

急傾斜地崩壊防止施設設計の手引き

令和3年3月

愛知県建設局砂防課

まえがき

「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」は昭和44年に制定され、一昨年、制定50周年の節目を迎えました。この法律は、その名のとおり「急傾斜地の崩壊による災害の防止」が目的であり、法第12条には「都道府県が施行する急傾斜地崩壊防止工事」が謳われ、本県でもこれまでに500を超える法指定区域にて対策を実施してきたところです。

対策として設置する急傾斜地崩壊防止施設は、これまで本県独自の規定である「地すべり・急傾斜設計基準(案)」(急傾斜地編)に基づいて、その計画や設計が行われてきました。この基準は、昭和62年4月に策定され、平成12年4月に改訂されていますが、その後、平成16年には「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」、いわゆる「土砂災害防止法」に関連し急傾斜地崩壊防止施設の設計に関する新たな手法や設計外力が示され、さらには「道路土工」の各種指針、のり砕工や落石対策など、関係する基準もその後、相次いで改訂が行われています。しかし、こうした関連基準の改訂内容の適用については、その都度、対応方針が事務連絡等により通知されているのみで、現行基準には反映されていません。

以上の背景から、現行基準は形骸化し、非実用的な状態となっている一方で、現在、土砂災害防止法による土砂災害警戒区域等の指定が進み、ハード対策としての急傾斜地崩壊防止工事への期待が一層高まっています。こうした期待に応え、今後更なる事業推進を図るためには、施設整備の指針となる新たな基準が必要不可欠で、その策定が急務となりました。

そこでこの度、最新の知見を取り込んで内容の充実と質の向上を図り、急傾斜地崩壊防止施設の計画および設計に関する基準として十分に機能する「急傾斜地崩壊防止施設設計の手引き」を策定した次第です。本手引きが今後の急傾斜崩壊防止施設の更なる質の向上と、急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する対策の更なる進捗に資すれば、幸いです。

令和3年3月

愛知県建設局砂防課長

目次

第1編 総則	総1-1-1
第1章 目的および適用範囲	総1-1-1
第1節 目的	総1-1-1
第2節 適用の範囲	総1-1-1
第3節 関連する適用基準等	総1-1-2
第2章 急傾斜地崩壊防止工事に関する法律	総1-2-1
第1節 急傾斜地法の概要	総1-2-1
1.1 急傾斜地法の制定	総1-2-1
1.2 急傾斜地法の目的	総1-2-1
1.3 急傾斜地崩壊危険区域の指定	総1-2-3
第2節 土砂災害防止法の概要	総1-2-4
2.1 土砂災害防止法の制定	総1-2-4
2.2 土砂災害防止法の目的	総1-2-4
2.3 土砂災害警戒区域および土砂災害特別警戒区域の指定	総1-2-5
第3節 急傾斜地崩壊危険区域と土砂災害警戒区域等の相違	総1-2-6
第3章 急傾斜地崩壊対策事業の概要	総1-3-1
第1節 事業の目的と概要	総1-3-1
1.1 目的	総1-3-1
1.2 事業概要	総1-3-1
第2節 事業の流れ	総1-3-2
第2編 調査編	調2-1-1
第1章 総則	調2-1-1
第1節 総説	調2-1-1
第2章 調査	調2-2-1
第1節 急傾斜地調査	調2-2-1
1.1 目的	調2-2-1
1.2 調査の種類	調2-2-1
第2節 基本調査	調2-2-2
2.1 資料調査	調2-2-2
2.2 現地調査	調2-2-4
第3節 地盤調査	調2-2-6
3.1 地盤調査の目的	調2-2-6
3.2 地盤調査の種類	調2-2-6

3.3	地盤調査の位置および組み合わせ	調2-2-15
第4節	環境調査	調2-2-16
4.1	環境調査の目的	調2-2-16
4.2	環境調査の種類	調2-2-16
第3編	計画編	計3-1-1
第1章	急傾斜地崩壊防止施設配置計画	計3-1-1
第1節	総説	計3-1-1
第2節	急傾斜地崩壊防止施設配置計画	計3-1-1
2.1	急傾斜地崩壊防止施設配置計画の基本	計3-1-1
2.2	工法の選定	計3-1-2
2.3	急傾斜地崩壊防止施設の配置	計3-1-7
2.4	立入防止柵等の配置	計3-1-9
第3節	レッド解除可能な対策施設	計3-1-10
第4編	設計編	設4-1-1
第1章	急傾斜地崩壊防止施設の設計の基本事項	設4-1-1
第1節	総説	設4-1-1
第2節	急傾斜地崩壊防止施設の安定度の検討	設4-1-1
第2章	現況斜面の評価	設4-2-1
第1節	総説	設4-2-1
第2節	崩壊形態の予測	設4-2-1
第3節	土圧の算定に用いる地盤定数の決定方法	設4-2-3
3.1	地盤定数の決定方法	設4-2-3
3.2	標準貫入試験結果から推定する方法	設4-2-5
3.3	逆算安定計算によって強度を推定する方法	設4-2-6
3.4	室内土質試験による方法	設4-2-7
第3章	急傾斜地崩壊防止施設の設計	設4-3-1
第1節	排水工	設4-3-1
1.1	目的および一般的留意事項	設4-3-1
1.2	地表水排除工	設4-3-3
1.3	地下水排除工	設4-3-17
1.4	他の工種との関連および維持管理	設4-3-24
第2節	切土工	設4-3-28
2.1	目的および一般的留意事項	設4-3-28
2.2	切土工における安定検討	設4-3-29

2.3 切土のり面勾配	設4-3-30
2.4 切土のり面の形状.....	設4-3-39
2.5 切土のり面におけるのり面保護工の選定フロー	設4-3-42
第3節 植生工	設4-3-44
3.1 目的および一般的留意事項.....	設4-3-44
3.2 植生工を行うための土工計画	設4-3-46
3.3 植物の性状	設4-3-47
3.4 植生工設計のための調査と活用	設4-3-53
3.5 植生工の設計	設4-3-55
第4節 張工	設4-3-68
4.1 目的と一般的留意事項	設4-3-68
4.2 石張工, ブロック張工およびコンクリート版張工の設計	設4-3-70
4.3 コンクリート張工の設計	設4-3-73
第5節 のり砕工.....	設4-3-79
5.1 目的および一般的留意事項	設4-3-79
5.2 のり砕工の分類	設4-3-80
5.3 現場打コンクリート砕工	設4-3-82
5.4 吹付砕工.....	設4-3-85
5.5 プレキャスト砕工	設4-3-88
5.6 ブロック擁壁状砕工.....	設4-3-92
第6節 擁壁工	設4-3-93
6.1 目的および一般的留意事項	設4-3-93
6.2 擁壁工の種類	設4-3-93
6.3 擁壁工の計画	設4-3-95
6.4 設計手順.....	設4-3-97
6.5 位置および高さの決定方法	設4-3-99
6.6 基礎工	設4-3-100
6.7 擁壁に作用する外力.....	設4-3-106
6.8 基礎地盤の許容支持力とコンクリートの許容応力度	設4-3-110
6.9 土圧等外力の算定方法	設4-3-114
6.10 土砂災害防止法を考慮した対策手法	設4-3-134
6.11 安定性等の照査	設4-3-138
6.12 擁壁工の構造細目	設4-3-150
6.13 擁壁工の標準タイプ	設4-3-154
6.14 その他の擁壁.....	設4-3-157
6.15 他工種の基礎としての擁壁工.....	設4-3-159

第7節	グラウンドアンカー工	設4-3-162
7.1	目的および一般的留意事項	設4-3-162
7.2	グラウンドアンカー工の基本的要素	設4-3-164
7.3	グラウンドアンカー工の設計手順	設4-3-165
7.4	設計における検討事項	設4-3-166
7.5	アンカーの配置	設4-3-170
7.6	斜面安定の検討および必要アンカー力の算定	設4-3-172
7.7	アンカー体の設計	設4-3-178
7.8	テンドン（アンカー引張り材）の設計	設4-3-182
7.9	初期緊張力の決定	設4-3-185
7.10	構造物定着部の設計	設4-3-189
第8節	地山補強土工	設4-3-191
8.1	目的および一般的留意事項	設4-3-191
8.2	地山補強土工の概要	設4-3-193
8.3	地山補強土工の設計手順	設4-3-195
8.4	設計における留意事項	設4-3-196
8.5	補強材の配置	設4-3-197
8.6	補強材の抵抗力	設4-3-199
8.7	定着材と地盤の許容摩擦抵抗力	設4-3-202
8.8	芯材と定着材の許容付着応力	設4-3-203
8.9	補強後の安定性の検討	設4-3-203
8.10	表面材	設4-3-205
第9節	落石対策工	設4-3-206
9.1	目的および一般的留意事項	設4-3-206
9.2	落石の運動	設4-3-207
9.3	落石対策工の分類および種類と機能	設4-3-211
9.4	落石対策計画の留意事項	設4-3-221
9.5	工法選定の流れ	設4-3-222
9.6	落石予防工の設計	設4-3-225
9.7	落石防護工の設計	設4-3-231
9.8	他工法との関連	設4-3-241
第10節	その他の工種の設計	設4-3-242
10.1	杭工，土留柵工および編柵工	設4-3-242
10.2	吹付工	設4-3-248

第5編 施工・その他編	施5-1-1
第1章 工事中の安全管理	施5-1-1
第1節 仮設防護柵	施5-1-1
1.1 仮設防護柵の設置および目的	施5-1-1
1.2 仮設防護柵の設置幅および人家等との離隔	施5-1-2
1.3 仮設防護柵の設置例	施5-1-3
第2節 仮設時における安全対策	施5-1-6
2.1 施工延長	施5-1-6
2.2 掘削面処理	施5-1-6
2.3 排水処理	施5-1-7
2.4 グラウンドアンカー工の留意点	施5-1-7
第2章 その他	施5-2-1
第1節 急傾斜地崩壊危険区域指定に関する事項	施5-2-1
1.1 目的	施5-2-1
1.2 指定基準	施5-2-2
1.3 他法令との関係	施5-2-3
1.4 区域指定の手順	施5-2-4
1.5 必要書類	施5-2-5
1.6 区域指定図面の作成方法	施5-2-6

<参考資料>

①設計計算例

- ・待受式もたれ式擁壁
- ・落石防護柵

②通知事項等

- ・急傾斜地崩壊対策事業に関する用地の権原取得方法等の変更について
- ・市町村が行う急傾斜地崩壊防止工事について
- ・保安林内で計画する急傾斜地崩壊対策事業の留意事項について

総 則

目次

第1編 総則	総1-1-1
第1章 目的および適用範囲	総1-1-1
第1節 目的	総1-1-1
第2節 適用の範囲	総1-1-1
第3節 関連する適用基準等	総1-1-2
第2章 急傾斜地崩壊防止工事に関する法律	総1-2-1
第1節 急傾斜地法の概要	総1-2-1
1.1 急傾斜地法の制定	総1-2-1
1.2 急傾斜地法の目的	総1-2-1
1.3 急傾斜地崩壊危険区域の指定	総1-2-3
第2節 土砂災害防止法の概要	総1-2-4
2.1 土砂災害防止法の制定	総1-2-4
2.2 土砂災害防止法の目的	総1-2-4
2.3 土砂災害警戒区域および土砂災害特別警戒区域の指定	総1-2-5
第3節 急傾斜地崩壊危険区域と土砂災害警戒区域等の相違	総1-2-6
第3章 急傾斜地崩壊対策事業の概要	総1-3-1
第1節 事業の目的と概要	総1-3-1
1.1 目的	総1-3-1
1.2 事業概要	総1-3-1
第2節 事業の流れ	総1-3-2

第1編 総則

第1章 目的および適用範囲

第1節 目的

本手引きは、急傾斜地崩壊対策事業に関わる計画・設計において、標準的と考えられる技術事項を定めたものであり、事業に関わる技術水準の維持と適正な推進が図られることを目的とする。

解説

本手引きは、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例―急傾斜地崩壊防止工事技術指針―」をはじめとする各種の指針、関連する通達などに対する愛知県としての標準的な技術事項を定めたものである。利用にあたっては、本手引きに示された事項に関わる諸基準の制定の背景や、それらが意図することを的確に把握し、合理的な設計に努める。

第2節 適用の範囲

本手引きは、愛知県で実施する急傾斜地崩壊防止工事に適用する。

解説

災害復旧事業およびこれに関連して行なう事業で、本手引きによりがたい場合や、災害の緊急性等から本手引きによることが困難または不適当な場合においては、県砂防課と協議の上、本手引きを適用しないことができる。

また、本手引きに定める内容について、関係諸法令に別に定めがある場合においては、この手引きにかかわらず、これらの諸法令によるものとする。

第3節 関連する適用基準等

本手引きに関する主な基準・指針等はおおりである。

表 1. 1-1 関連適用基準等

基準・指針等の名称	発刊期	監修又は編集
砂防関係法令例規集	H28.11	一社) 全国治水砂防協会
改定新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 調査編, 計画編, 設計編Ⅰ, 設計編Ⅱ	R1.7	国土交通省水管理・国土保全局
国土交通省河川砂防技術基準	H31.3	国土交通省水管理・国土保全局
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—	R1.5	一社) 全国治水砂防協会
崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け式擁壁の設計計算事例	H16.6 H22.11 一部修正	全国地すべりがけ崩れ対策協議会
がけ崩れ対策の手引き —急傾斜地崩壊対策事業の実務—	H16 年版	全国地すべりがけ崩れ対策協議会
道路土工 切土工・斜面安定工指針	H21.6	公社) 日本道路協会
道路土工 擁壁工指針	H24.7	公社) 日本道路協会
のり砕工の設計・施工指針	H25.10	一社) 全国特定法面保護協会
グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	H24.11	公社) 地盤工学会
地山補強土工法 設計・施工マニュアル	H23.8	公社) 地盤工学会
地盤調査の方法と解説	H25.3	公社) 地盤工学会
落石対策便覧	H29.12	公社) 日本道路協会
土砂災害警戒区域等設定実務要領 (急傾斜地の崩壊編)	H27.9	愛知県
砂防指定地等管理事務の手引き	H5 改訂版	愛知県建設局土木部
工事標準仕様書	H31.4	愛知県建設部
道路構造の手引き	R1.12	愛知県建設局土木部

第2章 急傾斜地崩壊防止工事に関する法律

第1節 急傾斜地法の概要

1.1 急傾斜地法の制定

急傾斜地法[※]は、がけ崩れによる災害から国民の生命を保護するため、法令を整備して、急傾斜地崩壊危険区域を指定し、有害行為の規制、防災措置の勧告、改善命令、勧告または命令を受けた者に対する融資措置、急傾斜地崩壊防止工事の施行、警戒避難体制の整備、災害危険区域の指定等の措置を講じ、総合的な急傾斜地崩壊対策を樹立することを目的に制定され、昭和44年8月に施行された。

※正式名称「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」

解説

急傾斜地法の法律概要図を図1.2-1に示す。

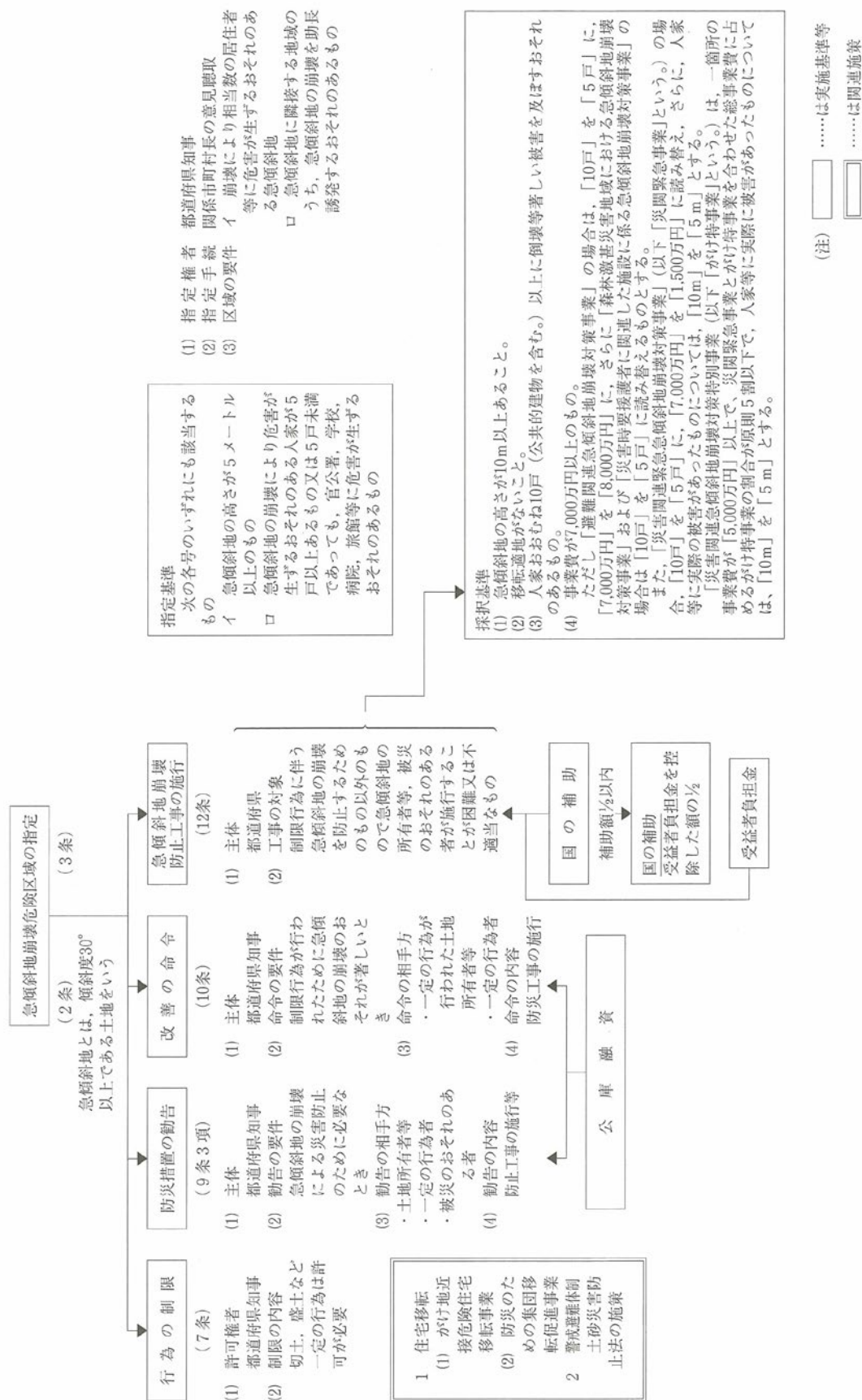
1.2 急傾斜地法の目的

急傾斜地法は、「急傾斜地の崩壊による災害から国民の生命を保護するため、急傾斜地の崩壊を防止し、もって民生の安定と国土の保全とに資する」ことを目的としている。

解説

急傾斜地法の目的は、急傾斜地の崩壊による災害から国民の生命を保護することにある。ここで急傾斜地とは傾斜度が 30° 以上の土地をいう。

急傾斜地法が保護しようとしているのは、災害からの人命の安全であり、財産は直接の保護法益とはしていない。これは本法が私権の厳しい制限を要求することに鑑み、回復可能な財産の損害の予防のためにこのような私権の制約を行なうことに若干難点があると思料されたからである。また、人命の保護も急傾斜地の所有者、利用者というよりはむしろその周辺に居住する第三者の人命であって、第三者への危険すなわち公益の侵害が起こることを防止することを主たる目的としている。



出典「がけ崩れ対策の手引き（平成16年版）」

図1.2-1 急傾斜地法法律概要図

1.3 急傾斜地崩壊危険区域の指定

急傾斜地崩壊危険区域の指定は、急傾斜地法による急傾斜地崩壊対策の出発点となるものであり、その指定によって、この法律が実際に効力を発揮する土地となるものである。危険区域の指定基準は以下のとおり。

【急傾斜地崩壊危険区域指定基準】

- ① 急傾斜地の高さが $5m$ 以上のもの。
- ② 急傾斜地の崩壊により危害が生ずるおそれのある人家が 5 戸以上あるもの、または 5 戸未満であっても、官公署、学校、病院、旅館等に危害が生ずるおそれのあるもの。

解説

急傾斜地崩壊危険区域指定の横断イメージを下図に示す。なお、区域指定の詳細は第5編第2章第4節を参照のこと。

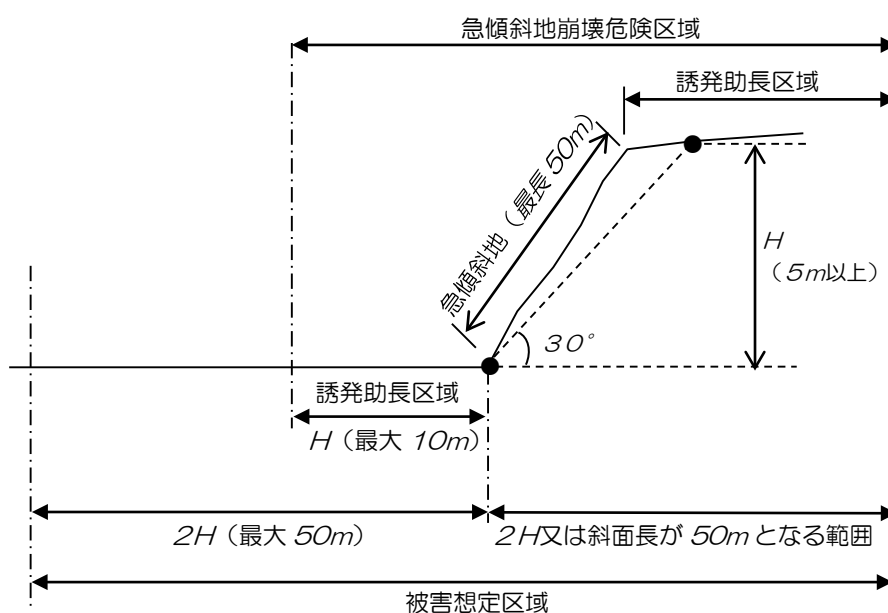


図 1. 2-2 急傾斜地崩壊危険区域の横断イメージ

第2節 土砂災害防止法の概要

2.1 土砂災害防止法の制定

土砂災害防止法※は、平成 11 年に発生した土砂災害を契機に、土砂災害のおそれのある土地の区域における警戒避難体制の整備や一定の開発行為の制限等を行うことにより、土砂災害から国民の生命および身体を保護することを目的に制定され、平成 13 年 4 月から施行された。

※正式名称「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」

2.2 土砂災害防止法の目的

土砂災害防止法は、土砂災害から国民の生命および身体を保護するため、土砂災害のおそれのある土地の区域について危険の周知、警戒避難体制の整備、住宅等の新規立地の抑制、既存住宅の移転促進等のソフト対策を推進することを目的としている。

解説

土砂災害防止法は、土砂災害防止工事等のハード対策と併せて、土砂災害の危険性のある区域を明らかにし、その中で警戒避難体制の整備や危険箇所への新規住宅等の立地抑制等のソフト対策を充実させていくことをねらいとしている。下図に土砂災害防止法の概要を示す。

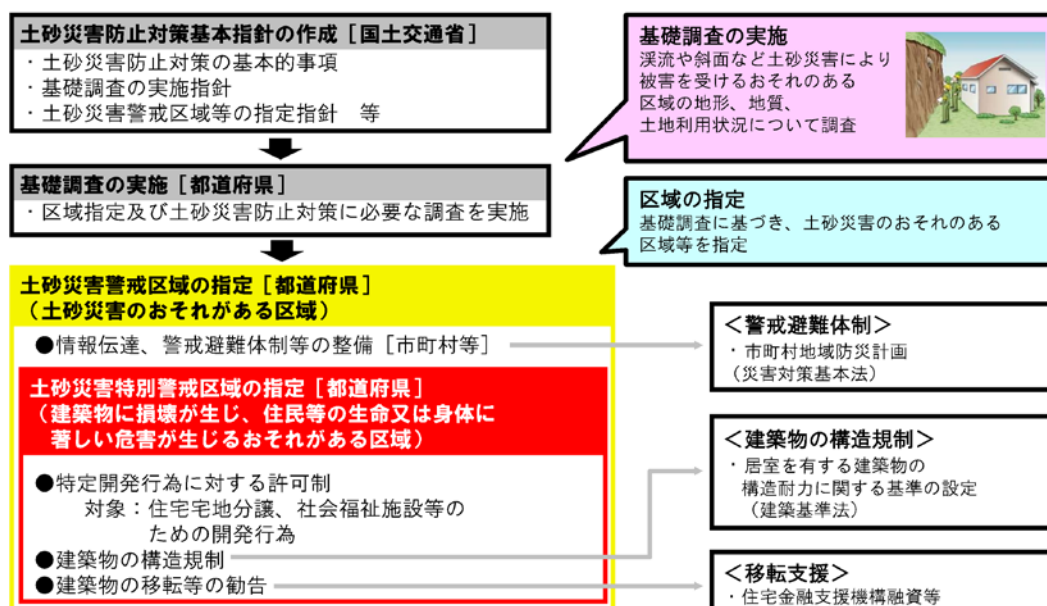


図1. 2-3 土砂災害防止法の概要

2.3 土砂災害警戒区域および土砂災害特別警戒区域の指定

土砂災害警戒区域および土砂災害特別警戒区域は、各々以下の土地の区域として政令で定める基準に該当するものが指定される。

(1) 土砂災害警戒区域の指定

土砂災害対策基本方針（国土交通大臣が定めた指針）に基づき、急傾斜地の崩壊等が発生した場合に、住民等の生命又は身体に危害が生じるおそれがあると認められる土地の区域で、当該区域における土砂災害を防止するために警戒避難体制を特に整備すべきもの。

(2) 土砂災害特別警戒区域の指定

警戒区域のうち、建築物に損壊が生じ住民等の生命または身体に著しい危害が生ずるおそれがあると認められる土地の区域で、一定の開発行為の制限および居室を有する建築物の構造の規制をすべきもの。

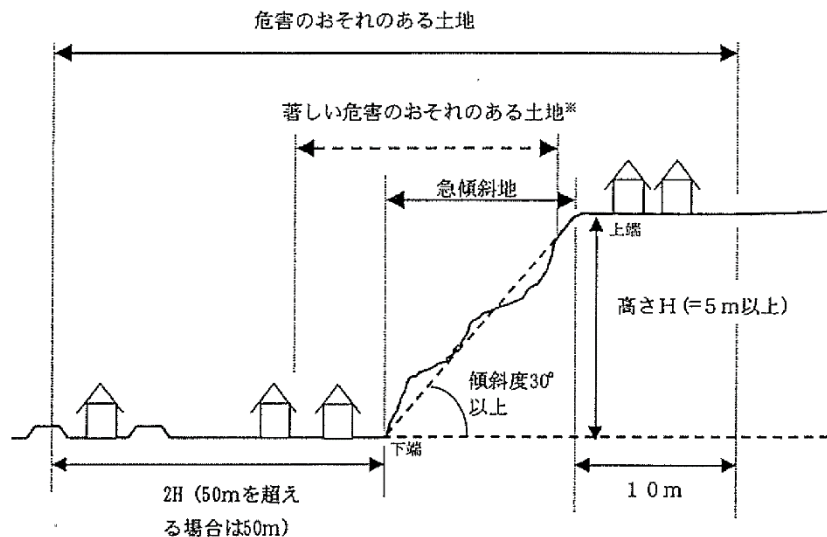
解説

(1) 土砂災害警戒区域

当該区域においては、危険の周知、警戒避難体制の整備が行われる。

(2) 土砂災害特別警戒区域

当該区域においては、特定の開発行為に対する許可制、建築物の構造規制等が行われる。



※急傾斜地下端からの水平距離は崩壊により建築物に作用する力が通常の居室を有する建築物の耐力を上回る範囲とする。

出典：「土砂災害警戒区域等設定実務要領【急傾斜地の崩壊編】」

図1. 2-4 警戒区域・特別警戒区域の指定（急傾斜地の崩壊）

第3節 急傾斜地崩壊危険区域と土砂災害警戒区域等の相違

急傾斜地崩壊危険区域と土砂災害警戒区域等の違いは以下のとおり。

(1) 急傾斜地崩壊危険区域

急傾斜地の崩壊が助長・誘発されるおそれがないように、行為の制限や対策工事などを実施する区域で、いわば、原因地対策を講ずるための区域。

(2) 土砂災害警戒区域等

崩壊等が発生した場合に住民等の生命・身体に危害が生ずるおそれがあると認められる土地の区域で、危険の周知、警戒避難体制の整備、新規住宅等の立地抑制などを実施する、いわば、被害地対策を講ずるための区域。

解説

急傾斜地崩壊危険区域と土砂災害警戒区域等における指定要件等の相違を表1. 2-1 および図1. 2-5に示す。

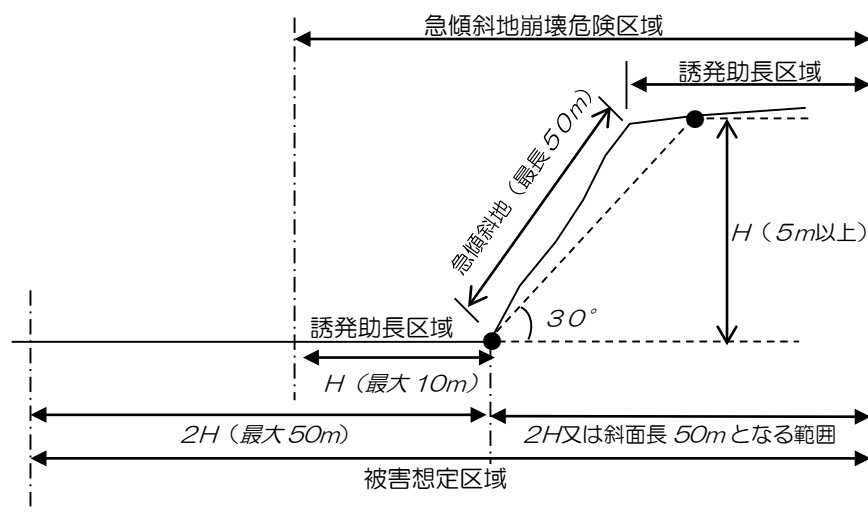
表1. 2-1 急傾斜地崩壊危険区域と土砂災害警戒区域の相違

	急傾斜地崩壊危険区域	土砂災害警戒区域
指定要件	<ul style="list-style-type: none"> 崩壊のおそれがある急傾斜地（傾斜度が30°以上である土地）で、その崩壊により、相当数の居住者その他の者に危害が生ずるおそれがある急傾斜地。 急傾斜地に隣接する土地のうち、当該急傾斜地の崩壊を助長し、または誘発する恐れがあるもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 急傾斜地の崩壊等が発生した場合には住民等の生命または身体に危害が生ずるおそれがあると認められる土地の区域で、当該区域における土砂災害を防止するために警戒避難体制を特に整備すべき土地の区域として政令で定める基準に該当するもの。
指定基準	<ul style="list-style-type: none"> 急傾斜地の高さが$5m$以上 急傾斜地の崩壊により危害が生ずる恐れのある人家が5戸以上あるもの、または5戸未満であっても、官公署、学校、病院、旅館等に危害が生ずる恐れのあるもの。 	<ul style="list-style-type: none"> 急傾斜地で、水平距離$5m$間の平均勾配30°により上端・下端を設定し、その標高差が$5m$以上あるもの。 斜面の上端から$10m$以内の区域 斜面の下端から急傾斜地の高さの2倍以内（最大$50m$）の区域
急傾斜地の上下端	<ul style="list-style-type: none"> 急傾斜地の見通し角度が30°以上となる地点（下端） 急傾斜地の最高地点もしくは斜面長が$50m$となる地点（上端） 	<ul style="list-style-type: none"> 奥行$5m$、かつ勾配30°を上回る最初の地点

