	0.83	1.10	0.732	1.24	7.0	0.15	1.23	1.11
3	0.83	1.20	1.15	1.167	1.98	12.0	0.41	1.94	1.18
4	1.20	1.35	1.15	1.466	2.49	22.0	0.93	2.31	1.24
5	1.35	1.20	1.10	1.403	2.38	34.0	1.33	1.97	1.33
6	1.20	1.20	1.10	1.320	2.24	34.0	1.25	1.86	1.33
7	1.20	1.20	1.03	1.236	2.10	34.0	1.17	1.74	1.24
8	1.20	1.15	1.03	1.210	2.06	34.0	1.15	1.71	1.24
9	1.15	1.15	1.03	1.185	2.01	34.0	1.12	1.67	1.24
10	1.15	1.20	1.03	1.210	2.06	34.0	1.15	1.71	1.24
11	1.20	1.30	0.85	1.063	1.81	34.0	1.01	1.50	1.03
12	1.30	1.40	0.85	1.148	1.95	34.0	1.09	1.62	1.03
13	1.40	1.30	1.03	1.391	2.36	40.0	1.52	1.81	1.34
14	1.30	1.25	1.03	1.313	2.23	40.0	1.43	1.71	1.34
15	1.25	1.20	1.03	1.261	2.14	40.0	1.38	1.64	1.34
16	1.20	1.12	1.03	1.195	2.03	40.0	1.30	1.56	1.34
17	1.12	1.17	0.80	0.916	1.56	40.0	1.00	1.20	1.04
18	1.17	1.20	0.80	0.948	1.61	40.0	1.03	1.23	1.04
19	1.20	1.20	0.70	0.840	1.43	43.5	0.98	1.04	0.97
20	1.20	1.15	0.70	0.823	1.40	43.5	0.96	1.02	0.97
21	1.15	1.50	0.70	0.928	1.58	43.5	1.09	1.15	0.97
22	1.50	1.90	0.70	1.190	2.02	43.5	1.39	1.47	0.97
23	1.90	1.80	0.50	0.925	1.57	43.5	1.08	1.14	0.69
24	1.80	1.75	1.10	1.953	3.32	43.5	2.29	2.41	1.52
25	1.75	1.70	1.00	1.725	2.93	42.0	1.96	2.18	1.35
26	1.70	1.65	1.00	1.675	2.85	42.0	1.91	2.12	1.35
27	1.65	1.60	1.00	1.625	2.76	42.0	1.85	2.05	1.35
28	1.60	1.60	1.00	1.600	2.72	42.0	1.82	2.02	1.35
29	1.60	1.50	1.00	1.550	2.64	42.0	1.77	1.96	1.35
30	1.50	1.50	1.00	1.500	2.55	42.0	1.71	1.90	1.35
31	1.50	1.50	1.00	1.500	2.55	42.0	1.71	1.90	1.35
32	1.50	1.10	0.90	1.170	1.99	42.0	1.33	1.48	1.21
33	1.10	0.75	0.90	0.833	1.42	42.0	0.95	1.06	1.21
34	0.75	0.35	1.00	0.550	0.94	42.0	0.63	0.70	1.35
35	0.35	0.00	0.30	0.053	0.09	42.0	0.06	0.07	0.40
計					69.48		41.93	54.55	41.46

② 最下段の杭の位置の決定

最下段の土留柵工の位置の決定に関しては、その下方の土塊の安全率 F_s が目標安全率（※ $F_{sp}=1.50$ ）を満足するように計画する。

表 5.11 安定計算書

スライス NO	山側高 H 1	谷側高 H 2	幅 D	面 積 A	重 量 W=A・ γ	勾 配 θ	接線力 T W・sin θ	法線力 N W・cos θ	すべり面長 L
2	0.50	0.83	1.10	0.732	1.24	7.0	0.15	1.23	1.11
3	0.83	1.20	1.15	1.167	1.98	12.0	0.41	1.94	1.18
4	1.20	1.35	1.15	1.466	2.49	22.0	0.93	2.31	1.24
5	1.35	1.20	1.10	1.403	2.38	34.0	1.33	1.97	1.33
6	1.20	1.20	1.10	1.320	2.24	34.0	1.25	1.86	1.33
7	1.20	1.20	1.03	1.236	2.10	34.0	1.17	1.74	1.24
8	1.20	1.15	1.03	1.210	2.06	34.0	1.15	1.71	1.24
計					14.49		6.39	12.76	8.67

$$\textcircled{1}\text{より } F_s = \frac{\tan 34.7^\circ \times 12.76 + 0.1 \times 8.67}{6.39} = 1.52 > F_{sp} = 1.50^* \quad \text{OK}$$

③ 杭の外力の算出

土留柵工に用いる外力の算定に当たっては、「推力法」および「土圧法」があり、各々別個に計算を行い部材の選定にあたる。

③-1 推力による外力の算出

※ 計画安全率 $F_{sp}=1.50$ を満足させるために必要な抵抗力 Pr は次式から求める。

$$Pr = 1.50 \cdot \Sigma T - \{ \Sigma (N - u) \cdot \tan \phi + C \cdot \Sigma \ell \} \quad \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

最下段の土留柵工の杭に働く推力は

$$\textcircled{2}\text{より } Pr = 1.50 \times 8.70 - \{ 11.66 \times \tan 34.7^\circ + 0.1 \times 8.56 \} = 4.12 \text{ (tf/m)}$$

$$\text{水平力 } PH = 4.12 \times \cos 34.0^\circ = 3.42 \text{ (tf/m)}$$

$$\text{作用位置 } h' = 1.35 \times 1/3 = 0.45\text{m}$$

表 5.12 安定計算書

スライス NO	山側高 H 1	谷側高 H 2	幅 D	面 積 A	重 量 W=A・ γ	勾 配 θ	接線力 T W・sin θ	法線力 N W・cos θ	すべり面長 L
9	1.15	1.15	1.03	1.185	2.01	34.0	1.12	1.67	1.24
10	1.15	1.20	1.03	1.210	2.06	34.0	1.15	1.71	1.24
11	1.20	1.30	0.85	1.063	1.81	34.0	1.01	1.50	1.03
12	1.30	1.40	0.85	1.148	1.95	34.0	1.09	1.62	1.03
13	1.40	1.30	1.03	1.391	2.36	40.0	1.52	1.81	1.34
14	1.30	1.25	1.03	1.313	2.23	40.0	1.43	1.71	1.34
15	1.25	1.20	1.03	1.261	2.14	40.0	1.38	1.64	1.34
計					14.56		8.70	11.66	8.56

③-2 土圧による外力の算出

クーロン土圧より

$$\text{杭天端での土圧強度} \quad q_1 = r \cdot \Delta h \cdot K_A \quad \dots\dots\dots ③$$

$$\text{前面地山位置での土圧強度} \quad q_2 = r \cdot (\Delta h + h) \cdot K_A \quad \dots\dots\dots ④$$

ここで, r : 土の単位体積重量 1.8 (tf/m³)

r' : 崩積土の単位体積重量 1.6 (tf/m³)

h : 柵高 1.0m

Δh : 上載荷重考慮の換算高さ $\Delta h = (r'/r) \cdot h = (1.6/1.8) \times 1.0 = 0.89\text{m}$

K_A : 土圧係数 $K_A = 0.75$

よって $q_1 = 1.80 \times 0.89 \times 0.75 = 1.20$, $q_2 = 1.80 \times (0.89 + 1.00) \times 0.75 = 2.55$

主働土圧力 $PA = 1/2 \cdot (q_1 + q_2) \cdot h = 1/2 \times (2.55 + 1.20) \times 1.0 = 1.88 \text{ (t/m)}$

作用位置 $h' = (q_2 + 2q_1)/(q_2 + q_1) \cdot h/3 = (2.55 + 2 \times 1.20)/(2.55 + 1.20) \times 1.0/3 = 0.44\text{m}$

④ 設計条件の仮定

1) 設計条件

ア) 設計外力

親杭間隔 $D = 1.5\text{m}$ とすると 土圧法 $Ph = P \cdot D = 1.88 \times 1.5 = 2.82\text{t}$

推力法 $Ph' = 3.42 \times 1.50 = 5.13\text{t}$

イ) 作用点

土圧法 $h = 0.44\text{m}$

推力法 $h' = 0.45\text{m}$

ウ) 使用鋼材 H形鋼 H150×150

エ) 断面二次モーメント $I = 1,640 \text{ (cm}^4\text{)}$

オ) 断面係数 $Z = 219 \text{ (cm}^3\text{)}$

カ) 設計K値 $K = N/5$

ここで N : 支持地盤から $1/\beta$ 区間の平均 N 値

土圧法 $K = 8.97/5 = 1.79$

推力法 $K' = 8.74/5 = 1.75$

2) β (特性値) 算出

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$\text{土圧法} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{1.79 \times 15}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 1,640}} = 0.00664 \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$$\text{推力法} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{1.75 \times 15}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 1,640}} = 0.00661 \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

3) 最大曲げモーメント $M_{\max}$ の算出

$$M_{\max} = -Ph \cdot \frac{\sqrt{(1 + 2 \cdot \beta \cdot h)^2 + 1}}{2 \cdot \beta \cdot h} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot h}\right)$$

$$\begin{aligned} \text{土圧法} \quad M_{\max} &= 2,820 \times 44 \times \frac{\sqrt{(1 + 2 \times 0.00664 \times 44)^2 + 1}}{2 \times 0.00664 \times 44} \times \exp\left\{-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.00664 \times 44}\right\} \\ &= 227,000 \text{ (kgf} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{推力法} \quad M_{\max} &= 5130 \times 45 \times \frac{\sqrt{(1 + 2 \times 0.00661 \times 45)^2 + 1}}{2 \times 0.00661 \times 45} \times \exp\left\{-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.00661 \times 45}\right\} \\ &= 4.17 \times 10^5 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

⑤ 応力計算と部材の決定

1) 杭の応力計算

曲げモーメントに対する検討

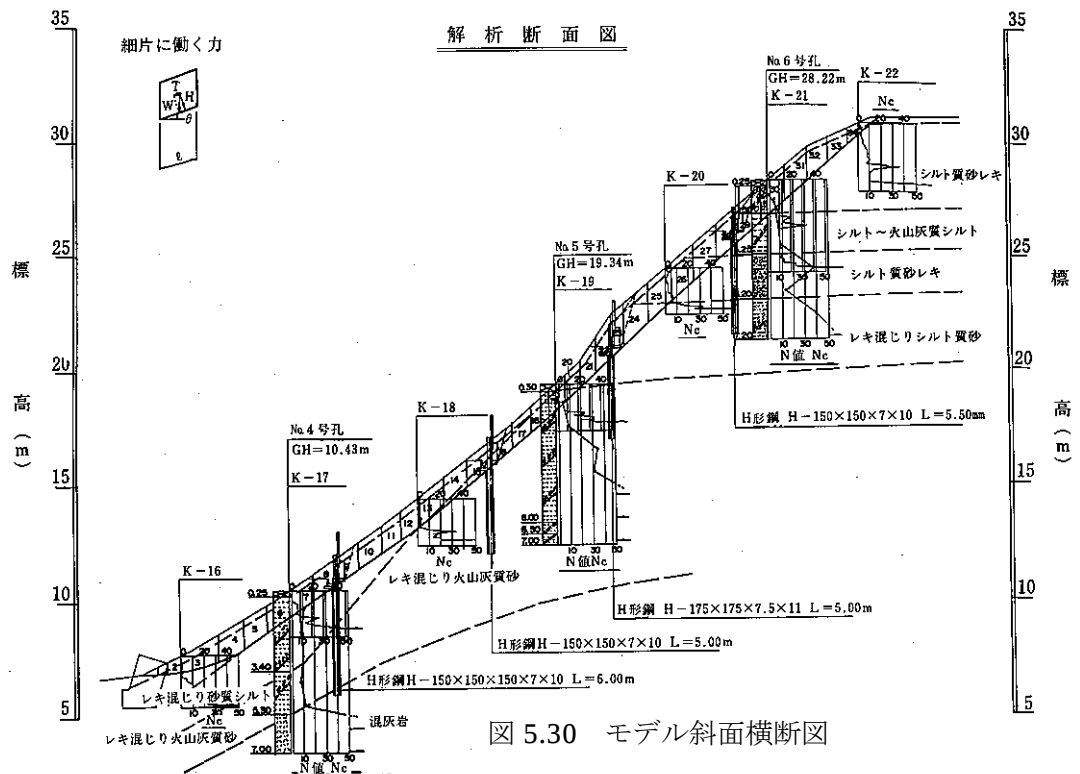
$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{M_{\max}}{Z} \\ &= \frac{227,000}{219} = 1,037 < 1,400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK (土圧法)} \\ &= \frac{417,000}{219} = 1,904 < 2,100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK (推力法)}\end{aligned}$$

2) 杭の根入れ長さ (ℓ)

$$\ell = \frac{3}{\beta} = \frac{3}{0.00661} = 454 \text{ (cm)}$$

3) 杭の全長 (L)

$$\begin{aligned}L &= \ell + \text{杭頭からすべり面までの深度} \\ &= 454 + 135 = 589 \rightarrow 6.00 \text{ (m)}\end{aligned}$$



5.1.5 鉄筋挿入補強土工法（ノンフレーム工法）

ノンフレーム工法は、既存の樹木等の斜面安定効果を活用しつつ、鉄筋挿入により斜面全体の安定度を向上させる工法である。実施においては、斜面安定解析等により斜面全体の安定性を評価し、必要抑止力を算定するとともに、鉄筋の引き抜き試験等地山の状況を把握して、安全性を確認した上で採用する。

【解 説】

ノンフレーム工法は補強材（ロックボルト）による地山の補強効果、支圧板による土塊の押さえ込み効果、頭部連結材（ワイヤーロープ）による引き留め効果などにより、複合的に斜面の安定性を図る工法である。ノンフレーム工法は、樹木の伐採や切土の作業量が少ないことや、部材や施工機械等が軽量で、安定度の高い自然斜面での施工が可能なこともあり、景観対策や工事費の合理化の観点からも最近採用されることの多い工法である。また補強材に自穿孔式のロックボルトを使用しており、表層土のような孔壁が自立しにくい土質にも対応が可能とされている。

しかし最近の工法でもあり、また、表層土の安定には植生による抑止も寄与することから、適用にあたっては十分な現地調査や地質調査に基づき計画するほか、斜面を安定化させる範囲や各部材の耐久性についても検討しておくことが必要である。また十分に安定度が確認できる斜面においてのみ適用する。本工法の採用にあたっては現地状況を十分に調査の上、府担当者と協議の上、用いることとする。