注）急傾斜地崩壊危険区域の指定に関する詳細は第5編第2章第4節参照のこと。

土砂災害警戒区域の指定に関する詳細は「土砂災害警戒区域等設定実務要領【急傾斜地の崩壊編】」参照のこと。

【急傾斜地崩壊危険区域】



【土砂災害警戒区域等】

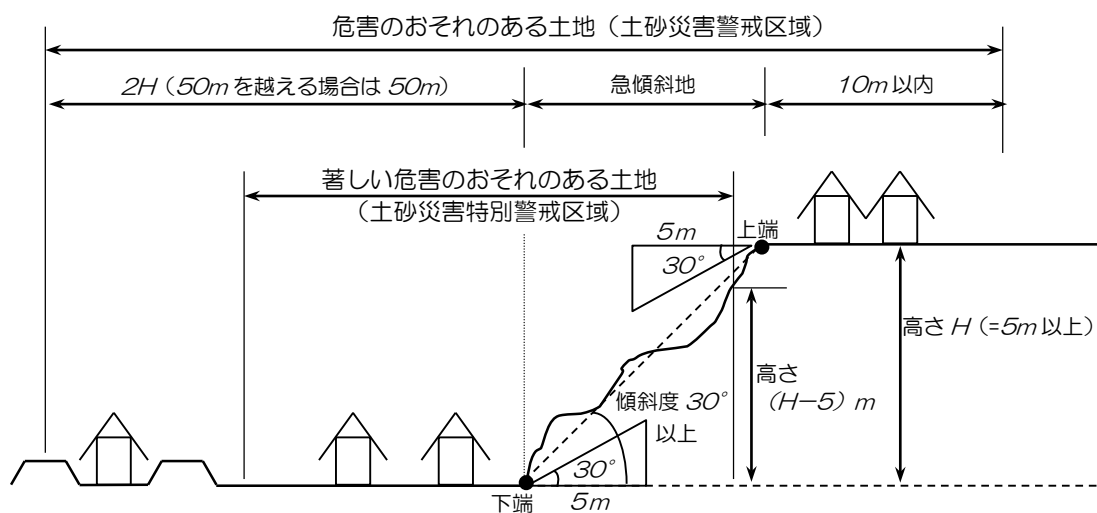


図1. 2-5 急傾斜地崩壊危険区域と土砂災害警戒区域等の相違

第3章 急傾斜地崩壊対策事業の概要

第1節 事業の目的と概要

1.1 目的

急傾斜地崩壊防止施設の設置等を行なうことによって、急傾斜地の崩壊による災害から国民の生命を保護し、もって民生の安定と国土の保全に資することを目的とする。

1.2 事業概要

急傾斜地崩壊危険区域内の自然がけに対し、急傾斜地の所有者等が崩壊防止工事を行なうことが困難又は不適当な場合、擁壁工、排水工および法面工等急傾斜地崩壊防止施設の設置その他急傾斜の崩壊を防止する工事を行う。

解説

自然がけとは、自然力により形成された斜面をいう。ただし、過去に人の手が加えられたものであっても、その後自然の力により変形等が加わり自然斜面と見分けがつかないものも含む。それに対し、人工がけとは、切土、盛土、構造物の設置等人の手が加わっている斜面をいう。ただし、急傾斜地崩壊防止工事、砂防工事、治山工事等を実施したものは自然斜面となる。

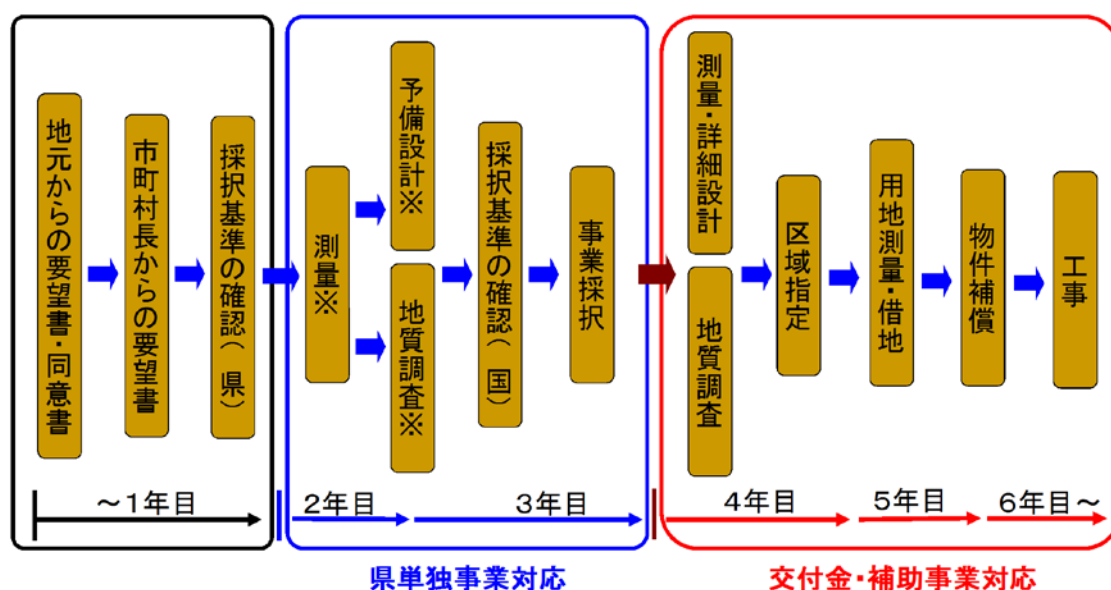
第2節 事業の流れ

急傾斜地崩壊対策事業は、地元住民からの要望および事業実施に対する同意を得た上で行うことを原則とする。

解説

急傾斜地崩壊対策事業は人家近接工事となる場合が大半であることから、事業に対する地元住民の理解と協力が欠かせない。また、崩壊防止施設を設置する用地の権原取得は寄付または使用貸借（無償借地）によることを基本としていることから、土地所有者の協力も不可欠である。これらのことから、本事業においては、先ずは地元住民および土地所有者からの要望等を受けて実施することを原則とする。なお、事業採択に際しては、土砂災害警戒区域等に指定されていることが必要であるため留意すること。

急傾斜地崩壊対策事業の標準的な流れを下図に示す。



※県単独事業で実施する測量、予備設計および地質調査は、国による採択基準の確認が可能な資料作成を目標に実施する。

(県単独事業のみで実施する場合はこの限りではない)

図1. 3-1 急傾斜地崩壊対策事業（交付金・補助事業）の標準的な流れ

第2編 調査編

第1章 総則

第1節 総説

本章は、急傾斜地崩壊対策計画を策定するための、調査の標準的手法を定めるものである。

第2章 調査

第1節 急傾斜地調査

1.1 目的

急傾斜地調査とは急傾斜地崩壊防止工事を行うための調査で、崩壊形態の想定、被災状況の想定、崩壊要因の推定、対策対象区域の決定、対策工の設計・施工のための調査を主たる目的とする。

1.2 調査の種類

急傾斜地の調査は、基本調査、地盤調査、環境調査からなる。

解説

急傾斜地の調査は、施工対象範囲の設定や概略工法の選定の基礎資料を得るために行う基本調査と、急傾斜地崩壊防止工事の計画・設計・施工の基礎資料を得るために行う地盤調査、環境との調和を図ることを目的とする環境調査を行うことを標準とする。

個々の調査の内容を以下に示す。

(1) 基本調査－資料調査、現地調査

調査結果の適用：施工対象範囲の設定、地盤調査計画の立案、概略工法の選定、機構解析等

(2) 地盤調査－サウンディング、ボーリング、土質試験

調査結果の適用：対策工の設計・施工の検討、機構解析等

(3) 環境調査－自然環境調査、社会環境調査、景観資源調査

調査結果の適用：環境特性の把握、施工において必要な環境保全方策の検討等

第2節 基本調査

2.1 資料調査

2.1.1 資料調査の目的

資料調査は、既存資料の収集整理により、対象とする急傾斜地の概要を把握し、現地調査および地盤調査の計画立案や、環境調査の際の基礎資料を得ることを目的とする。

2.1.2 調査項目

資料調査は、対象とする急傾斜地および周辺の地形、地質、環境等の概要を把握するため、主に大地形、微地形、土質、地質、植生、水文状況、土地利用を着眼点として行う。（表2.2-1 参照）

解説

収集する資料には、過去の災害記録および点検記録（斜面および急傾斜地崩壊防止施設）、急傾斜地崩壊危険区域、危険箇所点検調査結果、土砂災害警戒区域等設定資料、急傾斜地周辺の自然・社会環境に関する資料、気象記録、地震記録、地質図（土木地質図含む）、地形図・土地条件図・土地利用図・地すべり分布図等、空中写真、文献・工事記録・地質・土質調査報告書、地震時の急傾斜地崩壊危険箇所危険度評価結果等がある。

また、必要に応じて旧版地形図、空中写真等により、土地の開発履歴・変遷等を調査する。

表2. 2-1 各種資料での調査の主要着眼点

区分	調査方法 調査の着眼点	既存資料の利用										現地踏査
		地形図	地質図	プロファイザー	空中写真	地質・土地調査報告書	工事記録	災害記録	土地条件図	土地利用図	地すべり分布図	
大地形	崩壊跡地	○		◎	◎		△	△	◎			◎
	地すべり地	○		◎	◎		△	△	◎		○	◎
	土石流跡地	○		◎	◎			△	○			◎
	線状模様（リニアメント）	○	○	◎	◎				○			△
	傾斜変換線	○		◎	◎				◎			○
	崖	○	△	◎	◎		△		◎			◎
	小起伏面	○		◎	◎				○			◎
	河川攻撃斜面	○		◎	◎				○			◎
	非対称山稜	○		◎	◎				◎			◎
微地形	わずかな沢状の凹み	○		◎	○				○			◎
	斜面途中の平坦面	○		◎	◎				◎			◎
	段落ち，亀裂のある斜面	△		○	○				△			◎
	沼・池・湿地帯の有無と配列	○		◎	◎				○			◎
	斜面上部および斜面内に不安定土塊のある場合	△		△	○				○			○
土質	概略の土質構造					◎	◎	◎				◎
	問題のある土質・土層構成の把握					○	○	○				○
	概略の土性（含盛土材料）					◎	◎	◎				◎
	問題のある土性の把握（含盛土材料）					○	○	○				○
地質	概略の岩質・地質構成		◎			◎	◎	◎			○	◎
	問題のある岩質・地質構成の把握		○			○	○	○				○
	概略の地質構造		◎		△	◎	◎	◎			○	◎
	問題のある地質構造の把握		○		△	○	○	○				○
植生	植生区分	○			◎			△		◎		◎
	植生の疎密度			△	◎			△				◎
	周囲の植生との相違箇所				◎			△		◎		◎
	伐採跡地および山火事跡地				◎			△		◎		◎
水文状況	湧水箇所					△	○	○				○
	透水層の位置					△	○	○				◎
	地表水の状況	△			○	△	△	△				○
	地下水の状況					△	△	△				△
土地利用の現況		○		○	◎					◎		○

注）予備調査時の精度として ◎よく判るもの ○ある程度判るもの △場合により判るもの

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P16

2.2 現地調査

2.2.1 現地調査の目的

現地調査は、地形等を把握し、急傾斜地の崩壊形態の予測、施工対象範囲の設定、概略工法の選定を目的として実施する。

2.2.2 現地調査の種類

現地調査として、対象となる急傾斜地の崩壊形態を予測し、地盤調査計画の立案や測量範囲等を決定するための地形調査、地質調査、湧水調査、植生調査、周辺を含む崩壊履歴の調査、地元市町村・住民等からの崩壊履歴の聞き取り調査、保全対象調査等を行うことを基本とする。なお、地質および湧水については、崩壊形態と密接に関連するため特に留意して調査を実施すること。

解説

上記調査の詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P35を参照のこと。

〇次谷を含む谷地形がある場合には、土石流対策の観点からの調査も併せて検討しなければならない。また、地すべり・雪崩のおそれがある場合には、地すべり・雪崩に関する調査も併せて検討しなければならない。

急傾斜地崩壊防止工事施工中の事故を防止するためにも、「急傾斜地崩壊防止工事の安全管理について」（平成10年3月25日 建設省河傾発第14号）に基づき現地調査を確実に実施し、工事中の安全管理に活用するものとする。

2.2.3 現地調査の着眼点

崩壊形態を予測するにあたっての着眼点としては、以下の項目が挙げられる。

- ① 地すべり地形の有無
- ② 周辺における過去の斜面崩壊の有無
- ③ 新しい亀裂の有無
- ④ 地形の起伏状況、微地形の状況
- ⑤ 斜面を構成する地質
- ⑥ 崩積土あるいは崖錐堆積物、表土の分布・厚さ
- ⑦ 基盤岩の風化状況
- ⑧ 斜面上もしくは、斜面脚部からの湧水の有無

解説

現地調査時に上記項目に対する確認調査を実施し、崩壊しやすい斜面か、地すべり地ではないか、現在も崩壊進行の兆候が見られないかなどを入念に調査することが重要である。

上記の着眼点を総合的に検討して、現状の斜面の安定度を評価するとともに、その崩壊形態を予測し、適切な対策工法を選択する。

第3節 地盤調査

3.1 地盤調査の目的

地盤調査は、崩壊形態および崩壊規模の想定、対策工法の設計・施工に必要な斜面の地盤条件・土質特性を把握するために行う。

解説

地盤調査においてはサウンディングやボーリングを実施し、土層厚や崩壊形態等を確認する。

特に、地下水が崩壊誘因となる場合や、複雑な水文地質構造の解明が対策工の設計に必要な場合は、ボーリングや地下水調査を中心とした立体的な地盤調査を行うことが重要である。

3.2 地盤調査の種類

地盤調査は、サウンディング、ボーリング、土質試験等の調査があり、崩壊特性や地盤条件を的確に把握するために有効な調査手法を用いなければならない。

急傾斜地の調査においては、特に表土層の厚さと表層部の弱層の位置を確認することが非常に重要である。

解説

調査の種類は、目的によって以下のように選択することができる。

- (1) 崩壊の位置、規模や表層部の弱層（滑落面）の推定
サウンディング（特に斜面部の表層構造調査用の簡易貫入試験等）、ボーリング、土層観察、物理探査、斜面変位調査等
- (2) 土層構成および土層の強度・透水性
サウンディング（特に斜面部の表層構造調査用の簡易貫入試験等）、ボーリング、土層観察、物理探査、土質試験、透水試験等
- (3) 地表付近の水の挙動
透水試験、物理探査、間隙水圧の測定等
- (4) 地下水の挙動
地下水位観測、地下水追跡試験、地下水検層試験、間隙水圧の測定、透水試験等
- (5) 土質・岩石の性質
物理試験（粒度分布試験等）、力学試験（一軸圧縮試験等）、サウンディング、物理探査（弾性波速度試験等）等


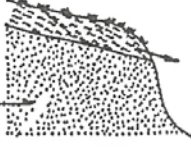
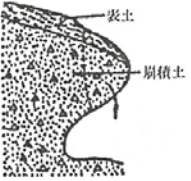
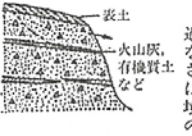


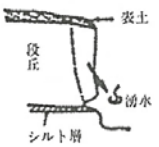

表2. 2-2 崩壊形態分類と各種調査方法

			調査法および 対策工法原因	ボーリング	サウンディング				物理探査			地下水調査				土質定数 強度試験			斜面変位調査 (傾斜計・ひずみ計・伸縮計)	
					標準貫入試験	コーン・ペネトロメータ	スウェーデン式サウンディング	簡易貫入試験	弾性波探査	電気探査	地下レーダー探査	地下水位調査	地下水追跡	地下水検層	透水試験	地表水調査	土質力学試験	土質物理試験		岩石試験
崩壊分類*			記号																	
表土	崩落		1-(1)					△							△					
	滑落		1-(2)			○	○	◎	○	◎			○		○	○	○		△	
崩積土	崩落		2-(1)																	
	滑落	基盤との境界	2-(2)-a	◎	◎	△	◎	◎	◎	○	○	◎	◎	○	○		○	○	△	
		崩積土中の滑落	2-(2)-b	◎	△	△	○	○		△	△	◎	○	△	○		○	○	△	
火山砕屑物	崩落	しらす・ローム等の崩落	3-(1)-a																	
		風化した集塊岩、凝灰角礫岩等の崩落	3-(1)-b																	
	滑落	しらす・ローム等の滑落	3-(2)	◎	△	△	△	○	△	△	△	◎	○	△	○		○	○	△	
段丘堆積物	崩落	シルト層等の不透水層がある場合	4-(1)-a	○																
		礫を含むルーズな堆積物からの礫の抜け出し	4-(1)-b	○																
	滑落		4-(2)	◎	△			○	○	○		◎	○	○	○		△	△	△	
強風化岩	崩落		5-(1)																	
	滑落	まさの滑落	5-(2)-a	◎	○	△	△	◎	◎	△		◎	○	△	△		○	○	△	
		温泉余土	5-(2)-b	◎	○	○	○	△	○	○		◎	○	△	△		○	○	△	
岩Ⅰ	崩落	割れ目で囲まれたブロック崩壊	6-(1)-a	△					△		○								△	
		互層になっているとき、下層が侵食に弱く上層が残されているもの	6-(1)-b	△					△	△									△	
		同一地層でも下部が侵食に弱く上部が残っているもの	6-(1)-c	△					△	△									△	
		熔岩の節理による崩落	6-(1)-d	△					△	△	△		△						△	
	滑落	地層の境界面での滑落	6-(2)-a	◎	△				◎	△	△	△	△	△	△				△	△
		断層割れ目の組み合わせによる滑落	6-(2)-b	◎					○	○	△	△	△						△	△
		礫岩、集塊岩で礫と粘土、石灰岩火山灰等の膠着部の境界沿いに滑落	6-(2)-c	◎	△				△					△						△
岩Ⅱ	崩落	互層になっていたとき、侵食に強い層が残りそれが崩落	7-(1)-a	△					△	△										
		第三紀層の頁岩の表面剥離による崩落	7-(1)-b																	
	滑落	頁岩の層理面沿いの滑落	7-(2)-a	◎	○			△	○	△		○	△						△	△
		砂岩、頁岩の二層にまたがる滑落	7-(2)-b	◎	○				○	△		○	△						△	△

◎一般によく用いられる方法 ○必要に応じてしばしば用いられる方法 △場合により用いられる方法


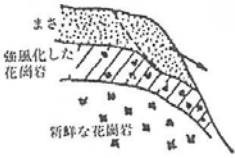
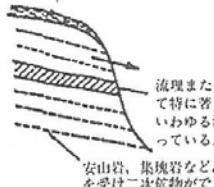
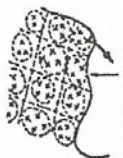
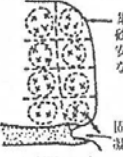





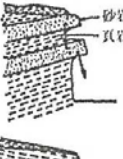



※崩壊分類については図2. 2-1 を参照のこと。

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P36

表 土	1-(1) 表 土 の 崩 落		1-(2) 表 土 の 滑 落	
	 <p>風、雨、地震力などにより発生する。表土の下層が侵食または人工により、えぐられ、表土が張り出した状態になっている部分が崩壊する。</p>		 <p>表土のみが滑落するもので、すべり面は表土と下層（同時にすべらないものとする）との境にある。崩壊で最も例が多い。</p>	
崩 壊 土	2-(1) 崩積土の崩落		2-(2) 崩 積 土 の 滑 落	
	2-(2)-a 基盤の境		2-(2)-b 不連続面	
	 <p>比較的例子の少ないもので、地すべりの末端部などに見られる。</p>		 <p>崩積土がその下盤である岩盤または、その風化帯を境界面としてすべるもので小型の地すべりと見ることができ。下盤は層理を有する堆積岩（頁岩、砂岩、礫岩、片岩など）であることが多い。一般にかけ面全体が一度にすべることが多い。がけ下には湧水を見ることが多い。</p> <p>崩積土中の不連続面ですべるもの</p> <p>崩積土がその生成の過程において粒度が異なったり、火山灰をはさんだり、有機質土をはさんでおり、これを境界面としてすべるものである。</p> <p>現地調査においては、これらがけ面内になんらかの不連続面（はさみ層）を見つけたら、その粒度、色調、その箇所での湧水状況を記載するとよい。</p>	
火 山 砕 屑 物	3-(1) 火 山 砕 屑 物 の 崩 落		3-(2) 火山砕屑物の滑落	
	3-(1)-a しらす、ローム		3-(1)-b 風化集塊岩、凝灰角礫岩等	
	 <p>しらすの崩落が最も特徴的であるが、ロームでも砂質の層をはさむ場合は同様の現象が見られる。特に地震に対して弱い。しらす、ロームでも一般に下部に湧水があり、その侵食によってえぐられるのが原因である。また、流水によって下部が侵食されている場合もある。</p>		 <p>しらす、ロームとも滑落は一般に全体が均質でなくて、砂質の湧水、透水層があるか、または、固結したシルト層などの相対的な不透水層がある場合に見られる。</p> <p>降雨により、不透水層の上にあるしらすまたはローム中のパイピングや間隙水圧が上昇してすべりを誘発する。</p>	
段 丘 堆 積 物	4-(1) 段丘堆積物の崩落		4-(2) 段 丘 堆 積 物 の 滑 落	
	4-(1)-a 不透水層		4-(1)-b 礫の抜け出し	
	 <p>例が非常に少ないが、シルト分を多く含んだ地層の周辺に湧水のある場合に発生することがある。</p>		 <p>円礫層が滞水層になっているので、この滞水層で地下水をのみ切れない場合にはすべりを起こす。</p> <p>地形的には、水を集めやすい所に発生しやすい。</p> <p>(注)土石流堆積物の崩壊は、崩積土または段丘堆積物とほぼ同じに取扱える。土石流堆積物は問題となるようなかけ面を形成することが比較的少ない。</p>	

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P23

図2. 2-1 (1) 地盤の状況

強風化岩	5-(1) 強風化岩の崩落		5-(2) 強風化岩の滑落	
			5-(2)-a まさ	5-(2)-b 温泉余土
	 <p>例が非常に少ないが、がけの下部が流水によって侵食された場合に見られる。</p>		 <p>まさの滑落は、砂層化した強風化花崗岩が弱風化した花崗岩との境界面でずべるもので、その厚さは厚くて2 m以下である。</p>	 <p>温泉変質地帯では熱水、熱気および温泉の作用によって、安山岩、集塊岩などが変質を受け全体に軟弱化しており、このうちでも特にある流理または層理に沿って粘土化(温泉余土)しているとこの層沿いに滑落する。</p>
岩 (I) (硬岩)	6-(1) 岩 (I) の崩落		6-(2) 岩 (I) の滑落	
	6-(1)-a ブロック状	6-(1)-b 互層	6-(2)-a 境界面	6-(2)-b 断層、割れ目
	 <p>ほとんどすべての岩石について見られるが、わが国では花崗岩、石英斑岩、石英粗面岩、閃緑岩、玢岩、安山岩、礫岩、集塊岩などの場合が多い。</p> <p>降雨、凍結などで割れ目が緩んだとき、ブロックの崩落(落石)が生じる。地震時にはよく起こる。</p>	 <p>互層になっているとき、下層が侵食に弱く、上層が残されているもの</p>	 <p>砂岩と頁岩の組合わせなど、特に強度、透水性の異なる互層に多い。</p>	 <p>断層、割れ目(節理、亀裂)の方向性、密度、状態が主要な要素で、これらの組合わせによって種々のすべり面ができる。</p>
岩 (I) (硬岩)	6-(1) 岩 (I) の崩落		6-(2) 岩 (I) の滑落	
	6-(1)-c 下部が弱い	6-(1)-d 溶岩	6-(2)-c 礫岩、集塊岩	
	 <p>同一の地層でも、下部が侵食に弱く、上部が残っているもの。</p>	 <p>溶岩(特に安山岩質)の末端部などで発生することが多く、非常に高いがけとなっており、その節理(柱状節理)面から剥落する。火山地帯の河岸や海岸で見かける。</p>	 <p>礫岩、集塊岩で、礫と粘土、石灰岩、火山灰などの膠結部の境界沿いに滑落するもの。</p>	
岩 (II)	7-(1) 岩 (II) の崩落		7-(2) 岩 (II) の滑落	
	7-(1)-a 互層	7-(1)-b 第三紀層	7-(2)-a 頁岩、層理面	7-(2)-b 砂岩、頁岩の互層
	 <p>互層になっているとき、侵食に強い層が残し、それが崩落する。</p>	 <p>表面近くに(普通30cm以内)表面乾燥によるクラックが表面に平行して発生し、これを境にして崩落する。</p>	 <p>第三紀層の頁岩は非常に風化しやすい。層理面から風化が進むことが多く、層理沿いにすべることになる。下部に砂岩などの透水性の高い地層があるときは、この傾向が助長される。</p>	 <p>新第三紀層で砂岩の固結度が低く湧水によって洗い流され、えぐられている場合などによく見られる。</p>

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P24

図2. 2-1 (2) 地盤の状況

調2-2-9

3.2.1 サウンディング

サウンディングは、想定される崩壊位置および規模の推定、崩壊危険土層の厚さ・分布・滑落面の推定、基盤面地形・土層構成・土層の強度・密度およびその不連続等を調べるために行う。

解説

サウンディングには、簡易貫入試験（簡易動的コーン貫入試験、土研式簡易貫入試験、表層構造調査用の簡易貫入試験（*SH*型貫入試験）等）・標準貫入試験・スウェーデン式サウンディング試験、ポータブルコーン貫入試験等があり、調査密度はサウンディングの種類と急傾斜地の状況（対象土質、強度範囲、探査深度、作業性等）に応じて判断する。

急傾斜地におけるサウンディングの特徴は次のとおりである。各試験方法の詳細な解説は、「地盤調査の方法と解説（地盤工学会）」を参照のこと。

（１）簡易貫入試験（*JGS 1433* 準拠）（試験値：*N_d*値）

【適用範囲】

深度が3～4mまでの調査なら作業が簡単であり、比較的打撃エネルギーが小さいので、わずかな土層の貫入抵抗の変化をとらえることができ、岩を除く土質に適用できる。玉石や礫を含む土質には不向きであるが、作業が簡単なので短時間に多くの測点を調査でき、急傾斜地を面的に調べ得る利点がある。一般的に表土層および強風化層の層厚を推定し、崩壊深さを予測するために用いることが多い。

（２）標準貫入試験（*JIS A 1219* 準拠）（試験値：*M*値）

【適用範囲】

土砂および軟岩に適用できる。特に、構造物設計のための基礎地盤調査に有効である。

（３）スウェーデン式サウンディング試験（*JIS A 1221* 準拠）

【適用範囲】

急傾斜地では、玉石あるいは礫を含む土質を除き使用可能で、表土層や崩壊土層とその下層の境界、崩壊土中の不連続面等を調べるのに有効である。

（４）ポータブルコーン貫入試験（*JGS1431*準拠）

【適用範囲】

人力で貫入できる範囲（3～5m程度）が適用領域であり、やや硬い粘性土層や砂層では貫入できない。自然斜面では砂礫分のない表土層の調査に適している。

上記で挙げた試験方法以外にも、現時点では規格・基準化には至っていないものの比較的多く用いられている試験方法として、土層強度検査棒（土検棒）がある。土検棒は、試験機が軽量で可搬性が高く、試験方法も簡易であるため多点のデータを取得して土層厚分布を把握するのに有効である。試験方法の詳細は、「地盤調査の方法と解説（地盤工学会）」を参照のこと。

3.2.2 ボーリング

ボーリングは、主に急傾斜地の土層・地層構成の把握、岩盤の風化状況・亀裂・不連続面の把握、土質試験用試料の採取、標準貫入試験・透水試験等の原位置試験、地下水位測定等のために行う。

解説

擁壁の基礎部については、直接基礎を想定する場合、 N 値30以上を3m程度確認するものとする。

のり面部の調査では、崩壊を想定する土砂の厚さと強度を確認することを目的とし、 N 値30程度が確認できるまで調査するものとする。

長大斜面については、文献によると斜面崩壊の80%以上は斜面長30m以内で発生していることから、当面の目標としてがけ高30mを限度とした斜面崩壊を想定することとする。

3.2.3 土質試験

急傾斜地の安定計算や対策工の設計条件の設定などで、地盤の諸性質の把握が必要な場合には、土質試験を行う。また、岩石の性質が崩壊の要因となるような場合には、岩石の諸性質の試験を行う。

解説

以下に地盤調査として実施する土質試験を例示する。

また、土質試験から得られる設計諸定数を表2.2-3に示す。

表2. 2-3 土質試験と設計諸定数

構造物	土質調査								原位置試験		調査頻度
	外力（土圧）の計算		地盤支持力の計算		安定性の検討		圧密沈下の検討		基礎支持力の計算，安定性の検討		
	設計定数	土質試験名	設計定数	土質試験名	設計定数	土質試験名	設計定数	土質試験名	設計定数	土質試験名	
擁壁	単位体積重量 γ	単位体積重量試験	せん断定数 c, ϕ	三軸圧縮試験	せん断定数 c, ϕ	三軸圧縮試験	圧縮指数 C_c	自然含水比試験	横方向地盤反力係数 k	横方向K値測定試験（杭基礎の場合）	擁壁延長 40~50mに 1箇所程度
	せん断定数 c, ϕ	三軸圧縮試験		一軸圧縮試験	粘着力 c	一軸圧縮試験	圧密定数 C_c, C_v	液性限界試験		（一軸圧縮または三軸圧縮試験，標準貫入試験による推定も可）	
	土圧係数 KH, KV	一軸圧縮試験など		標準貫入試験（N値より推定）など	単位体積重量 γ	単位体積重量試験	m, v	圧密試験			
		土の判別分類のための土質試験（上の分類を利用して推定）	許容支持力 q_a	土の判別分類のための土質試験（上の分類を利用して推定）					地盤の支持力 q_a	平板載荷試験（直接基礎の場合）	

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P202加筆変更

（１）物理試験

地盤の基本的な性質を知るための効果的な方法であり，以下の試験項目，方法が良く用いられる．

- ① 土粒子の密度試験（JIS A 1202）
- ② 土の含水比試験（JIS A 1203）
- ③ 土の粒度試験（JIS A 1204）
- ④ 土の液性限界試験（JIS A 1205）
- ⑤ 土の塑性限界試験（JIS A 1205）

（２）力学試験

安定解析を行う場合，土の斜面に対しては，次のような力学試験や物理試験を対象斜面の状況を考慮して実施する（これらの試験は主に不攪乱試料を用いて行う）．

- ① 土の一軸圧縮試験（JIS A 1216）
原則として塑性係数 $IP > 30$ の粘性土で不攪乱試料が採取できる場合に行い，一軸圧縮強度が得られる
- ② 土の三軸圧縮試験（JGS 0520~0524）
一軸圧縮試験よりも精度の高い土質定数が得られるが，やや高価である．試料の土質などを考慮して試験条件を選択する必要がある．粘着力，内部摩擦角が得られる．
- ③ 土の一面せん断試験（JGS 0560, 0561）
斜面が不連続面で崩壊する場合は本試験による強度定数の方がより実現象を表すことができる．三軸圧縮試験よりも試料の量が少な

く実施できる。粘着力、内部摩擦角が得られる。

④ 土の透水試験 (JIS A 1218)

浸透解析を行った後に安定解析を行う場合に実施するが、不攪乱試料に対して実施することは容易でないことから、攪乱試料を原位置の密度近くになるように締め固めたいいくつかの供試体に対して行う。

⑤ 砂置換法による土の密度試験 (JIS A 1214)

原位置試験。安定解析において単位体積重量は重要な定数であるので、できるだけ求める。

⑥ 土の湿潤密度試験 (JIS A 1225)

一軸圧縮試験や三軸圧縮試験と供試体を併用することができ、単位体積重量が得られる。

(3) 岩石の物理試験

岩盤斜面において、岩石の基本的な物理特性を把握するために行う。密度試験等を行う。

(4) 岩石の力学試験

岩盤斜面の安定検討を行う際に、必要に応じて構成岩石の強度を求めるために行う。一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、超音波伝播速度試験等を行う。

土質試験用の試料は、オーガーボーリング、標準貫入試験、あるいは専用のサンプラーを用いて採取する。

3.2.4 斜面挙動調査

斜面挙動調査は、斜面土層が連続的に移動するおそれのある場合、あるいは斜面上に亀裂や構造物等に変状があり崩壊に至るおそれのある場合、すべり面沿いの動きが見られる場合など、斜面変動が予想される場合に行う。この場合、GNSS（全球測位衛星システム）や伸縮計等による地表変位調査、地中ひずみ計等によるすべり面調査を行う。

解説

現在、斜面の挙動を把握するためには表2. 2-4のような計器類が使われ、計測は次第に自動観測体制に移りつつある。また、斜面崩壊防止工事施工時には安全管理用として、警報装置を取り付けたものが用いられることが多い。

表2. 2-4 斜面変動把握のための計器の種類

計器の種類	計測の対象	計測方法
(1) 落石の計測器	落石の有無 落石の頻度 落石の衝撃力 落石による振動	落石受板、落石ネットなどで検知するか、あるいはビニール被覆線の断線により検知する 検知板に当たった落石の回数、衝撃力を電氣的に計測する 落石防護柵に振動計を設置し落石の衝撃を振動でとらえる
(2) 地表変位計	地表の変位	伸縮計、変位杭などで地表の変位を計測する
(3) 地盤傾斜計	地表の傾斜	気ほう（泡）管式傾斜計などで地表の傾斜を計測する
(4) 地中ひずみ計	地中のひずみ	パイプひずみ計などで地中のひずみを計測する
(5) 孔内傾斜計	地中の変位	ガイドパイプの変位量を定量的に累積的に計量する
(6) 間隙水圧計	地山の間隙水圧	水圧を電氣量に変える電氣式のものと、マンオメータで直接求める方法がある
(7) 音または振動（AE法）	地山内で発生する微小音または振動	音、振動を電氣量に変え、増幅して、強さ、頻度、波形、周波数などを計測する
(8) 雨量計	累積雨量 雨量強度 実効雨量	雨量計と時間記録器との組み合わせにより、累積雨量、雨量強度、実効雨量を計測する

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P46

3.3 地盤調査の位置および組み合わせ

調査は対象斜面全域で実施すべきであるが、経済性の観点から全域での調査が困難な場合は簡易貫入試験とボーリング・標準貫入試験を適切に組み合わせ、地盤状況の把握に努めるものとする。また、標準貫入試験の実施箇所近傍で簡易貫入試験を実施して N 値と N_c 値の相関性を把握するものとする。

解説

ボーリング試験は最低2箇所実施することとし、擁壁工を計画する場合は、擁壁の基盤部となる箇所で調査を行うことを基本とする。

簡易貫入試験は、面的に斜面の崩壊形態を把握するためのデータを得ることを目的に、ボーリングおよび標準貫入試験箇所とあわせて10m程度のメッシュとなるように調査箇所を設定することを基本とする（図2. 2-2参照）。なお、崩壊の恐れのある層厚は、 $N_c=10$ 以深で崩壊がほとんど発生していないことを参考にして決定すること。

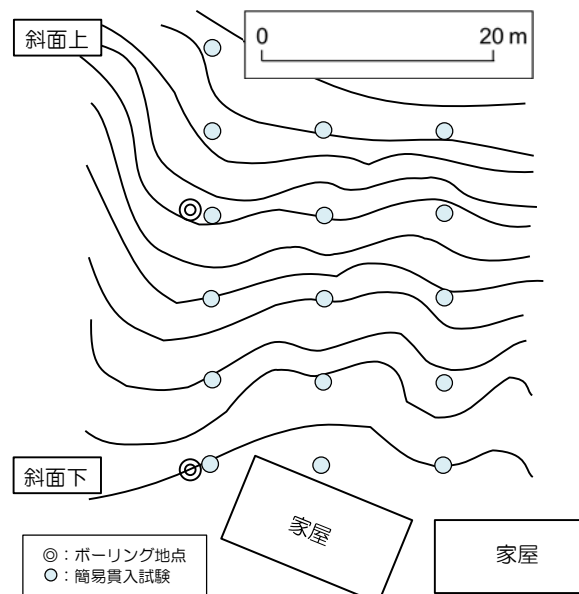


図2. 2-2 簡易貫入試験調査箇所イメージ

第4節 環境調査

4.1 環境調査の目的

環境調査は、対策工の計画・設計に当たって、主として周辺との景観上の調和、居住環境および自然環境への配慮を目的とし、必要に応じて行う。

4.2 環境調査の種類

環境調査は、自然環境調査・社会環境調査・景観資源調査からなる。これらは、必要に応じて選択し、既存資料の収集、現地調査、調査結果の整理分析等を実施して、環境特性を把握する。

解説

(1) 自然環境調査

自然環境調査は、対象斜面とその周辺の自然環境の現状を把握する目的で行うもので、以下のような調査項目からなり、該当するものについて整理する。

① 法指定状況調査

- ・ 自然環境保全法（自然環境保全地域の指定状況）
- ・ 自然公園法（自然公園区域の指定状況）
- ・ 都市緑地保全法（緑地保全区域の指定状況）
- ・ 文化財保護法（天然記念物の指定状況）
- ・ 鳥獣保護および狩猟に関する法律（鳥獣保護区の指定状況）
- ・ 種の保存法（生息地等保護区の指定状況）
- ・ その他の法令および関連自治体の自然環境に関する条例等

② 植生調査

既存植生図、土地分類図、主要動植物地図、優れた自然図、重要な植物群落、保護上重要な植物種の現状、特定植物群落報告書など。

③ 動物生息調査

動物調査報告書、自然環境保全基礎調査、主要動植物地図など。

(2) 社会環境調査

社会環境調査は、対象斜面とその周辺の社会環境の現状を把握するために行うもので、土地利用や人文文化財に関する法指定状況のほか、地域特性・地域要望等を調査する。主な調査項目は以下のとおりであり、該当するものについて整理する。

① 法指定状況調査

- ・都市計画法（地域地区等の決定状況，土地利用状況）
- ・文化財保護法（史跡・名勝の指定状況）
- ・古都における歴史的風土の保存に関する特別措置法
- ・砂防法（砂防指定地の指定状況）
- ・地すべり等防止法（地すべり防止区域の指定状況）
- ・森林法（保安林の指定状況，治山施設の整備状況）
- ・土砂災害防止法（土砂災害警戒区域，特別警戒区域の指定状況）
- ・その他の法令および関連自治体の環境・景観関連条例等

② 土地利用計画調査

土地利用現況，土地利用計画など。

③ 開発状況調査

行政区画の現状，将来開発計画など。

④ 人文文化財調査

人文文化財分布など。

（３）景観資源調査

斜面对策を検討する際には，あらかじめ対象斜面周辺の景観資源を調査し，地域の個性的な景観が損なわれたり，貴重な景観資源が失われたりすることのないように十分注意をする必要がある。

調査すべき景観資源には，大規模なものから小規模なものまであり，斜面景観への配慮の方法も異なるが，それらをまとめると表 2. 2-5 に示すものが挙げられる。

表 2. 2-5 地域の景観資源の例

規 模	地 域 の 景 観 資 源
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; margin-right: 10px;">大</div> <div style="text-align: center;"> <div style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; width: 10px; height: 10px; margin: 0 auto;"></div> <div style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; width: 10px; height: 10px; margin: 0 auto;"></div> </div> <div style="writing-mode: vertical-rl; margin-left: 10px;">小</div> </div>	<div style="text-align: center;"> ふるさとの風景 鎮守の森 塔 港 橋 寺 神社 城跡 歴史的建築物 協会 公共建築物 倉 古い洋館 屋敷林 石垣 歴史的町並 高級住宅地 外観の統一された建築 異国情緒のある建物 土塀 広場 用水路 野外彫刻 看板 せせらぎ 花壇 建物の色・材質 </div>

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P51

第3編 計画編

第1章 急傾斜地崩壊防止施設配置計画

第1節 総説

急傾斜地崩壊防止施設配置計画は、急傾斜地の崩壊に起因する災害からの安全を確保することを目的として、急傾斜地崩壊防止施設の配置について計画するものとする。

第2節 急傾斜地崩壊防止施設配置計画

2.1 急傾斜地崩壊防止施設配置計画の基本

急傾斜地崩壊防止施設配置計画は、想定する崩壊の規模、現象等に応じて適切に配置し、急傾斜地の崩壊による災害の防止が図られるように策定するものとする。

解説

急傾斜地崩壊防止施設には、斜面の安定度を現状より高めるために斜面に対して直接的に実施する工法（切土工、抑止工等）と、斜面崩壊が発生した場合においても保全対象への崩壊土砂の到達を防止・軽減することにより保全対象の被害を軽減させるために実施する工法（待受式擁壁等）に分類される。

急傾斜地崩壊防止施設により斜面の安定度を高めるためには、不安定土塊の除去、崩落又は滑動する力の低減、あるいは崩落又は滑動に抵抗する力の付加が必要である。

斜面の安定度の検討は、崩壊形態の想定や、施設設計等において最も基本となるものである。安定度の評価にあたっては、下記の事項に留意する。

- ・従来の経験、斜面の実態、標準のり勾配との対比による安全度の検討
- ・現地調査による崩壊形態の予測に基づく検討
- ・安定解析による安全度の検討

2.2 工法の選定

急傾斜地崩壊防止施設配置計画においては、想定される崩壊の要因、形態、規模、保全対象の状況、工法の経済性等を勘案し、斜面の地形、地質、地下水の状態などの自然条件を変化させることによって、斜面の崩壊又は滑動の抑制を図る工法と、構造物の抵抗によって、斜面の崩壊又は滑動の抑止を図る工法等を適切に組み合わせて計画するものとする。

解説

工法の選定にあたっては、必要に応じ工種を組み合わせで計画する。一連の箇所の中でも地形、地質および人家などの状況が様でない場合は、斜面の性状等を十分考慮の上、短い区間でもその特性に適した工種を採用する。

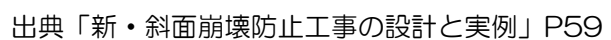
特に急傾斜地崩壊防止工事を実施する斜面は人家と近接しており、十分な安定性、耐久性などを確保するとともに、周囲の環境との調和を考慮して計画することが重要である。

また、急傾斜地崩壊防止施設を検討する箇所は、土砂災害特別警戒区域に指定された斜面を対象に防災工事を行うケースがほとんどであることから、特別警戒区域の解除が可能となる工法を選択する必要がある。

具体的な工法選定においては、対象となる斜面が有限長斜面であるか、長大斜面であるかによって大きく異なる。長大斜面の場合、斜面全体の安定度を高めるような切土や抑止工は困難であり、待受式擁壁が主体となる。

一方、有限長斜面の場合は、がけ上の土地利用の状況によって様々な工法が考えられる。がけ上に土地利用がなければ 30° 未満となるよう切土し、のり面保護工を施工することで「急傾斜地」に該当しないような施工も可能である（この場合、施工後に土砂災害警戒区域等の見直しを行い、区域の解除、再指定を行う）。また、がけ上に土地利用がある場合では、安定勾配で切土し、のり面保護工を施工することが基本となる。安定勾配で切土できない場合は、抑止工としてグラウンドアンカー工や鉄筋挿入工などを用いることにより斜面全体の安定を図ることになる。

一般に自然斜面は、地形および地質構成が複雑であり、対策工を選定する場合もケースバイケースで対応せざるを得ないのが実態である。実際の工法の選定では、図3. 1-1 に示す工法選定の概念図どおりには作業を進められないこともあるので、適用にあたっては詳細な検討を行うなど、十分留意する必要がある。また、崩壊形態別に工法選定のための主な着眼点と一般によく用いられる工種を表3. 1-1、表3. 1-2 に、のり面保護工選定の目安を表3. 1-3、表3. 1-4 に示す。



計3-1-3

表3. 1-1 斜面崩壊防止工の分類

分 類		主な目的	工 種		工 種 細 分	目的もしくは工種詳細	適用範囲および特色等	
抑 制 工	(1)	雨水の作用を受けないようにする。	排水工	地表水排除工		地表水を集水し斜面外へすみやかに排水したり、地表水の斜面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	最も基本的な工法の1つ、単独で用いられることはまれで他の工法と併用される。	ほとんどの工事で用いられる。工費も割安で効果も大きい。集水を目的とした排水路とそこからの流水を斜面外に排除する排水路に大別される。
				地下水排除工		斜面内の地下水を排除し、間隙水圧を低下させ斜面を安定させる。暗渠工、横ボーリング工、その他（しゃ水壁工、集水井工）		地すべり性崩壊が予想される箇所や地下水が多い斜面で用いられる。一般に地すべり防止工事に比べて小規模な場合が多い。
			植生によるのり面保護工		植 生 工	種子散布工、客土吹付工、植生基材吹付工、植生マット工、植生ネット工、土のう工、張芝工、植生ポット、植栽工等があり、雨水浸食防止、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 斜面周辺の環境との調和をはかる点では優れている。	
			構造物によるのり面保護工	吹付工	モルタル・コンクリート吹付工、	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、斜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。	
					石張工、コンクリートブロック張工、コンクリート版張工			
				張工	コンクリート張工	のり面の風化、浸食および軽微な剥離・崩壊等を防止する。	勾配が 1 : 1.0より緩い斜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斜面には石張・ブロック張工が用いられる。コンクリート張工は勾配が 1 : 1.0より急で、節理の発達した岩盤斜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斜面に用いられる。	
					コンクリート張工			
				補強土工	連続長繊維補強土工	連続長繊維補強土工は、軽微な土圧に抵抗する吹付枠工や擁壁工の代替え機能を有し、崩壊を防止する。また、既設構造物の施設更新（補強）を目的とする場合もある。	連続長繊維補強土工は、植生工を併用するため全面緑化が可能である。凹凸がある斜面・のり面でも施工でき、自然の改変を最小限にとどめることが可能である。また、グラウンドアンカー工や地山補強土工との併用で地山の安定を図ることも可能である。	
					のり枠工			
				プレキャスト枠工				
				押え盛土工		押え盛土工	崩壊想定部下部に盛土し、滑動力に抵抗させ安定を図る。	急傾斜地では施工用地が狭小なため、単独で施工される例は少ない。重力式擁壁工と組み合わせて施工される場合もある。
			その他		その他ののり面保護工	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、アスファルト斜面工等があり、侵食防止を目的とする。	耐久性及環境面等で急傾斜地崩壊防止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。	
			(2)	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する。	不安定土塊の切土工	切土工（A）	オーバハング部の切取り、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。	防止工の最も基本的な工法の1つで、完全に実施されれば最も確実な方法の1つである。排水工、植生工、構造物によるのり面保護工等と併用される場合が多い。

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P56

表3. 1-2 斜面崩壊防止工の分類

分 類	主な目的	工 種	工 種 細 分	目的もしくは工種詳細	適用範囲および特色等	
抑 止 工	雨水等の作用を受けても崩壊が生じないよう力のバランスをとる.	斜面形状を改良する切土工	切土工(B)	斜面を雨水等の作用を受けても安全であるような勾配あるいは高さまで切取る.	防止工の最も基本的な工法の 1 つで、安全に実施されれば最も確実な方法の 1 つである。排水工、植生工、構造物によるのり面保護工等と併用される場合が多い。一般に人家が斜面上下部に近接していたり、切土量が巨大になる場合などでは完全の実施できない場合が多く、他の工法（擁壁工等）と併用される場合が多い.	
				擁壁工	石積・ブロック積擁壁工	斜面下部の小規模な崩壊を抑止する.
		もたれコンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか侵食風化に対するのり面保護効果もある.		礫質土以下の十分な固結度をもたない地山にも適用できる。設置位置が狭隘でも場所をとらず、地形の変化にも適応性がある.	
		重力式コンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか、押え盛土の安定、のり面保護工の基礎ともなる.		斜面下部（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。斜面中段部でも用いられる.	
		井桁組擁壁工	湧水が多く、地盤が比較的軟弱な斜面の小崩壊を防止し、安定を計る.		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	グラウンドアンカー工	強風化岩、亀裂の多い岩盤、表層土の崩壊滑落を防止するため、現場打コンクリート枠工、吹付枠工、コンクリート擁壁工、連続長繊維補強土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.	斜面上下部に人家が近接していて、切土工、待受式擁壁工等が施工できず、さらに斜面勾配が急で斜面長も長く、現場打コンクリート枠工、吹付枠工、コンクリート擁壁工等の安定が不足する場合、特にアンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある場合に適する.	
				地山補強土工	地山補強土工	グラウンドアンカー工と同様の目的で実施されるが、崩壊規模が比較的小さく、短尺な補強材で対策可能な場合に用いられる.
		杭 工	杭 工	斜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斜面の安定度を向上させる.	急傾斜地崩壊防止工事では、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斜面や流れ盤となっている岩盤斜面の崩壊防止などに用いる.	
そ の 他	落石を防止する	落石対策工	落石予防工	落石の発生予防を行う工法で、除石工、根固工等がある.	一般には崩壊防止施設にプラスして設置される.	
			落石防護工	落石から人家等を防護する工法で、防止網工、防止棚工、防止壁工等がある.		その基礎として、擁壁工と組み合わせられる場合が多い.
	雪崩を防止する	雪崩対策工	雪崩予防工	雪崩の発生を未然に防ぐ工法で、階段工、予防枠、予防柵等がある.		発生阻止工法と積雪分散工法に大別される.
			雪崩防護工	雪崩が発生した時、被害を最小にする工法で、阻止工、減勢工、誘導工等がある.		直接防護工法と間接防護工法に大別される.
抑制工と抑止工の両方の目的をもつ工種		柵 工	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.	比較的長大な斜面に適する。斜面内の現存植生を保全しながら施工できる.	
			編柵工	植生工の補助として、降雨や地表流水による斜面表土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斜面において、植生工、およびのり枠工等と併用される場合がある.	
		かご工	かご工	のり面の侵食防止と、押え盛土的な目的を持つ.	急傾斜地崩壊防止工事として、斜面全体をこれによって被覆することは好ましくない。暫定的な使用として施工区域と隣接地山部分とのすり付けを、これを用いてなじみよくする場合がある.	
崩壊が生じても被害が出ないようにする工種		待受工	待受式コンクリート擁壁工	斜面の崩壊を直接抑止することが困難な場合、斜面下部（脚部）より離して設置し、崩壊土砂を待受ける.	①できるだけ、他の斜面条件を改善する工法と組み合わせて実施するのが望ましい。 ②長大斜面でよく用いられる。 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.	
			待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工		地盤の強度や景観上の理由により待受式コンクリート擁壁工が施工できない場合に用いられる.	
防止工施工時の防護工		仮設防護工	仮設防護柵工	崩壊防止工事施工中上方からの崩土や落石から人家等を防護する.	仮設防護柵の設置は、急傾斜地崩壊防止工事においては、義務的なものである.	

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P57

表3. 1-3 植生によるのり面保護工の選定の目安

土 質 ・ 岩 質		使用植物別の工種	
		木本類（先駆植物）	草本類
砂		客土吹付工，植生基材吹付工，植生マット工	張芝工 [*] ，植生マット工 [*] ，客土吹付工 [*] ，植生基材吹付工，土のう工
砂質土，礫質土，岩塊または玉石混じりの砂質土	締まっているもの（土壌硬度 $>27\text{ mm}$ ）	客土吹付工，植生基材吹付工，植生マット工，	張芝工 [*] ，植生マット工，客土吹付工 [*] ，植生ネット工 [*] ，植生基材吹付工 [*]
	締まっているもの（土壌硬度 $\leq 27\text{ mm}$ ）	客土吹付工，植生基材吹付工，植生マット工，	植生マット工 [*] ，客土吹付工 [*] ，植生基材吹付工，土のう工
粘土，粘性土，岩塊または玉石混じりの粘質土，粘土	締まっているもの（土壌硬度 $>23\text{ mm}$ ）	植生マット工，客土吹付工，植生基材吹付工	張芝工 [*] ，植生マット工 [*] ，種子散布工 [*] ，客土吹付工 [*] ，植生基材吹付工
	締まっているもの（土壌硬度 $\leq 23\text{ mm}$ ）	植生マット工，客土吹付工，植生基材吹付工	張芝工 [*] ，植生マット工 [*] ，種子散布工 [*] ，客土吹付工 [*] ，植生基材吹付工，土のう工
軟 岩		植生マット工，客土吹付工，植生基材吹付工	植生マット工 [*] ，種子散布工 [*] ，客土吹付工 [*] ，植生基材吹付工，土のう工

注 1）＊印は肥料分の少ない斜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注意する

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はない

注 4）詳しくは第 4 編 3 章 3.2.2 を参照

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P62 に一部加筆

表3. 1-4 構造物によるのり面保護工の選定

のり面の状態	工 法
のり面に多少の漏水があり，のり面勾配が $1:1.0$ より緩い場合	プレキャスト枠工 ^{※1}
のり面勾配が $1:1.0$ より急な場合，のり長が長大な場合や亀裂性岩盤ののり面で長期安定に不安のある場合等	現場打ちコンクリート枠工，連続長繊維補強土工 ^{※2}
土砂・崖錐・土丹・崩れやすい粘土ののり面で，勾配が $1:1.0$ より緩い場合	石張工，ブロック張工，コンクリート版張工
土砂・崖錐・土丹・崩れやすい粘土ののり面で，勾配が $1:1.0$ より急な場合	石積・ブロック積擁壁工，もたれコンクリート擁壁工，連続長繊維補強土工 ^{※2}
節理の多い岩盤ののり面で風化・浸食・岩片剥離のおそれのある場合で勾配が $1:0.5$ より緩い場合	コンクリート張工，コンクリート版張工
風化しやすい岩等ののり面で湧水がない場合	モルタル・コンクリート吹付工
のり面に湧水が多く，土砂が流出するおそれのある場合等	かご工
のり面表層の土砂が流出するおそれのある場合等	編柵工

※1 耐久性を鑑み，当面採用を控える

※2 背面侵食を鑑み，当面採用を控える

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P62 に一部加筆

2.3 急傾斜地崩壊防止施設の配置

急傾斜地崩壊防止施設は、保全対象への土砂の到達を防止するために、斜面から崩壊する土砂を安全かつ確実に受け止めるように配置する。

解説

(1) 急傾斜地崩壊防止施設の設置範囲について

崩壊土砂を確実に受け止めるため、施設の設置範囲は崩壊土砂の流下方向に対する拡散範囲（拡散角度 30° ）を考慮して決定する（図3. 1-2）。崩壊土砂の流下方向は、保全対象に崩壊土砂の影響が及ぶ斜面の直交方向とする。

なお、施設と斜面方向が平行でない場合は、図3. 1-3 を参照の上、安全側となるように施設範囲を決定する。

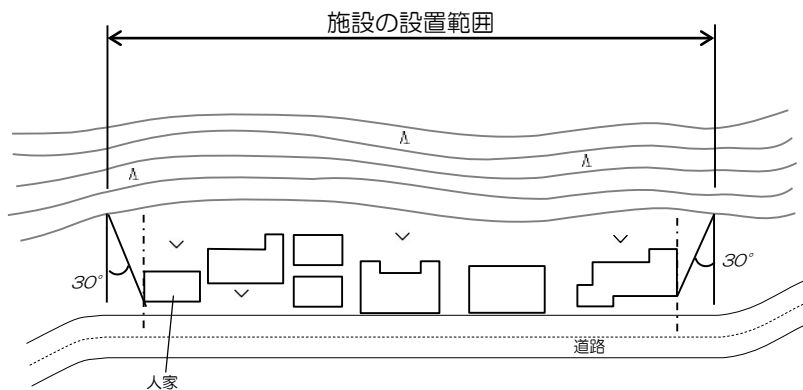


図3. 1-2 急傾斜地崩壊防止施設の設置範囲

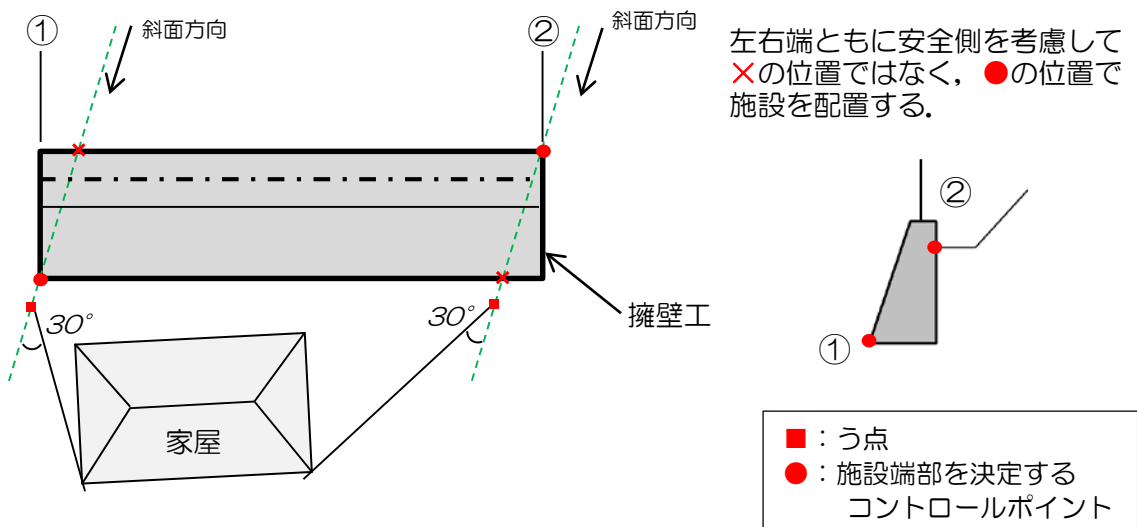


図3. 1-3 施設と斜面方向が平行でない場合の施設範囲の考え方

(2) 擁壁の重複について

待受式擁壁を重複して設置する場合は、近接する斜面の直交方向（崩壊方向）を考慮の上、崩壊土砂がすり抜けないように配置する（図3. 1-4）。

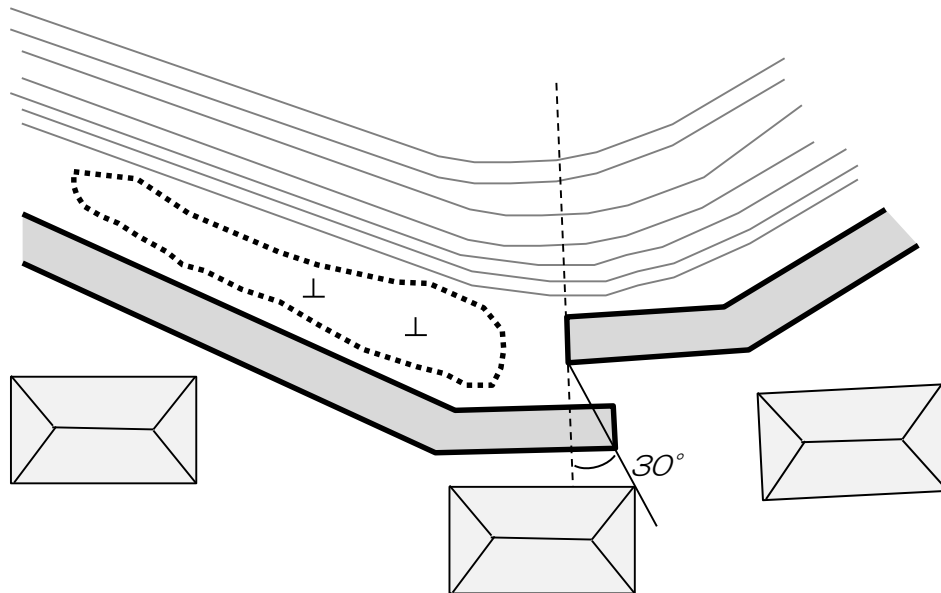


図3. 1-4 待受式擁壁の重複方法

(3) 構造物による斜面对策工の設置範囲について

構造物による斜面对策工を斜面全体に配置する場合は、がけの傾斜角度が 30° 未満となる位置まで設置する（図3. 1-5）。

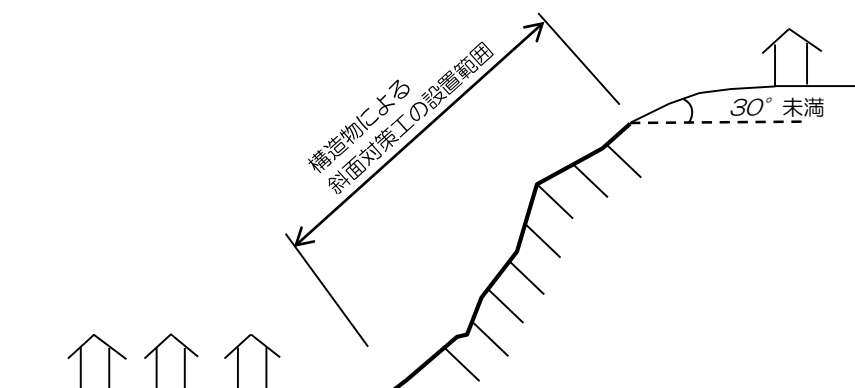


図3. 1-5 構造物による斜面对策工の設置範囲

2.4 立入防止柵等の配置

一般の人が急傾斜地崩壊防止施設内に立ち入ることが予想される場合は、施設の下端に立入防止を目的とした柵を、施設の上端に転落防止を目的とした柵を設置することを原則とする。柵の高さは110cm以上とする。また、これと同様に施設の左右端においても柵を設置するものとする。

解説

張工およびのり枠工等の急傾斜地崩壊防止施設を整備した場合、一般の人が施設内に立ち入ったり、施設上部から転落したりすることが懸念されるため、それらを防止する柵を設置することを原則とする(図3. 1-6 参照)。

柵の高さは110cmを標準とする。ただし、急傾斜地崩壊防止施設が道路に近接するなどしてゴミが投棄されやすい状況である、もしくは斜面が急で標準の柵の高さでは転落を防止できない状況であるなどの場合においては、現地の状況を考慮して柵の高さを変更してよい。

また、防止柵の整備に合わせて維持管理用の出入り口を設置するものとする。出入り口は、現地の状況と維持管理に必要な作業を想定して適切に配置するものとする。

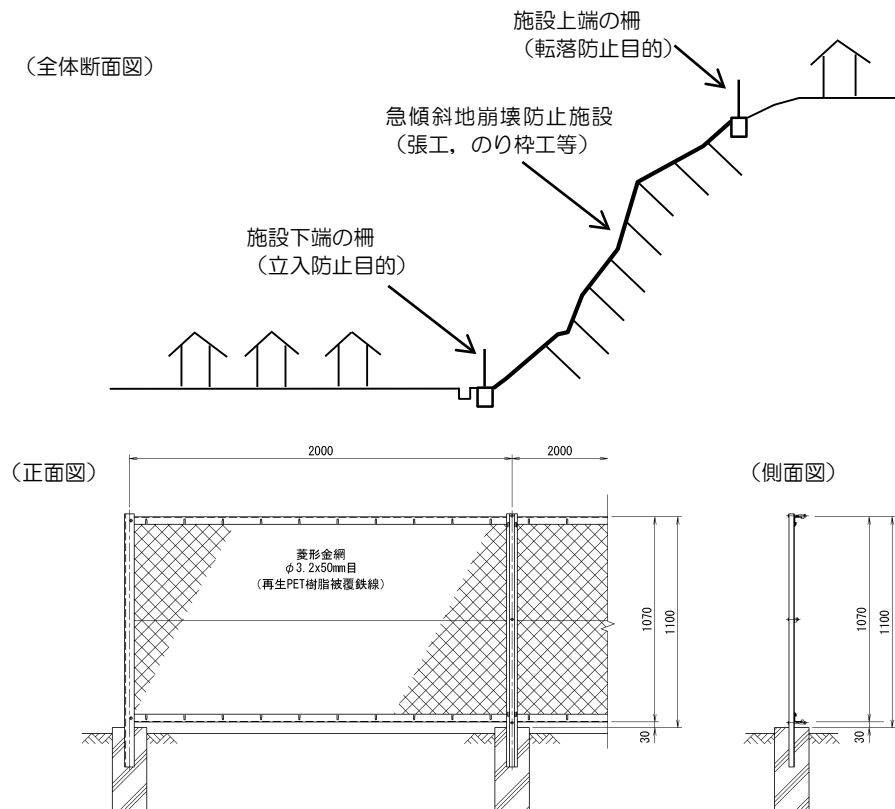


図3. 1-6 立入防止柵等の設置例

第3節 レッド解除可能な対策施設

土砂災害特別警戒区域（レッド）において急傾斜地崩壊防止施設を整備した後は、土砂災害特別警戒区域の指定の見直しが行われ、通常、レッド解除が期待される。ただし、レッド解除が期待される施設は、土砂災害防止法上、施設効果が認められた施設であることから、これに留意すること。