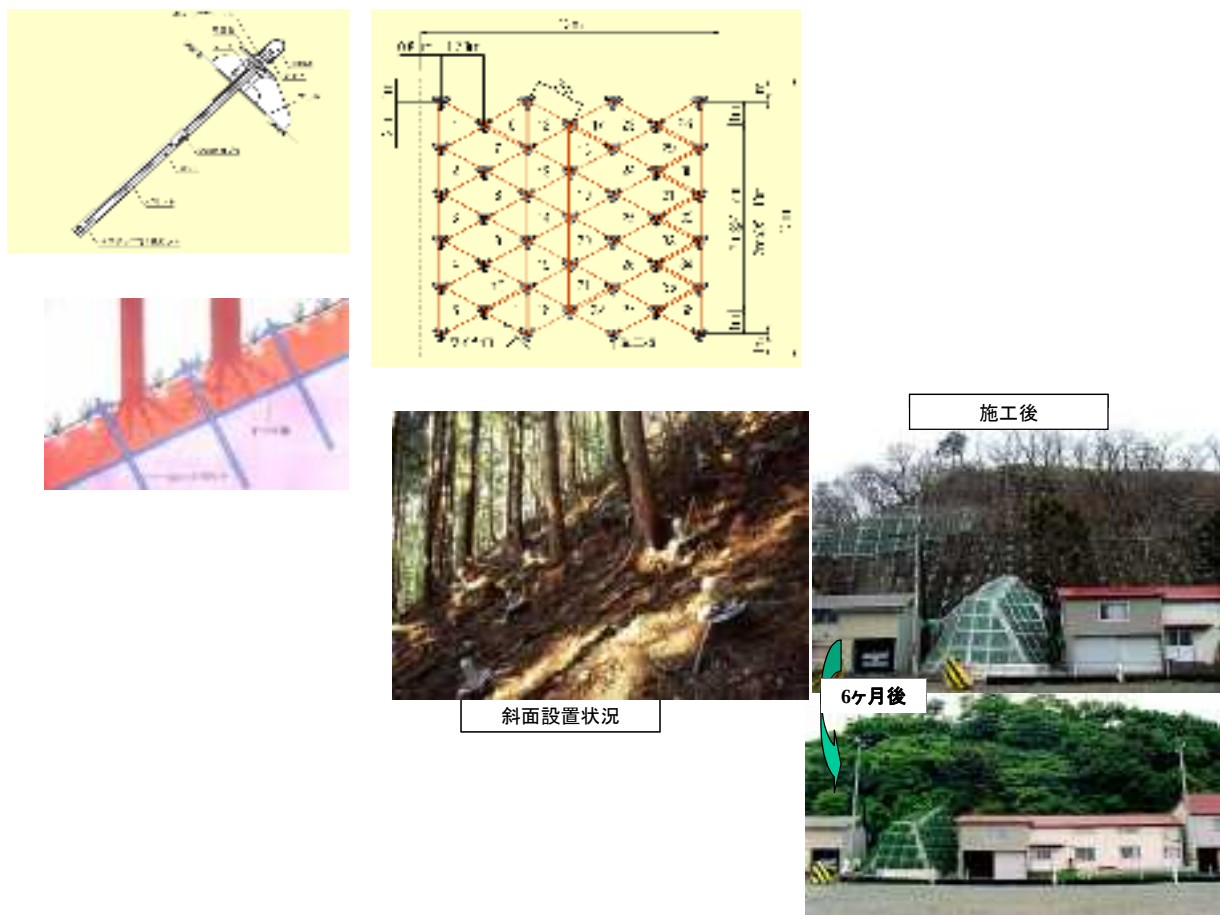


図 5.31 ノンフレーム工法の設計及び施工例

1) ノンフレーム工法の適用範囲

- ・ ノンフレーム工法は、基本的にはすべり面の深さが 3m以下の浅層すべりに摘要し、現地の地形や地質により適用の可否や計画範囲を決定する。
- ・ 一般的には 30度～60度の範囲で摘要する。

2) 使用する部材

ノンフレーム工法には、主に補強材、支圧板、ワイヤロープの3つの部材で構成され、以下のような役割を持っている。

- ・ 補強材 想定すべり面より深い安定地盤に定着させ、地山と補強材との相互作用により、斜面を安定させる効果を発揮する。
- ・ 支圧板 補強材の曲げ抵抗力、及び補強材により生じる軸力をより効果的に発揮させる。
- ・ ワイヤロープ ワイヤロープにより、引き留め・荷重分散・土壌緊縛等の効果を有する。

なお補強材間隔は、2mを標準（最大）とする。これは1本の補強材の影響範囲が同じ大きさの円周内であると仮定すると、各補強材の効果範囲を最も効率的よく発揮できる平面的な配置は正三角形となり、2mの正三角形を標準配置とする。

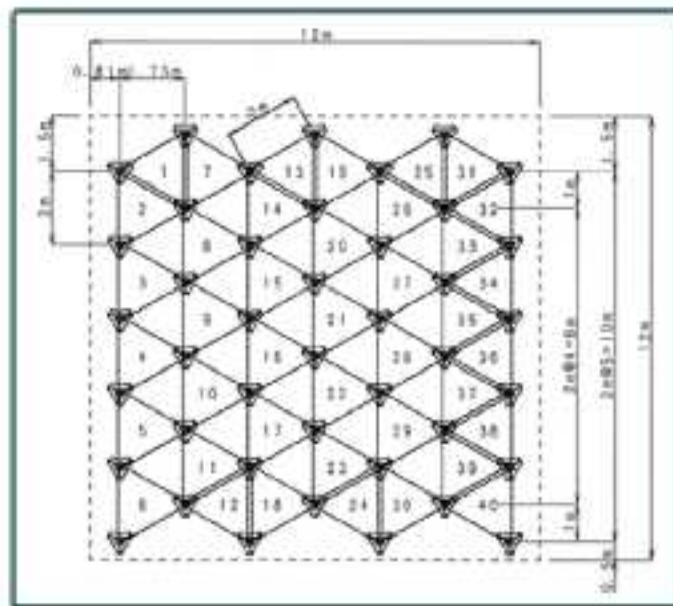


図 5.32 補強材の標準配置間隔例

3) 設計の基本的考え方

- ・ 施工完了後の斜面安定を検討し、所要の安全率を確保しなければならない。
- ・ 設計検討では検討断面を設定し、極限釣り合い法で斜面の安定を検討する。

施工計画の地形、地質調査、土質試験から検討断面及び設計定数を決定する。また安定計算では直線あるいは円弧、複合すべりのすべり線上の極限つりあいを考え、フェレニウス法、修正フェレニウス法、またはヤンブー法等により安定計算をする。

- ・ 補強材及び支圧板の抵抗力がすべりに抵抗する。

これまでの実験では、表層部が不安定な土塊でも、一般の地山補強土工法と同等の効果が得られることが確認されている。

なお頭部連結材の効果については、模型試験や現地試験などにより「引き留め効果」、「荷重分散効果」、「土壌緊縛効果」が確認されているが、これらを設計に取り込むための定量的データが少ないため、現時点では設計に取り入れれない。

- ・ 本工法の設計で使用する荷重は、原則として不安定土塊の重量とする。

樹木の重量は考慮しない。これは一般的に単位面積当りの樹木重量は、土塊重と比較して極めて小さいため無視する。なお雪荷重については、必要に応じて考慮する。

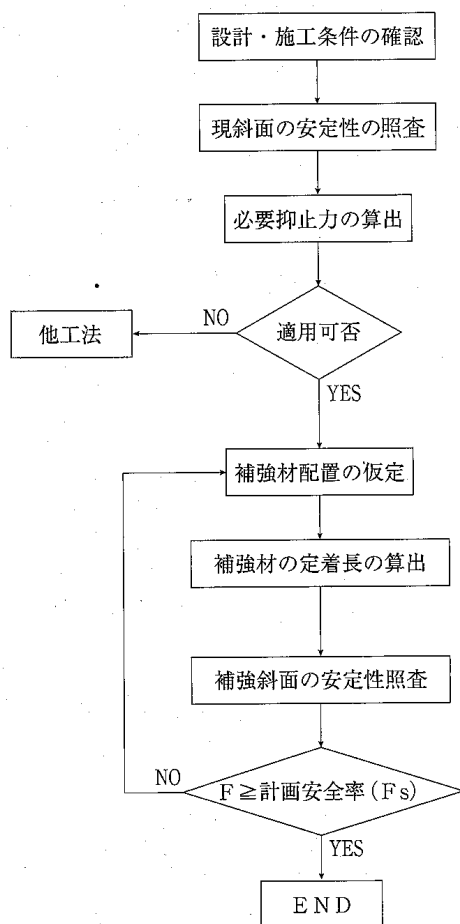


図 5.33 ノンフレーム工法設計手順

4) 安全率、許容付着応力および許容荷重

安全率、許容荷重および許容付着応力については次の考え方を基本とする。

- (1) 斜面のすべり崩壊に対する計画安全率
斜面のすべり崩壊に対する計画安全率 (F_s) は、常時 1.2 以上、地震時 1.0 以上とする。
- (2) 補強材の許容荷重
補強材の長期許容荷重 (P_a) は 129 kN とする。
- (3) グラウトと地盤の間の極限周面摩擦抵抗
グラウトと地盤間の極限周面摩擦抵抗については、引き抜き試験を行って決定することが望ましいが、実施工前に安全性の確認をすることを条件として推定値を使ってもよい。
- (4) 極限周面摩擦抵抗の安全率
極限周面摩擦抵抗の安全率 (F_{pp}) は、下記値を基本とする。
常時：2.5 地震時：1.5
- (5) 補強材とグラウト間の許容付着応力
補強材とグラウト間の許容付着応力は、表 4-1 とする。

表 4-1 許容付着応力

設計基準強度 (N/mm^2)	24
許容付着応力 (N/mm^2)	1.6

※補強材の引き抜き試験は、設計段階で実施しておくこと。

5) 施工後の維持管理

ノンフレーム工法における主な点検項目と対処方法は、以下のとおりである。

主な点検項目	対 処 方 法
斜面内の異常の有無 (亀裂、表土の侵食、湧水、等)	・状況に応じて、亀裂の拡大防止、緑化工や金網張り工等の法面保護工、水抜対策などの処置をする。
支圧板の浮き上がり	・ナットを締め直し、地山に密着させる。 ・再度浮き上がることがないように、法面保護工や、支圧板下にモルタルを充填する等の処置をする。
キャップの緩み	・防錆油の漏れがあれば補充し、キャップを増し締めする。 ・支圧板の浮き上がりが原因の場合は、上記の処置も行なう。
ワイヤの異常な緊張・弛み	・斜面内に亀裂・崩壊などの異常がないか点検し、異常がある場合は、亀裂・崩壊の拡大防止の措置をとる。 ・弛みのあるワイヤは、ターンバックルにより適度に再緊張させる。

なお詳細は、以下の資料を参考のこと。

・ノンフレーム工法 設計・施工マニュアル (案)

平成 13 年 7 月

ノンフレーム工法研究会

5.2 のり面保護工

法面保護工は、植生または構造物で法面を被覆して法面の侵食や風化を防止し、法面の安定を図るため行うものであり、地形・地質・気象条件等を考慮し、施工箇所に適した工法を選択しなければならない。

【解 説】

法面保護工は、植生または構造物で法面を被覆し、法面の侵食、風化等を防止するために用いる。

このため、のり面保護工を施工する斜面に関しては、安定計算等により斜面自体の安定性（所定の安全率の確保）を確認しておくことが前提であり、斜面の侵食や風化を防止することのみを目的としてのり面保護工を設置する。

植生による法面保護工は、法面に植物を繁茂させることにより、侵食の防止、凍上崩落の抑制等を目的としている。植生工は緑化によって周辺の自然環境との調和を図ることができるが、その生育に必要な気象、土壌等の諸条件が満たされる箇所以外では用いるべきでない。

構造物による法面保護工は、植生の生育に不適当な法面または植生のみでは法面の十分な保護を図ることができない場合に用いる。この方法を用いる場合、土圧が働くと予想される箇所は現場打ちコンクリート法枠工のように多少の土圧に耐えうる構造のものがあるが、構造物による法面保護工のみでは所要の安定性を確保できない場合が多いので、必要に応じてアンカー工の併用等、別途対策を講じるものとする。

なお、植生による法面保護工及び構造物による法面保護工は、いずれも雨水、湧水等に対する処置が必要で、その法面の排水について適切な処置を講ずるものとする。また植生による法面保護工においては、植生の生育を継続し侵食防止機能を継続するための維持管理計画を策定する。

法面保護工の一般的な工種とその目的は、表 5.13 とおりである。

表 5.13 法面保護工の工種とその目的

分 類	工 種	目 的
植生による 法面保護工	張芝工 種子吹付工 植生盤工 植生袋工 植生穴工 植生ネット工 植生ポット工	侵食防止、凍上崩落抑制 自然との調和 ※他工法併用
構造物による 法面保護工	石張工 ブロック張工 コンクリート張工 モルタル吹付工 コンクリート吹付工 プレキャストのり枠工 現場打ちコンクリートのり枠工	風化、侵食、法面崩壊の防止 法面小崩壊の抑制

5.2.1 張 工

張工の目的は、のり面の風化、侵食および軽微な剥離、崩壊を防止することであり、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。

このため張工の採用にあたっては、のり切りによる安定勾配形成後の表面保護若しくは、張工自重も考慮して、斜面の安定計算を実施し、所定の計画安全率が確保されることが前提となる。

【解 説】

(1) 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工の計画

法面勾配が $1:1.0$ より緩い場合に用い、直高 5.0m 以下を標準とするが、切土安定勾配によらない場合は斜面の安定を検討すること。

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良い。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。

湧水や浸透水がある場合には、裏面の排水を良好にするため、ぐり石または切込碎石を用いて 20cm 程度の厚さの裏込めをしなければならない。水抜工は $\Phi 50\text{mm}$ のものを用い、標準的には 3 m^2 あたりに 1 箇所設けるものとするが、湧水がみられる場合、透水性の地山の地山の場合等においては、必要に応じて増設することが望ましい。

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。

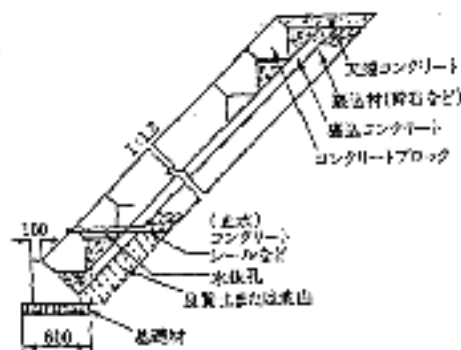


図 5.34 コンクリートブロック張工の例

(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剥離崩壊を防止するために用いる。コンクリート張工の厚さは $20\sim 80\text{cm}$ 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など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ときは、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 $1:0.3\sim 1:1.0$ 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。また切土安定勾配によらない場合は斜面の安定を検討すること。やむを得ず大きな勾配変化となるときは、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程度の斜面には無筋コンクリート張工が、1:0.5程度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。抑止力を期待し、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ため構造計算を行って、厚さ、鉄筋の配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に巻き込み、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、勾配の変化などで飛び散ったり、溢れたりしない構造とする。

水抜工は標準的には3㎡あたりに1箇所設けるものとするが、湧水がみられる場合、透水性の地山の地山の場合等においては、必要に応じて増設することが望ましい。

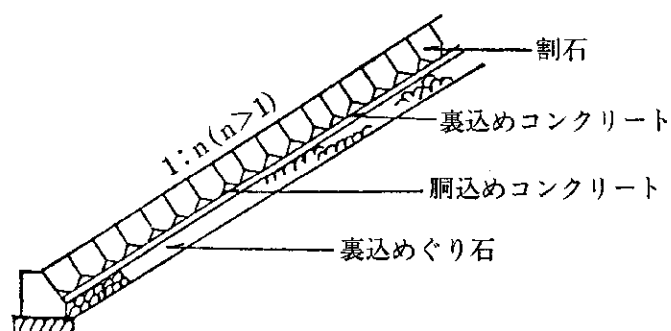


図 5.35 石張工の一例

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）」

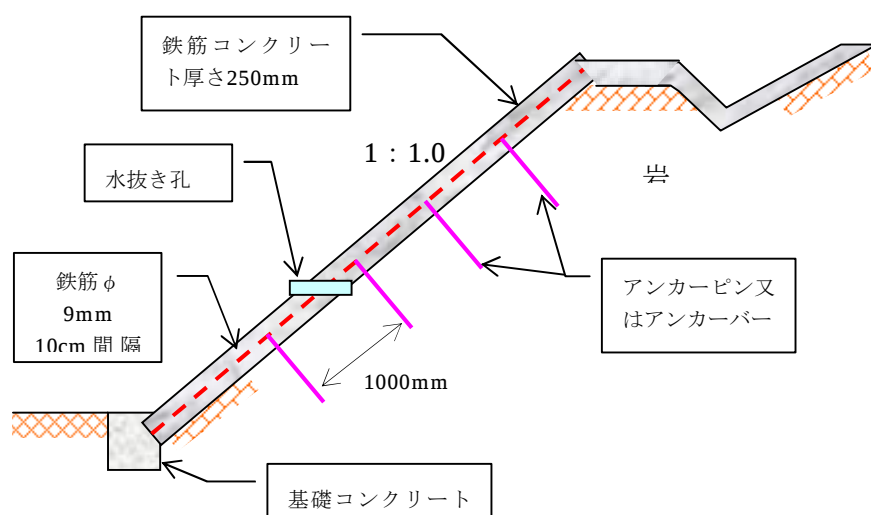


図 5.36 コンクリート張工の一例

5.2.2 植生工

植生工は、のり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って凍上崩壊を抑制するとともに、緑化によるのり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。