解説

効果が認められる施設は下表のとおり。

表3. 1-5 レッド解除可能な対策施設

区分		工種		評価	備考
のり切		のり切	不安定土塊（オーバーハング、浮石等）を除去する切土工	×	
			斜面形状を改良する（緩勾配化、高さ低減等）切土工	△※1	30°より緩勾配とする場合、のり面保護工は植生工とする
急傾斜の崩壊を防止するための施設の設置	土留	擁壁工	石積・ブロック積擁壁工	○	原則、空積は効果を見込まない
			もたれコンクリート擁壁工	○	
			重力式コンクリート擁壁工	○	
			コンクリート枠擁壁工	○	
		アンカー工等	グラウンドアンカー工および地山補強土工	○	
		杭工		○	
		押え盛土工		○	待受け効果としての築堤を除く
		柵工	土留柵工	×	
	のり面保護施設	張工	石張・ブロック張工・コンクリート版張工	○	原則、空張は効果を見込まない
			コンクリート張工	○	
		植生工	張芝工等	×	
		吹付工	モルタル・コンクリート吹付工	○	
		のり枠工	プレキャスト枠工	○	プラスチック製および木製を除く
			現場打コンクリート枠工・現場打吹付工	○	
		柵工	編柵工	×	
		蛇かご工		×	
	排水施設	地表水排除工		×	
		地下水排除工		×	
土石等を堆積する施設			待受式擁壁工	○	
新工法等※2			柔構造物工・待受式防護柵等	—	

※1 のり面保護工として簡易吹付のり枠を施工すること。

※2 新工法等の取り扱いについては、耐久性、実績等を考慮した上で砂防課協議にて決定する。

第4編 設計編

第1章 急傾斜地崩壊防止施設の設計の基本事項

第1節 総説

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

第2節 急傾斜地崩壊防止施設の安定度の検討

急傾斜地崩壊防止施設の設計にあたっては、まず、現地調査により崩壊形態を適切に予測し、同時にこの崩壊をもたらす要因についても検討する。

崩壊の要因は地表面侵食、含水による土層の強度低下と重量増、間隙（水）圧の上昇、パイピング、風化であり、これらの水の作用がどのように防止施設により処理されるかによって防止施設の安定度を判断する。

解説

急傾斜地崩壊防止施設は、従来の経験、実績および計算によって安定性の検討を行う。主な急傾斜地崩壊防止施設の工種の設計手法の考え方を表4.1-1に示す。

表4.1-1 急傾斜地崩壊防止施設の工種と設計手法

工 種		設計手法
抑制工	地表水排除工	計画流量を計算し、所定の流下能力を有するよう設計する。
	切土工	崩壊するおそれのある斜面を安定勾配（切土標準勾配など）で切り取る。
	植生工，吹付工	斜面の土壌硬度などの現地調査結果をもとに経験，実績をベースとして設計する。
	のり砕工	抑制工として用いる場合は，部分的な表層すべりに対応するものとし，崩壊規模は現地調査に基づいて設定する。 抑止工として鉄筋挿入工やグラウンドアンカー工を併用する場合は，それらの抵抗力を考慮する。
抑止工	擁壁工	想定される土圧に対して転倒，滑動，地盤支持力が安定となるよう設計する。
	アンカー工	想定したすべり面に沿う崩壊に対して安全率を見込んだ抵抗力を付加する。

第2章 現況斜面の評価

第1節 総説

本章は第2編の調査編で述べた調査の結果に基づいた崩壊形態の予測方法、また、予測した崩壊形態に基づいた現況における地盤定数の求め方などについて定めるものである。

解説

急傾斜地崩壊防止施設の設計にあたっては、第一に対象斜面の現況評価を行い、それに基づいて斜面の安定度を高めるため、不安定土塊の除去、崩落または滑動する力の低減、あるいは、崩落または滑動に抵抗する力の付加など対象斜面に適合した急傾斜地崩壊防止施設を設計する。したがって、現況斜面を適切に評価することが重要である。

第2節 崩壊形態の予測

第2編で述べた調査の結果をもとに、崩壊形態を予測する。急傾斜地における斜面崩壊にはさまざまな形態があるが、代表的な崩壊形態を以下に示す。
(1) 円弧すべりもしくは、複合すべりの崩壊

- ① 斜面上に凹地形が認められ、古い滑落崖が存在する。
- ② 斜面勾配が比較的緩く、崖錐堆積層もしくは、崩積土、風化残積土などが厚く堆積している。
- ③ 上記の軟質土層と基盤岩との境界面が湾曲し、円弧状を呈している。

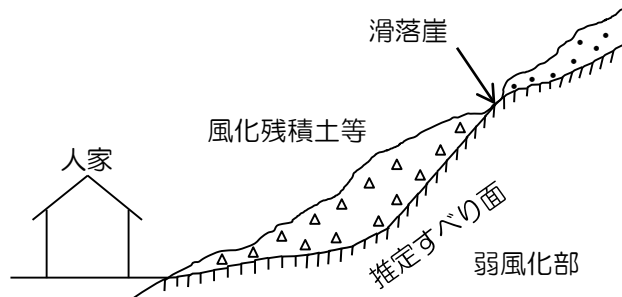


図4. 2-1 円弧すべりの典型的な例

(2) 直線すべりの崩壊

- ① 斜面勾配が比較的急で、一様の傾斜を示している。
- ② 崖錐堆積層もしくは、崩積土、風化残積土などの層厚が比較的薄い。

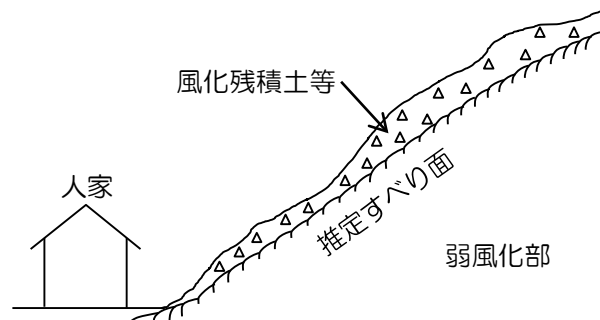


図4. 2-2 直線すべりの典型的な例

③崖錐堆積層などの軟質土層の分布厚がほぼ一様で、基盤岩との境界面がほぼ直線状を呈している。

(3) クサビ状の崩壊

- ① 斜面下部の勾配が急で、上部が緩いという斜面形状を呈している。
- ② 崖錐堆積層もしくは、崩積土、風化残積土などの層厚が勾配屈曲部で厚く、斜面上部と下部で薄いという、いわゆるクサビ状の分布を呈している。

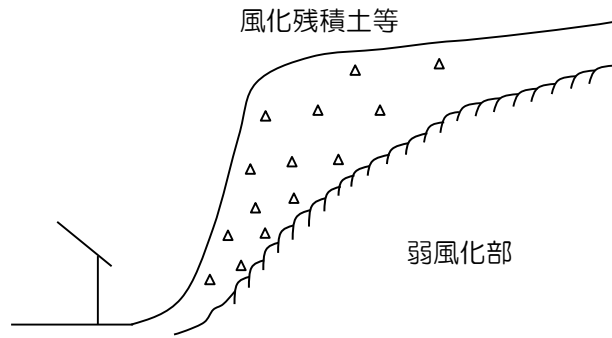


図4. 2-3 クサビ状すべりが予測される例

解説

急傾斜地における斜面崩壊の形態は、小崩壊まで含めて分類した場合、種々の形態に分類される。

崩壊形態を予測する上で最も重要なのは、以下の2点である。

- ① 現況斜面の地形状況の把握
- ② 崖錐堆積層、崩積土など、崩壊性土砂の分布状況および基盤岩の分布状況などの斜面の地質分布状況の把握

第3節 土圧の算定に用いる地盤定数の決定方法

3.1 地盤定数の決定方法

土圧の算定等に用いる地盤定数を求める方法は、以下の方法がある。

- (1) 標準貫入試験の結果から経験式を用いて推定する方法（方法A）
- (2) 把握された崩壊形態をもとに、逆算で強度を推定する方法（方法B）
- (3) 室内土質試験を実施し直接的に求める方法（方法C）

どの方法により地盤定数を決定するかは、現地の斜面の状況、背面土の土質状況などを考慮して選定する必要があるが、本手引きでは図4. 2-4に示すフローにより地盤定数を決定するものとする。

解説

一般に、急傾斜地に分布する地質（崩積土、崖錐堆積物など）は、層中に礫を混入していたり、地盤が固かったりして不攪乱試料を採取して土質試験を実施することが困難な場合が多い。また、対策を必要とする急傾斜地は、現況において不安定な斜面であることから、不攪乱試料を採取できたとしても、土質試験により得られた強度を用いて現況の斜面の安定性を検討した場合、しばしば不合理な安全率（ $F_s < 1.0$ ）を示す場合がある。

このようなことから、 N 値から推定式等を用いて土質定数（ c 、 ϕ ）を求める方法、もしくは斜面の崩壊形態を予測して逆算法によって強度を求める方法を主に用いて斜面の安定解析を行うこととする。

選定フローでは、以下の手順で土質定数を決定するものとした。

- ① 標準貫入試験によって得られた N 値から推定式等を用いて土質定数を推定
- ② 現況斜面の安全性を判断
- ③ 必要に応じて逆算法により土質定数を決定

また、高さが8mを超える擁壁もしくは特に重要であると判断された構造物に対しては、室内土質試験を実施して上記2方法で得られた強度の妥当性を確認することとする。ただし、前述のとおり、不攪乱試料を採取できない場合は、この項目を省略してもよいものとする。

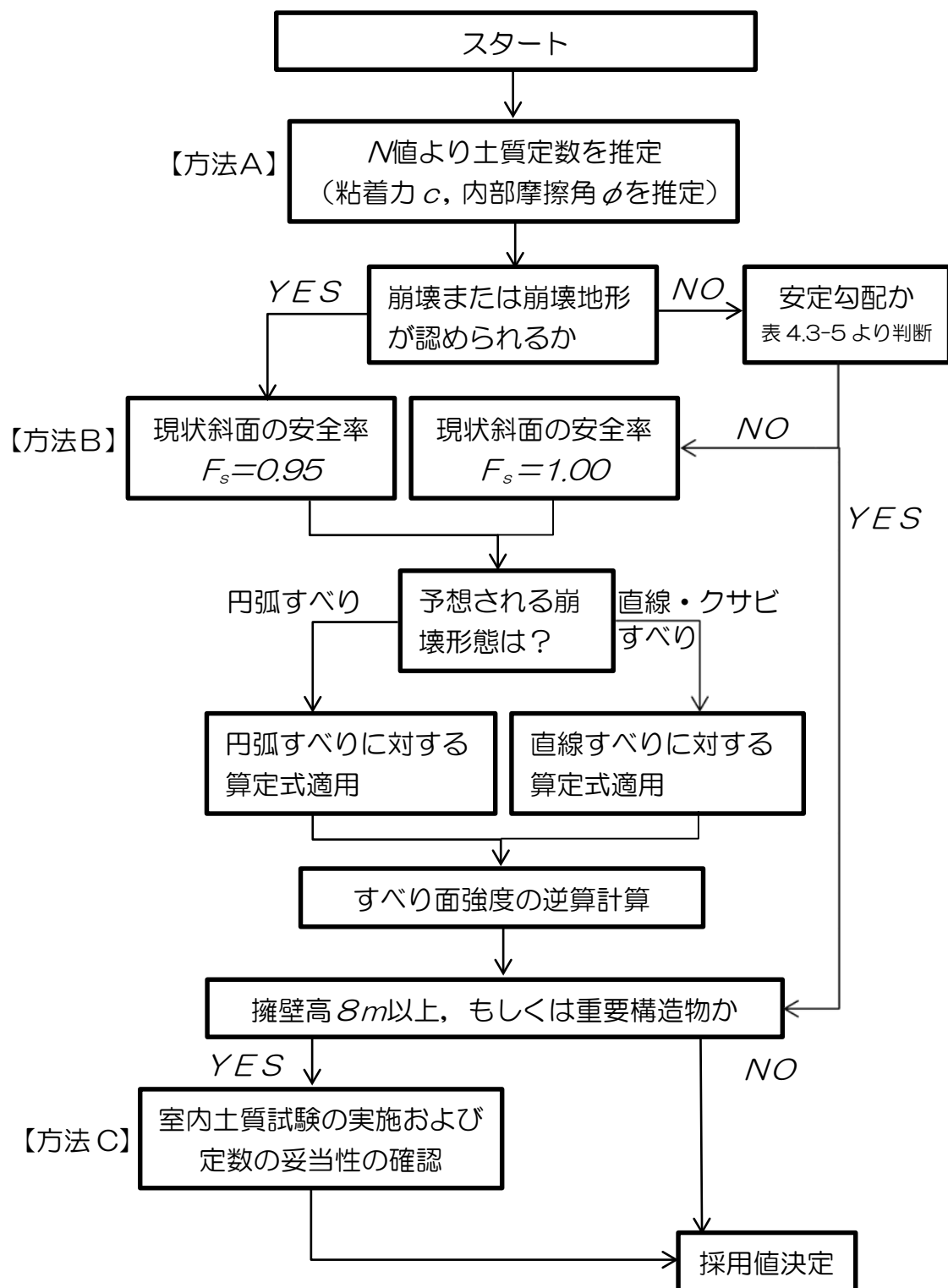


図4. 2-4 設計に用いる地盤定数決定フロー

3.2 標準貫入試験結果から推定する方法

現況斜面が比較的安定した状態にある緩い斜面に対しては、標準貫入試験によって得られた地盤の N 値から、以下の経験式を用いてその強度を推定するものとする。

(1) 粘性土の場合

$$c = 6N \sim 10N \quad \text{式4.2-1}$$

(2) 砂質土の場合

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad \text{ただし, } N > 5 \quad \text{式4.2-2}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \quad \text{式4.2-3}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \quad \text{式4.2-4}$$

ここに、

c : 粘着力 (kN/m^2)

ϕ : せん断抵抗角 ($^\circ$)

σ'_v : 標準貫入試験を実施した地点の有効上載圧 (kN/m^2)

N_1 : 有効上載圧 100 kN/m^2 相当に換算した M 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50 \text{ kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ として算出する。

N : 標準貫入試験から得られる M 値

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

x : 標準貫入試験を実施した地点の原地盤面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ (m)

この方法によって地盤の強度決定する場合、土の単位体積重量は以下の表4.2-1の値から決定するものとする。

表4.2-1 土の種類と単位体積重量

土の種類	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)
礫質土	20
砂質土	19
シルト・粘性土 ($W_L < 50\%$)	18

※地下水以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9 kN/m^3 を差し引いた値としてよい。

出典「道路土工—擁壁工指針」P66

解説

室内土質試験の実施が困難であった場合は、上記の方法で標準貫入試験結果から強度を推定するものとするが、この場合、主体をなす地質（地盤）の平均 N 値を算定して、この平均 N 値から求めるものとする。

また、用いる算定式は、土を礫質土・砂質土・粘性土（シルト・粘土）のいずれかに土質区分し、礫質土および砂質土は砂質土の算定式を用い、粘性土は粘性土の算定式を用いる。

この場合、砂質土は内部摩擦角のみ考慮し、粘性土は粘着力のみ考慮することを基本とする。

3.3 逆算安定計算によって強度を推定する方法

本方法は、現状が不安定で、かつその崩壊形態が予測可能な斜面に対して適用するものとする。

強度の推定は、以下の要領で実施する。

(1) 崩壊形態の判定

現地調査結果および地質調査結果をもとに、発生することが予想される崩壊形態を判定する。崩壊形態としては、以下の3ケースを考える。

- ① 基盤岩と崩壊性土砂の地質境界をすべり面とした〔直線すべり的な崩壊〕
- ② 崩壊性土砂の分布厚が厚く、この層中で〔複合すべり〕もしくは〔円弧すべり的な崩壊〕
- ③ 斜面下方が斜面上方より急勾配である場合の、すべり面が直線の〔クサビ状崩壊〕

(2) 逆算計算における現状の安全率

この逆算計算は、現地調査結果により現状の斜面の安定状態を判定し、この判定結果に基づき、強度を逆算するという方法で実施する。

このときの現状の斜面の状態と安全率との関係は以下のとおりとする。

- ① 斜面に変状や崩壊跡、崩壊の兆候が認められる場合 $F_s=0.95$
- ② 斜面に崩壊に結びつく変状や兆候が認められない場合 $F_s=1.00$

(3) 強度の推定方法

強度を逆算する場合、粘着力 (c) か内部摩擦角 (ϕ) のどちらかを固定する必要がある。一般的に、粘性土では c を、砂礫層では ϕ を固定して求めることが多い。

解説

土質試験結果から直接求める方法および N 値から推定する方法は、現状の斜面に変状がみられず、現状比較的安定した状態にある斜面に対しては、地盤の強度を把握する上で非常に有効な方法であるといえる。

しかし、過去に崩壊が発生し、かつ現在も不安定と判断される斜面や、現在崩壊現象が進行中の斜面などに対しては不合理な安定度もしくは強度の判定結果を示す場合が多い。このような場合は、現状の斜面の状況からその安全率を仮定し、逆算の安定計算によって地盤の強度を決定する本方法が合理的であるといえる。

また、本方法は、土質試験結果から直接求めた強度や N 値から推定した強度の妥当性を判定するために用いることができる。ここで注意すべき点は、現状の斜面状況からその崩壊形態をいかに的確に予測するかという点である。

3.4 室内土質試験による方法

(1) 粘性土の場合

一軸圧縮試験を実施し、以下の式を用いて粘着力を算定するものとする。

$$C = 1/2 q_u \quad \text{式4.2-5}$$

ただし、 C ：粘着力 (kN/m^2)

q_u ：一軸圧縮強さ (kN/m^2)

(2) 砂質土の場合

砂質土の場合は、不攪乱試料もしくは突き固め試料に対し、圧密非排水条件の三軸圧縮試験を実施し、この結果から直接、粘着力 (C [kN/m^2]) および内部摩擦角 (ϕ [$^\circ$]) を求めるものとする。このときの砂地盤のせん断強さは、次式で表される。なお、この試験は、不均質で一軸圧縮試験の実施が困難な粘性土にも適用できる。

$$S = C + \tan \phi \quad \text{式4.2-4}$$

ただし、 S ：土のせん断強さ (kN/m^2)

σ ：せん断面に作用する全垂直応力 (kN/m^2)

ϕ ：内部摩擦角 ($^\circ$)

C ：土の粘着力 (kN/m^2)

不攪乱試料が採取できない場合は、まず、現地において現場密度測定もしくはボーリング孔を利用した密度検層を実施し、乱さない状態の土の単位体積重量を測定する。次に、この単位体積重量に合わせて室内において突き固め試料を用い、上記三軸圧縮試験を実施して強度を求めるものとする。

解説

急傾斜地に分布する地質は、不均質であったり、礫を混入していたりして、不攪乱試料の採取が困難な場合が多いが、原則的には、不攪乱試料を採取し乱さない状態の土に対して土質試験を実施するものとする。

この不攪乱試料に対する土質試験は、以下の要領で実施するものとする。

(1) 不攪乱試料の採取方法

不攪乱試料は、ボーリング孔を利用し、シンウォールサンプラー ($N \leq 4$)、もしくはデニソンサンプラー ($N = 4 \sim 8$) により、静的に貫入することによって採取する。この場合ボーリング孔径は $\phi 86mm \sim 116mm$ とする必要がある。

(2) 土質試験の実施方法

乱さないよう試験室に搬入し、以下の要領で試験を実施する。

- ① 粘性土の場合は、サンプリングチューブから押し出した後に整形して供試体を作成、試験を実施する。
- ② 砂質土の場合は、試料自体が自立しない場合が多いため、サンプリングチューブを入れたままの状態単位体積重量を測定しておく。
チューブから押し出した時に乱れが生じた場合は、あらかじめ測定しておいた単位体積重量に合わせて突き固めて供試体を作成し、この供試体に対して試験を実施する。

なお、不攪乱試料の採取が困難な場合は、以下の手順で土質試験を実施するものとする。

(3) 不攪乱試料が採取できなかった場合の試験方法

- ① まず、現地において現場密度測定もしくはボーリング孔を利用した密度検層を実施し、乱さない状態の土の単位体積重量を測定する。
- ② 次に、含水比が変化しないよう注意して室内に搬入した試料を、上記の単位体積重量に合わせて突き固めて供試体を作成する。
- ③ 突き固めて作成した供試体に対して三軸圧縮試験を実施する。

第3章 急傾斜地崩壊防止施設の設計

第1節 排水工

1.1 目的および一般的留意事項

1.1.1 目的

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

1.1.2 一般的留意事項

排水工は地表水排除工と地下水排除工に分けられる。

(1) 地表水排除工

地表水排除工を計画する箇所としては斜面上部、斜面内および斜面下部いずれも可能である。

地表水排除工は一般に他の工法と併設されるほか、斜面状況によっては単独に設置して斜面の安定を図る場合もある。また、切土工事中に降雨水が斜面に集中して流下したことにより崩壊事故が発生することが多いことから、切土工の着手に先行して周囲から流入する地表水を遮断する目的で施工する場合もある。

(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構築して斜面内に分布している地下水を誘導排水し、土塊中の含水比や間隙水圧を下げて斜面を安定させる工法である。急傾斜地崩壊防止工事でこの工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で実施する地下水排除工と比較して一般に小規模な場合が多い。急傾斜地崩壊防止工事では地下水排除工単独で対策を講ずることはまれで、ほかの施設とあわせて施工されることが多い。

解説

(1) 地表水排除工

工種としては地表水を横断的に集めるのり肩排水路、小段排水路、のり

尻排水路等と、集めた水を迅速に排水するための縦排水路工に区分され、これらが一体となって機能するものである（図4. 3-1参照）。

排水工の設計にあたっては地形および崩壊防止施設完成後の排水系統等を考慮する。

また、排水路の線形や勾配の急激な変化によって溢水や跳水が生じることがないように必要に応じて落差工，減勢工，跳水防止工を設ける。

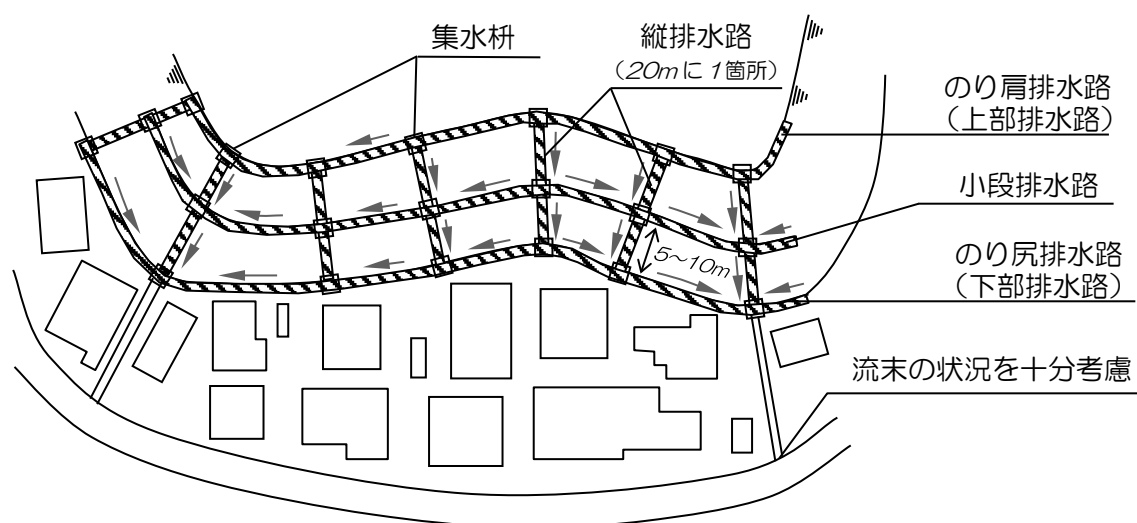


図4. 3-1 地表水排除工模式図

（2）地下水排除工

地すべり防止工事では地下水排除工は主要な工種であり、排除の対象となる地下水の深浅によって浅層地下水排除工と深層地下水排除工に区分し、その目的に応じた対策工法がとられている。浅層地下水排除工としては暗渠工，横ボーリング工等がある。深層地下水排除工としては横ボーリング工，集水井工，排水トンネル工等がある。急傾斜地崩壊防止工事では、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暗渠工が地表水排除工に併設されたり，地下水の豊富な箇所では横ボーリング工が用いられる。地下水排除工を計画するにあたっては，湧水や地下水について十分な調査を行うことが重要である。

1.2 地表水排除工

1.2.1 地表水排除工の目的

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

1.2.2 水路断面の検討

一般に斜面背後の集水面積が広い場合は集水域からの流出量を求め、必要な水路断面を検討することとする。水路等の断面は土砂の堆積等を考慮して8割水深で計画するものとする。その他、豪雨で多量の土砂が流出する恐れがある箇所や勾配が急な箇所、小石や枯れ枝等が侵入しやすい箇所、跳水が生じやすいと考えられる箇所などではさらに余裕を持たせることができるものとする。ただし、水路の最低断面はU-240相当とし、輪荷重の影響が及び箇所を除きベンチフリュームの使用を標準とする。

1.2.3 流出量の算定

降雨の流出量の算定方法については、決定的な方法がない上に、小流域については、水文資料が得難いので、経験的数値として比流量を用いるものとする。流域状況、水文資料等の諸条件が得られ、この基準によるのが不適当と考えられる場合には合理式を用いるものとする。

解説

急傾斜地崩壊防止施設は排水範囲が小さく、算出した流量によって排水側溝の大きさが決まることはほとんどないことから、流出量の算定は設計の簡素化を考慮して比流量を用いる方法を基本としてよい。ただし、これにより難しい場合は合理式を用いるものとする。その他、流末水路の接続協議等を行う場合においては適宜、協議先の基準に準拠して流出量を算定してもよい。

(1) 比流量を用いて流出量を算出する場合

$$Q=0.14A \text{ (自然区域)}$$

式4. 3-1

$$Q=0.20A \text{ (開発区域)}$$

式4. 3-2

ここで、 Q ：流出量 (m^3/s)

A ：流域面積 (ha)

出典「砂防指定地内行為技術審査基準」P14

(2) 合理式を用いて流出量を算出する場合

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A \quad \text{式4. 3-3}$$

ここで、 Q ：流出量 (m^3/s)

f ：流出係数

r ：設計降雨強度 (mm/h)

A ：流域面積 (km^2)

① 流域面積 (A)

合理式法において用いる流域面積の決定にあたっては、流域界、および排水路系統等を十分調査しなければならない。

流域面積の決定にあたっては、分水嶺、道路、鉄道等の構造物により流域界、排水路系統を十分調査すること。

② 流出係数 (f)

流出係数は集水区域内の地表面の状態、傾斜、降雨の継続時間などによって異なるが、一般的には下表に示す値を標準値として用いればよい。通常の斜面では 0.7 以上を用いる場合が多い。

表4. 3-1 流出係数

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

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P118

流出係数は、対象流域を上表の項目ごとに分割し、その分割流域内の加重平均により求めるものとする。(式4. 3-4 参照)

$$f = \frac{\sum A_i \cdot f_i}{A} \quad \text{式4. 3-4}$$

f ：対象流域内の平均流出係数 (0.05 切上げ丸め)

A_i ：項目ごとの流域面積 (km^2)

f_i ：項目ごとの流出係数

A ：対象流域の流域面積 (km^2)

③ 設計降雨強度（ r ）

急傾斜地崩壊防止施設における排水施設は、人家裏もしくは人家の間に設置されることが多いことから、本県の道路排水基準に準拠して3年確率の10分間降雨強度 100 mm/h を基本とする。

これにより難しい場合は、設計降雨強度は「愛知県の確率降雨」記載の確率降雨強度式より求めるものとする。確率は計画規模に応じて定めるものとする。

表4. 3-2 設計降雨強度

場所	降雨強度
一般の地域	100 mm/h
山岳部※	上記の2割増

※設楽地区 なお、現場地形状況により必要に応じて適用してよい。

出典「道路構造の手引き（平成23年4月）」P163

表4. 3-3 （参考）降雨確率年に対する降雨強度（ mm/h ）

確率年	到達時間	名古屋	小原	岡崎	豊橋	設楽
10年	30分	85.4	91.5	74.6	78.3	76.1
	1時間	63.0	65.4	54.8	58.3	58.0
5年	30分	73.0	79.8	63.8	67.1	66.6
	1時間	52.4	56.0	46.3	49.4	51.0

愛知県内を日雨量分布、地形条件等を考慮し、5地区に分割し、それぞれの各地区の範囲を「降雨強度地区割図」に示した。河川に主眼をおくと次のような分割となっている。

なお、各地区の確率降雨強度曲線は、「愛知県の確率降雨」を、洪水到達時間の算出については「砂防設計の手引き（愛知県）」を参照されたい。

（i）名古屋地区

矢作川本川以西の各河川に適用する。

ただし、矢作川支川で当地区に適用する河川は、河口から籠川合流点までの間に合流する右支川とする。籠川およびその支川も適用する。

（ii）小原地区

矢作川右支川で籠川合流点より上流で合流する各河川および、矢作川左支川で巴川合流点より介木川合流点までの間に合流する各河川に適用する。

籠川、巴川およびその支川は適用しない。介木川およびその支川は適用する。

(iii) 岡崎地区

矢作川左支川で河口より巴川合流点までの間に合流する河川に適用する。
巴川およびその支川を含む。

2級河川は、北浜川、矢崎川、八幡川、鳥羽川に適用する。

(iv) 豊橋地区

豊川水系各河川で河口より大入川合流点までの間に合流する各支川に適用する。大入川を含む。2級河川は、拾石川以東および渥美半島の各河川に適用する。

(v) 設楽地区

豊川水系各支川で大入川合流点から上流で合流する各河川、矢作川水系左支川で介木川合流点より上流で合流する各河川、天竜川水系各河川に適用する。大入川、介木川には適用しない。