なお植生工は、のり枠工など他ののり面对策施設と併用することを原則とする。

【解 説】

のり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。

また植生工は斜面表面の土壌侵食を防止することが主な効果であり、植生工のみで斜面の崩壊を防止することはできない。

このため本基準においては、植生工についてはのり枠工の内部、土留め工により斜面の安定性が確認された範囲の侵食防止工法として採用することを原則とする。

なお植生が生育して効果が期待できるまでの保育計画や、効果を継続する維持管理計画も併せて検討する。

(1) 植生工の計画

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

- 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 緑化の導入を容易にするためには、斜面勾配は **1 : 1.0 (45 度)** よりも緩いことが望ましいが、特別な場合でも **1 : 0.5 (63 度)** 程度までならば全面的な緑化が可能である。
- ④ 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。
- ⑤ 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。
- ⑥ 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：道路土工－のり面工・斜面安定工指針－（P218）平成 11 年 3 月」

(2) 植生工の選定

植生工には、使用植物の種類や地形、地質、気象、施工時期などに応じた適用工法があるので、導入工法をよく検討する必要がある。

表 5.14 には、植生工選定の際の目安を示す。

表 5.14 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、岩塊また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、岩塊また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		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

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。

注) 種子吹付工は、ポンプを使用して散布厚を1cm未満とし、45度より緩い勾配で適用する

注) 客土吹付け工は、ポンプまたはガンを用いて厚さ1～3cmに吹き付け、45度より緩い勾配で適用する。

注) 厚基材吹付け工は、モルタルガンを用いて厚さ3～10cmに吹き付け、60度程度の勾配まで施工が可能である。

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）」

5.2.3 吹付工

吹付工は、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ことを目的としている。

なお吹付工は、崩落の恐れのない岩盤にのみ採用することを原則とするが、崩壊防止効果が定量的に評価できない場合は、のり砕工などの他ののり面对策施設、及び待受け施設と併用することとする。

【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砕工程度では不十分な場合などののり面の保護をするために行うものである。

なお吹付工は斜面表面の侵食や風化を防止することが主な効果であり、吹付工のみで斜面の崩壊を防止することはできない。このため本基準においては、吹付工についてはその利用と評価を制限する。

- ① 発生源対策としては、のり砕工内部の風化防止等、他の斜面安定工との併用により効果を評価する。(のり切りによる斜面对策と併用も可)
- ② 例えば岩盤が露出する斜面で切土安定勾配によらず吹付工のみの発生源対策を実施した場合は、土砂防止効果は定量的に評価せずに、待受け施設も実施するものとする。

(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剥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はらう必要がある。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。維持管理面では、表面のヒビや剥離など見られた場合、地山の風化・崩落状況、吹付工背面のヌケなど調査を行い補修が必要となる。

(2) 吹付工の設計

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、施工性や経済性も考慮して決定する必要がある。

① 吹付厚

吹付厚の標準は、モルタル吹付工で7～10cm、凍結融解を繰り返す地方では10cm以上の厚さが必要である。コンクリート吹付工では10～25cmの事例が多い。

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

モルタル吹付においては、凍結融解を繰り返す地方では 10cm、それ以外の地域では 8cm の吹付厚を標準とする。

② 補強

切土後ののり面の状態は、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・収縮が若干異なる場合があるので、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。

③ 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 5.14 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 $\Phi 50\text{mm}$ (VP50) 以上で、2 ~ 4 m^2 に 1 本程度を目安に設置する。

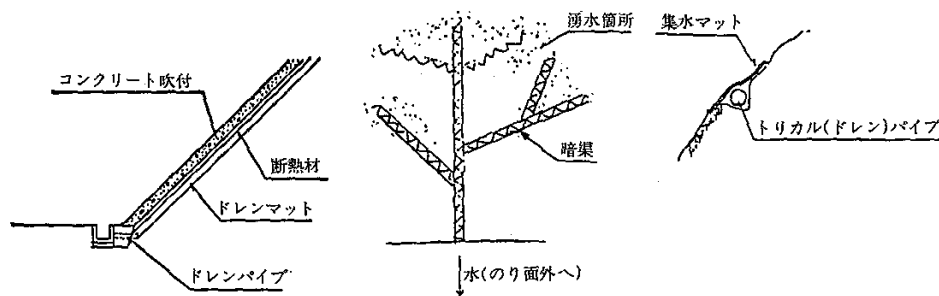


図 5.14 水処理・湧水処理の一例

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

④ 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 5.15）。

吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい（図 5.16）。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、排水路と一体となるように設計する（図 5.17）。

<斜面法肩に用地の制約がない場合>

<斜面法肩に用地の制約がある場合>

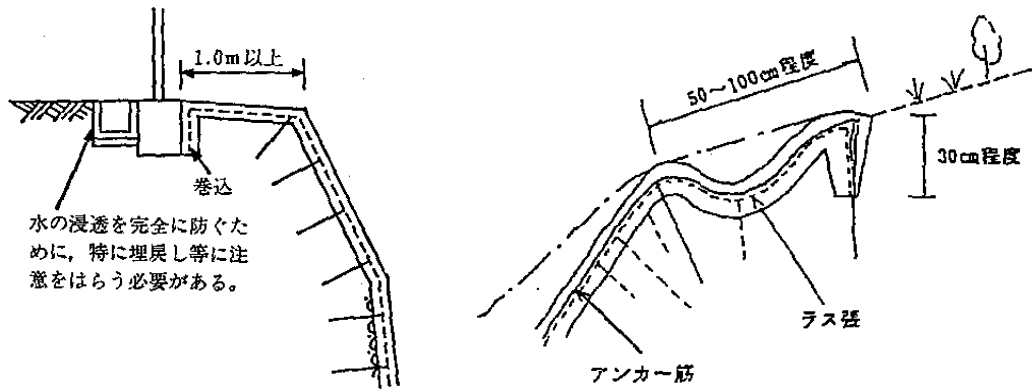


図 5.15 法肩処理の一例

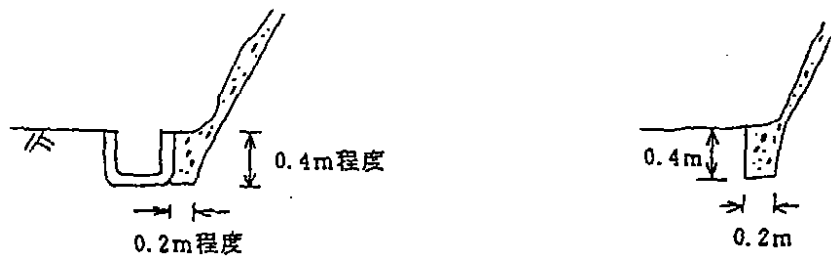


図 5.16 法尻処理の一例

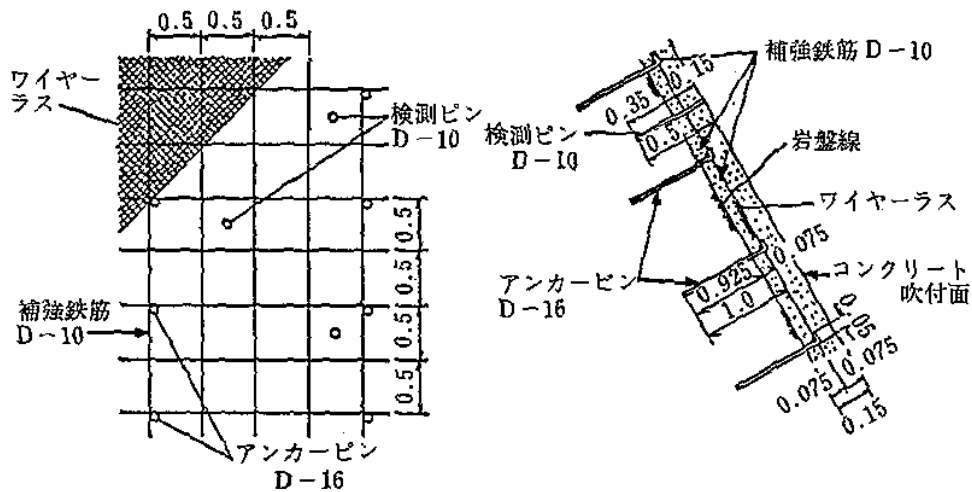


図 5.17 コンクリート吹付工の一例（単位：m）

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

5.2.4 のり枠工

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

のり枠工は湧水を伴う風化岩や硬土、長大のり面などの円弧、直線すべり等長期にわたる安定を確保する必要がある箇所に計画する。

【解 説】

のり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のり面の風化、侵食を防止し、のり面表層の崩壊を抑制することを目的としている。

(1) のり枠工の一般的留意事項

- 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 のり枠工により斜面全体の安定性を評価した上で、のり枠内部に植生工を導入して、表面侵食の防止と環境対策を図るものとする。
- ③ 植生工のみでは表面侵食が防止できない場合、かつ原則として傾斜度が $1:1.0$ より緩く地山全体が安定しているときは、プレキャスト枠工を検討する。また斜面長が短いときは鋼製枠等ののり枠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、プレキャスト枠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を目的とするのり面、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、および傾斜度が $1:1.0$ より急な場合は、一般に現場打コンクリート枠工が適用される。
- ⑥ 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。
- 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。
- 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、のり枠にすべり止めの杭、すべり止め鉄筋を設置する。

(2) のり枠工の分類

のり枠工は図 5.18 に示すように分類される。

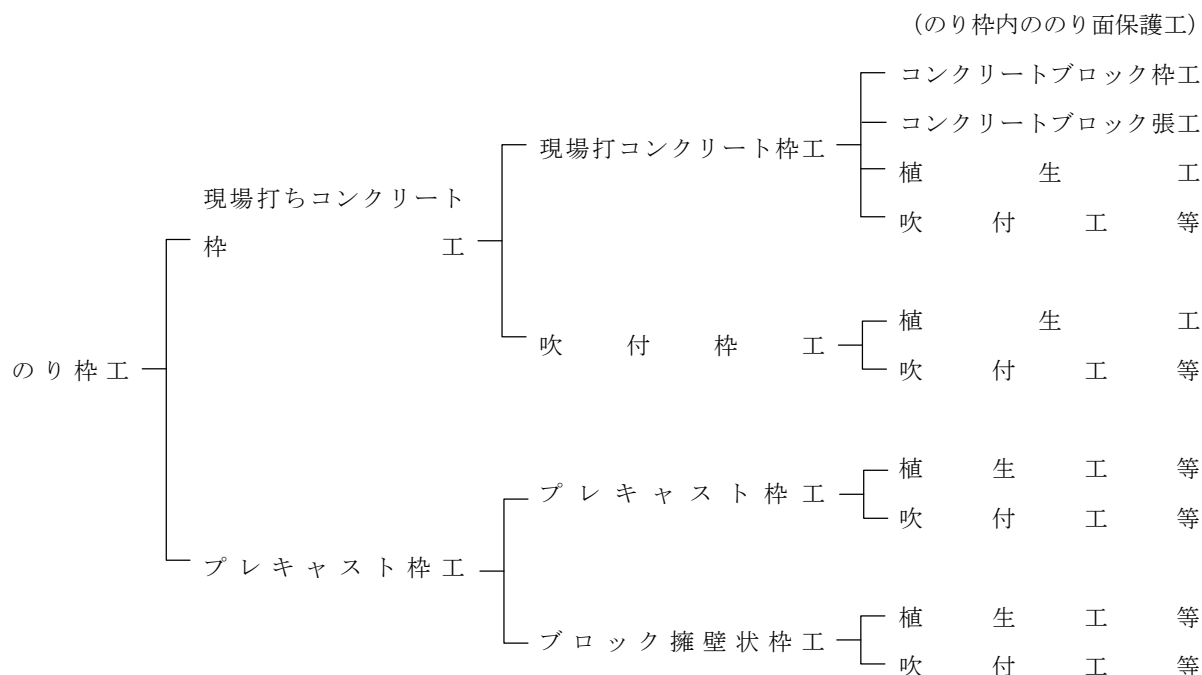


図 5.18 のり枠工の分類

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

表 5.15 のり枠工の特徴と適用

のり枠工種類	特徴	適用勾配	安定計算の有無
現場打コンクリート枠工	地形や施工条件の制約により切土のり面の安定勾配がとれない場合や、土質が良好でない場合に適用する。 $1:0.8$ より急な場合は擁壁タイプとなる。	$1:1.0$ (45度) より急な勾配	切土安定勾配をこえるもの
吹付け枠工	フレーム部材が軽量で変形自由であるため、施工性や作業性が良好である。吹付け工法を併用し地山と枠が一体化させる。	$1:0.8$ (50度) より緩い勾配 (単独設置の場合)	崩壊の防止を目的とする場合 (切土安定勾配をこえるもの)
プレキャスト枠工	プレキャスト枠工は、原則として土圧に対して抵抗できない場合が多く、緩い勾配で使用する。	原則として $1:1.0$ (45度) より緩い勾配	切土安定勾配をこえるもの
ブロック擁壁状枠工	アンカー付き格子状のり枠は、鋼管芯のコンクリート梁をのり面に設置し、継手部のアンカーにより、土圧やすべり力に抵抗する。	垂直まで施工可能	補強土工法であり原則実施

※切土安定勾配であっても、斜面中に不安定土塊等が確認される場合は、斜面安定検討が必要である。

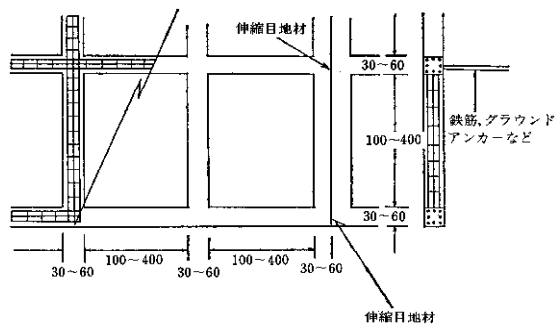


図 5.2 現場打コンクリート枠工の一例

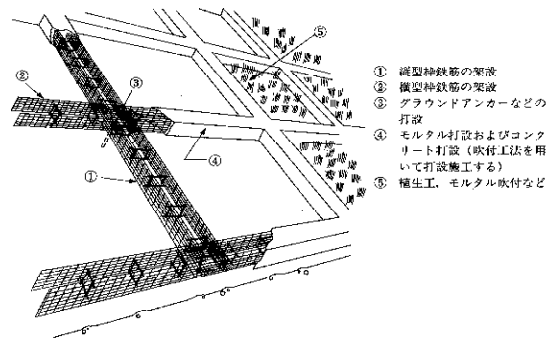


図 5.20 吹付枠工施工の一例

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

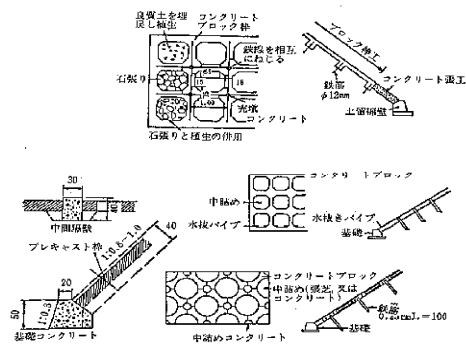


図 5.21 プレキャスト枠工の一例
(コンクリートブロック)

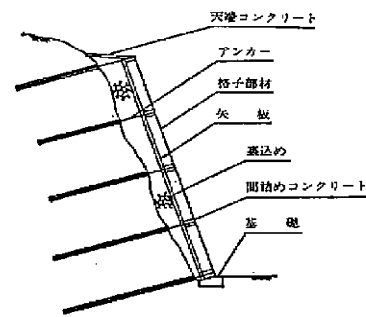


図 5.22 アンカー付き格子状枠工の一例

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」



図 5.23 のり枠工の施工 (植生工とアンカー工の併用)

5.2.5 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、土留又はのり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、種類および一般的留意事項

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、のり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・設計にあたっては対象の急傾斜地付近の気象、地形および地表面の被覆状況、地質・土質と地下水・湧水、急傾斜地および周辺の既設排水施設の断面と状況、および排水系統を調査し、排水系統全体のバランスがとれるよう合理的に計画・設計する。

5.2.5.1 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たり、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、土留及びのり面保護施設の安定度を高めて、急傾斜地の崩壊を防止しようとするものである。

【解 説】

排水路工には、のり肩排水路、小段排水路、縦排水路等がある（図 5.25、図 5.26）。

(1) のり肩排水路・小段排水路

のり肩排水路、小段排水路は、急傾斜地に流入する地表水および急傾斜地内の降雨水および湧水を集水し、縦排水路に導き速やかに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、施工にあたっては漏水、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、ぐり石等で敷き固め、その上にならしコンクリートを打設し不等沈下を防ぐ。のり肩排水路と小段排水路の間隔および小段排水路相互の間隔は通常小段間隔と同じで直高 5m 程度が標準である。

侵食されやすい砂質土からなるのり面および重要なのり面に設置する排水路工は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。

のり肩排水路、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、次の事項を考慮して設計するものとする。

- ① 縦排水路の配置間隔は、20m を標準とする。
- ② 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、集水枡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、縦水路ならびに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て蛇籠等により措置する。

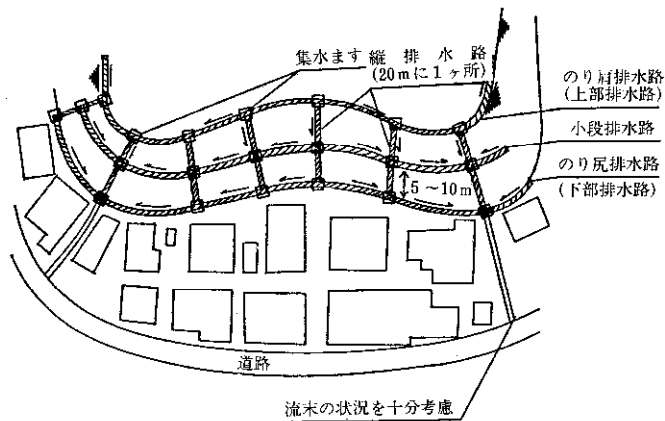


図 5.25 地表水排除工模式図

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

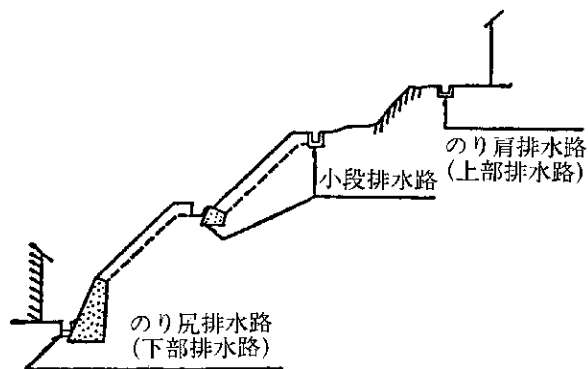


図 5.26 のり肩排水路、小段排水路等の設置位置

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

(4) 計画流量

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既設排水施設の実態、およ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）の算定にあたっては、「大阪府砂防指定地内行為許可基準（排水工 P43）」に準ずる。なお流量計算を行う時の降雨確率について、地域ごとの計画雨量（時間雨量）を表 5.17 に示す。なお、計画雨量が見直された時にはこれを採用するものとする。

計画流量：合理式を用い次の式によるものとする。

$$Q = 1/360 \times f \times r \times A (1 + \alpha)$$

Q：流量（ m^3/sec ）

f：流出係数（改変後 0.9、現況地斜面 0.7

但し市街化調整区域で 5ha 以上の開発の場合は現況 0.6）

r：最大時間雨量（表 5.16）

A：流域面積（ha）

α ：土砂混入率(10%)

（出典）大阪府砂防指定地内行為許可基準

(5) 断面決定

排水工の断面形状の検討については、「大阪府砂防指定地内行為許可基準（排水工 P45）」に準じる。またその配置などについては「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（水路等の断面の検討 P114）」を参考としてよい。

断面決定

排水路は屈曲部の少ない開渠を原則とし、余裕高は開渠を原則とし、余裕高は開渠深さの $0.2H$ 以上確保する。

（出典）大阪府砂防指定地内行為許可基準

設計流速

設計流速はマニング公式により算出する。

n : 粗度係数 表 5. 1 6

R : 径深 (m) = A/P

P : 流水の潤辺長 (m)

A : 流水の断面積 (m²)

I : 勾配

※設計流速は 1.5～3.0m/sec を標準とする。

（出典）大阪府砂防指定地内行為許可基準

表 5. 1 6 粗度係数 (n)

状 況	n 値
土砂地盤に開削した水路	0. 0 4
岩盤に開削した水路	0. 0 3 5
両岸石積（ブロック）底面コンクリート	0. 0 2 5
両岸石積（ブロック）底面不規則	0. 0 3 ～ 0. 0 3 5
コンクリート U 型水路	0. 0 2
ヒューム管	0. 0 1 3
鋳 鉄 管	0. 0 1 5

（出典）大阪府砂防指定地内行為許可基準

表 5.17 大阪府における確率降雨量

地 区	(単位: mm)							
	10分間	30分間	60分間	120分間	180分間	360分間	1440分間	日雨量
豊 能	28.6	55.8	85.5	129.5	154.8	211.6	321.0	283.7
三 島	28.1	54.9	84.0	117.9	138.4	194.5	289.8	256.0
河 内	25.4	49.6	76.0	101.5	119.1	155.4	243.8	215.4
南河内	25.4	49.5	75.8	95.9	109.9	142.7	233.9	206.7
泉 北	23.9	46.7	71.5	95.5	115.5	160.9	259.4	229.2
泉 南	26.6	51.8	79.3	108.4	132.4	180.8	309.0	273.0

(大阪府の計画雨量 平成 8 年 3 月: 大阪府土木部河川課)

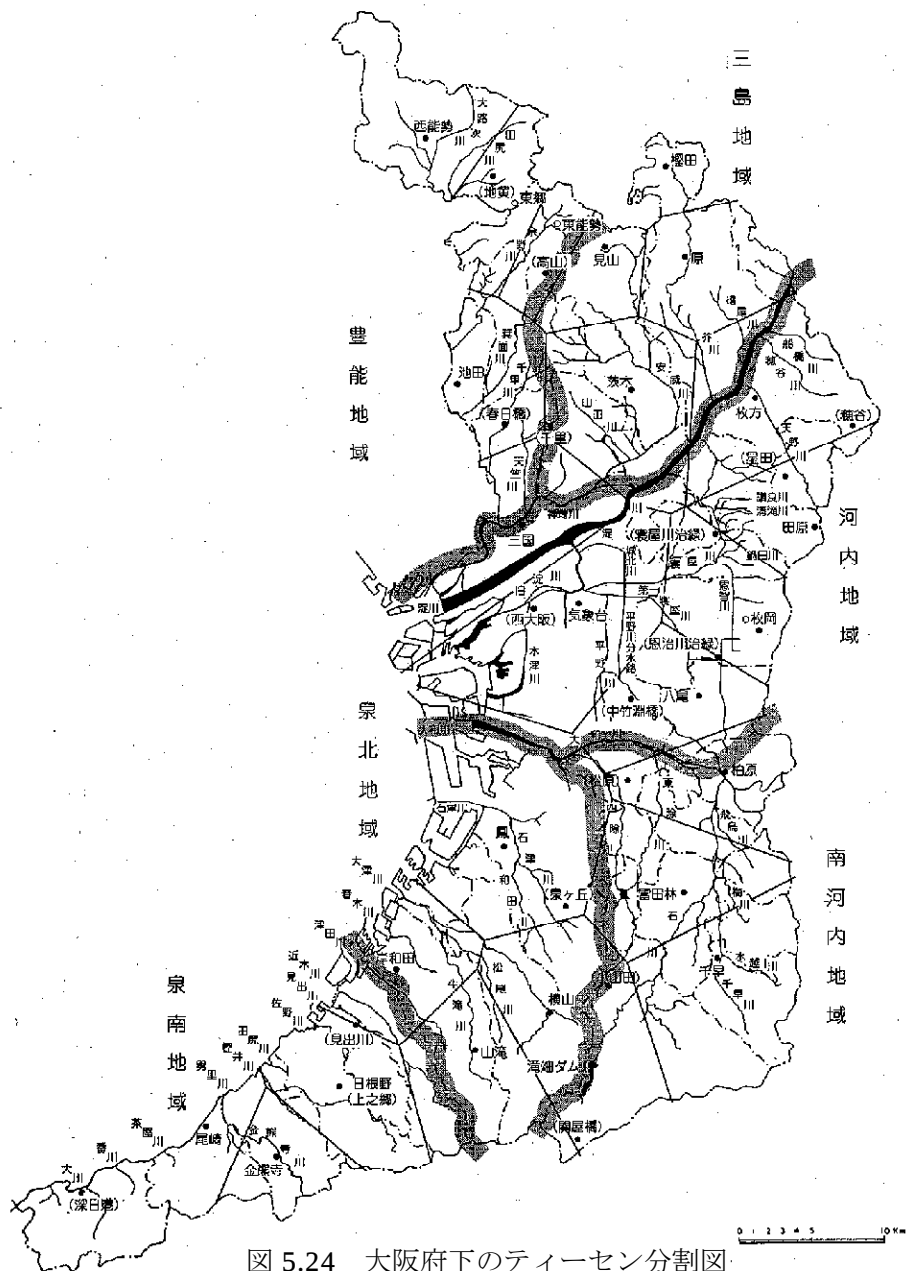


図 5.24 大阪府下のティーセン分割図

5.2.5.2 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げき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。

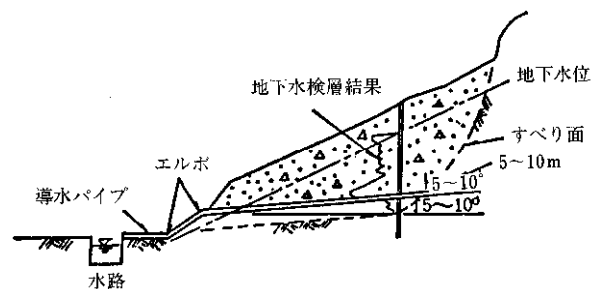


図 5.27 横ボーリング工の事例（断面図）

「出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」

第6節 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

待受け盛土工や擁壁工のように、衝撃力と崩壊土砂量を考慮した施設の設計手法は、従来確立されておらず、国土交通省より考え方が示された手法を用いる事とした。

今後、新しい基準が確立された場合は、本基準も改訂する。

6. 1 待受け式擁壁

待受け式擁壁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するものとする。

6.1.1 設計手順

待受け式擁壁の設計は、図 6.12 の手順にて行うことを標準とする。

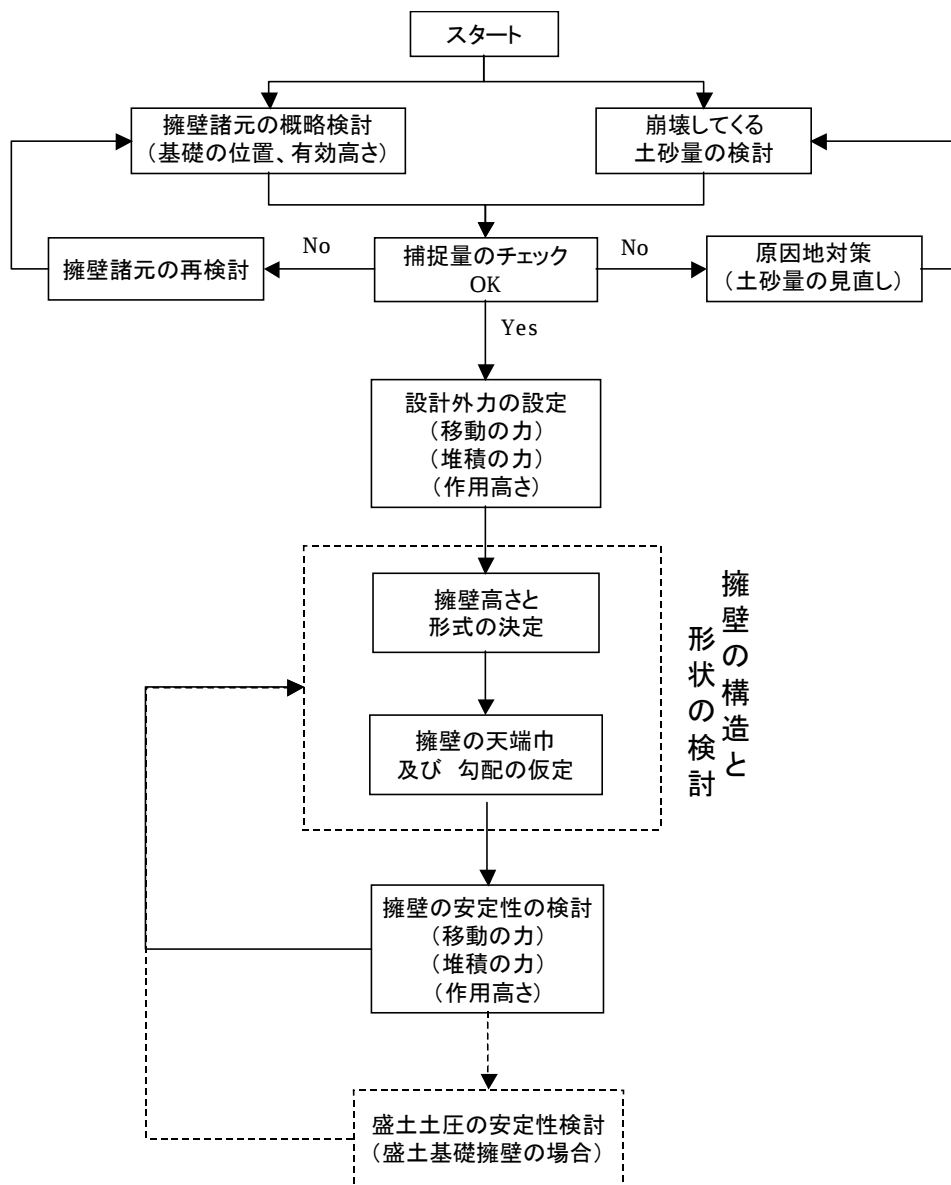


図 6.12 待受け式擁壁工の設計手順

6.1.2 擁壁の形状

(1) 擁壁高

擁壁高は、土石等の堆積高以上とし、最低 1.5m（有効高 1.0m）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、その擁壁の急傾斜地側ののり尻における土石等の堆積の高さ以上とする。

堆積高は開発の計画に基づいて、「第3節 3.2.3(崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積の力)」で定められた方法によって計算する必要がある。