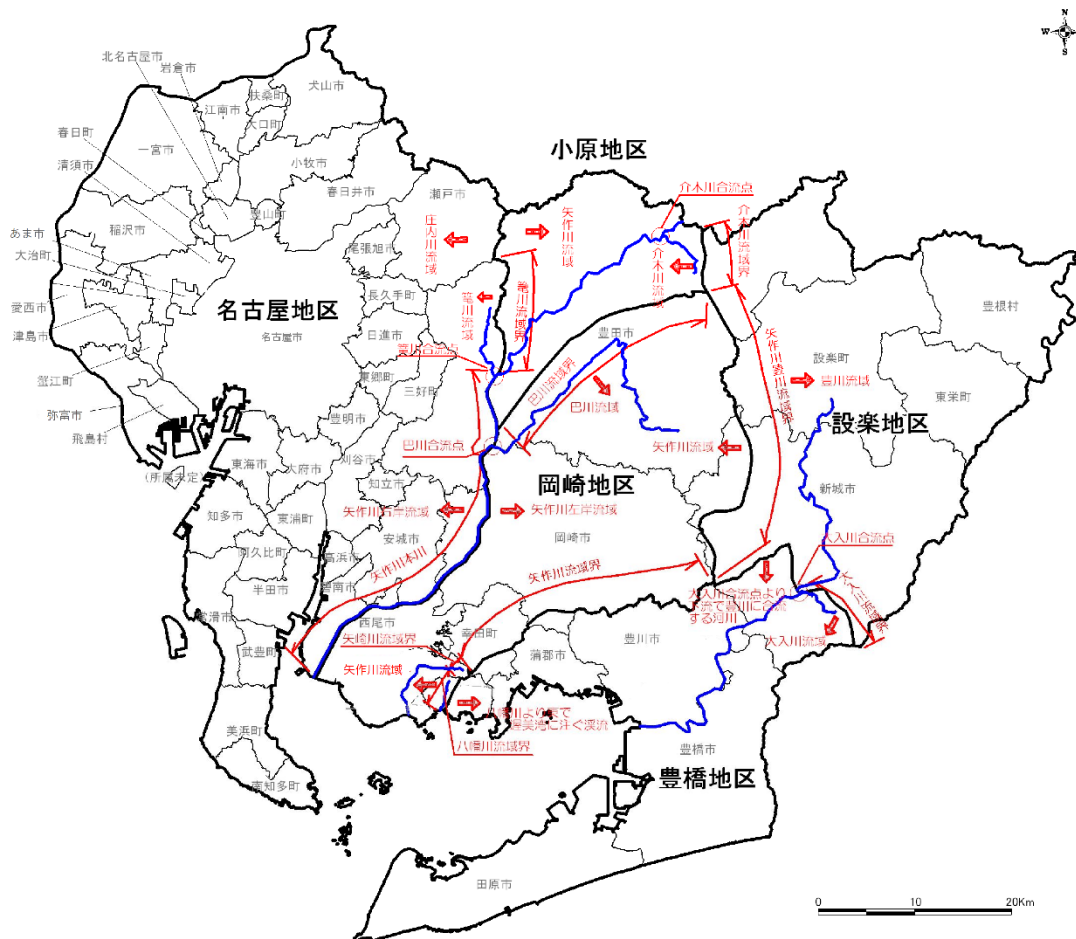


図4. 3-2 降雨強度地区割図

1.2.4 水路内の流水流量計算および勾配の設定

排水路および排水管の通水流量（ Q ）はマニング式による平均流速（ V ）と通水断面積（ A ）との積により、次式により求めるものとする。

$$Q = A \cdot V \tag{式4. 3-5}$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \tag{式4. 3-6}$$

ここで、 Q ：通水流量（ m^3/s ）
 V ：平均流速（ m/s ）
 A ：通水断面積（ m^2 ）
 n ：粗度係数
 R ：径深（ A/S ）
 S ：潤辺
 I ：水路勾配

表4. 3-4 粗度係数 n の値

排水施設の種類		粗度係数
素掘り	土	0.02～0.025
	砂礫	0.025～0.04
	岩盤	0.025～0.035
現場施工	セメントモルタル	0.01～0.013
	コンクリート	0.013～0.018
	粗石	練積み 0.015～0.03
		空積み 0.025～0.035
工場製品	鉄筋コンクリート	0.011～0.014
	コンクリート管	0.012～0.016
	コルゲートパイプ	0.016～0.025

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P120

水路等の最小勾配は原則として 0.2% とするが、土砂の沈澱、内面の摩擦等を防ぐためできるだけ流速が 0.6～4m/s の範囲になるよう設計するものとする。

解説

マニング式は水路の勾配が $1/10$ を超えるとこの計算式は理論上適用できなくなるが、安全側をとるため実用上はこの式を用いてもよい。

また、土砂の流出の多い地域あるいは施工後の清掃が困難な排水路において水路勾配が緩い場合には、土砂溜めの数を増やすなどして水路内への土砂の流下を防ぐ措置が必要となる。その他、流速が上記の値を大きく超える場合には断面積を割り増しして十分安全な断面とするか、排水施設の材質または断面形状を変えて粗度係数や径深を変えるなど十分安全な水路となるよう設計する。

1.2.5 のり肩排水路

のり肩排水路は上部斜面に降った雨水や湧水をのり面に流入させないようにするために、のり肩に設けるものである。

のり肩排水路の形式はのり面の存在する地形、流下量および土質などを十分考慮して決定するものとする。

通常、のり肩排水路は維持管理が行き届き難く、土砂が堆積した場合も取り除き難い位置にある場合も多いので、そうした箇所ではあらかじめ断面を大きくとるなど、将来の状況を勘案して断面を決定する。

また、流末は地形を十分考慮の上、のり面の安定に影響のないように導くべきである。

解説

のり肩排水路には鉄筋コンクリートU型溝、コンクリート張り排水溝などの形式がある。

(1) 鉄筋コンクリートU型溝等

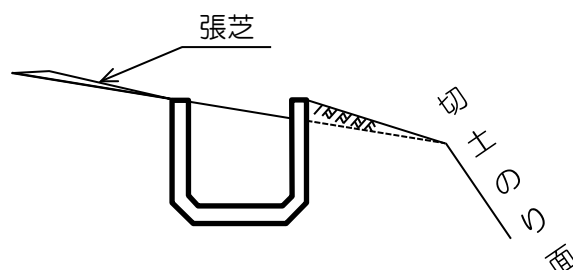


図4. 3-3 プレキャスト製品によるのり肩排水施設

集水面積、地表面の状態にもよるが、 300×300 程度のプレキャスト鉄筋コンクリートU型溝を使用するが多い。のり肩排水路は通常は十分な排水能力をもつが、プレキャスト製品と地山が十分なじんでいないと、地表面を流下する雨水を集水しきれずに排水路の裏面を沿って水が流れたり、排水路を流れる水の速度が強まって勾配の変化点や何らかの障害物に当って跳水が発生し側面を洗掘したりすることがある。そのため、排水路の裏込めの施工を十分に行うことは当然であるが、山側には芝を張り侵食を防止し、排水路の勾配変化点には蓋掛けするなどの考慮が必要である。また、勾配が急になる場合は、縦排水施設同様にソケット付き製品を用いることを標準とする。

(2) コンクリート張り排水溝等

集水量が比較的少なくても浸透した水がのり面の崩壊の原因になる恐れのある場合は、図4. 3-6 に示すようなコンクリートやセメントモルタルで素掘り水路を保護する。

1.2.6 小段排水路

長大のり面では高さ 5~10mごとに幅 1.0~2.0mの小段が設けられる。これはのり面の連続性を遮って流下するのり面の安定を図るほか、小段を設けることによって表面水の流速を低下させることができるためである。さらに小段に排水路を設けて水をのり面の外へ排水させれば、のり面下部に表面水が集中するのを防ぐこともできる。したがって小段排水路は小段上部のり面の表面水を処理できるように設計し、下部のり面に悪い影響を与えないようにしなければならない。

小段の横断勾配はのり面勾配とは逆方向に勾配をつけるのが一般的である（タイプⅠ）が、この場合は小段から水が全く浸透しないことが施工面で保証されるか、あるいは小段から多少水が浸透しても、のり面の安定に重大な影響がないと判断されることが必要である。このような条件が満たされない場合は、のり表面が流水により侵食されないように、のり面保護工を施工するか、あるいはのり面保護工を施工しなくても侵食されにくいことを確認の上、斜面と同じ方向に勾配をつける（タイプⅡ）。

解説

小段排水路には、鉄筋コンクリートU型溝、コンクリート張り排水溝などがある。

（１）鉄筋コンクリートU型溝等：傾斜方向がのり面と逆の場合

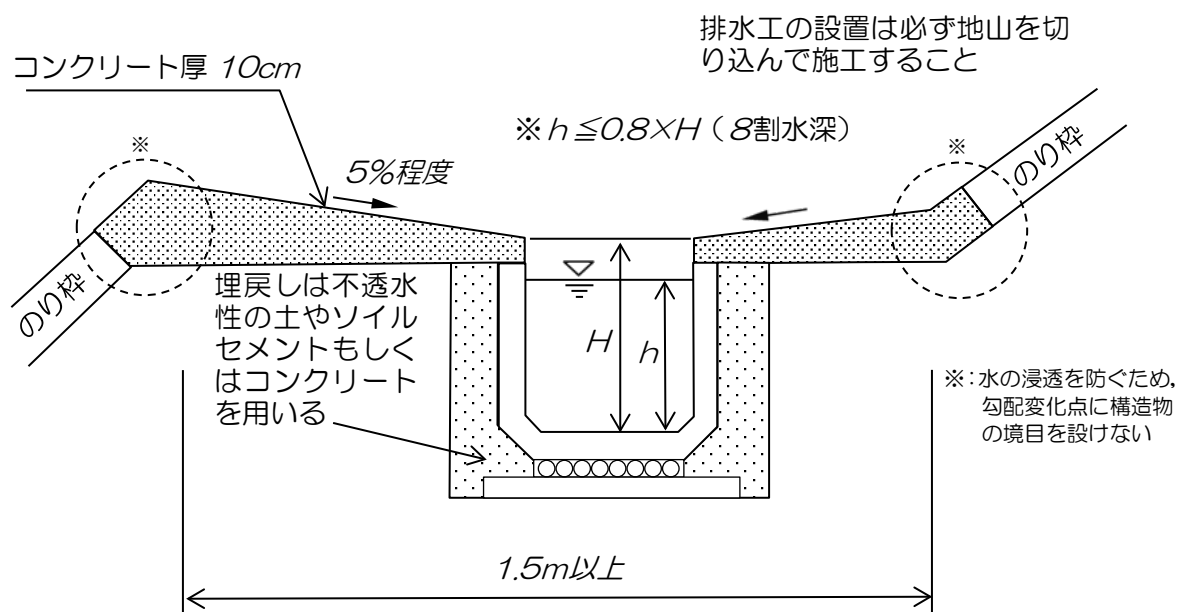


図4. 3-4 小段排水路（タイプⅠ）U型溝の例

(2) 鉄筋コンクリートU型溝等：傾斜方向がのり面と同じ場合

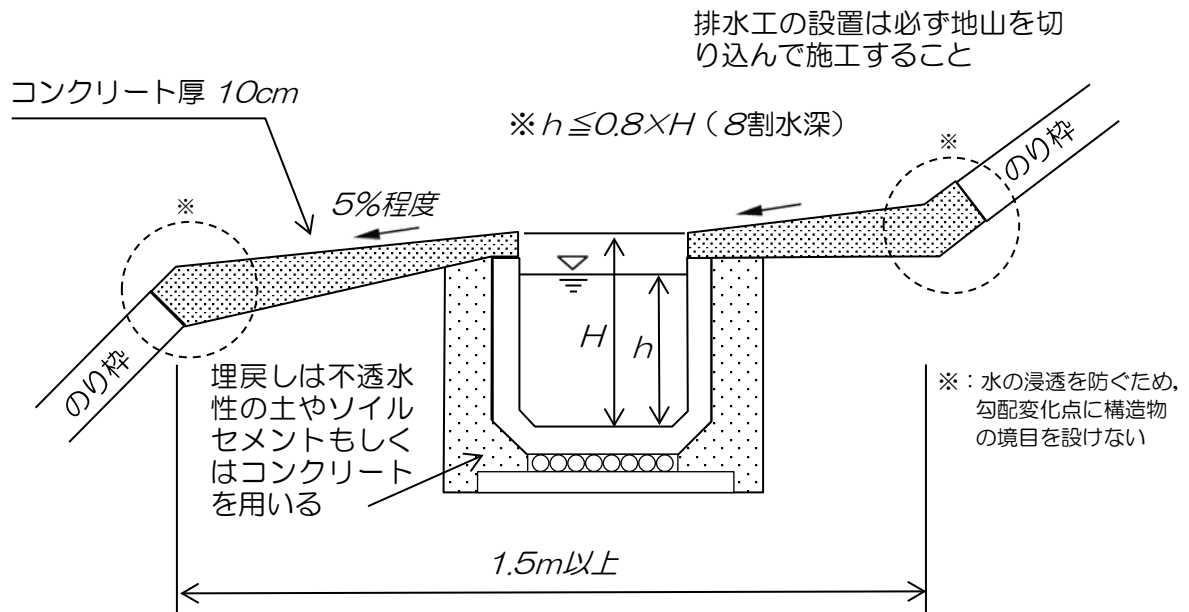


図4. 3-5 小段排水路（タイプⅡ）U型溝の例

(3) コンクリート張り排水溝等

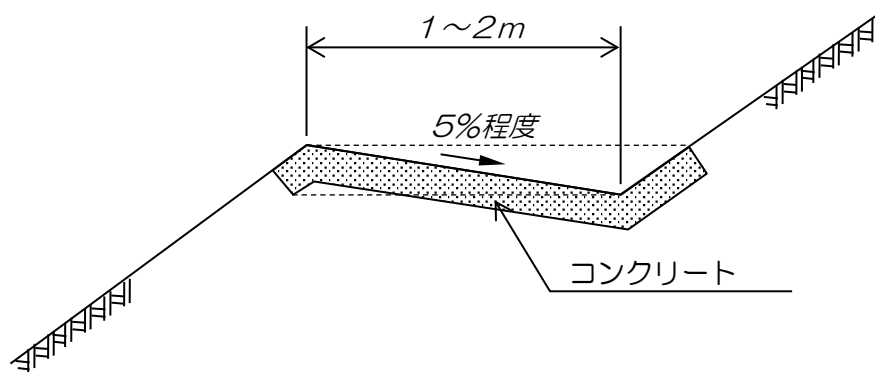


図4. 3-6 コンクリート張排水路の例

1.2.7 のり尻排水路

排水路の流末処理は排水された水が再び斜面や施設の基礎地盤に悪影響を及ぼさないよう、速やかに区域外へ排水するよう配慮する。流末処理として、既設水路に連結することが多いため、既設水路の断面が著しく不足する場合には、既設水路の改修を検討する。この場合、事前に施設の管理者と十分協議する。また、既設水路の改修を避けるため、斜面の排水は小集水区域に分割し、既存の施設の断面内で流せるように細分して処理することを原則とする。

解説

のり尻排水路に立入防止柵を設置する場合は、土地利用や排水路の日常管理のしやすさ等を考慮して設置位置を決定すること。

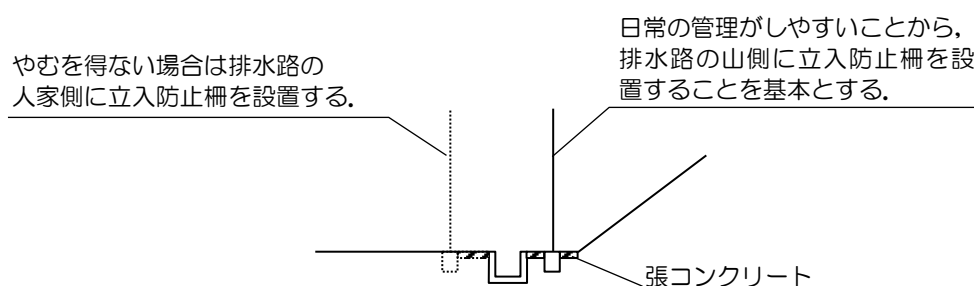


図4.3-7 のり尻排水路と立入防止柵

1.2.8 接続水路

急傾斜地崩壊危険区域内および区域外から排除した流水は既設の水路に適切に排水するものとする。

解説

急傾斜地崩壊危険区域内および区域外から流水を排除する目的で設置した排水施設と既設水路とを接続するために新たに設ける水路（以下、「接続水路」という。）は急傾斜地崩壊防止施設の一部である。したがって、接続水路を設ける用地も急傾斜地崩壊防止施設を設ける区域と同様に急傾斜地崩壊危険区域に指定するとともに、用地の権原を取得する必要がある。

接続水路の取り扱いについては「急傾斜地崩壊対策事業に関する用地の権原取得方法等の変更について」（平成13年8月27日建設部長通知）に示されており、工事に際してはあらかじめ施設管理者を決定するものとする。通知の抜粋を次頁に示す。

〔防止施設に付随する流末排水路について〕

(1) 流末排水路の整備

防止施設を設置したことに伴い、流末排水路を整備する場合、流末排水路は防止施設の設置により必要となったのであるから急傾斜地崩壊危険区域の内外を問わず、県が施工する。

(2) 流末排水路の管理

流末排水路は、原則として市町村の管理とする。

そのためには、地方自治法第2条第2項および第3項の規定により、市町村は地域における事務を処理することとされていることから、流末排水路を公共の用に供するものとして整備する必要がある。

したがって、県は、原則として、流末排水路の底地の権原を市町村が取得するなど市町村に流末排水路の管理体制が整い、防止施設の設置後、管理が適正に行われると判断されない限り、防止施設および流末排水路を設置しないこととする。

市町村の管理とすることが妥当でない場合、既設の流末排水路を整備して利用するときは、その流末排水路の管理者に管理させる。新たに流末排水路を整備するときは、それが防止施設専用の施設であるときは、県がこれを管理する。

上記に該当しない場合は、流末排水路の利用による受益の状況により、土地所有者と協議して管理体制（日常の維持管理は土地所有者、修繕は県等）を定める。

なお、管理体制は、後日のトラブル防止のため、関係者了承のうえ、あらかじめ決定しておくこと。

1.2.9 縦排水路

斜面に対して縦方向に設置し、のり肩排水路、小段排水路からの流水を速やかに斜面外に排水するもので、概ね $20m$ 間隔で設置する。水路は地形的にできるだけ凹部に設けたり掘込水路にしたりするなど、周囲からの水の流入を容易にすることが望ましい。

水路の断面は原則として斜面背後の集水面積が広い場合には流量を検討して決定するが、土砂や枝葉等の流入・堆積を考慮して十分余裕のある断面が望ましく、少なくとものり肩排水路、小段排水路の断面以上とする。特に斜面に常時流水がある沢や水路がある場合は、断面に十分余裕を持たせる必要がある。

解説

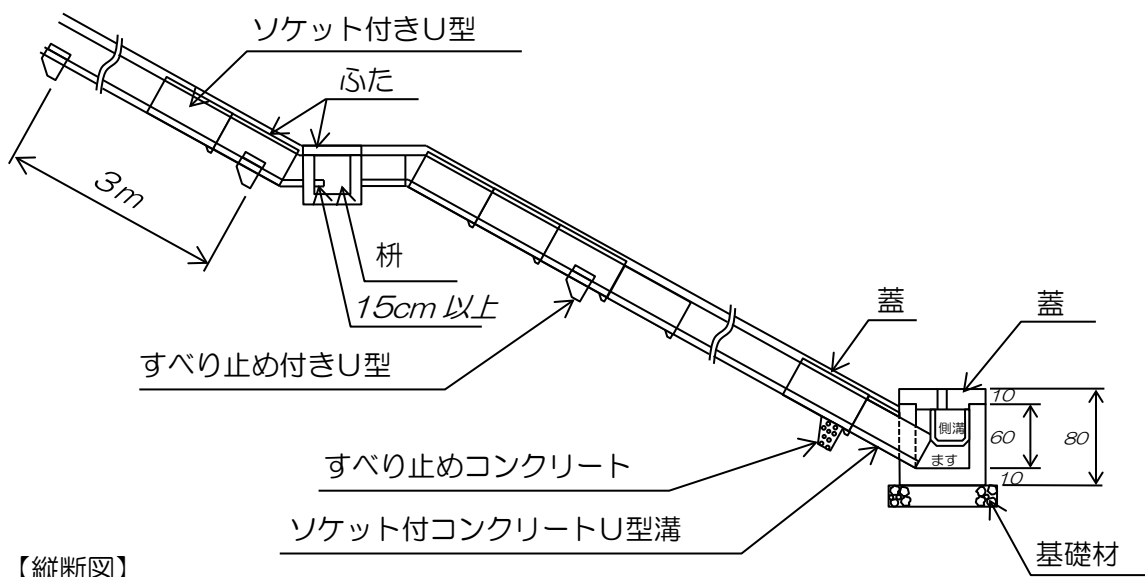
縦排水路の材料としては鉄筋コンクリートU型溝、半円ヒューム管、鉄筋コンクリート管、コルゲート管、プラスチック管などが用いられる。U型溝、半円ヒューム管等はのり面に明渠として、また鉄筋コンクリート管等はのり面に埋設して暗渠として用いられるが、前者の方が施工は容易で維持管理も行いやすい。

U型溝を用いる場合はソケット付きを基本とし、水が裏面に回らぬよう継ぎ目のモルタルを十分に充填し、概ね $3m$ ごとにすべり止めを設置する。

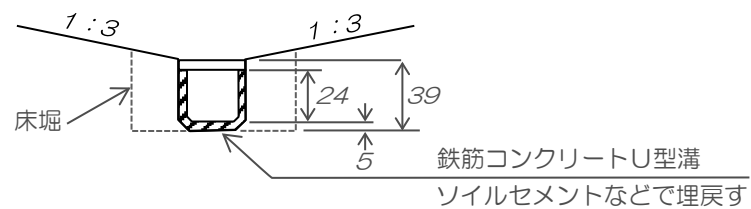
縦排水路は設置する勾配が急なため、施工後、部材のずり落ちが生じやすく、また流速が大きいため部材のずれや沈下による影響が大きく、斜面侵食や崩壊につながりやすい。したがって縦排水路には原則として概ね $3m$ 間隔にコンクリートや杭などですべり止めを施し、排水路の周囲はコンクリート等で埋戻したり、隔壁工と一体として施工したりするなどの配慮を行うことが望ましい。また水路長が長い場合には、水路長 $20\sim 30m$ ごとに帯工などを設け、水路の安定を図る。

水路の線形はできる限り直線とし、やむを得ず曲線にする場合は外曲側の側壁を高くする。また水路勾配も極端な屈折を避けて徐々に緩勾配に移すことが望ましい。

また、縦排水路がほかの水路と合流するところや勾配の変化するところ、流れの方向が屈曲するところには柵を設ける。柵には深さ $15cm$ 以上の土砂溜めを設け、水勢を減じさせる構造とし、必ず蓋を設ける。なお、勾配が $1:1.0$ より急なところやのり尻から $1\sim 2m$ の区間、勾配の変化点などの縦排水路は水が跳ね出す恐れがあるので蓋付きにする。

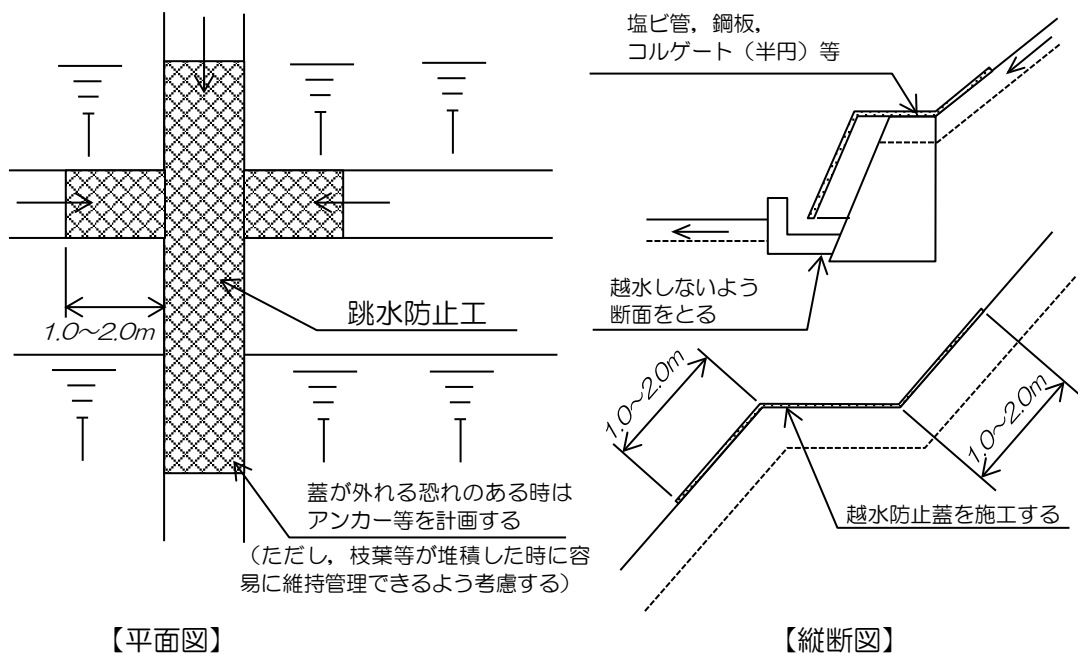


【縦断面図】



【横断面図】

図4. 3-8 鉄筋コンクリートU型溝による縦排水路の例（単位：cm）



【平面図】

【縦断面図】

図4. 3-9 跳水防止工の例

集水枡が落差工となる場合は、落差高、流量、越流水深を考慮して次式により枡の大きさを求める。

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

式4. 3-7

ここで、 k ：2.5～3.0

L ：枡の内長（ m ）

t ：水路の水深（ m ）

h_1 ：上下流水路床間の落差（ m ）。

h_1 は潜り堰とならないように定めなければならない

h_2 ：枡の土砂溜めの深さ（0.15～0.5 m ）

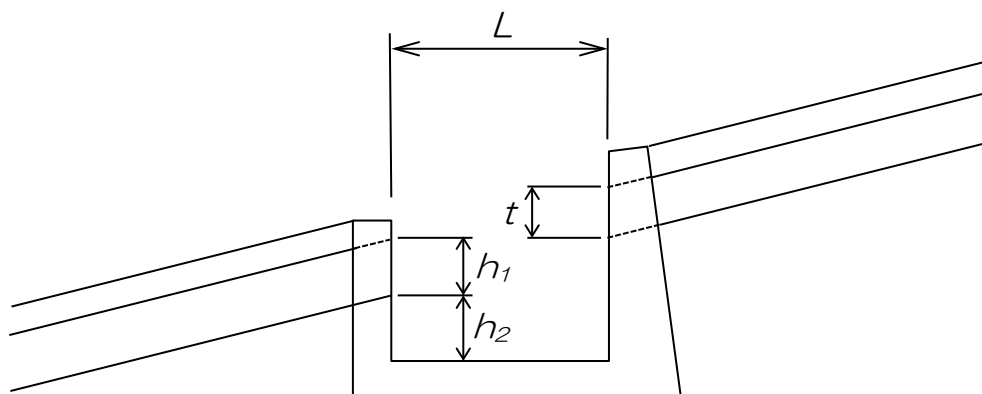


図4. 3-10 集水枡側面図

縦排水路の流速は通常の場合相当大きいので、流量の多い排水路には側面の跳水による破壊防護措置が必要になる場合がある。また、場合によっては上流側にコンクリート止水壁を設けて、水が水路の下側を流れることを防ぐことも必要である。

縦排水路は地形条件にあわせて不等沈下、水路のすべり、二次製品の継目の緩み等がないよう入念に無理なく排水できるよう施工する。特にのり肩排水路、小段排水路との取付け部、縦排水路の屈曲部分などで流れにくくなるため、水が周辺に飛び散ったり溢れたりして斜面の崩壊原因となるので注意が必要である。なお、寒冷地においては凍上現象が起こる場合があるので、砂、礫等で排水路に接する地山を保護することが必要である。

1.2.10 その他の地表水排除工

急傾斜地崩壊危険区域内の斜面で地形的に谷地形のある場合は、斜面の状況や集水状況を勘案して施設計画を立案する必要がある。

また、斜面内に亀裂がある場合や湧水がある場合はそれぞれの状況に応じた対応が必要となる。

解説

明確な谷地形がある場合は土石流危険渓流として抽出されていることが多く、そうした場合は別途、砂防事業などにより土石流対策を立案する必要がある。土石流危険渓流として抽出されていなくても無降雨時に流水があるような場合は、同様な対策が必要である。

降雨時のみ流水があるようないわゆる〇次谷がある場合は、通常、特に谷地形を対象とした施設を設けることはないが、斜面内に雨水が流れ込まないよう排水施設等を計画する必要がある。

斜面内に亀裂がある場合は、粘土やセメントなどで亀裂を被覆し地表水の浸透を防ぐ必要がある。

湧水がある場合は、積極的に排水するような対策が必要である。例えば、のり枠工を計画している斜面で湧水が発生している場合は、枠内に礫を詰めるなどして湧水を適切に地表に導き斜面外へ排水する。

斜面上部に池や沼があり、そこから当該斜面へ水の供給がある場合は、池等の底部の漏水対策として底張コンクリートを施工したり、薬液注入を行ったりするなどして、当該斜面へ水の供給を寸断する必要がある。

1.3 地下水排除工

1.3.1 暗渠工

(1) 一般的留意事項

地表水排除工を設置しても地下水の影響が斜面の崩壊にとって懸念される場合は、地下水を排除する。

解説

暗渠工は、比較的浅い地下水の排除を目的としている。暗渠による地下水の処理は地表面下 1.0~2.0m 程度までの深さが多い。斜面の場合、地形的条件で施工が困難なこと、またはすり落ちの危険があること、斜面への掘削や異質の層をつくることによって斜面の安定を損なうおそれがあることなどの理由から、斜面そのものに施工されることは少なく、斜面上部で隣接地域からの地下水を遮断する目的で設置する場合が多い。また、斜面下部で地盤の軟弱化を防ぐ目的で設置する場合も多い。

(2) 暗渠工

暗渠工には栗石、蛇かご、そだ束、合成樹脂製品などの有孔管で溝の中を詰めた暗渠工と、コンクリートU型溝などの開水路と前記の暗渠工を組み合わせた明暗渠工がある。

解説

暗渠の配置は地形・土質を勘案して浸透水が集まりやすい場所で、適当な勾配をもつように計画する。1本の暗渠の長さは20m程度の直線を標準として、できるだけ速やかに表流水とするよう集水枡や落差工に接続し、地表排水路により排水を行う。暗渠の深さは2mを標準とし、底には漏水防止のための防水シート等を布設する。暗渠管の周囲並びに上部には、土砂の吸出しによる陥没を防止するため吸出防止材を布設する(図4.3-11参照)。暗渠管の周囲は目詰まりを起こさせないため、および浅層地下水の吸水を容易にするためフィルタ材を詰める。地表水を吸水しようとする場合は、地表まで栗石または切込砕石等を詰める。暗渠管の材料は透水性がよく、しかも目詰まりを起こしにくく、ある程度の地盤変動にも耐える構造とする。なお、蛇かごを使用する場合は、目詰まりを防ぐため吸出防止材等で巻く必要がある。また、急勾配の斜面に設置する場合には、杭等により固定する必要がある。

目詰まりを防止するために高分子布を布設したり、適当な目の粗さの合成樹脂繊維やグラスファイバーなどで砂利の外側を巻いたりすることもある。また、集水量が特に多い場合には溝のかわりに蛇かご、ポーラスコンクリート管、合成樹脂ネット管、合成樹脂の海綿状管などが使用されることもある。

(1) 暗渠工

暗渠は浸透水の流れや流量から位置および構造を決定する。断面形状を底幅80cmの逆台形断面とし、下部より約10cmまでは砂を置き、その上に6~12cmの粗粒の砂利または砕石を詰める。さらに上部は上にいくにしたがって細粒なものとし、目詰まりを起こさないようにして埋戻しをする。