なお、建築物の構造規制を適用して併用することにより、擁壁の高さを堆積高より低く設計することは認めない。特定開発行為の段階から完全な安全性を維持するものとする（「第6節 6.1.2 (1) 盛土高」参照）。

擁壁高の下限を 1.5mとしたのは、基礎の根入れ（0.5m）、移動の高さ（1.0m）を想定しているからである。

現在採用されている急傾斜地対策施設で、崩壊土砂の荷重（衝撃力と堆積土圧）が作用する可能性のある擁壁のタイプとしては、図 6.13 の形式がある。基本的には土留め擁壁工として斜面下部に設置されたもので、設備の一部（上部）に待受け機能を期待するものが多い。

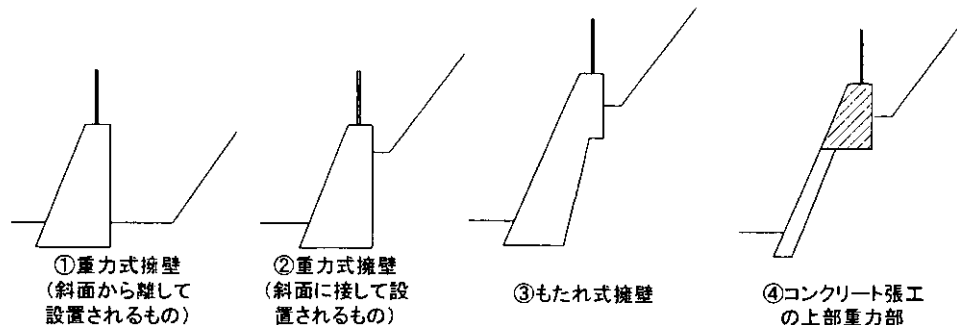


図 6.13 待受け式擁壁工の種類

(2) 擁壁の設置位置

擁壁の設置位置（基礎の位置）は、急傾斜地における最大崩壊土砂量の単位幅あたりの土砂量を捕捉できるポケット容量が確保できる地点に想定する。ただし現行斜面の下端から 1.5～2.0m以上離れた位置を原則とする。

【解 説】

急傾斜地と待受け擁壁の背後に崩壊土砂量を捕捉するポケット容量が確保できていないと、開発地内に崩壊による土石等が到達し待受け効果が機能しないこととなる。このため擁壁基礎の位置は、単位幅あたりの土砂捕捉量を確保できる位置に想定する。また背面土圧が水平となる距離として斜面下端からの幅を 1.5～2.0m以上確保すること。

(3) 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。なお、天端幅は 0.5m以上とする。

【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、土石等の移動の力及び堆積の力に対する安定計算により決定する。

なお擁壁の天端には落石防止柵を必ず設置するものとするため、防止柵の支柱設置位置では、被り厚を考慮して擁壁の天端幅は最小 0.6m以上とする。

落石防護柵は、既製の鋼材を基礎の上に組み立てるのが一般的であるが、ここでは擁壁の天端に支柱（H型鋼または鋼管）を建て込み、それにワイヤーロープや鋼板を張ったものが多い。設計にあたっては、以下の事項に留意する。

- ① 落石防止柵の最低高は 1.5mとする
- ② 予想される落石の大きさ
- ③ 予想される落石の位置、落下形態、落下経路
- ④ 落下速度、跳躍量
- ⑤ 崩土を伴うか否か

6.1.3 待受け式擁壁の安定性の検討（重力式擁壁）

待受け式擁壁の安定性に付いては、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
- 2) 滑動に対する安定
- 3) 沈下に対する安定
- 4) 圧縮破壊に対する安定

【解 説】

待受け式擁壁は通常マッシュ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移動の力および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。

(1) 荷重の条件

待受け式擁壁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、「第 3 節（設計諸定数及び設計外力）」を参照すること。

① 移動の力

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

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

F : 衝撃力 (kN/m²)

F_{sm} : 移動の力 (kN/m²)

α : 衝撃力緩和係数現段階では ($\alpha = 0.5$) とする

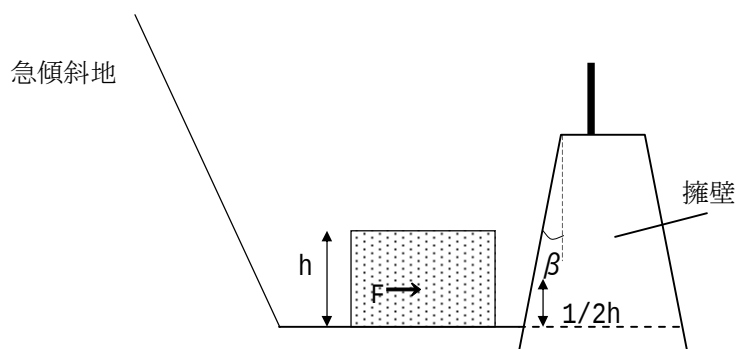


図 6.14 移動の力が擁壁に作用するイメージ

② 堆積の力

地盤面から土石等の計算上の堆積高（D）までの範囲で、三角形分布により作用する土石等の堆積の力が擁壁に作用するものとする。

堆積の力が盛土に作用する応力は、次式で与えられる。

水平分力

$$P_{AH} = P_A \cos(\beta + \delta)$$

ここに、

P_{AH} : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力 (kN/m)

β : 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)

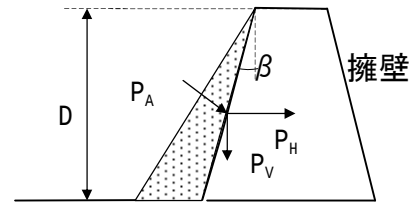


図 6.15 堆積の力が擁壁に作用するイメージ

鉛直分力

$$P_{AV} = P_A \sin(\beta + \delta)$$

ここに、

P_{AV} : 堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力 (kN/m)

β : 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ので、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。

③ 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の土圧を考慮するものとする（堆積厚が 8m を超えることはまれである）。

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。設計水平震度 K_h は、次の式で与えられる。この詳細については、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（地震時における安定）平成 8 年 7 月」及び「宅地防災マニュアル（耐震対策）平成 10 年 5 月」を参考とする。

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

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

である。(3. 2. 4 地震時の影響参照)

(2) 転倒に対する検討

一般に転倒に対する検討方法は、偏心量法と安全率の 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、擁壁の自重及び移動の力又は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 6.16 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。

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

ここで、

W : 擁壁の自重 (kN/m)
 P_H : 堆積の力又は移動の力の水平分力 (kN/m)
 P_V : 堆積の力又は移動の力の鉛直分力 (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)

である。

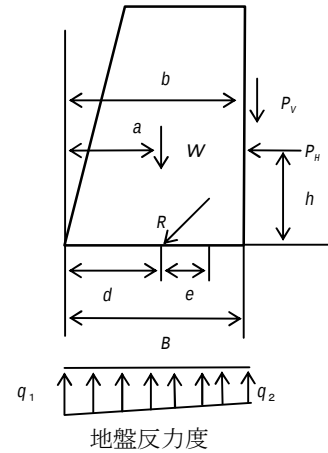


図 6.16 地盤反力度の求め方

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。

$$e = B/2 - d$$

ここで、

e : 偏心距離
 B : 擁壁の底版幅

である。

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、

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

とする。

(3) 滑動に対する検討

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。

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

ここで、

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)

$\tan \phi_B$: 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、 $\phi_B = \phi$ (基礎地盤内の摩擦角)、現場打コンクリートでない場合は、 $\phi_B = 2/3 \cdot \phi$ とする。ただし、基礎地盤が土の場合、 $\tan \phi_B = 0.6$ を超えないものとする。なお、通常の場合は、簡便に表 3.9 または表 3.10 の摩擦係数を用いてよい。

③ 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 3.9 または対策工事以外の特定開発のために設置する施設の設計に使用する定数

表 3.10 より用いた場合は、 $c = 0$ とする。

B : 擁壁の底版幅 (m)

である。

安全率 F_s は堆積の力に対して 1.5、移動の力に対して 1.2 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) 沈下に対する検討

擁壁の底版下面において、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。

① 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、

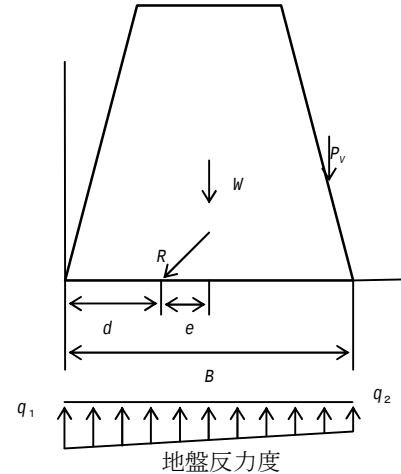
W : 擁壁の自重 (kN/m)

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

である。



② 合力作用点が底版中央の底版幅 2/3（ミドルサード）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

である。

地盤の支持力に対する安全率は堆積の力に対しては「3.0」、移動の力に対しては「2.0」を下回ってはならない。

(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 6.1 のようになる。

表 6.1 安全率のまとめ

荷重ケース		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$
	支持地盤の支持力	$q \leq q_a \quad a = q_u/F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a \quad a = q_u/F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a \quad a = q_u/F_s$ $F_s = 1.0$	$q < q_a \quad a = q_u/F_s$ $F_s = 2.0$

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 ：底板中心より合力の作用位置の偏心距離、 B ：擁壁の底板幅、 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

(6) 圧縮損壊に対する検討

移動の力が擁壁の壁体に対して、圧縮破壊が生じないかどうか照査する。コンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、次式により与えられる。

$$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 3$$

ここに、

σ_{ca} ：許容応力度

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/mm^2

鉄筋コンクリート 21 N/mm^2

である。

(7) その他

その他、次の項目の内容や、本文中に記述のないものについては、「新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」を参考に定めるものとする。

- 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

なお、巻末の「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」を添付しており、これを参考とすること。

6. 2 待受け式盛土

待受け式盛土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。

また原則として盛土の斜面側には、擁壁等の土留め工やのり面保護工を設置する。

6.2.1 設計手順

待受け式盛土の設計は、図 6.17 の手順にて行うことを標準とする。

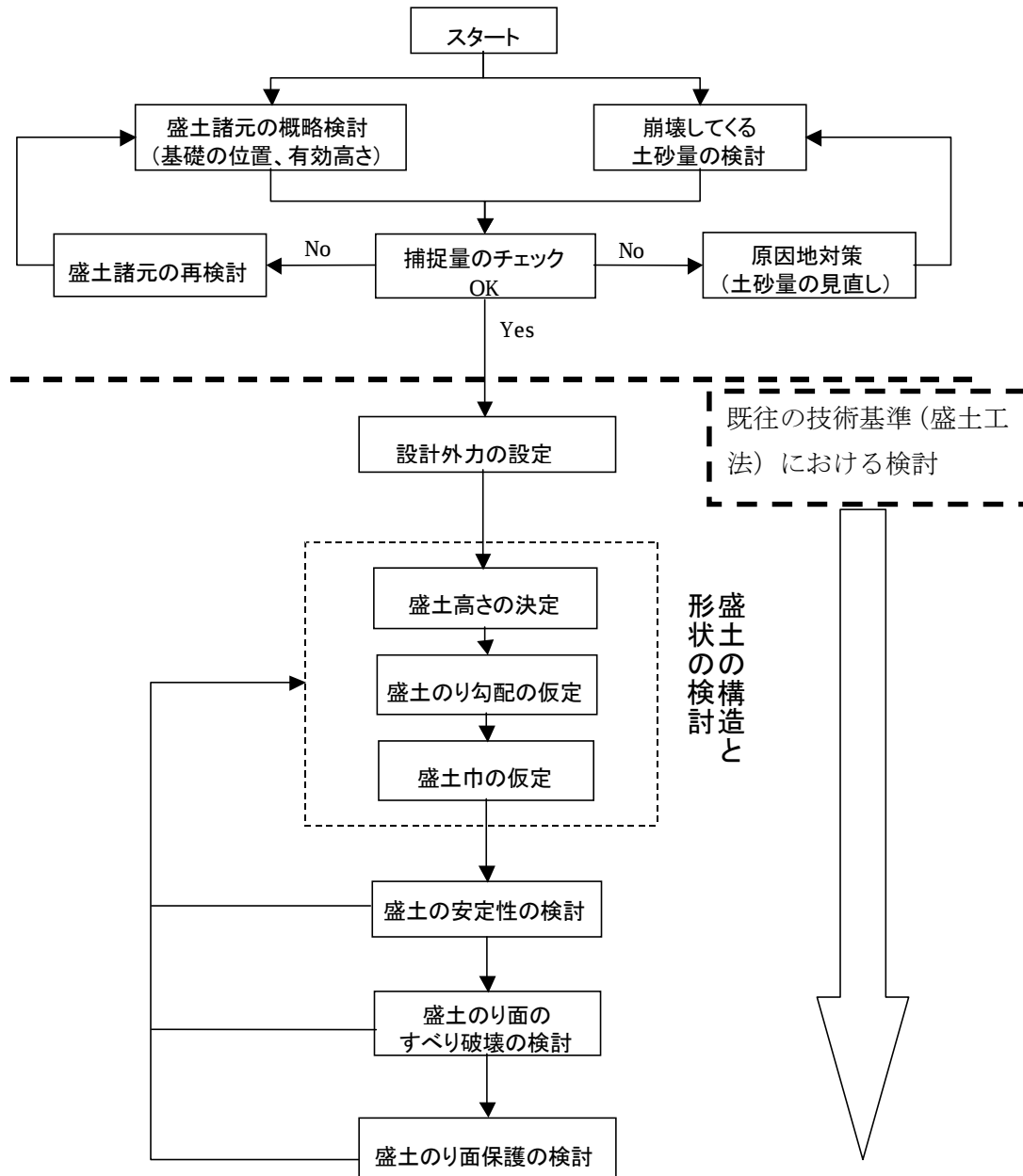


図 6.17 待受け式盛土の設計手順

6.2.2 待受け式盛土工の考え方

待受け式盛り土工は宅盤と一体型とすることを前提とし、元の地盤と盛土地盤が一体化しているものとしてポケット部の形状のみで効果評価を行うものとする。

施行令第7条には「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」と定められている。

しかし、待受け式盛土が単体で施工される（図 6.18）ことは少なく、基本的には宅盤と一体化して施工されるケース（図 6.19）が多いと想定される。

単体で施工される場合、のり勾配、天端の管理道路等としての利用などを考えると、標準的にはポケット部の幅 2 m、のり勾配の幅 2 m × 2、天端幅 4 m で合計 10 m 程度となり、特別警戒区域（Red ゾーン）の範囲とほとんど変わらなくなることから、このような対策工を選定することは現実的ではない。

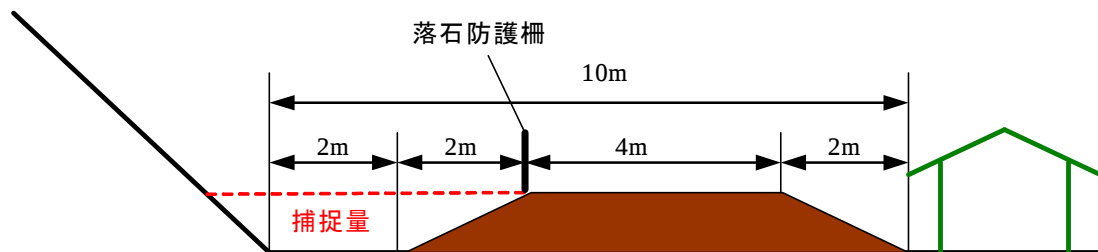


図 6.18 待受け式盛土工が単体で施工される場合のイメージ

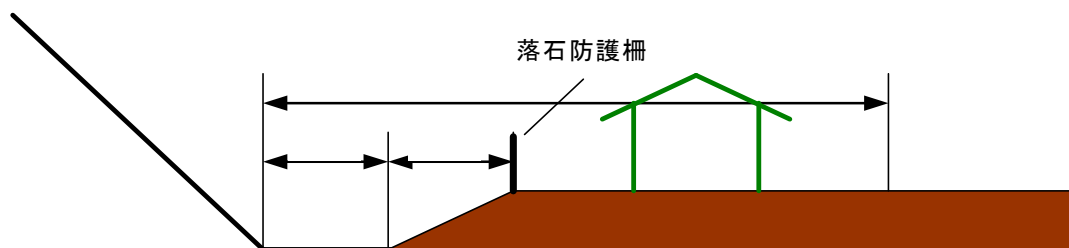


図 6.19 待受け式盛土工が宅盤と一体化して施工される場合のイメージ

多くの場合、待受け盛土工は宅地地盤と一体として施工されるケースが多く、この場合、現実問題として転倒・滑動・沈下という現象は考えにくく、単純に急傾斜地と宅地の間に掘割状のポケットができると解釈すれば、ポケット高さとポケット容量のみの検討で評価できる（図 6.20）。

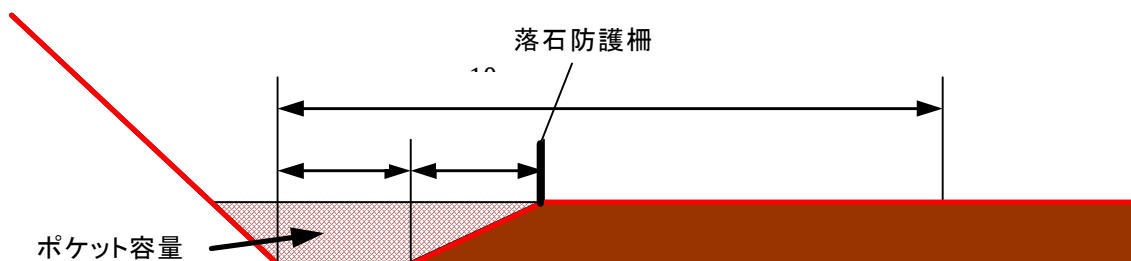


図 6.20 待受け式盛土工が宅盤と一体化して施工される場合の地形断面イメージ

よって、現時点では、待受け式盛り土工は宅盤と一体型とすることを前提とし、元の地盤と盛土地盤が一体化しているものとしてポケット部の形状のみで効果評価を行い、盛土の造成にあたっては宅造法等に基づく既存基準（宅地防災マニュアル等）に従って施工するものとする。

しかし実際の宅地などの利用については、防護施設としての盛土体に影響の無い範囲までは後退する必要がある。（単独で設置される盛土体と同等範囲）

また、危険地側の盛土斜面は、土石等の乗り上げについても想定する必要があるため、擁壁やのり面保護工を設置することを原則とし、基本的には土石等が盛土上に乗り上げることがないよう盛土勾配や盛土高さを定める必要がある。

盛土の高さについては、想定される土石等の堆積高以上とすることはもちろん、土石等の移動の高さに対してもそれより高くすることが求められる。

6.2.3 盛土上の土地利用範囲

崩壊等の土砂の対策施設として計画する盛土面上においては、防災的機能を保持するため、特定予定建築物を設置する範囲を制限する。

【解説】

崩壊等により生じた土砂を堆積させる待受け施設として計画する盛土工については、防災的機能を保持するため、盛土面上に特定予定建築物を設置する範囲を制限する。

具体的には図 6.21 及び図 6.22 に示すように、移動の力及び堆積の力に対して安定性を評価した部分については、防災機能の維持や土砂の衝撃が建築物に家屋に及ばないようにするため、建築物の設置できる範囲を制限する。

すなわち防災施設として評価した盛土面上には、特定予定建築物等を建築しないものとする。

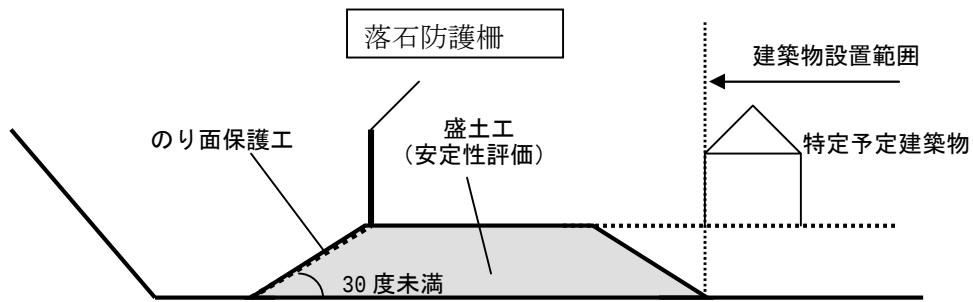


図 6.21 盛土面上の建築物の設置範囲（盛土工の場合）

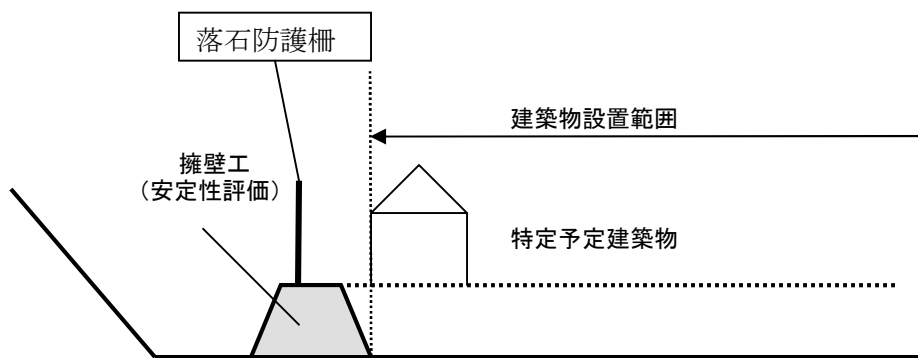


図 6.22 盛土面上の建築物の設置範囲（基礎が擁壁工の盛土の場合）

待受け式盛土工は、維持管理計画を十分に立てて計画する必要がある。
参考として巻末資料に安定計算等の考え方を掲載する。

第7節 対策施設の施工計画

7.1 対策施設施工計画書の提出

施工計画書は開発行為の着手前に整備し、特定開発行為許可（変更）申請書と併せて提出しなければならない。

【解 説】

施工計画書は、対策施設を施工するにあたって、定められた工法で、所定の工期内に、周辺環境を損なうことなく、作業員や作業場所周辺の安全を十分に確保するための計画を予め定めるものである。

施工計画書には以下の事項等について記載するものとする。

(1) 工事概要

対策施設の工事の概要について記載する。

(2) 計画工程表

対策施設の施工に関する工程計画について、着手から完了まで1週間程度ごとに区切って作業予定を記載する。また、梅雨時期や台風時の以上出水時期の施工は避けるようにする。

(3) 主要機械

対策施設の施工にあたって使用する主要な施工機械の名称及び性能を記載する。騒音、振動等を発する機械に関しては明記するものとし、(8)の項目において対策についても記載する。

(4) 主要資材

対策施設の施工にあたって使用する主な資材について記載する。水質等、環境に影響を与える資材を使用する場合には使用量の多寡にかかわらず明記するものとし、(8)の項目において対策についても記載する。

(5) 施工方法

施工方法について計画を記載する。特に工事の掘削に伴う掘削方法や掘削土砂量、土砂の仮置き場所については、一時的に周辺に拡散する危険性があるため具体的に明記する。

また施工中の防災対策としては、以下の事項に留意する。

- ・ 工事中の土砂流出、濁水防止のため、適宜仮設沈砂池等を設置する。
- ・ のり面が流水等で崩壊しないようにのり面上部に小堤、柵等を設置し、U字溝等で安全に流下させる。
- ・ 地形上土砂流出が生じる場合は、必要な箇所に土俵、杭しがら、板柵等の土留柵を施工し、泥土、雑物芥等を沈殿、ろ過させる、

(6) 施工管理

施工管理の方法について、管理者、管理の方法等の計画を記載する。

(7) 安全対策

施工中における作業員および周辺地域の安全対策（防災体制）について計画を記載する。

安全対策は、ハード・ソフト両面にわたる体制を確立しておく。

- ・ ハード面

必要な資材の配置、資材の点検と補給

土質や地形の特性把握、施工面積や勾配変化に伴う排水対策と日常管理

- ・ ソフト面

組織の確立（点検体制、情報収集体制、出動体制、災害復旧体制、連絡体制等）

防災責任者の設置等

市町村が定める防災体制との連携

工事の経過報告

施工者の防災意識の啓発

(8) 環境保全対策

施工中における周辺地域の環境保全対策について計画を記載する。

(9) その他

その他特筆すべき事項があれば記載する。

第8節 対策施設の維持管理計画

8.1 対策施設維持管理計画書および誓約書の提出

維持管理計画は開発行為の着手前に整備し、特定開発行為許可（変更）申請書と併せて提出しなければならない。また、これらの計画に基づき維持管理を適切に行う旨について誓約書を提出する。

【解 説】

(1)維持管理計画の目的

対策施設が継続的に適切な機能と安全性を保持するためには、定期的な巡視・点検等により施設の状況を適切に把握し、急傾斜地の崩壊等が発生した場合でも施設の機能が十分に発揮されるよう維持管理を行う必要がある。

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もあるので、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。

適切な維持管理を怠り、災害防止施設としての機能が低下すると、施設の効果等が見込めなくなるなど、場合によっては特別警戒区域が再度指定されるなどの状況も想定される。

これらのことから、特定開発行為許可（変更）申請書の提出時には、併せて維持管理計画書の提出を義務づけ、工事完了後も適切な維持管理を行うことを前提として特定開発行為を許可するものである。また、適切な維持管理が確実に実施されるよう、計画書と同時に維持管理に関する誓約書の提出についても求めるものである。

なおこの維持管理計画書には、日常の施設点検の方法や頻度、施設が破損した場合や、待ち受け式施設については土砂が堆積することにより、施設としての機能が維持できない場合の補修作業の内容を対策施設毎に記載する。

(2)維持管理計画書の記載項目

維持管理計画書に記載すべき項目は以下の通りである。

① 維持管理者

自治体・組合・民間会社・個人等の別を明記する。将来的に管理者が変更になることが明らかな場合には移管先も記入する。

② 維持管理する施設の範囲

計画の対象となる施設の種類および範囲を明記する。別途施設の配置がわかる図面も添付する。

③ 維持管理期間

永年管理が原則となるが、将来的に管理者が変更になることが明らかな場合にはそれぞれの管理期間を明記する。

④ 維持管理の方法

目視点検・定期的な浚渫等、維持管理の方法について計画を明記する。

⑤ 維持管理項目

施設を維持管理するにあたって確認する項目を明記する。

⑥ 維持管理計画

⑤の項目をどの程度の間隔で実施するかタイムスケジュールを明記する。

⑦ 対策施設の機能低下に対する措置の計画（補修計画）

定期点検等により対策施設の機能低下が認められた際の措置について計画を明記する。

④～⑦については工種ごとにそれぞれまとめて記載する。

⑧ 現地における維持管理者明示の計画

管理者名・連絡先等と、管理が十分に行われない場合特別警戒区域等による制限が生じる場合がある旨の注意書を記したプレートの設置計画を記載する。

対策施設に設置される維持管理表示プレート 様式例（施設毎） 例：待ち受け式擁壁

○○ c m	土砂災害防止法第9条第1項許可に基づき設置された対策施設の管理者の表示			
	特定開発行為の			
	許可年月日	年	月	日
				施設設置者（申請者）
	許可番号	○○第	号	工事請負者
	工事完了年月日	年	月	日
	施設の名称	待ち受け式擁壁工	○○m	
	維持管理の内容：施設定期点検 ○月、○月・・・・・・			
	機能維持作業 除石、修繕			
	維持管理責任者 住所（所在地）			
氏名（名称及び代表者氏名）		連絡先：電話 （ ）		
この施設は土砂災害防止法第9条第1項の特定開発行為許可に基づき、土砂災害を防止するために設置されたものです。当該施設の破損・土砂の堆積等にお気づきの場合は、上記管理者まで連絡してください。 （※当該施設の防災機能が低下した場合、特別警戒区域等による制限が生じることがあります。）				
○○ c m				

(3)誓約書の記載内容

施設の設置存続や維持管理計画書の内容に基づき維持管理する旨の誓約書を提出すること、この際、計画に基づいた適切な維持管理がなされず、対策施設等に著しい機能低下が認められる等の場合には再度特別警戒区域が指定されることについて、申請者、許可者双方が申請時に共通認識として確認していることが明らかになるよう、誓約書の文面にその旨の記載を行うことが望ましい。

(4)維持管理計画上の留意点

対策施設の点検は、一定期間を定めて行う定期点検と豪雨や地震などの直後に行う緊急点検に分けられる。それぞれにおける点検頻度、点検時期、点検項目は対策施設の種類、周辺の地形・地質・気象などを考慮して定める必要がある。また施設ごとに台帳整備を行うことにより前回確認事項や前回点検時との相違点の比較などが簡潔に行えるようにすることが望まれる。

また、将来的に効果的に点検作業を行うためにも、地形図、設計施工時の土質・地質調査資料、施工図面等については予め定めた様式で保管するとともに、当該地もしくは近隣地における災害履歴、気象データなどを収集し、現地状況を常に把握できるようにしておくことが望まれる。

(5)維持管理項目

対策施設の主要な維持管理項目を以下に示す。維持管理計画はこれらの管理項目を参考にして、確認方法と対処方針を記載する。

① 地表水排除施設

排水施設からの排水状況および周囲から施設内への流入および流出状況
排水施設の内部、流出口などに土砂、転石、塵芥、落葉などの堆積状況
のり面崩壊、地山の陥没、不等沈下による破損状況
各排水施設の結合点（縦、横、ます等）の状況および流末の状況

② 地下水排除施設

暗渠、横ボーリング等の排水の濁りの状況
排水量の変化状況
暗渠の破壊の状況（陥没等）

③ 植生等によるのり面保護施設

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

④ 切土のり面

雨裂、湧水による侵食状況
のり面崩壊による破壊状況（亀裂、滑落、崩壊等）

⑤ 石張・ブロック張施設

玉石やブロックの局所的な脱落および陥没状況
のり面崩壊による施設のすべり、沈下、はらみ出しおよび亀裂状況

湧水および浸透水の水抜状況

⑥ コンクリート張施設

のり面崩壊による施設のすべり、沈下、浮き上がりおよび亀裂状況

湧水および浸透水の水抜状況

⑦ プレキャストのり枠施設

枠内の中詰材の緩み、陥没および枠裏の土砂の流失状況

枠の亀裂、はらみ出し、緊結部の破損状況

のり面崩壊による施設のすべり、沈下、はらみ出し状況

⑧ 現場打のり枠施設

枠内の中詰材の緩みまたは陥没状況

枠の破損状況（陥没、亀裂、すべり等）

⑨ 吹付（コンクリート、モルタル）施設

湧水、浸透水の水抜状況

亀裂および剥離状況

地山との間の隙間、空洞の状況

はらみ出しおよびずり落ち

⑩ 擁壁（ブロック積、石積、もたれ、重力式、コンクリート枠）施設

亀裂、はらみ出し、継目のずれ状況

基礎の沈下、すべりによる移動、起き上がり状況

湧水および浸透水の水抜状況

⑪ 待受擁壁施設

落石や崩落土砂の堆積状況

擁壁の亀裂、継目のずれ状況

基礎の沈下、すべりによる移動、起き上がり状況

⑫ グラウンドアンカー工およびロックボルト工

侵食によるグラウンドアンカー工等の浮き上がりおよびアンカーキャップの脱落等の状況

梁等の局部破壊、ずれ、陥没状況

グラウンドアンカー工等の緊張状況

⑬ 落石予防施設

鋼材およびワイヤロープの破損状況（切断、損傷、緩み、腐食、塗料の剥離等）

落石や土砂の堆積状況

アンカー部の緩み状況

⑭ 落石防護施設

柵や支柱の破損状況（折れ曲がり、切断、損傷、腐食、塗料の剥離等）

落石や土砂の堆積状況

基礎の沈下、すべりによる移動、起き上がり状況

⑮ 杭、土留柵および編柵施設

杭および柵の破損状況（転倒、曲がり、抜け出し、腐食等）

杭の根入れ部地盤の侵食状況
新たな水みちの有無

(6)維持管理の方法

①待受け式対策施設における除石計画

待受け式対策施設における効果量（ポケット容量）を確保し機能を継続するため、ポケット部の土砂の堆積状況は点検により確認し、必要により速やかに除石する。
--

【解 説】

待受け式対策施設における効果量（ポケット容量）は、急傾斜地の崩壊が発生すると一時的に失われることになる。このためポケット容量は維持管理計画の点検で把握しておき、必要により除石を実施する。