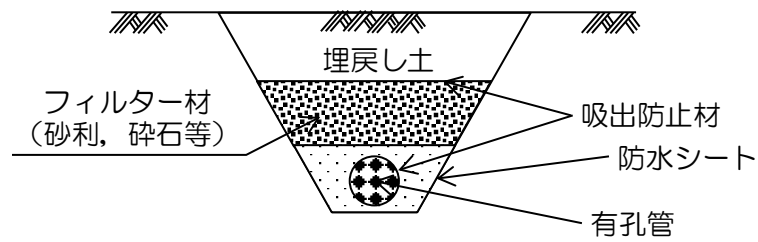


図4. 3-11 暗渠工標準図

(2) 明暗渠工

明暗渠工は、浅層地下水の排水と地表水の排水を同時に必要とする場合に設置する。浅層地下水は地表水と同じく地表の地形に左右され、地表の凹部や谷部に集まりやすい。このような場所では、暗渠工と地表排水工を兼ねた構造の明暗渠工が用いられる。明暗渠は浸透水の流れや流量から、位置および構造を決定する。

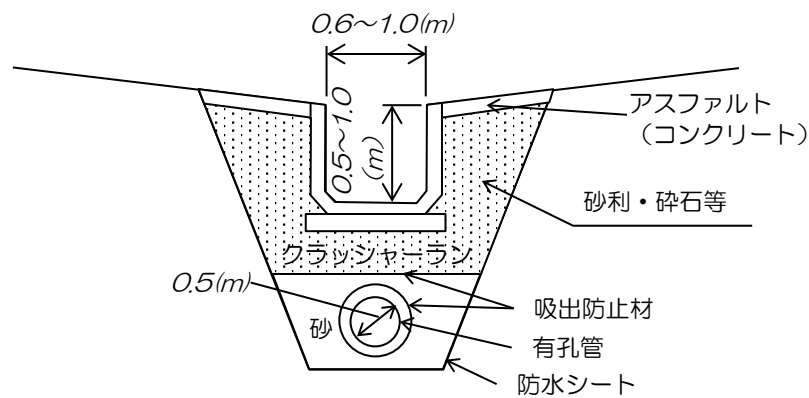


図4. 3-12 明暗渠工標準図

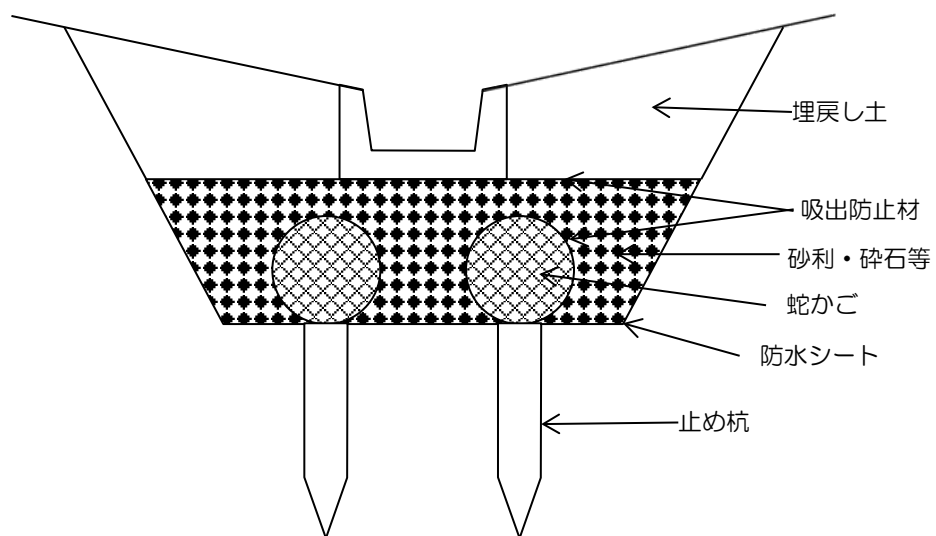


図4. 3-13 蛇かご明暗渠

暗渠工は、不透水層が地表近くに分布する湿地帯か地下水位が地表付近に達する場合に有効である。暗渠によって排水された地下水は、必ず地表排水路に連結して速やかに排除しなければならない（図4. 3-14 参照）。暗渠工の長さは、集水された地下水が再び浸透しないよう、通常 15～20m 程度を限度に集水枡に連結する。

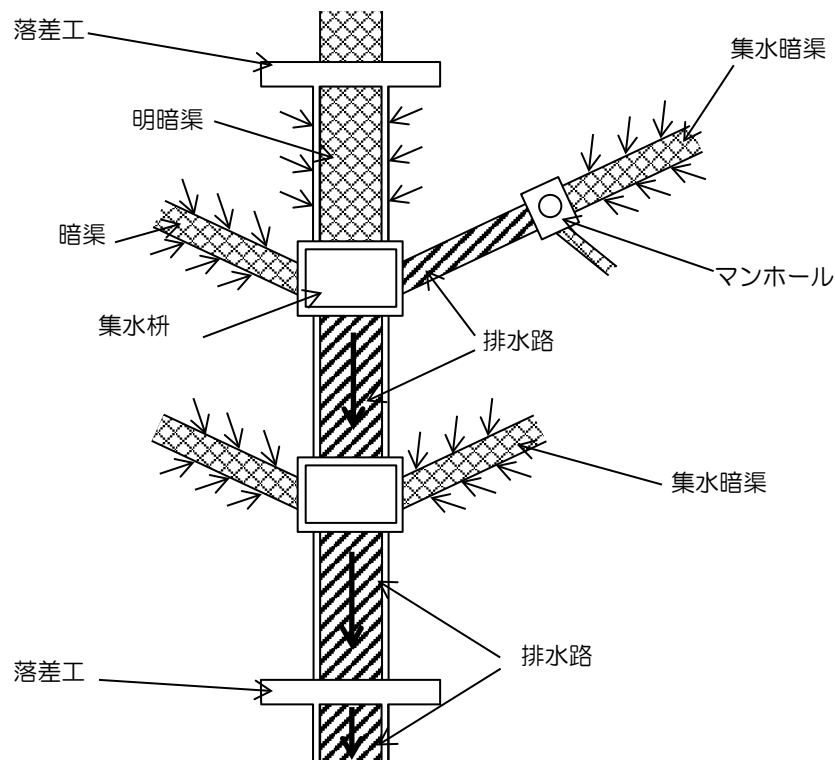


図4. 3-14 排水路工の組み合わせ

斜面崩壊の危険を避けるため、暗渠工の設置はできるだけ人力で掘削し、防水マットなどによる不透水層の施工と埋戻しを入念に行わなければならない。また施工にあたっては、安全管理のため工程に合わせて下部から延長を短く区切り、1区間ごとに施工が完了するよう配慮する。

掘削は下流から上流に向かって行う。一度に計画深まで掘削せず、状況判断、地質調査、仕上げ掘削を考慮して2～3回程度に分けて行うことが望ましい。

1.3.2 横ボーリング工

横ボーリング工は、暗渠工などで処理できない比較的深い位置に存在している地下水を排除するために用いる。

解説

急傾斜地崩壊防止工事では、地すべり防止工事の場合より集水範囲が狭いためボーリングの延長も短く、通常 $15\sim30m$ 程度で用いられる。横ボーリング工を計画する箇所は、地下水の分布または流入の著しい箇所、あるいは湧水のある箇所やパイピングによる局所崩壊が予想される箇所である。

ボーリング孔から集水した水は速やかに集水枡もしくは排水路に流入させ、斜面外に排水する。また、その配置は先端間隔が $5\sim10m$ になるように配置するのが一般的である。

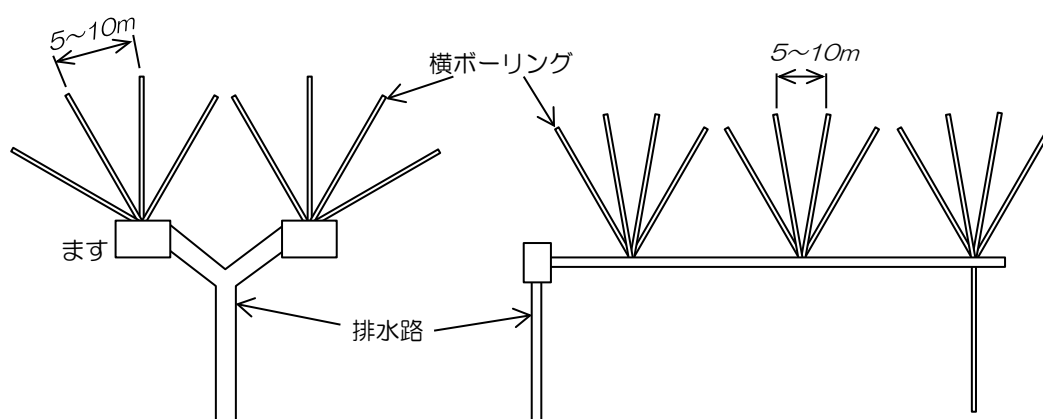


図4. 3-15 横ボーリングの配置

ボーリングの位置は安定した地盤の箇所とし、軟弱なところに地下水を集めさせないようにする。ボーリング孔口から奥へ 50 cm 程度は透水性のマットや蛇かご等を置いて、土砂の流出すなわち吸出しを防ぐことが望ましい。破碎帯や崩積土の地質のところではボーリング穿孔中、孔崩れや孔曲り等を生じやすいために、ストレーナ管の挿入が非常に困難な場合が多い。このような地質のところでは計画の段階で地質調査を十分行い、ボーリング方法を決定する。

ボーリングの穿孔角度は被圧地下水を排除する目的で行う場合を除き、一般に仰角 $5\sim10^\circ$ で施工する。掘進中、孔曲りで伏角にならないよう注意する。

一般に孔径は $66\sim100\text{ mm}$ が多く、掘削終了後、滞水箇所（滞水層）に円形またはスリットのストレーナをつけた硬質塩化ビニール管かガスを保孔

管兼集排水管として挿入する。ストレーナの目詰まりを防ぐためストレーナ部分にポリエチレンの網状管を二重管状につけることもある。一般には滞水層区間内のみストレーナ加工を行うが、透水性の悪い地盤から集水を行う場合は、保孔管全長にわたってストレーナをつける場合もある。ストレーナの大きさおよび配置を決める際は、目詰まりを起こさないよう配慮する必要がある。大きい穴をあければ目詰まりしにくいかわりに、管周辺の土砂の流出によって崩壊に至る危険があり、孔径を小さくすれば、目詰まりを起こしやすくなる。これを防ぐため細いスリットをあける方法等が一部で試みられている。

なお、円孔のストレーナの直径は 5 mm 程度である。保孔管の継手はソケット継ぎ手または突合せ継手とし、継ぎ手の長さは内径の 1.5 倍程度を標準とする。

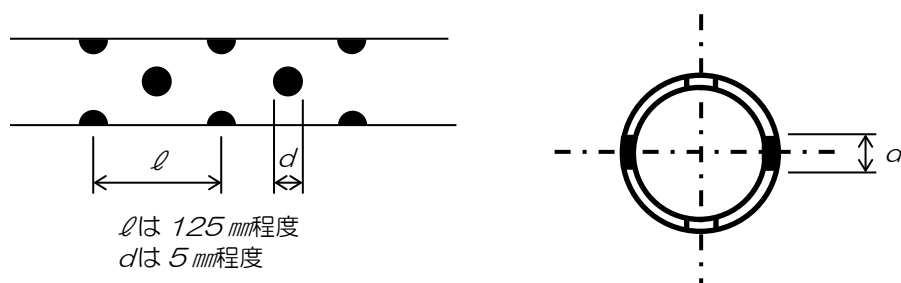


図4. 3-16 保孔管ストレーナの例

排水口には必ず保護工を施工し、前面に擁壁工を築造する場合は擁壁背面に漏水しないよう擁壁前面まで排水パイプを延長し、既設水路に排水する。また擁壁背面浸透水の排除対策も十分配慮しなければならない。ボーリング孔からの排水が飛び散って孔口が崩壊する恐れがある場合には、孔管の先端にエルボ（曲管）を使用し、必要ならば蛇かご等ののり面保護工を施工するかまたは導水パイプを布設する。（図4. 3-17、図4. 3-18、図4. 3-19 参照）

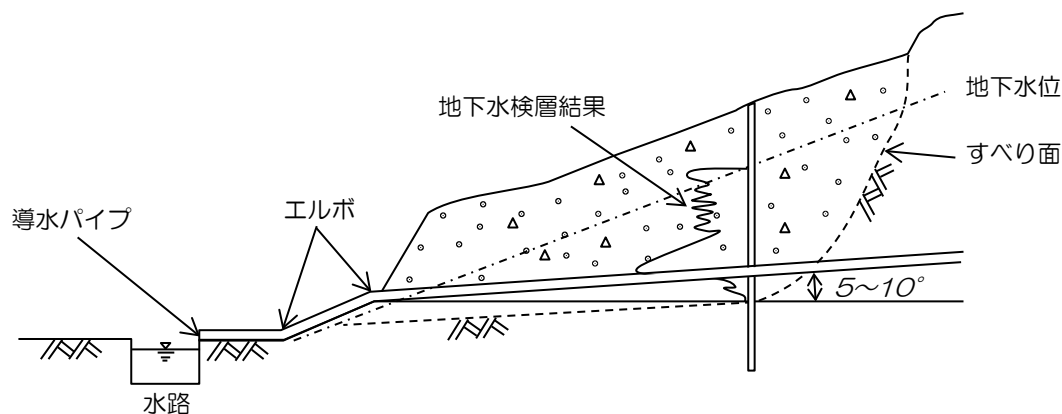


図4. 3-17 横ボーリング工の事例（断面図）

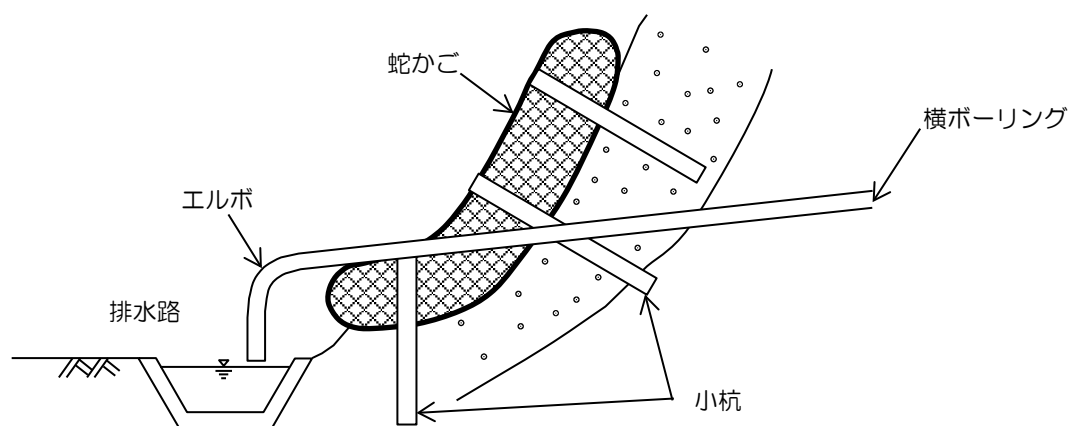


図4. 3-18 横ボーリング工の孔口保護（１）

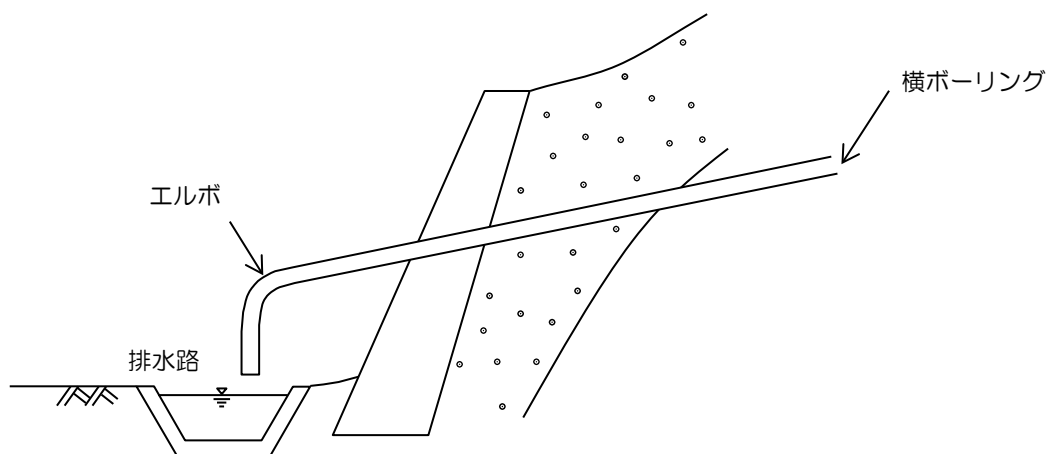


図4. 3-19 横ボーリング工の孔口保護（２）

横ボーリング工の施工は排水路工を実施した後に行うことを原則とする。排水路工実施前に横ボーリング工を施工する場合には、仮排水路工を施工しておかなければならない。また、施工中は工事用水の処理に十分配慮するものとする。ボーリング施工中は地質状況および湧水状況に十分注意し、施工後は排水量の測定を行うことが望ましい。

1.3.3 その他の地下水排除工

湧水があるのり面では蛇かごをのり尻に敷き並べて排水とのり面の崩壊防止を兼用する場合もある。

また、大規模な地すべり等では暗渠工や横ボーリング工のほかに、遮水壁工、集水井工、排水トンネル工などが用いられるが、一般的な急傾斜地崩壊対策工事で用いられることはほとんどない。

1.4 他の工種との関連および維持管理

1.4.1 施工時の排水（仮排水路工）

工事の準備排水や切土施工時の仮排水は、安全に工事を進めるために欠かすことのできないものである。仮排水を適切に行わないと工事中にのり面崩壊を誘発したり、材料の置き換えなどが必要になったりして、事業進捗に影響を及ぼすことがある。したがって、施工計画を立案する際には、準備排水や施工時の排水計画を十分検討しなければならない。

解説

（１）準備排水

工事区域外の水が工事区域内に入らないよう区域内の水と併せて素掘りの溝、暗渠などで区域外に排水しなければならない。この際排水の末端が民有地などへ害を及ぼさないよう注意しなければならない。

準備排水工の施工はできるだけ早い時期に行うべきで、のり肩排水路などは切土工事に先駆けて行うことが望ましい。

（２）切土施工時の排水

切土のり面は気象条件によって種々に被害を受けるが、最も多いのは雨水の流下による侵食であり、集排水が十分であればのり面損傷防止に役立つ。したがってのり面の集排水路やのり面の保護はなるべく早めにのり面の仕上げを追いかけて施工する必要がある。

切土部に流入する表面水を遮断するため伐開除根の際、周囲に適当な素掘りの溝などを設け、掘削したところに湛水しないようにし、工程の進捗とともにこの素掘りの溝を移動させる。また、切土施工中は湧水の有無、その状態に注意し速やかに対応するとともに、必要に応じて降雨時にはビニールシートやキャンバスなどによる被覆や仮排水路の設置などの手段を講じる。

1.4.2 構造物の裏込め部の排水

急傾斜地崩壊防止施設の機能を十分発揮させるためには区域内に流入する地表水・地下水の処理が重要である。一般的に用いられる水抜き孔は、耐水材料を用い、 3° （ 5% ）程度の傾斜をつけて設置する。詳細は各工種の節で述べるが、主な工種の排水に関する留意点を以下に示す。

解説

(1) のり砕工における排水の留意点

中詰めが張芝等で斜面湧水がある場合、事前に十分な排水処理をしておかないと降雨時に水が噴き出すなどして斜面が洗掘され、のり砕梁にも影響が及ぶことがある。このような箇所においては図4. 3-20 に示す湧水対策を検討する。水抜き孔は、硬質塩化ビニール管 (VPΦ50) を $3m^2$ に1箇所以上設けることを標準とし、湧水の多いところではこれより密に配置する。

なお、のり砕内の排水処理（水切り方式、パイプ方式）については本章5.2.2 を参照のこと。

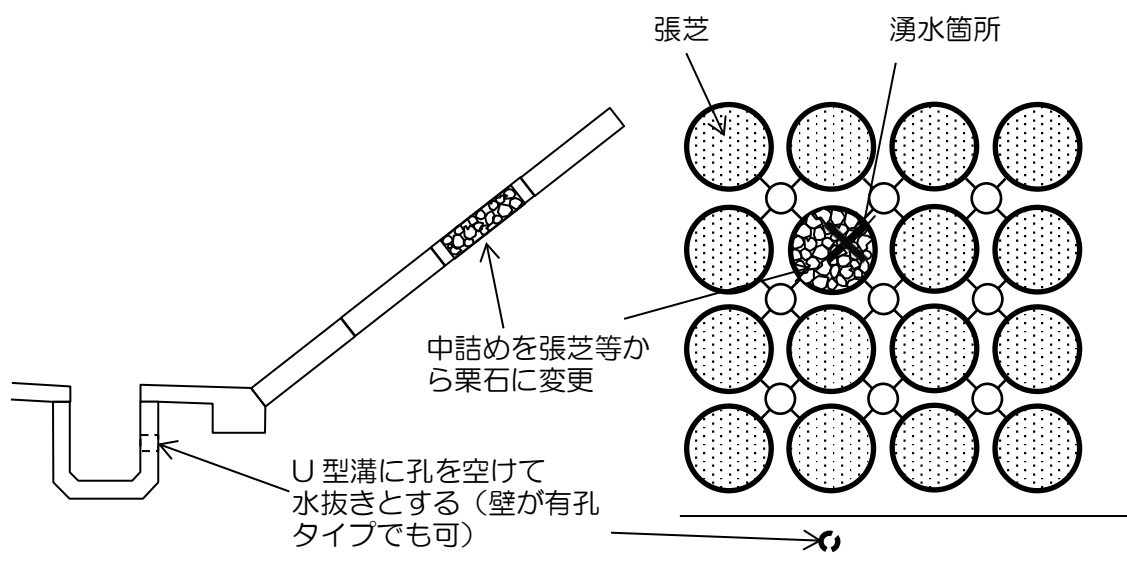


図4. 3-20 のり砕工における湧水対策の例

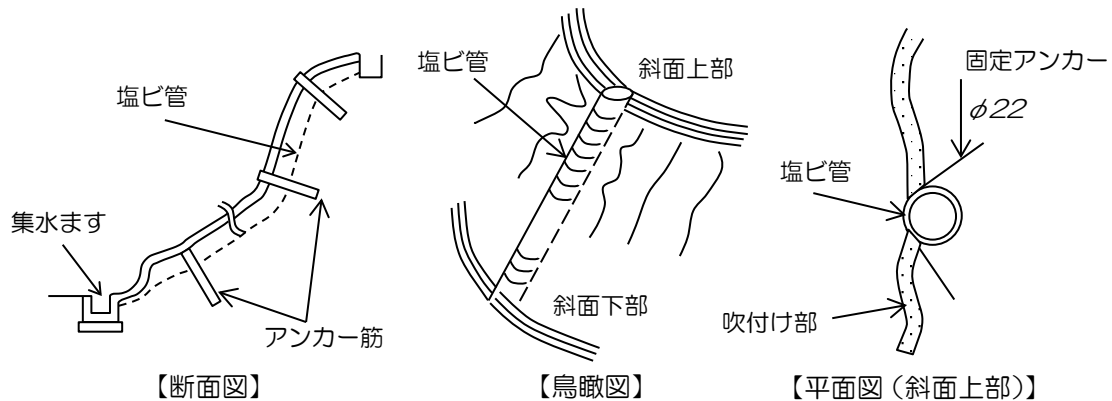
(2) コンクリートまたはモルタル吹付工における排水の留意点

吹付工を施工する上部斜面から流入してくる地下水がしばしば斜面崩壊の原因となることがある。こうした斜面では、地形・地質、過去の崩壊状況、湧水状況等の調査からも、そしてまた施工途中の表土層の取り除き時においても地下水の存在が予測されることがある。このようなケースでは、斜面上部に有孔管を暗渠として設置して排水するのが有効である。また、地表水の吹付部への流入を防止するために斜面上部にのり肩水路を設置する。（図4. 3-21 参照）

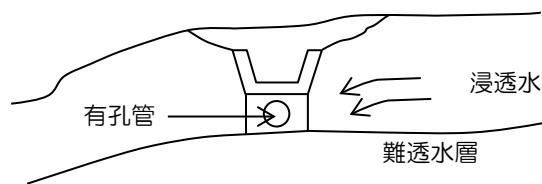
斜面に湧水があるような箇所では気象作用（凍結による膨張、水圧の増加）も受けて吹付部が脆弱化し吹付モルタルやコンクリートが剥離脱落するので、集水マット等を入れて排水処理しなければならない。水抜き孔は

硬質塩化ビニール管（VPΦ50）とし、 $3m^2$ に1箇所以上の割合で設けることを標準とする。

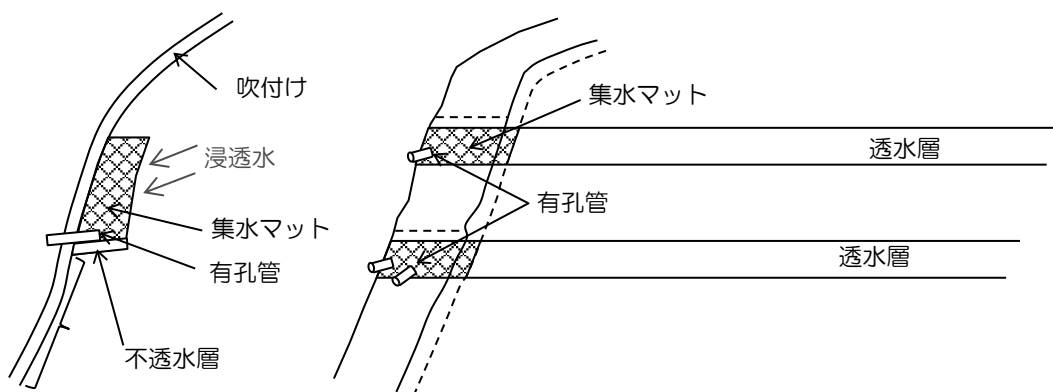
吹付斜面は地形的変化も大きく、しかも長大になると縦水路の施工も困難となるが、斜面地山に埋め込む形で設けるものとする（図4. 3-21（a）参照）。縦水路が長大で直線的に下部まで埋め込むのが困難あるいは不適当な場合は小段を利用して2，3段落としとする。



(a) 縦排水



(b) のり肩排水



(c) 湧水の処理

図4. 3-21 コンクリートまたはモルタル吹付工における排水

(3) コンクリート擁壁における排水の留意点

擁壁の裏には排水層として図4. 3-22 のように切込碎石等を壁に沿って設ける。この排水層で集水した水は水抜き孔で擁壁前面に排除する。水

抜き孔は一般に擁壁背面の排水層下端に硬質塩化ビニール管（VPΦ100）を $3m^2$ に 1 箇所以上の割合で設置する。なお、排水層の詳細は本章 6.12 項参照のこと。

（４）石積擁壁およびコンクリートブロック擁壁における排水の留意点

石積擁壁およびコンクリートブロック擁壁の背面の水は必ず擁壁表面に排除し、排水不良のため擁壁が破損することのないようにしなければならない。

水抜き孔は標準として硬質塩化ビニール管（VPΦ50）とし、 $3m^2$ に 1 箇所以上の割合で設置する。

（５）待受式擁壁における排水の留意点

待受式擁壁は降雨時にはそのポケット内に背後斜面からの流水がとどまり斜面内部や擁壁基礎に悪影響を与えるので、速やかに近くの水路に排除させなければならない。

水抜き孔は標準として硬質塩化ビニール管（VPΦ100）とし、 $3m^2$ に 1 箇所以上の割合で設置する。なお、湧水・浸透水の多い場合は $3m^2$ に 1 箇所に拘らず、必要な数量を設置する。

擁壁の縦排水は壁内部に切り込んで設け、プレート板で蓋をする。

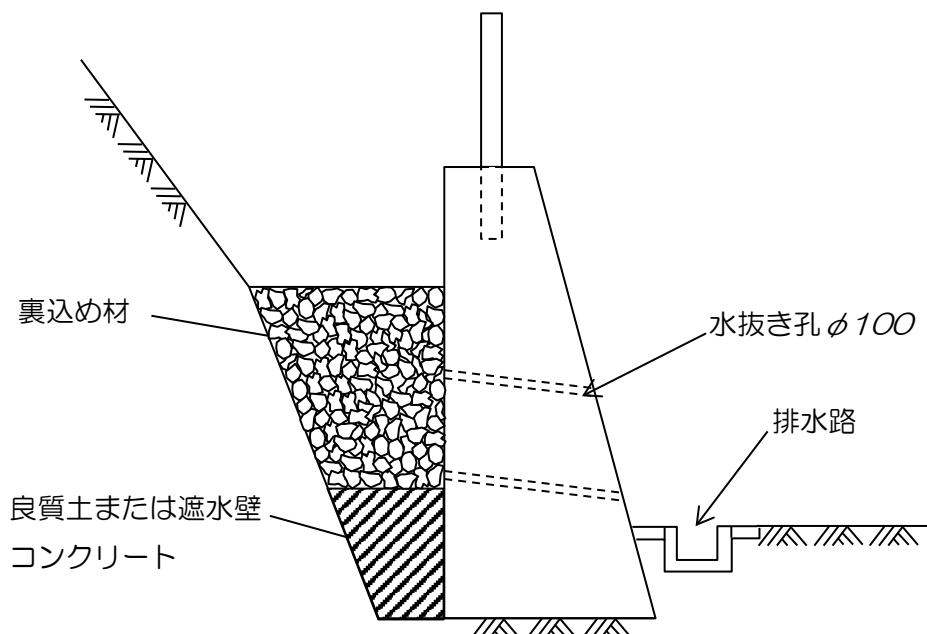


図4. 3-22 コンクリート擁壁における排水例

第2節 切土工

2.1 目的および一般的留意事項

2.1.1 目的

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

解説

切土工は急傾斜地崩壊防止工事の中で最も基本的で重要な工法である。斜面を構成している不安定な土・岩塊を切り取ってしまうこと、あるいは斜面を安定な勾配まで切る取るとは、崩壊を防止する上で最も確実な工法といえる。

2.1.2 一般的留意事項

切土を施工した斜面の表面で再び侵食、落石、崩壊が発生しないよう現場の状況をよく考慮して、裸地状態で放置することなく、表面の侵食防止、風化防止を目的としたのり面保護工を施工する。のり面保護工として用いる工法には植生工、コンクリート張工、コンクリートブロック張工、石張工、のり枠工、モルタル吹付工、コンクリート吹付工などがある。

また、用地上の制約などから切土工のみで安定を確保することが困難な場合があるが、このような場合は安定度を確保するために切土工と他の抑止工（グラウンドアンカー工や地山補強土工など）との併用工法を採用する。

2.2 切土工における安定検討

自然斜面は不均一な地質で成り立っているため、計算のみによって安定の検討を行うことは困難である。したがって、安全率の計算がそのまま安定の検討であると考えすることは早計であり、安定計算はあくまでもその検討の一手段として取り扱っていくべきものである。

ただし、次のような条件が満たされる場合には、安定計算による安定の検討が比較的有効である。

- ① 地質調査により斜面を構成する地質・土質が比較的均質で、単純な地質構造を呈していることが判明した場合
- ② 土質試験（室内試験，原位置試験）が可能な場合
- ③ 調査，および過去の実績等からすべり面の位置，形状が判別できる場合

解説

急傾斜地崩壊防止工事の対象となる斜面は、勾配が急で人家が上下部に密集しているなど、作業条件が極めて悪い箇所が多い。したがって、切土工を採用する箇所では、施工にあたって細心の注意を要するほか、人力施工をせざるを得ないなど制約を受けることも多い。また、切土工施工中に崩壊が発生し、工法の変更を余儀なくされる場合もあり、切土工を計画するにあたっては作業の安全のみならず周囲の人家への被害の防止などについても十分検討しておく必要がある。

こうしたことから、切土のための安定検討は、周辺の斜面での切土の施工例や周辺斜面の崩壊実態および安定計算結果を総合的に検討し、最終的に過去の経験・資料を勘案して判断する必要がある。

急傾斜地崩壊防止工事の調査・計画・設計の段階では十分徹底した調査成果が得にくいという理由もあって、一般には施工して初めて土質・地質・地下水の状況が明らかになるケースも少なくない。それらが当初の想定とは大きく異なった場合、必要に応じて調査を追加し、設計を変更するなどして現地に即した施工に努めることが望ましい。

2.3 切土のり面勾配

切土のり面の設計においては、調査結果で解説①～⑦に該当しないことを確認した斜面は表4. 3-5 を参考に切土高および切土後のり面勾配を決定する。

調査の結果、切土高および切土後のり面勾配で安定が確保できないと判断された場合や地形上標準のり面勾配での切土が困難な場合には、勾配の変更や適切なり面保護工を設計する。ただし、施工中の切土のり面勾配（床掘勾配）については労働安全衛生規則に準拠する。

表4. 3-5 切土に対する標準のり面勾配

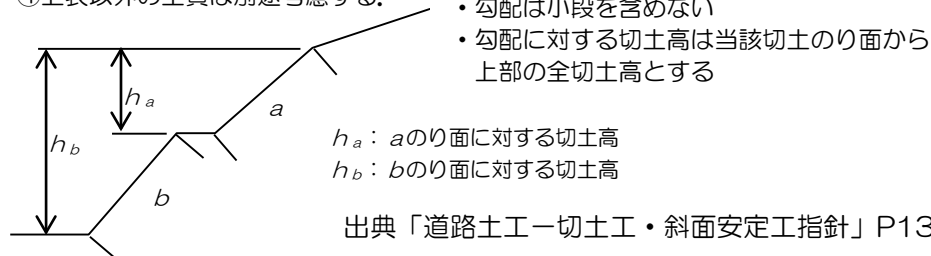
地山の土質		切土高	勾配	標準値
硬岩	弾性波速度 2,000m/s以上		1:0.3~1:0.8	硬 岩 1:0.3
	一軸圧縮強度 25MN/m ² 以上			中硬岩 1:0.5
軟岩	弾性波速度 700~2800m/s		1:0.5~1:1.2	軟 岩 1:0.5~1:0.7
	一軸圧縮強度 25MN/m ² 未満			風化岩 1:0.7~1:1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1:1.5~	1:1.8
砂質土	密実なもの (<i>N</i> 値 30以上)	5m以下	1:0.8~1:1.0	1:1.0
		5~10m	1:1.0~1:1.2	
	密実でないもの (<i>N</i> 値 30未満)	5m以下	1:1.0~1:1.2	1:1.2
		5~10m	1:1.2~1:1.5	
砂利または岩塊 混じり砂質土	密実なもの、または粒度分布のよいもの	10m以下	1:0.8~1:1.0	1:1.0
		10~15m	1:1.0~1:1.2	
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10m以下	1:1.0~1:1.2	1:1.2
		10~15m	1:1.2~1:1.5	
粘性土		10m以下	1:0.8~1:1.2	1:1.2
岩塊または玉石 混じりの粘性土		5m以下	1:1.0~1:1.2	1:1.2
		5~10m	1:1.2~1:1.5	

注①上表の標準勾配は地盤条件、切土条件により適用できない場合があるので解説を参照すること。

②土質構成などにより単一勾配としない時の切土高および勾配の考え方は下図のようにする。

③シルトは粘性土を適用する。

④上表以外の土質は別途考慮する。



出典「道路土工一切土工・斜面安定工指針」P136 に一部加筆

解説

表4. 3-5 は一般的な土質・地質に対する標準値を示したものであり，以下の斜面については特に注意して安定度の検討を行い，のり勾配を決定する。切土のり面勾配の決定にあたって注意を要する斜面は以下のとおりである。

- ① 崩積土，強風化帯，旧地すべり地，崩壊跡地などの崩壊を生じやすい斜面
- ② シラス，マサ土などの侵食に弱い土砂からなる斜面
- ③ 膨張性岩，新第三紀泥岩，蛇紋岩および風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面
- ④ 破碎帯，亀裂の多い岩からなる斜面
- ⑤ 流れ盤の斜面
- ⑥ 地下水が多い斜面
- ⑦ 積雪地，寒冷地の斜面

上記のような「崩壊性要因を持つ地質のり面」については，「崩壊性要因を持つ地質のり勾配の安定検討に参考となる資料」（新・斜面崩壊防止工事の設計と実例・参考編）を参照のこと。

2.3.1 崩積土，強風化帯，旧地すべり地，崩壊跡地等の崩壊を生じやすい斜面

崖錐，風化斜面，火山泥流，その他旧崩壊地などでは固結度の低い崩積土等が堆積し，自然斜面の傾斜が地山の限界安定傾斜角を示していることがある。このような箇所では図のような崩壊が発生することがあり，すべり面の位置やそのせん断強度等の計算条件の検討を十分に行った上で安定計算をもとに切土勾配を求めることができる。

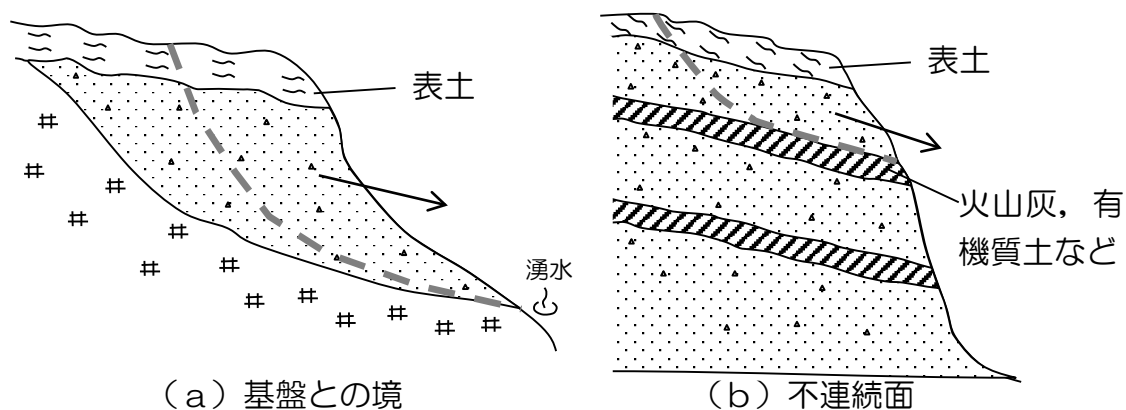


図4. 3-23 崩積土の崩壊模式図

解説

これらの斜面の安定を左右する主な要因は次の項目である。

- ① 切土前の地下水位より深く切土するか否か
- ② マトリックス（礫間充填物）の固結度、粒度
- ③ 基盤線がのり面と同じ方向に傾斜しているか否か（流れ盤か否か）
- ④ 崩壊の履歴があるか

このため、地下水位および N 値（ボーリング調査）、粒度分布および組成（土質試験）、基盤線の形状（ボーリング、弾性波探査、地表踏査等）などを的確に把握しておくことが望ましい。

2.3.2 シラス、マサ土などの侵食に弱い土砂からなる斜面

風化花崗岩（マサ土）、砂質火山灰層（シラス）、第四紀洪積世の砂質土（山砂）等で代表される固結度の低い砂質土は、表面水による侵食に弱く、図のような崩壊が生じることが多い。このような土砂を切土する場合、マサ土を除けば、従来はのり面勾配を急にすることで対処することが多かった。しかし、垂直なのり面は侵食を受けにくい、逆に引張破壊を起こして崩壊する危険性が高くなり、かつ植生等による表面保護が困難であるので、風で砂が飛ばされたり、凍上や剥落も発生したりしやすく、また、地震にも弱い等の構造を呈している。

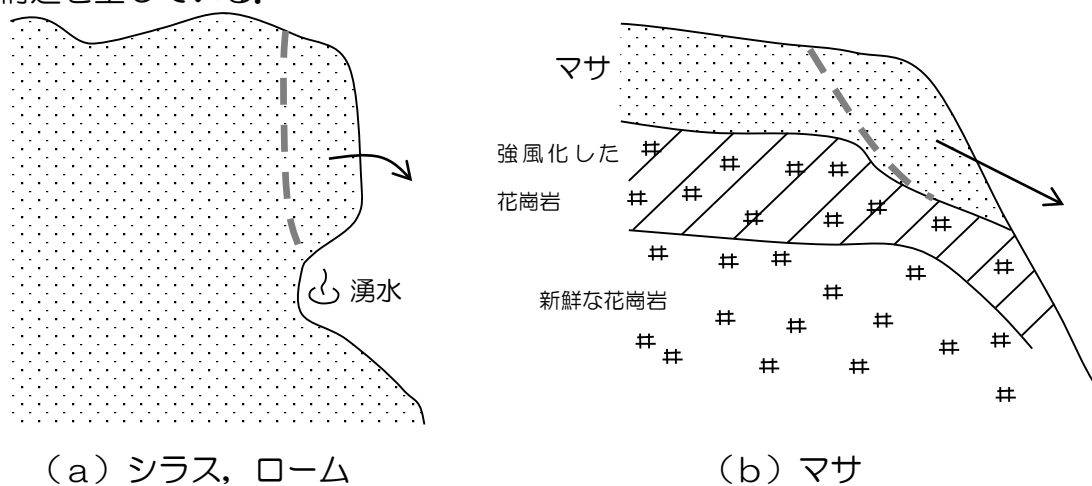


図4. 3-24 侵食に弱い土砂の崩壊模式図

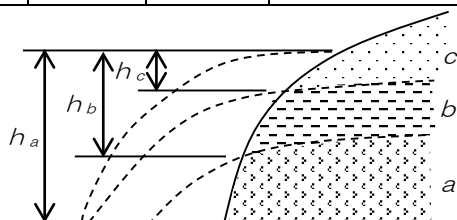
したがって、このような土質の場合、のり面勾配は固結度や粒度に応じて一般に $1:0.8 \sim 1:1.5$ 程度（小段を含まない勾配、ただし、硬質および中硬質シラスを除く）の範囲で決定する。なお、マサ土における切土のり勾配は表4. 3-6を参考に決定するものとする。

解説

表4. 3-6 に示す境界勾配値は、過去の事例を参考に最大公約数的判断に基づき求めたものであり、現場条件によって多少異なることから、調査時点からこれらのことを考慮して画一的に判断することがないように留意すること。

表4. 3-6 マサ土に対する標準のり勾配

岩盤 区分	地盤の状況					のり高と勾配 (m)					
	従来の岩 区分		風化状況		ボーリング コア状況	地 山 での 弾 性 波 速 度(P 波)	0	10	20	30	50
マサ状 風化岩	D	D _L D _H	土砂軟岩	マサ	砂状	km/s 0.4~1.1	1.0 ~ 1.2	1.2 ~ 1.5	1.5 ~ 1.8		
風化 花崗岩	C	C _L	極 軟 岩	まさに近くなった岩 で、割れ目の少ない ものおよび割れ目が 密集した岩	砂状 ~ 細片状	1.1~1.5	0.6 ~ 0.8	0.8 ~ 1.0	1.0 ~ 1.2	1.2 ~ 1.5	
弱風化 花崗岩		C _M	軟 岩	岩芯まで黄褐色に変 質した岩。節理が発 達する。	角シキ状 ~ 短棒状	1.5~2.3	0.4 ~ 0.6	0.6 ~ 0.8	0.8 ~ 1.0	1.0 ~ 1.2	1.2 ~ 1.5
未風化 花崗岩		C _H	硬 岩	大部分が新鮮な岩塊 から成り、塊状に節 理が発達する。	棒状	2.3以上	0.3 ~ 0.4	0.4 ~ 0.6		0.6 ~ 0.8	
	B										
	A										



のり高と岩区分
 岩区分 a に対するのり高: h_a
 岩区分 b に対するのり高: h_b
 岩区分 c に対するのり高: h_c

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（参考編）」P108

切土のり面勾配の検討にあたっては、事前に次のような項目について調査・検討を行っておくとよい。

- ①硬さ：ボーリング調査時の N 値、または踏査時に近隣ののり面で土壌硬度を測定する。
- ②侵食されやすさ：土質試験による粒度分布から砂、シルト分の含有量、または近隣ののり面で侵食の程度を調査する。

これらの値はのり面勾配の決定的な条件とはなり得ないが、過去の事例と合わせて総合的に決定する際の参考資料となる。

2.3.3 膨張性岩，新第三紀泥岩，蛇紋岩，風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面

新第三紀の泥岩，頁岩，固結度の低い凝灰岩，蛇紋岩などは，切土による応力開放，その後の乾燥湿潤の繰り返しや凍結融解の繰り返し作用などによって，のり面表層から次第に土砂化して図のような崩壊が発生することが多い。

このような斜面では，たとえ掘削時点では硬く安定した法面でも，切土後，時間の経過とともに土砂化しやすい。このため，設計時点から次の点に注意が必要である。

- ① 雨水が流れ込まないよう処置をする。
- ② 風化をできるだけ抑制するための保護工を行う。

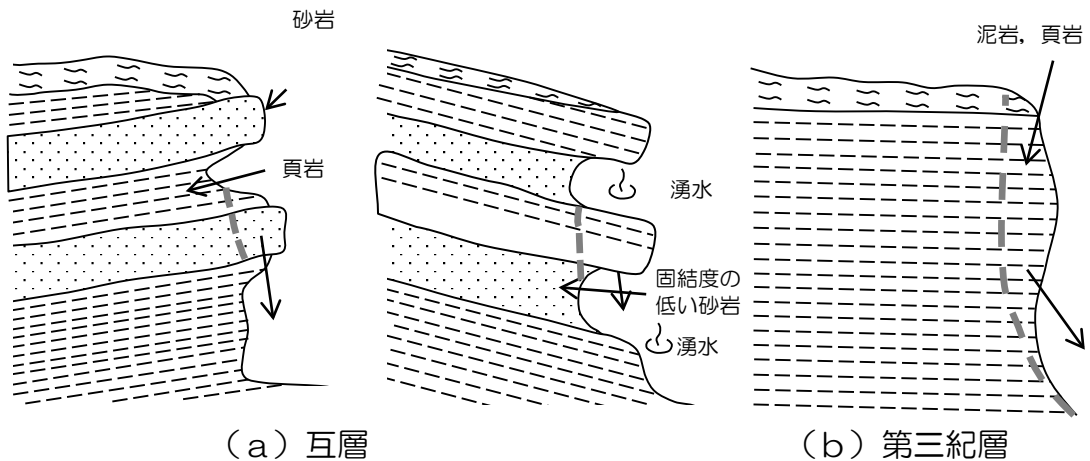


図4. 3-25 風化に対する耐久性が弱い岩の崩壊模式図

解説

例を挙げると，新第三紀の泥岩の場合，岩の状態の良いものは小段を含まないで勾配で $1:0.8 \sim 1:1.0$ ，比較的悪いもので $1:1.2$ の勾配が多い。蛇紋岩の場合，条件の良いものと悪いものとに差があるため $10m$ 以上ののり面では $1:0.5 \sim 1:1.2$ の間の広い範囲でのり勾配が採用されている。しかし，切土中に何らかの変状を起こしたものは，結果的に $1:1.5 \sim 2.0$ となっているものが多い。

2.3.4 破碎帯，亀裂の多い岩からなる斜面

断層破碎帯や風化を受けた岩盤地帯では，地山に多くの亀裂や弱線が発達している。この傾向は中・古生代の堆積岩や古い火成岩等，長期間地殻変動

を受けた岩盤地帯に特に顕著にみられる。

このような地山を切土すると、のり面は亀裂や弱線に沿って崩壊を起こすことが多い（図4. 3-26 参照）。

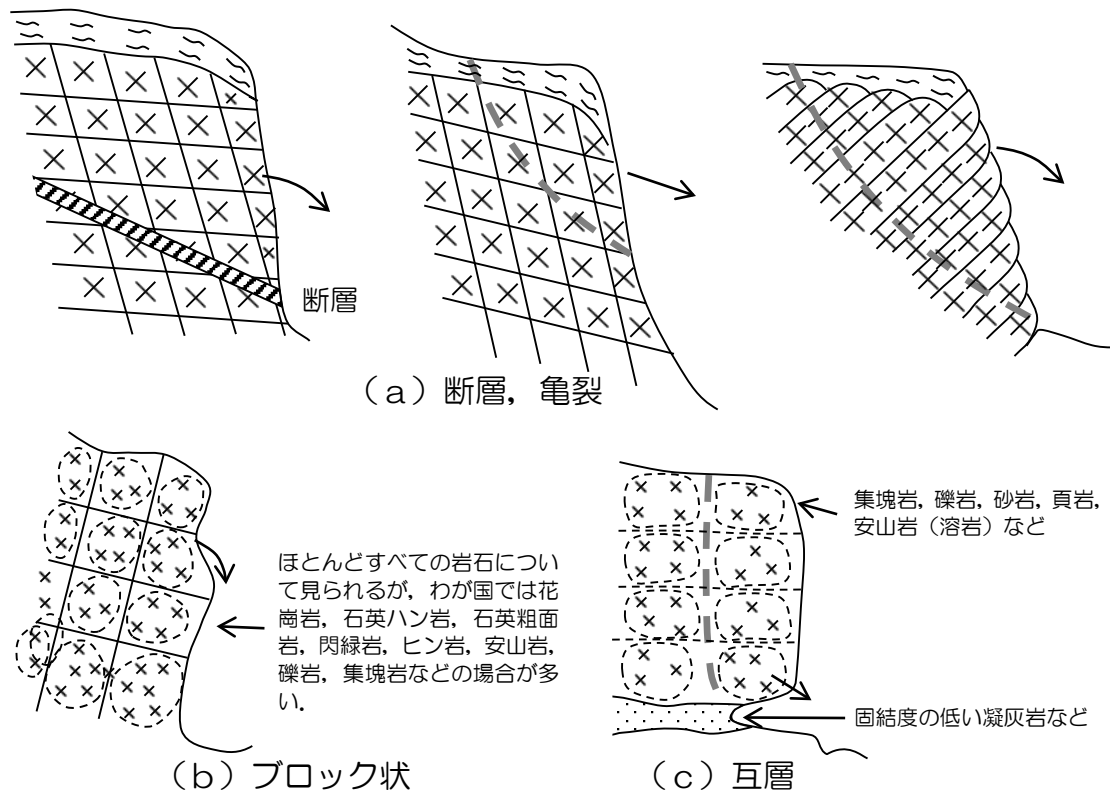


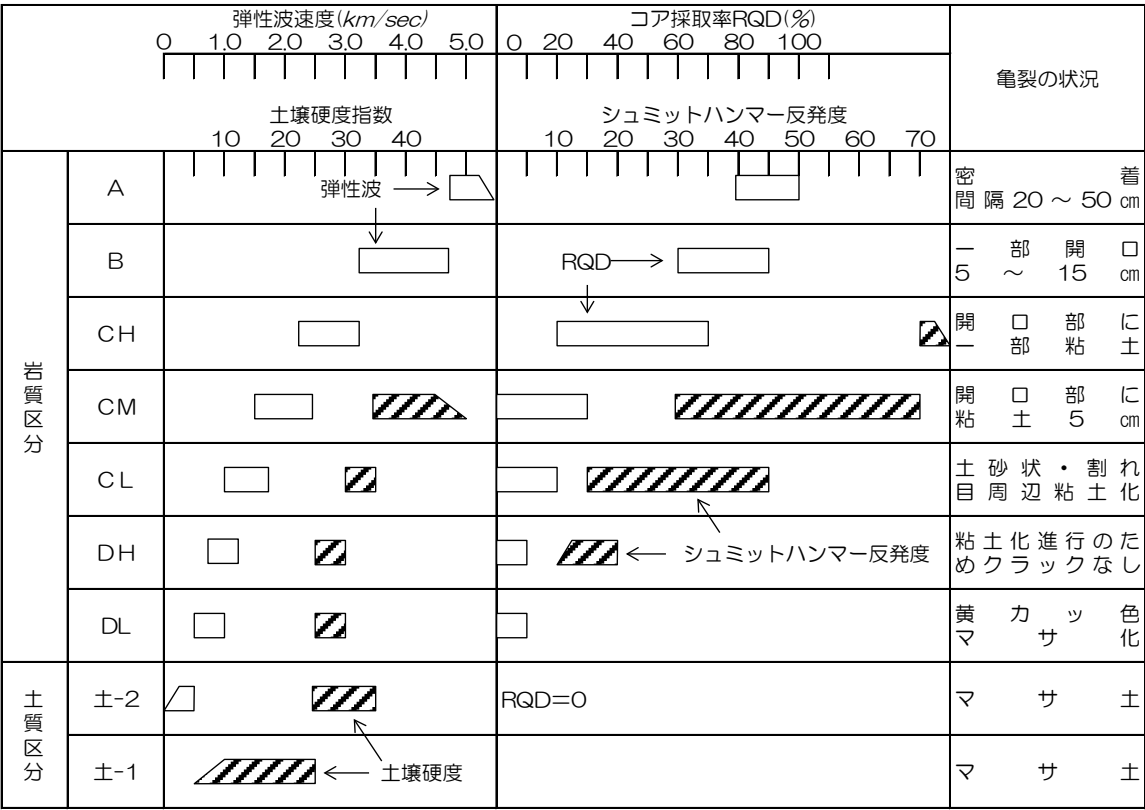
図4. 3-26 破碎帯, 亀裂の多い岩の崩壊模式図

亀裂等が発達しているか否かを客観的に評価する方法としては、次のようなものが考えられる。

- ① *RQD (Rock Quality Designation)* : これはボーリングにおける一種のコア採取率(掘進長 1m あたりの長さ 10 cm 以上のコアを採取総延長と掘進総延長の比 (%)) である。亀裂が多ければ当然コア採取率は低くなる。しかし、掘進機械および技術者の技能などにより誤差が生じることがあるので、判定に際しては注意を要する。
- ② 亀裂の平均間隔 : 亀裂が多ければ亀裂間隔は小さくなる。しかし、測定頻度、測定位置の違いなど調査技術者の個人差が出る要素を多分に残している。
- ③ 弾性波探査による地山の伝播速度 (*P*波速度) : 弾性波速度は地山を構成している岩自体の硬さと亀裂の発達の程度等によって左右される。特に中・古生層や火成岩類のようにもともと固い岩の場合は、亀裂の多少が弾性波速度を大きく左右する。

解説

弾性波速度、*RQD*、亀裂の状況による岩質区分の例を以下に示す。



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P143

図4. 3-27 弾性波速度、*RQD*、露頭観察による岩質区分（花崗岩）

2.3.5 流れ盤の斜面

堆積岩に発達した層理，片岩・片麻岩に発達した片理，火成岩に発達した柱状・板状節理など，一定方向に規則性を持った亀裂が発達している場合で，この亀裂の傾斜の方向とのり面の傾斜の方向が同じ場合は，のり面に対して流れ盤の関係になり，図4. 3-28のような崩壊が起こることがある。

流れ盤か否かの判定は，現地調査によって亀裂の走向・傾斜を詳細に測定して，それらとのり面の走向（のり尻の方向と考えてよい）との関係から判定する。

道路の切土のり面の実態調査では，流れ盤の場合，一般に直高 10m 以上ののり面では 1 : 0.8 未満の急な勾配を採用しない方がよいとの結果が報告されている。

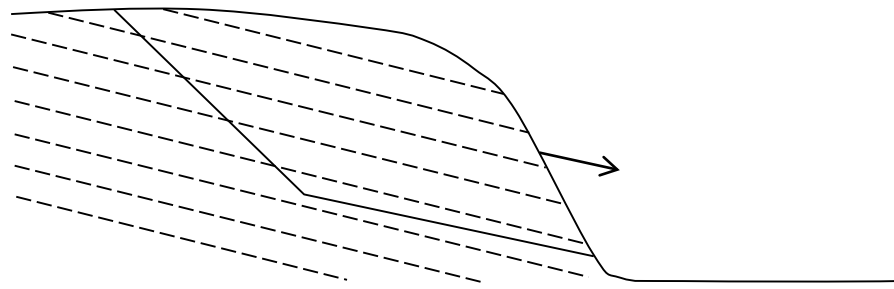


図4. 3-28 流れ盤斜面の崩壊模式図

2.3.6 地下水が多い斜面

のり面の崩壊の大部分には、直接、間接に地下水が影響していることは言うまでもない（図4. 3-29）。したがって、地質条件を問わず湧水が多い地点や地下水位の高い地点を切土する場合、そののり面は不安定な要素を持っており、のり勾配もそれだけ緩くする必要がある。しかし、地下水の多少を評価する手法が定まっておらず、評価できたとしてものり勾配に結びつける資料がない。そのようなことから地下水については、現在のところ安定計算の間隙水圧（地下水位から推定）として考慮する程度にとどめられている。このような地下水の多い地域の切土は、のり勾配の検討以上に排水工の検討を優先的に考える必要がある。

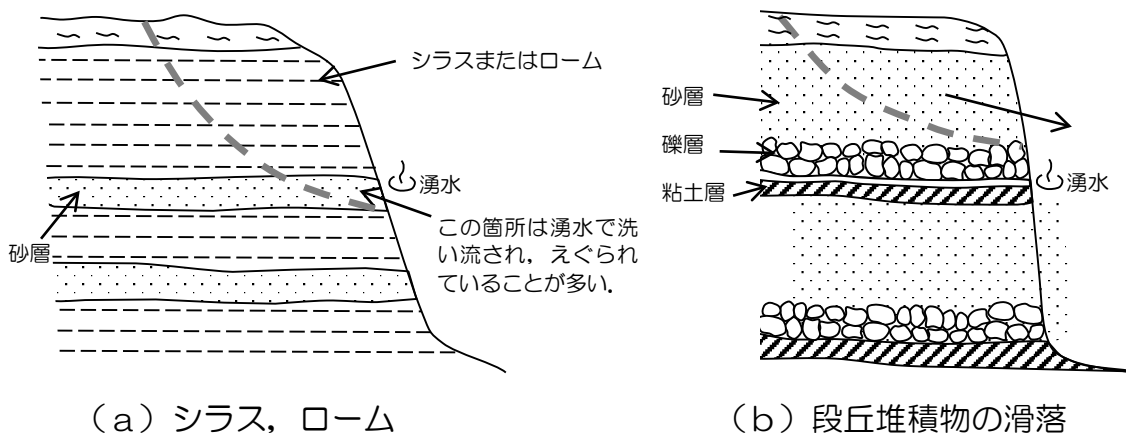


図4. 3-29 地下水が多い斜面での崩壊模式図

2.3.7 積雪・寒冷地の斜面

豪雪地帯の斜面では、融雪時の雪崩と融雪水による崩壊が、また寒冷地では凍結・融解による表層剥離や落石が懸念される。

(1) 雪崩

一般に雪崩の発生しやすい斜面勾配は $1:1.0$ 前後といわれている。しかし、雪崩対策のためのり勾配を緩くすることは、特殊な場合を除いてほとんど行われていない。

(2) 融雪時の崩壊

融雪時における表面水の流量は豪雨時のそれに劣らない。しかもこの場合、地山はほぼ飽和していることが多く、特に飽和すると強度が低下するシルト分の多い土砂（崩積土、火山泥流、火山灰土、山砂など）における切土のり勾配は一般の標準より緩くなる。このような場合、地下水排除工を十分検討しておくとともに、排水機能を有する擁壁工等、他の施設との併用を検討する。

(3) 凍結・融解による表層剥離、落石

凍結・融解によっておこる表層剥離や落石のためにのり勾配を緩くすることは一般に少なく、のり面保護工等で対処する。

2.3.8 切土のり面の安定

切土のり面の設計のための安定計算は、地すべり地や崩壊跡地等における切土を除いて一般的に行わないが、施工中あるいは工事完了後に変状の生じたのり面の復旧対策工の設計の検討に用いることがある。この場合、対象箇所の横断図を用いて不安定箇所のすべり面を推定し、すべりに対する安定計算を行う。

解説

切土のり面において安定計算が必要な場合は、現地踏査によってすべり面をできる限り正確に把握し、本編第2章第3節の地盤定数の決定方法に基づき土質定数（ c 、 ϕ ）を求め、計画安全率 $F_{sp} \geq 1.2$ にするために必要な抑止力を求め安定計算を行う。

2.4 切土のり面の形状

2.4.1 のり面の形態

地質・土質が深さ方向、縦横方向ともに、ほぼ等しい場合には単一勾配を採用する。地質・土質が異なっても、最も緩い勾配を必要とする土質に合わせれば単一勾配としてもよい。

一般的に地山は深くなるほど硬くなるため、のり勾配はそれに応じて急にすることも可能である。このような場合は、のり勾配を土質および岩質により変化させることとなるが、勾配変化点には小段を設けるのが一般的である。また、土と岩との境界にも小段を設けるものとし、必要に応じて土層中に排水工を設ける。

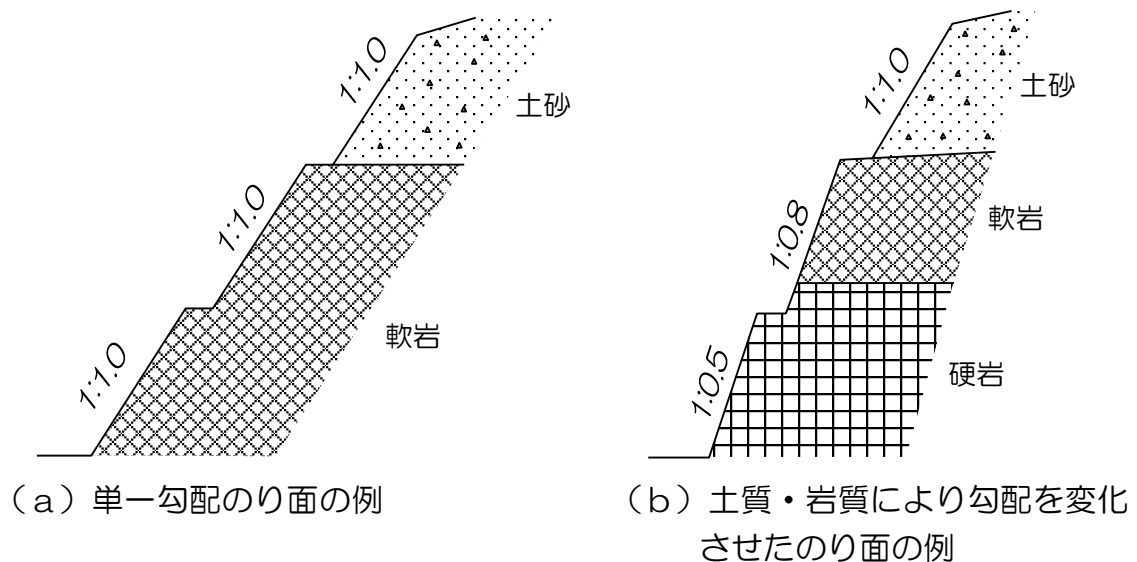


図4. 3-30 地山状態とのり面形状の説明図

解説

上記のことは切土工のみの場合であって、他の崩壊防止工法と併用する場合は防止工の種類、組み合わせ、施工性により決まることが多い。例えば、現場打コンクリート砕工の場合は、現場打コンクリート砕工の範囲は単一勾配ののり面とし、その上部の勾配を緩くしてプレキャスト砕工と砕内を植生工にするような工法を採用することがある。

2.4.2 のり面のラウンディングおよび小段

(1) のり肩処理

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

切土のり肩には原則として適当な余裕幅をとって、切土のり面の保護のため緩衝地に充てる。一般にはこの位置に排水路を設け後背地からの地表水进行处理したり、フェンス等の防護柵を設置したりしている。