待受け式対策施設における具体的な除石計画は以下のとおりである。

急傾斜地の崩壊が発生し、期待されるポケット容量が確保できなくなった場合は、計画規模のポケット容量まで除石して崩壊土砂の堆積空間を確保する。

特定開発における待受け式対策施設については、除石計画を含む維持管理計画を策定する。除石のための計画として、土砂の堆積状況の確認責任者（維持管理責任者）、点検の時期、除石方法、搬出方法、土捨て場等を具体的に明記しておく。

②その他の対策施設については、施設の損傷などが確認された時点で補修作業を行なうように計画すること。

第9節 その他

9.1 工事完了の届出

特定開発行為の許可に係る対策工事のすべてが完了したときには省令別記第4に示す工事完了届出書を提出することが義務づけられている。(法第17条第1項)

【解 説】

(1) 工事完了の届出

特定開発行為の許可に係る対策工事等のすべてが完了したときは、対策工事等完了届出書(省令別記第4)を知事に提出することが義務付けられている。

知事への届出が行われる時期は、以下の工事がすべて完了したときであり、すべての工事が完了していない場合には完了検査の対象にはならない。

ア 土砂災害を防止するために特定開発行為の許可を受けた者が自ら施行する工事(対策工事)

イ 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

対策工事等の完了届出書が出されると、完了した対策工事が技術基準に適合しているかどうか検査を行なう。検査時の資料として、行為者は工事完了の届出とともに完了検査に必要な以下の資料を提出する。

現地の完成時の実測測量図

- ・平面図：開発行為により地形改変された範囲全域の平面図

(縮尺は計画平面図に準じる：1/500 以上)

- ・横断図：20m ピッチで作成。また対策施設工事端部、中央部は必ず作成すること。

(縮尺は計画断面図に準じる：1/500 以上)

- ・実施した対策施設の構造図：実測出来型図

なお作成の方法は、大阪府担当者と協議するものとする。

(2) 完了検査

工事完了の届出があったときは、遅滞なく、対策工事等が法第11条の政令で定める技術的基準に適合しているかどうかを検査し、適合していると認めたときは、検査済証(省令別記様式第5)を交付しなければならない。

(3) 完了公告

完了検査に適合していると認めたときは、検査済証を交付するとともに、当該工事が完了した旨を公告しなければならない。対策工事等の完了の公告は、開発区域又は工区に含まれる地域の名称並びに特定開発行為の許可を受けた者の住所及び氏名を明示して、公報に掲載して行う。法第18条の建築制限は、完了検査による検査済証を交付したときでなく、公告したときに初めて解除されることになる。

卷末資料

参考：重力式待受け式擁壁の計算例

1. 検討断面

検討断面を図 1 に示す。

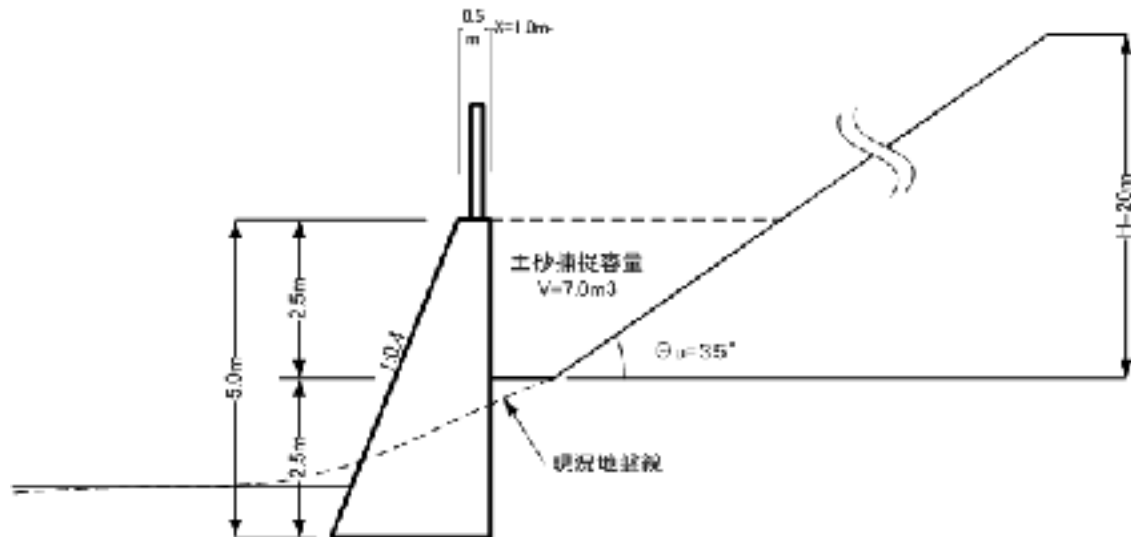


図 1 検討断面

2. 計算条件

各検討条件を以下に示す。

なお、本検討は最も作用する荷重が大きい予想される「衝撃力作用時」についてのみ行った。実際の計算では、堆積の力、平常時土圧、擁壁の高さにより地震時の検討が必要である。

①斜面形状

- ・急傾斜地の高さ：20.0m
- ・急傾斜地の傾斜度：35°

②擁壁の構造形式

重力式コンクリート擁壁

③崩壊土量

崩壊土量は急傾斜地の高さ（ $H=20.0\text{m}$ ）より大阪府土砂災害防止法基礎調査マニュアルに示される下記の表「急傾斜の高さごとの崩壊土量」から、待受け式の背面のポケット容量は 6.8m^2 以上確保する。

急傾斜地の高さ（H）ごとの最大崩壊土量 および 崩壊幅、土砂の断面積
（大阪府および近隣府県のデータに基づく値）

高さ区分	崩壊土量 (V : m ³)	崩壊幅 (W : m)	土砂の断面積 (S : m ²)
5 ≦ H < 10m	32.9	12.3	2.6
10 ≦ H < 15m	71.9	16.6	4.3
15 ≦ H < 20m	111.9	19.8	6.7
20 ≦ H < 25m	150.9	21.9	6.8
25m ≦ H	167.9	22.8	7.3

- ・崩壊幅はがけ崩れ災害データ（大阪府および近隣府県分）から崩壊土量と崩壊幅の関係について求めた近似式（ $W=1.39V^{0.077}$ ）に崩壊土量を代入することにより算出した値である。
- ・土砂の単位断面積（S）は V/W として算出している。

③土質定数

土質定数は、大阪府土砂災害防止法基礎調査マニュアルに示される値を参考に設定した。

表 8.1 土質定数の標準値（暫定値：表 3.1 を参照）

項 目	記 号	単 位	標準値
土石等の比重	α	t/m^3	2.4
土石等の容積濃度	α	—	0.5
土石等の密度	α_m	—	3.8
土石等の単位体積重量	γ	kN/m^3	$18 \cdot 10^3$
土石等の内部摩擦角	ϕ	$^\circ$	$10 \cdot 10^0$
土石等の cohesion 係数	c	—	0.020
建築物の壁面摩擦角	β	$^\circ$	$0 \sim 2/3$

注 1）道路土工—擁壁工指針—（平成 11 年 3 月）による。
大阪府下で急傾斜地が多く位置する地域の表層地質は大阪層群や風化の進行した花崗岩類が多くを占めていることから、土質条件の多くは「砂礫」と想定し、「道路土工—擁壁工指針—」から土石等の単位体積重量の標準値を 18 kN/m^3 と設定した。

注 2）新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 4 月）
土質条件を砂礫（砂利混じり砂）とした場合、内部摩擦角は $\phi=30^\circ$ に相当する（「著実でないもの」）が、 35° は斜面表土層の値としてはやや大きく、急傾斜地の崩壊現象を検討する上では危険側の評価となる可能性があることから、ここでは「著実でない砂」の値である $\phi=20^\circ$ を標準値として設定した。

④対象とする荷重の組合せ

検討を行う衝撃力作用時には自重、土圧に加え崩土の衝撃力を考慮する。

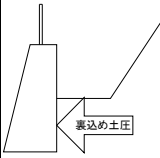
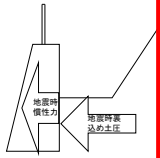
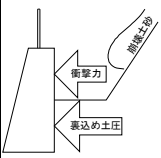
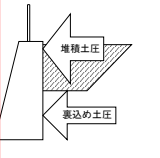
表 2 荷重組合せ一覧

状態	荷重分類	荷重の種類	備考
通常時	長期荷重	自重、土圧	従来どおり
地震時	短期荷重	自重、地震時土圧、地震時慣性力	"
急傾斜地の崩壊	衝撃力作用時	自重、土圧、崩土の衝撃力	
	崩壊土砂堆積時	自重、土圧、堆積土圧※	※崩土が堆積した時点の土圧

⑤安全率

各荷重の組み合わせでの安全率は、表3のとおりとする。

表3 各荷重の組合せ

荷重ケース		平常時	地震時 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$
	支持地盤の支持力	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 1.0$	$q < q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$

注1) 擁壁高が8mを超えるものについて検討する。

⑥応力度の割増係数

本検討では表4に基づき許容支持力に1.5の割増し係数を考慮した。

表4 許容応力度の割増係数

荷重の組み合わせ	割増係数
衝撃力作用時	1.5
崩壊土砂堆積時	1.5

⑦地盤の許容支持力度

支持地盤の許容支持力度を砂質地盤（密なもの）と想定して $q_a = 300 \text{ kN/m}^2$ とし、衝撃力作用時には1.5倍した値を用いる。

表5 支持地盤の種類と許容支持力度（常時値）

支持地盤の種類		許容支持力 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	10000以上	—
砂礫	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
粘性土盤	非常に堅いもの	200	200～400	15～30
	堅いもの	100	100～200	10～15

⑧摩擦係数

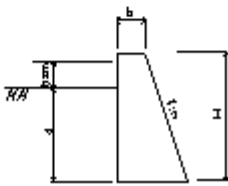
摩擦係数は「新・急傾斜地崩壊防止工事の設計と実例」P216に基づき0.6を用いる。

⑨計算結果

下記に計算結果の一覧を示す。

■待ち受け擁壁衝撃力作用時安定計算結果一覧表

様式-1

概要	都道府県名			大阪府		
	市町村名					
	箇所名					
斜面形状	斜面高	H	m	20.0		
	斜面勾配	θu	°	35		
	斜面下端から擁壁までの距離	x	m	1.0		
	斜面下端からの平坦部の傾斜度	θd	°	0		
衝撃力算出諸元	移動の高さ	hsm	m	1.00		
	土石等の密度	ρm	t/m ³	1.8		
	重力加速度	g	m/s ²	9.81		
	土石等の比重	σ	t/m ³	2.6		
	土石等の容積濃度	C		0.5		
	内部摩擦角	ϕ	°	30		
	流体抵抗係数	f_b		0.025		
安定計算諸元	コンクリートの単位体積重量	γc	kN/m ³	23.0		
	表込め土の単位体積重量	γd	kN/m ³	19.0		
	表込め土のせん断抵抗角	ϕ	°	30.0		
	基礎地盤の許容支持力度	qs	kN/m ²	450		
	基礎底面と地盤との間の摩擦係数	μ		0.6		
	基礎底面と地盤との間の粘着力	CB	kN/m ²	0		
	土圧算出方法			クーロン土圧		
躯体形状	擁壁形式			重力式擁壁		
	擁壁高	H	m	5.0		
	天端幅	b	m	0.5		
	表法勾配	1:n		0.4		
	裏法勾配	1:m		0		
	表込め高	d	m	2.5		
安定計算結果一覧	衝撃力	Fsm	kN/m ²	114.6		
	擁壁効果係数	α		0.5		
	作用衝撃力	F	kN/m	57.30		
	転倒に対する安定	計算値	m	0.62		○
		許容値	m	0.83		
	滑動に対する安定	計算値		1.45		○
		許容値		1.00		
	支持地盤の支持力に対する安定	計算値	kN/m ²	189		○
		許容値	kN/m ²	450		
	判定			○		
備考						

※「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例 平成 16 年 6 月」を参照する場合の注意点について

○上記の設計計算事例のうち、P14 崩壊土砂量については、大阪府における崩壊土砂量を定めているため、大阪府の数値で算定を行う必要がある。

○特定開発行為許可基準における土砂捕捉容量は、待受け式擁壁の天端高さまでとし、落石防護柵高さは見込まない。(上記計算事例 P14 土砂捕捉容量 Ad)

待受け式盛土の考え方（参考）

(1) 盛土設計のための調査

盛土の設計に際しては、地形・地質調査等を行って盛土の基礎地盤の安定性を検討することが必要である。特に、盛土の安定性に多大な影響を及ぼす軟弱地盤及び地下水位の状況については、入念に調査するとともに、これらの調査を通じて盛土のり面の安定性のみならず、基礎地盤を含めた盛土全体の安定性について検討することが必要である。

盛土に関する地形・地質調査の一般的な内容を表 6.1 に示す。

表 1 盛土に関する地形・地質調査の一般的な内容

調査項目	調 査 目 的	調 査 手 法
資料調査	盛土箇所の原地盤に関する大まかな地形、地質条件の把握（特に軟弱地盤について）	地質図、航空写真、地形図、既存ボーリング資料等の収集・解析
概略調査	地盤の性状、問題箇所の把握、構造物の配置計画、盛土材料の性状把握	現地踏査、物理探査、サウンディング試験、ボーリング調査、土質試験等
詳細調査	詳細な地盤特性の把握、構造物及び対策工の詳細設計に必要な調査	物理探査、標準貫入試験 ボーリング調査、土質試験等

出典：宅地防災マニュアルの解説

(2) 盛土のり面の安定性の検討

盛土のり面の安定性の検討に当たっては、次の各事項に十分留意する必要がある。ただし、安定計算の結果のみを重視してのり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、災害事例等を十分参照することが大切である。

① 安定計算

盛土のり面の安定性については、円弧すべり面法により検討することを標準とする。また、円弧すべり面法のうち簡便式（スウェーデン式分割法）によることを標準とするが、現地状況等に応じて他の適切な安定計算式を用いる。

② 設定強度定数

安定計算に用いる粘着力（ C ）及び内部摩擦角（ ϕ ）の設定は、盛土に使用する土を用いて、現場含水比及び現場の締固め度に近い状態で供試体を作成し、せん断試験を行うことにより求めることを原則とする。

③ 間隙水圧

盛土内の間隙水圧はのり面の安全性に大きく影響するため、安定性を検討する場合は、盛土の下部又は側方からの浸透水による水圧を間隙水圧とし、必要に応じて、雨水の浸透によって形成される地下水による間隙水圧及び盛土施工に伴って発生する過剰間隙水圧を考慮する。

④ 最小安全率

盛土のり面の安定に必要な最小安全率（ F_s ）は、盛土施工直後において、 $F_s \geq 1.5$ であることを標準とする。また、地震時の安定性を検討する場合の安全率は、大地震時に F

$s \geq 1.0$ とすることを標準とする。

⑤ 安定計算式

盛土の安定計算式は、一般的に用いられ、容易に計算できる簡便式（スウェーデン式分割法）によることを標準とするが、他の安定計算式に比べて安全率の差異が大きくなるときは、土質定数等を十分吟味して、より解析精度の高い手法を採用することが重要である。また、円弧すべり面法においては有効応力法又は全応力法のどちらかを選択する。

また設計外力として、崩壊による堆積土砂や、宅地として利用する場合は上載荷重も検討の対象とする。

(3) 施工上の留意点

① 原地盤の処理

盛土の基礎となる原地盤が軟弱地盤として対策工が必要な場合は、適切に処理するものとし、普通地盤の場合には盛土完成後の有害な沈下を防ぎ、盛土と基礎地盤のなじみをよくしたり、初期の盛土作業を円滑にするために次のような原地盤の処理を行うものとする。

- ・ 伐開除根を行う。
- ・ 排水溝及びサンドマットを単独又はあわせて設置し排水を図る。
- ・ 極端な凹凸及び段差はできるだけ平坦にかき均す。

② 傾斜地盤上の盛土

勾配が 15 度（約 1 : 4.0）程度以上の傾斜地盤上に盛土を行う場合には、盛土の滑動及び沈下が生じないように原地盤の表土を十分に除去するとともに、原則として段切りを行うことが必要である。

③ 盛土材料

盛土材料として、切土からの流用土又は付近の土取場からの採取土を使用する場合には、これらの現地発生材の性質を十分把握するとともに、適切な対策を行い、品質のよい盛土を築造する。

④ 敷均し

盛土の施工に当たっては、1 回の敷均し厚さ（まき出し厚さ）を適切に設定し、均等かつ所定の厚さ以内に敷均する。なお、まき出し厚さは 30cm～50cm 程度が一般的である。

⑤ 締固め

盛土の締固めに当たっては、所定の品質の盛土を仕上げるために、盛土材料、工法等に応じた適切な締固めを行う。

特に切土と盛土の接合部は、地盤支持力が不連続になったり、盛土部に湧水、浸透水等が集まり盛土が軟化して完成後仕上げ面に段違いを生じたり、地震時にはすべり面になるおそれもあることから、十分な締固めを行う必要がある。

締固め度の規定は一般的には品質規定方式（密度、飽和度、強度等材料品質の規定）と工法規定方式（締固めの機種、厚み、締固め回数等の規定）の 2 つがあり、盛土材料や現場状況に応じて定める必要がある。

⑥ 防災小堤

盛土施工中の造成面ののり肩には、造成面からのり面への地表水の流下を防止するため

に、必要に応じて、防災小堤を設置する。

待受け式盛土工の具体的な施工事例がないことから、具体的な課題については今後も検討の余地がある。今後課題が生じるような場合は適宜検討を行い、法の趣旨を損ねない方向で個別に解決を図るものとする。

1. 待受け式盛土工の盛土形状

(1) 盛土高

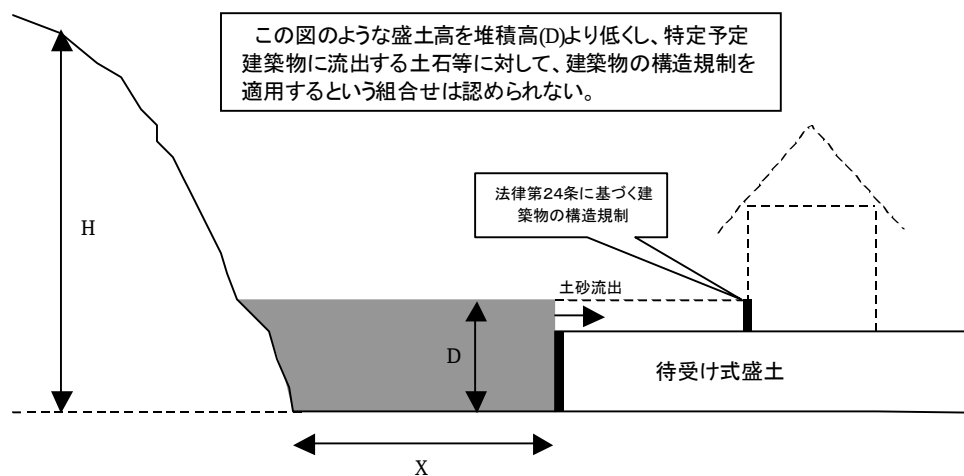
盛土高は、想定される土石等の堆積の高さ（水平）以上とし、現在の地表面より最低 1.0m以上とする。

【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、盛土の高さは、その盛土の急傾斜地側のり尻における土石等の堆積の高さ以上としなければならない。堆積高は開発の計画に基づいて、「第 3 節 3.2.3（崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積の力）」で定められた方法によって計算する必要がある。ただし斜面の地形的改変を伴わない（原因地对策を講じない）場合は、特別警戒区域の指定時に算定された堆積の高さを採用する。

盛土高の最小値を 1.0m以上としたのは、移動の高さ（1.0m）を確保するものである。（余裕高は見込んでいない）

なお、下図のように、建築物の構造規制を適用して併用することにより、待受け式盛土の高さを堆積高（D）より低く設計することは認めない。これにより特定開発行為の段階から完全な安全性を維持するものとする。



D: 急傾斜地の下端からの距離がX地点における堆積高

図1 待受け式盛土及び建築物の構造規制の組み合わせ

(2) 盛土の設置位置

盛土の設置位置（基礎の位置）は、急傾斜地における最大崩壊土砂量の単位幅あたりの土砂量を捕捉できるポケット容量が確保できる地点に想定する。ただし現行斜面の下端から 1.5～2.0m 以上離れた位置とする。

【解 説】

急傾斜地と盛土の背後に崩壊土砂量を捕捉するポケット容量が確保できていないと、開発地内に崩壊による土石等が到達し待受け効果が機能しないこととなる。このため盛土基礎の位置は、単位幅あたりの土砂捕捉量を確保できる位置に想定する。また背面土圧が水平となる距離（のり担ぎのない距離）として斜面下端からの幅を 1.5～2.0m 以上確保することとする。

基礎調査における急傾斜地の崩壊からの基準土砂量は表 1 のとおりである。

表 1 基礎調査における崩壊土砂量

高さ区分	崩壊土量 (V : m3)	崩壊幅 (W : m)	土砂の断面積 (S : m2)
$5 \leq H < 10\text{m}$	32.0	12.3	2.6
$10 \leq H < 15\text{m}$	71.0	16.6	4.3
$15 \leq H < 20\text{m}$	111.0	19.6	5.7
$20 \leq H < 25\text{m}$	150.0	21.9	6.8
$25\text{m} \leq H$	167.0	22.8	7.3

(3) 盛土のり面勾配

盛土のり面の勾配は、安定性を十分検討した上で決定する。

【解 説】

盛土のり面の勾配については、表 2 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 2 材料および盛土高に対する標準のり面勾配

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(34)～1 : 1.8(29)	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。
	5～15m	1 : 1.8(29)～1 : 2.0(27)	
粒度の悪い砂(SG)	10m以下	1 : 1.8(29)～1 : 2.0(27)	()の統一分類は代表的なものを参考に示す。
岩塊 (ずりを含む)	10～20m	1 : 1.8(29)～1 : 2.0(27)	
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(34)～1 : 1.8(29)	標準のり面勾配の範囲外の場合は安定計算等による検討を行う。
	5～10m	1 : 1.8(29)～1 : 2.0(27)	
火山灰質粘性土(V)	5 m以下	1 : 1.8(29)～1 : 2.0(27)	

注) 盛土高は、のり肩とのり尻の高低差をいう。

「出典：道路土工のり面工・斜面安定工指針－（平成 11 年 3 月）」を一部加筆・修正

表 2 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。

本基準における、盛土勾配は 30 度未満を原則とする。

また、待受け側盛土のり面に擁壁等を考慮する場合は、5.11 擁壁の設計に準ずることとする。

(4) 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こととする。

2. 待ち受け式盛土安定性の検討

待ち受け式盛土の安定性については、待ち受け式盛土全体を一体構造としてみなし、以下の1)～3)の検討を行うものとする。

- 1) 転倒に対する安定
- 2) 滑動に対する安定
- 3) 沈下に対する安定
- 4) 損壊（のり面すべり崩壊）に対する安定

【解 説】

待ち受け式盛土については、盛土のり面の滑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が、急傾斜地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、待ち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、かつ盛土材はブロック積み裏込め材と同等な材質とする。

このことにより、重力式擁壁の設計に当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。

(2) 荷重の条件

待ち受け式盛土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、「第3節（設計諸定数及び設計外力）」を参照すること。

① 移動の力

単位面積あたりの移動の力は、移動高の1/2の高さで盛土のり面に作用させるものとし、以下のとおりとする。

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

F : 衝撃力 (kN/m²)

F_{sm} : 移動の力 (kN/m²)

α : 衝撃力緩和係数で、現段階では ($\alpha = 0.5$) とする

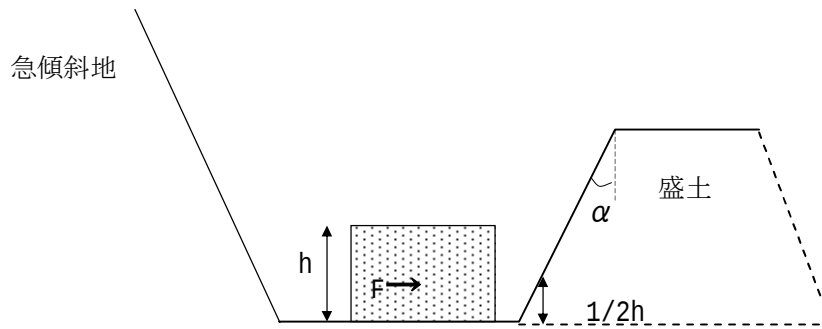


図2 移動の力が盛土に作用するイメージ

② 堆積の力

地盤面から土石等の計算上の堆積高（D1）までの範囲で、三角形分布により作用する土石等の堆積の力が盛土に作用するものとする。

堆積の力が盛土に作用する応力は、次式で与えられる。

水平分力

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta)$$

ここに、

P_{AH} : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力 (kN/m)

α : 盛土のり面と鉛直面となす角

δ : 壁面摩擦角 (=土石等の内部摩擦角)

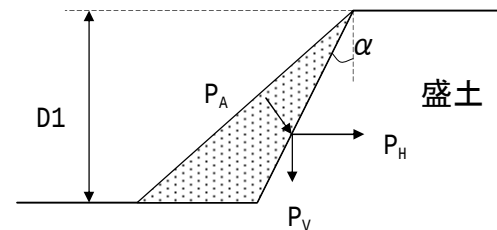


図3 堆積の力が作用するイメージ

鉛直分力

$$P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta)$$

ここに、

P_{AV} : 堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力 (kN/m)

α : 盛土のり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。

(3) 転倒に対する検討

盛土の底版下面には、盛土の自重及び移動の力又は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4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。

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

ここで、

W : 盛土の自重 (kN/m)

P_H : 堆積の力又は移動の力の水平分力 (kN/m)

P_v : 堆積の力又は移動の力の鉛直分力 (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)

である。

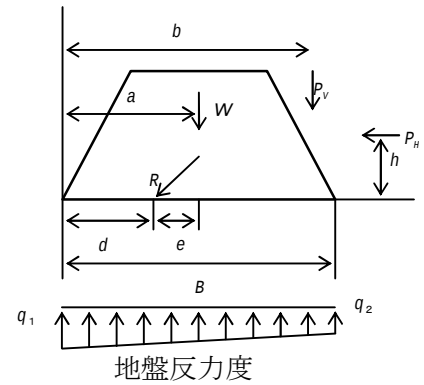


図 4 地盤反力度の求め方

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。

$$e = B/2 - d$$

ここで、

e : 偏心距離

B : 盛土の底版幅

である。

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、

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

とする。

(4) 滑動に対する検討

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。

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

ここで、

W : 盛土の自重 (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)

ϕ_B : 内部摩擦角 (°)

* 1

c : 粘着力 (kN/m²)

* 1

B : 盛土の底版幅 (m)

である。

* 1 : 待受け式盛土の場合、盛土を構成する材料が土砂であるので、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。

また内部摩擦角と粘着力は同時に考慮せず、小さい値を採用する。

安全率 F_s は堆積の力に対して 1.5、移動の力に対して 1.2 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。

(5) 沈下に対する検討

盛土の底版下面において、盛土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。

① 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

である。

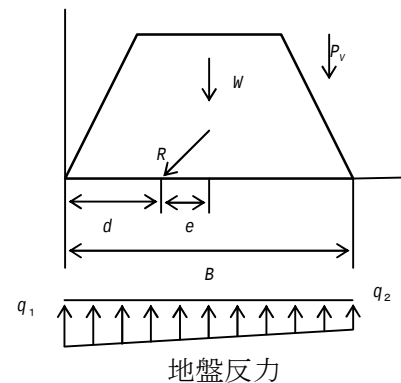


図 5 沈下に対する検討

- ② 合力作用点が底版中央の底版幅 2/3（ミドルサード）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

である。

地盤の支持力に対する安全率は堆積の力に対しては「3.0」、移動の力に対しては「2.0」を下回ってはならない。

(6) 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 のようになる。

表 3 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/6$ (1.5)	$ e \leq B/3$ (1.2)
滑 動	$F_s \geq 1.5$	$F_s > 1.2$
沈 下	$q \leq q_a/F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a/F_s$ $F_s = 2.0$

(7) 損壊に対する検討

待受け式盛土の損壊に対する検討に当たっては、常時及び地震時において円弧すべり面法によるのり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のり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することが大切である。

なお、常時の安定の検討は次の 2 つの場合について行う。

(イ) 盛土施工直後

(ウ) 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6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 ($^\circ$)

である。

常時の盛土の設計においては、最小安全率が 1.2 以上になるものとする。

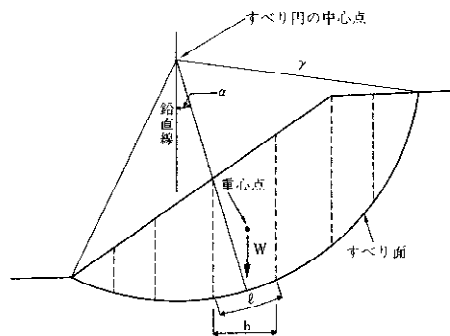


図6 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

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。

盛土のり面保護について

土質、気象条件、各工法の特徴等について検討し、法面に安定性、耐久性、施工性、周囲の環境との調和などを十分考慮して、土留又はのり面保護施設を設置する。

なお斜面側ののり面は、土石等の移動の力（衝撃力）が作用するため、のり面の表面は風化や流水の侵食ばかりでなく、衝撃に耐えうる強度を有する材料を採用する。

【解 説】

盛土のり面の安定性を踏まえて、盛土の安定性を確保することができるのり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以下のとおりである。

- ① 盛土のり面の勾配は 30 度未満とし、必要に応じ各種工法を適切に組み合わせて計画するが、ブロック張り工やコンクリート張り工等のように、土石等の衝撃に耐えうる部材を配置する
- ② 景観的配慮から緑化工を講じる場合は、のり面の安定性と強度を保持する上で許容しうる範囲で植生工を併用するか、のり面表面に植生工を被覆し隠し護岸のように保護工を配置する。
- ③ なお盛土工の斜面側に擁壁工を設置する場合は、6.1 で述べた待受け擁壁の考え方を採用し、移動の力と堆積の力に対する安定性を検討するほか、盛土側からの土圧に対する安定性も検討する。

改訂履歷

[illegible]