また、切土のり肩部にある立木も有害な場合、伐採する必要がある。

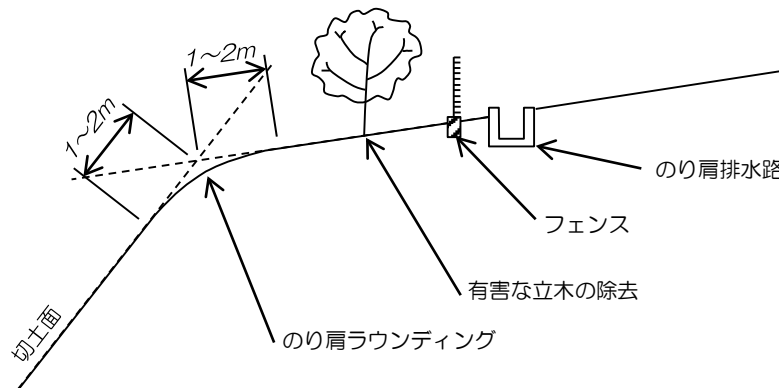


図4. 3-31 のり肩部処理

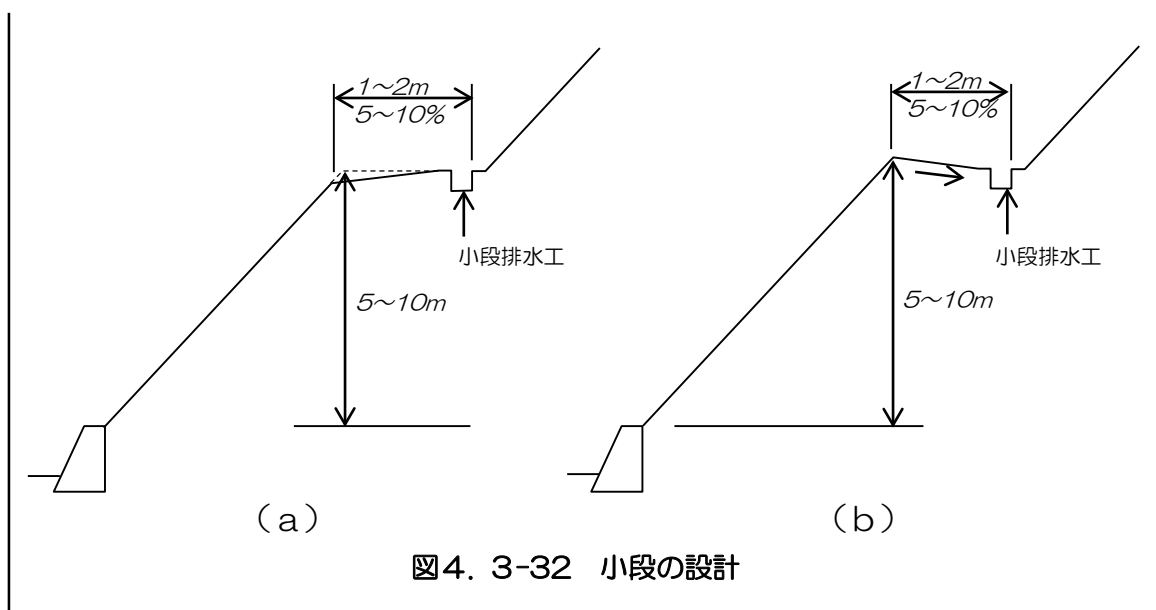
(2) ラウンディング

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馴染みをよくするためラウンディングを行い、小段にも必要に応じてラウンディングを考慮の上、のり面保護工を施工する。

(3) 小段

小段は以下のとおりとする。

- ① 小段はのり高、地質の変化を考慮し設置するものとするが、標準として直高 5~10m 間隔（標準値 7m）とする。
- ② 小段の幅は 1~2m とする。ただし、管理用通路等として使用する場合は、必要に応じて拡幅する。
- ③ 小段には原則としてのり面保護工（コンクリート張工）を施工する。
- ④ 小段上の横排水路の断面は溢水することのない十分余裕のある断面、形状とする。
- ⑤ のり面保護工を施工の上、小段の横断勾配は図4. 3-32（a）を標準とする。



解説

(1) ラウンディング

ラウンディングは図4. 3-33 (a) のようにのり面上部から外周縁部にかけて土砂（表土）が比較的厚く存在する場合，最上段のり肩のみでなく，図4. 3-33(b)のようにのり肩部を巻き込むように行うことが望ましい。

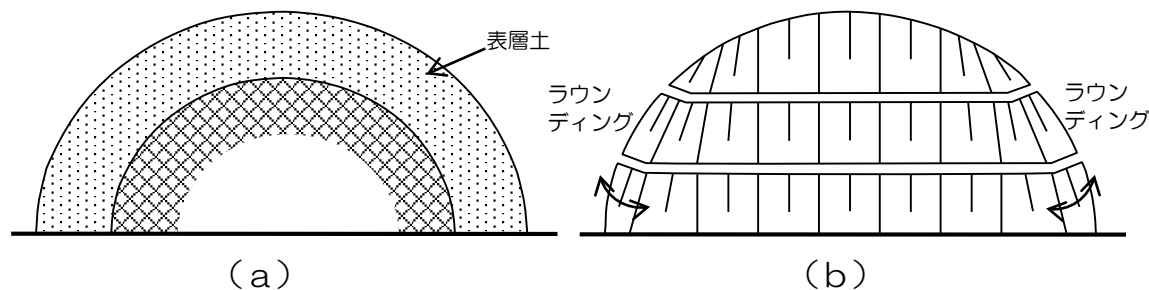


図4. 3-33 縦断方向のラウンディング図

(2) 小段

小段の横断勾配は一般に図4. 3-32 (b) の方向につけるのが一般的であるが，この場合は小段から水が全く浸透しないか，あるいは小段から多少水が浸透してもり面の安全に重大な影響がないと判断できることが必要である。

水の浸透によるのり面の安全性への影響度は判断しかねることや，図4. 3-32 (b) では小段排水工が落葉等により閉塞した場合，小段に長期間水が滞留するおそれがある。このため本手引きでは，のり面保護工の施工を条件に図4. 3-32 (a) を標準とする。

2.5 切土のり面におけるのり面保護工の選定フロー

切土のり面においてのり面保護工の必要性は図4. 3-34 に示すフローにより判断する。

解説

フローにおいて「無処理」以外は本章の各節の各工法を参照のこと。

なお、このフローの中で個々判断を下す際の基準は、下記の事項を参考にすること。

- 注① 地山の土質に応じた安定勾配としては、2.3 項に示した地山の土質に対する標準のり勾配を目安とする。また安定勾配が確保できない場合の対策として、可能な場合は切り直しを行う。
- 注② 落石の恐れの有無は「道路土工一切土工・斜面安定工指針 第10章 落石・岩盤崩壊対策」および「落石対策便覧」を参考にして判断する。
- 注③ 地山の分類は「道路土工要綱―共通編 1-4 地盤調査(9) 岩および土砂の分類」に従う。
- 注④ 新第三紀の泥岩、頁岩、固結度の低い凝灰岩、蛇紋岩等は切土による除荷・応力解放、その後の乾燥湿潤や凍結融解の繰り返し作用等によって風化しやすい。
- 注⑤ 風化が進んでも崩壊が生じない勾配としては、密実でない土砂の標準のり勾配の平均値程度を目安とする
- 注⑥ しらす、まさ、山砂、段丘礫層等、主として砂礫土から成る土砂は表流水による浸食に特に弱い。
- 注⑦ 自然環境への影響緩和、周辺景観との調和、目標植生の永続性等を勘案して判断する。
- 注⑧ 主として安定度の大小によって判断し、安定度が特に低い場合にかご工、井桁組擁壁工、吹付砕工、現場打ちコンクリート砕工を用いる。
- 注⑨ 構造物工により保護工が施工されたのり面において、環境・景観対策上必要な場合には緑化工を施す。
- 注⑩ ここでいう切直しとは緑化のための切直しを意味する。
- 注(共通) フロー図囲み内の工法選定に際しては、維持管理を含めたトータルコストを考慮する。

第3節 植生工

3.1 目的および一般的留意事項

3.1.1 目的

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

3.1.2 一般的留意事項

のり面・斜面などの裸地部は時間の経過とともに不安定度を増し、侵食、落石、崩壊、地すべりなどの現象に発展しやすい。

こうした裸地を安定化させるため、裸地が出現している場所の地形、地質、気象、周辺環境に十分配慮し、安定度が高く、環境保全に役立つ植生工を検討するものとする。

解説

植生工の設計に際しては以下の点に留意する。

(1) 安定性の確保

のり面・斜面は早期に確実に安定させることを第一原則とする。

のり面・斜面を不安定にする最も大きな要因は、降水、流下水、浸透水、湧水、凍上、凍結など水に関するものであるから、のり面・斜面の安定性を確保する上で排水工の検討が重要事項である。

植生工は表面侵食を早期に防止する機能を持つが、土圧を伴う崩壊への効果は小さいので、構造物を併用するなどして安定性を確保する。

(2) 地域環境との調和

のり面・斜面の安定が確保できることを前提として、できる限り周辺の生態系の保全や景観の調和に努める。特に、自然公園や保安林などのように法の規制を有する場所では、それらに沿った検討を行う。

一般的には、対象とするのり面・斜面の周辺の環境に著しい影響を与えないように検討を行うが、その目安は周辺環境に調和する植物群落の造成による安定化を目標とする。

(3) 持続性の確保

のり面工・斜面工は、永久的な安定の確保と地域環境との調和が維持でき

ることが理想であるが、のり面・斜面を構成する地質そのものの経年的変化や気象変化、あるいは適用工法、使用材料、施工方法などによって永続的に著しく相違を生じることがある。したがって、のり面・斜面の地質や気象などの条件に応じて工法、使用材料などの特性を十分検討して、最も永続性が確保できる方法を実施する。

（４）維持管理の軽減

のり面工・斜面工の中には、地質や気象条件に応じて維持管理を続ける必要が生じるものが多い。のり面・斜面は一般的に面積、形状および工種が多様なことから点検、補修などの維持管理が十分に実行されにくくなる場合が多い。また、維持管理の方法や頻度は、目標とする植物群落をどこに置くかによって異なり、維持管理に多額の経費を伴うこともあるので、できる限り維持管理の軽減方法を検討する。

例えば、近接する民家にのり面の植生が及び、伐木・除草等が必要となる場合や、樹木が繁茂してのり枠梁に影響が及ぶことが予想される場合などは、維持管理費を含めたトータルコストを勘案の上、のり面を緑化しない工法を選択するといったことが考えられる。

3.2 植生工を行うための土工計画

のり面工・斜面工は、その目的を安定化と環境保全におく以上、計画時点で将来あるべき姿（特に植物群落）の目標を立て、目標が達成しやすい土工計画を立案する。

解説

（１）土工計画の方向

対象となるのり面・斜面は、自然斜面の内部やそれに隣接する斜面であることが多いので、必要とする切土、盛土や排水施設の設置などに係わる土工計画については次の事項を留意する。

- ① できる限り自然林、原野などに影響させない。
- ② 切土、盛土をできる限り少なくする。
- ③ 排水系統を計画した上で、のり面工・斜面工を計画する。
- ④ 緑化導入の可能な場をできる限りつくる。
- ⑤ 施工域内の立木などは残す方向で検討する。

（２）勾配

対象となるのり面・斜面は、道路土工一切土工・斜面安定工指針などに示されている勾配に整形することが困難な場合が多いが、可能な限りその勾配に整形する計画とする。

緑化導入を容易にするために確保すべき勾配は $1:1.0$ より緩くすることが望ましいが、勾配 $1:0.5$ 程度までならばほぼ全面的な緑化が可能である。

また、特別な場合で、部分緑化であれば凹凸のあるのり面・斜面で平均勾配が $1:0.3$ 程度まで緑化が可能である。環境保全対策として緑化導入が必要な場合には、安定した硬岩では凹凸を付けたり、不安定な場合には、構造物を併用して安定化を図りながら緑化導入可能な場を確保することを検討する。

（３）排水施設とのり面・斜面の形

対象とするのり面・斜面では、小段などを設けて排水することが困難な場合が多く、また、のり面・斜面外からの流下水を外部へ排水することも困難な場合が多いので、のり面・斜面の内部の凹凸や地質に応じて排水路の位置や方向と断面形状を検討する。

特に、植生工を施工する場合、流下水がのり面・斜面を $10m$ 以上流下しないように排水路などを計画することが望ましい。

また、のり面・斜面の形は特に危険と判断される場合を除いて、大きな切土、盛土とならないように計画する。

(4) 施工時期

植生工は、植物の発芽生育上、播種を3月から6月に行うことが最も適している。土工終了から植生工の施工まで裸地部を長期に放置することは好ましくないため、土工の工程と播種時期の工程を継続的に行えるような施工計画を立てることが必要である。

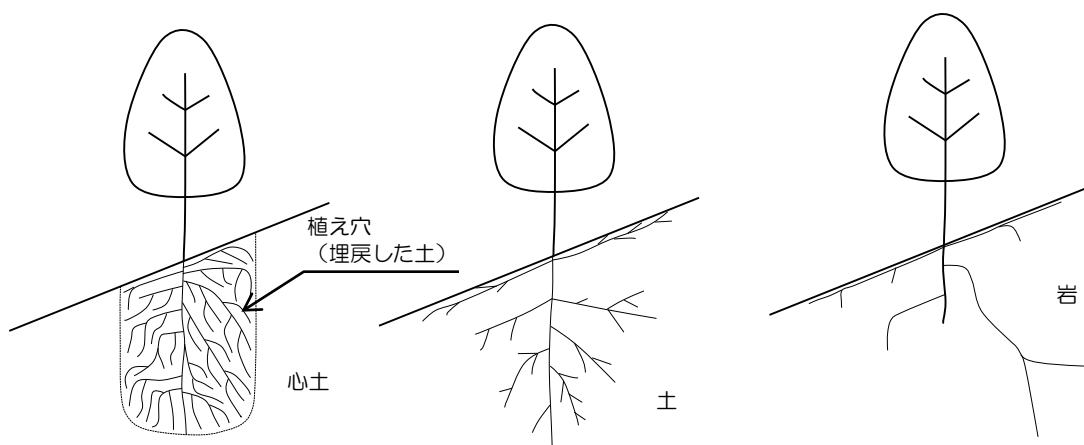
3.3 植物の性状

植物は播種したものと植えたものでは違いがあり、また、肥料が少なくても育つものがあるなど性状に違いがあるため、植生工の選定にあたっては植物の性状を十分に把握しておくこと。

解説

(1) 播種したものと植えたものの相違

一般に、切土のり面や崩壊斜面は肥料分の少ない心土であり、土壌硬度が高い場合や岩質の場合が多く、植栽木の根茎は植え穴から外に根を伸ばすことが少ない（図4. 3-35 (a) 参照）。そのため、十分な生育基盤の造成と維持管理をしなければ生育は困難である。また、安定化に対しても、根張りが少ないので地下部と地上部がアンバランスになりやすく、倒木や乾燥による立ち枯れなどが発生しやすい。また、植え穴に埋め戻した土砂はのり面・斜面の土より緩い状態となることが多いので洗掘されやすく、流下水も流入しやすく、浸透水が土の抵抗力を低下させるために崩壊が発生しやすくなる。



(a) 植えたものは根が植え穴から外に張らない

(b) 播種したものは直根、側根ともによく伸び、岩では節理などによって根が伸びる

図4. 3-35 播種木と植栽木の根系発達状態の違い

種子から発芽、生育したものは、土の硬度、岩の亀裂、水分、肥料分の多少などの程度に応じて適合性があるものに自然淘汰されるので、直根が伸び、根張りも複雑になり、土をよく緊縛する効果が生じる(図4. 3-35(b)参照)。また、地上部より地下部が発達するので倒木や立ち枯れも少なくなり、維持管理も軽減でき、のり面・斜面に対する安定効果は大きくなる。

(2) 肥料分が少ないところでも育つ植物

種子を発芽させるには温度と水分が必要である。さらに、植物を生育させるには、空気、光、肥料分を必要とする。

一般に、発芽してきた植物は吸収できる肥料がある間は生存し続けるが、肥料がなくなると衰退したり枯死していくものが多い。これらの顕著なものはイネ科の外来草本であり、初期の発芽と生育が抜群に良いことから早期ののり面・斜面の保護としての植生工に多用されてきた。

植物の中には自ら空中窒素を根粒菌の形で蓄えるマメ科の植物があり、草本ではクローバーやレンゲなどがある。しかし、これらは浅根性であり、冬期には枯れることなどがあって、のり面・斜面用の植物としてあまり好ましくない。

肥料分の少ないのり面・斜面へ侵入してくる先駆植物には、草本類ではススキ、イタドリなどがあり、木本類にはハギ類、カバノキ類、マツ、ネムやアカシアなどがある。これらは、機械播種で発芽、生育させることが可能であり、とりわけ、ハギ類やカバノキ類は深根性で地表の草本類の被圧が少なく、肥料分の供給が少なくても土壤環境の改善が可能である。

こうした先駆植物を導入したのり面・斜面では、追肥や草刈りなどの維持管理が軽減される。

(3) 外来草本類と木本類(先駆植物)の相違

外来草本類は、一般に土質、勾配、気象などの条件が厳しい場合でも発芽、生育は比較的容易であるから、早期にのり面・斜面を被覆し、降雨などによる侵食防止効果は大きい。

しかし、播種工に多用されているイネ科の草種は、生育、再生する過程での肥料要求度が高く、勾配、気象などの条件が良くても、肥料分が少ない土質では1～2年で衰退するものがほとんどである。したがって、イネ科の草種を永続させるためには肥料を補ってやるか、肥料分の多い基盤を造成してやる必要がある。

また、イネ科の草種は同種のもものが密生しやすく、病虫害や特異な気象条件下などでは一斉枯死が生じたり、根の長さが一定になったりすることが多い。このため、根の先端付近に根系層と地山との境が生じ、この部分から滑落しやすくなる。

木本類は、一般に発芽、生育のための条件が多く、現在実用化されている先駆植物（主としてマメ科などの自活能力のある植物）でも発芽率は低く、発芽が長期間にわたるものが多い。しかも、発芽させるための発芽床は種子を埋没する厚さを要するので、長期にわたって侵食されない一定厚さの基盤を必要とする（先駆植物の種類については表4.3-7を参照のこと）。

また、成長も遅いので、越冬に耐えられる個体となるまでに数カ月を要するものが多く、播種時期を逸すると死滅するものもある。しかし、木本類はいったん生育し始めると、根の侵入領域さえあれば直根や側根がよく伸びて複雑な根系層を形成するものが多く、のり面・斜面の安定度を高める効果は大きく、枝葉も立体的となってゆくので環境保全の効果は大きい。

なお、最近では幾種類かの常緑広葉樹の播種導入も可能となった。

（4）植物が要求する肥料成分

植物の育成に必要な肥料の3要素は、窒素（N）、リン酸（P）、カリウム（K）であり、それぞれの効果は、主として窒素は葉に、リン酸は幹や根に、カリウムは花や実に関連するとされる。

したがって、草本類を繁茂させるには窒素の多い高度化成肥料などがよいが、発芽時に窒素分が多いと発芽障害を起こすので、播種時に 10gf/m^2 以下にする必要がある。この窒素の量はイネ科の植物でせいぜい1年の生存量であるから、肥料分の少ない切土の心土や岩質のり面では、施工後2年を過ぎるところから衰退し始めることは当然であり、そのために追肥などを必要とするのである。しかし、在来草本類の中にはススキなどのように窒素分が少なくても衰退しないものもある。

木本類を成立させるには、混播した草本類の成長を抑え、木本類の幹や根の成長を促進させる必要がある。窒素分が多く肥効の速い高度化成肥料などは使用せず、リン酸、カリウムを主とする PK 肥料や何百日の間に徐々に肥効を発揮する緩効性肥料の使用が適している。マメ科植物では根粒菌の働きを活発にするアルギン酸ソーダ系の土壌活性剤を用いると、木本類の生長を促進することができる。

のり面・斜面に肥料分が多い場合は、草本類も衰退することなく生存し続け、周辺からの侵入植物も多くなり良好なおり面・斜面となりやすいが、肥料分の少ない心土に草本類を生存させるには追肥などで肥料分を補うか、多量に肥料分を含む有機基材によって植生基盤を造成しなければならない。

3.3.1 播種工によく用いる主な植物とその性状

表4. 3-7 に示した植物種は、現在のり面・斜面の播種工に使用されているもので、施工する場所の土質、勾配、気象、施工時期と施工方法を間違わない限り、ほぼ確実に発芽、生育するものである。

解説

表4. 3-7 播種工に用いる主な植物の性状

区分	植 物 名	高,中,低 木草丈 (cm)	播種 適期 (月)	生育可能域	形態など	単位 粒数 (数/g)	発芽率 (%)	純度 (%)	発芽深 (cm)
木 本 類	コマツナギ	中・低木	3~6	冷温帯~暖温帯 (70~180)	在来落葉広葉 肥料木	210	60~80	80	1~3
	ヤマハギ	中・低木	3~6	冷温帯~暖温帯 (45~180)	在来落葉広葉 肥料木	150	50~70	90	1~3
	ヤマハンノキ	高木	3~6	冷温帯~暖温帯 (45~130)	在来落葉広葉 先駆肥料木	1,200	30~50	90	0.2~ 0.5
	ヤシャブシ	高木	3~6	冷温帯~暖温帯 (45~180)	在来落葉広葉 先駆肥料木	1,000	30~50	85	0.2~ 0.5
	シラカンバ	高木	3~6	冷温帯 (45~100)	在来落葉広葉 先駆肥料木	2,300	30~50	85	0.2~ 0.5
	ネズミモチ	中・低木	3~6	暖温帯 (85~180)	在来常緑広葉	25	50~70	90	2~4
	シャリンバイ	中・低木	12~6	暖温帯~亜寒帯 (85~200)	在来常緑広葉	2.6	70~90	90	2~4
	ヤブツバキ	高木	3~6	暖温帯 (90~180)	在来常緑広葉	0.5	60~80	90	2~4
	シラカシ	高木	3~6	暖温帯 (90~180)	在来常緑広葉	1.0	60~80	90	2~4
在 来 草 本 類	ススキ	80~ 200	3~6	冷温帯~亜寒帯 (45~200)	在来草本(夏緑)	1,000	20~50	90	0.2~ 0.5
	ヨモギ	80~ 150	3~7	亜寒帯~暖温帯 (30~180)	在来草本(夏緑)	3,500	70~80	85	0.2~ 0.5
	イタドリ	60~ 100	3~6	亜寒帯~暖温帯 (15~150)	在来草本(夏緑)	500	40~70	85	1~3
	メドハギ	50~ 100	3~6	冷温帯~暖温帯 (45~180)	在来草本(夏緑) 肥料草	720	60~90	95	1~3
外 来 草 本 類	クリーピングレッド フェスク (CRF)	30~80	3~5 9~10	亜寒帯~暖温帯 (20~140)	常緑	1,300	50~80	80	2~4
	オーチャードグラス (OG)	60~ 100	3~5 9~10	亜寒帯~暖温帯 (45~140)	常緑	1,400	50~80	80	2~4
	トールフェスク (TF)	80~ 120	3~5 9~10	亜寒帯~暖温帯 (45~140)	常緑	400	60~90	85	2~4
	ケンタッキーブルー グラス (KBG)	30~40	3~5 9~10	亜寒帯~冷温帯 (30~100)	常緑	4,300	50~70	85	0.5~ 2
	ペレニアルライグラ ス (PRG)	40~60	4~6	亜寒帯~冷温帯 (50~100)	常緑	460	70~90	90	2~4
	バミューダグラス (BG)	10~30	4~6	暖温帯~亜寒帯 (110~ 240)	夏緑 ほふく性	4,800	60~80	80	0.5~ 2
	バヒアグラス (BaH)	30~50	4~6	暖温帯~亜寒帯 (110~ 240)	夏緑	300	50~80	90	2~4
	ホワイトクローバ (WC)	20~30	3~5 9~10	冷温帯~暖温帯 (50~130)	常緑 ほふく性	1,400	70~90	80	1~3

※表中の発芽率、純度、粒数などについては種子採取年度などによって数値は変動することもあるため、留意すること。

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P155

3.3.2 植生工の種類と特徴

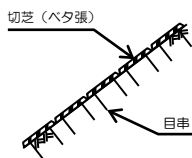
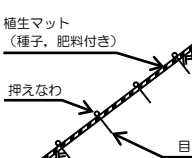
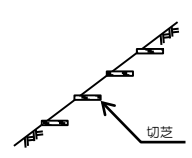
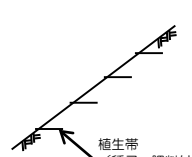
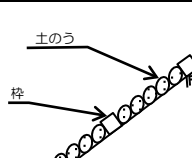
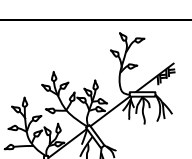
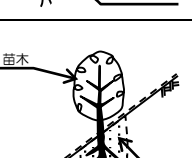
植生工には、使用植物の種類や地形、地質、気象、施工時期などに応じた適応工法があり、これらの適用を間違えると緑化の目的や目標と大きな違いを生ずるので、使用植物、施工時期とその導入工法をよく検討する必要がある。植生工の種類と特徴をまとめたものを表4. 3-8、表4. 3-9に示す。

表4. 3-8 機械播種施工による植生工の種類と特徴

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

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P158 に一部加筆

表4. 3-9 人力播種施工による植生工の種類と特徴

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

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P159

3.4 植生工設計のための調査と活用

植生工は、生きた材料を取り扱うので、施工場所の立地条件によって大きく影響を受ける。

気象に関する情報などのほかは、現地調査によらなければならないが、植生工を設計、施工する上で必要な現地調査における着眼点と把握検討すべき事項の主なものを表4. 3-10 に、調査結果を植生工の設計、施工に活用する際の判断事項となる例を表4. 3-11 に示す。

表4. 3-10 植生工のための調査の着眼点と把握・検討事項

調査項目	着眼点	把握すべき事項	検討事項
のり面形 斜面形	正面	○凸形、凹形 ○のり面、斜面の動き ○オーバーハング部の位置と規模 ○ガリ、崩壊、凍土などの位置	○不安定箇所の発見と緑化基礎工 ○乾燥度、水分条件 ○植生可能な処理方法 ○使用植物と緑化基礎工
	側面	○勾配、凹凸 ○小段の有無と形 ○ラウンディング	○使用植物、予想植被率 ○使用植物、排水工と植生工の接点 ○使用植物、緑化基礎工
地層	地層分布	○のり肩の表土の厚さ ○堆積土、心土、岩などの分布 ○変色箇所の形と範囲 ○走向と傾斜	○粘性土層の気相、工法 ○使用植物、緑化基礎工、工法 ○土壌酸度、排水工、使用植物、工法 ○緑化基礎工、構造物との併用
地質	岩質	○礫、玉石などの混入度 ○岩種と風化度、酸度 ○節理の間隔と間隙	○使用植物、緑化基礎工、工法 ○使用植物、排水工、緑化基礎工、工法 ○使用植物、緑化基礎工、工法
	崖錐	○岩塊と大きさ、すき間の状態 ○岩塊と土砂の混合割合と表層の移動状態	○使用植物、緑化基礎工、工法 ○使用植物、緑化基礎工、工法
	土質	○保水性、保肥性、侵食の度合 ○土の硬軟（土壌硬度） ○不透水層の位置	○使用植物、緑化基礎工、工法 ○使用植物、緑化基礎工、工法 ○のり面排水、緑化基礎工
流水 湧水	地下水	○のり肩からの流下位置と量 ○小段排水工の規模と施工法	○縦排水工と植生工の接点 ○小段排水工と植生工の接点
	湧水	○湧水位置と湧水量	○排水方法、緑化基礎工
のり面 の上方	地形	○流下水経路、集水面積	○排水方法、緑化基礎工
	地表	○亀裂、転石	○不安程度、処置方法
	植生	○周辺環境、景観との代表植物種	○使用植物

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P161

表4. 3-11 調査結果の植生工への活用の例

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

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P162

3.5 植生工の設計

3.5.1 一般的留意事項

のり面・斜面での植生工は、防災機能が高く、周辺環境に調和しやすい植物群落の造成が必要であり、植栽工より播種工の方が優れた点が多いため、播種工を基本とし、必要に応じて植栽工を採用する。

解説

植物種子を使用したのり面・斜面の保護工は、生きた資材を使用するので、同じのり面・斜面であっても設計、施工方法、施工時期、維持管理の方法によって、その後の状態が大きく異なる。特に、設計段階における考え方や手順を間違えると致命的な結果となるため、注意すること。

播種による植生工の設計手順は表4. 3-12 にしたがって行うものとする。なお、植栽工については3.5.9によるものとする。

表4. 3-12 植生工の設計手順

順番	設計内容	考慮事項
1	目標とする植物群落と維持管理の程度の設定	地域生態系や自然、トータルコスト
2	目標群落に適合する植物の設定	植物群落の形、地域気象
3	種子の発芽、生育可能な工法の設定	植物特性、地域、地形、地質、勾配
4	種子配合と播種量の設定	植物群落の形、工法、時期
5	植物の種類に応じた肥料の設定	主構成植物の種類
6	その他の材料の設定	//
7	施工時期の設定	// ， 地域

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P163

3.5.2 目標とする植物群落と維持管理の程度の設定

のり面をどのような植物群落にするかについては、基本的には周辺の植物群落に近いものを目標とすることが好ましい結果となることが多い。また必要に応じて、周辺の植生への復元だけでなく、植物の持つ機能の利用や、景観造成などを配慮した植物群落の造成を目標とする。いずれにしても、自然環境の特性の観点から、在来種による植物群落の形成を基本とする。

しかし、植物の生育条件が悪いのり面では、植生を目標とする植物群落へ導き、それを維持していくにはかなりの管理を必要とする場合や維持管理そのものが困難となる場合が多いので、維持管理が少なく、永続的に安定する緑化を考慮して目標を設定する。

これらを検討する上での目安を表4. 3-13に示す。

表4. 3-13 のり面・斜面における植物群落の造成目標の目安

目標群落の タイプ	中 低 木 林 型 (灌 木 林 型)	草 本 型 (草 原 型)	高 木 林 型 (森 林 型)	庭 園 型 (特 殊 型)
適 用 地	山間地、急傾斜地 自然環境重視地区	都市、都市近郊、農地、 牧草地	山間地の緩勾配の盛土	都市、都市近郊、観光 地
緑 化 の 目 標	自然環境に近い群落、 維持管理の軽減	草本が主体の群落	特定の環境や機能を有 する群落	修景、造形が主体の群 落
具 体 例	低木林から自然な群落 への遷移を期待	外来草本類が主体の群 落で平面的な斜面	遮へい林、防風林、防潮 林、落石防止林	見た目に美しく感じる 群落
使 用 植 物	先駆植物を主体とした 低木類と草本類	外来草、在来草 ノシバ、コウライシバ	高木性樹木を主体に低 木類、草本類	花木、草花、つる植物
植 生 工	厚さが確保でき流亡し ない植生基盤材による 播種工	播種工を中心 張芝、筋芝	播種工を主体に植栽工 を併用	播種工 植栽工
維 持 管 理	自然の繊維にまかせる 必要があれば除伐、追 播など	定期的な草刈り、追肥、 追播	除伐、つる刈り、補植、 追肥	徹底した管理、補植、 植えかえ、追肥、除草
備 考	急勾配、無土壌地の緑 化も可能	急傾斜地では表層土の 滑落対策が必要	急傾斜の切土面は避け る	急傾斜地では植生ブ ロック、編柵などの要

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P164

3.5.3 目標群落に適合する植物の設定

目標とする植物群落を造成するには、まず主体となる植物（主構成種）を決め、それと共存する植物を選定する。植物にはそれぞれ適地（気象、地形、土質など）があるので、主構成種を中心に数種類を配合する。

解説

（１）草本型（草原型）

草本型のり面の造成は、在来草本類を主体として種子配合することを基本とし、在来種による植生群落の造成が期待できない場合はやむを得ず外来草本類を主体として種子配合を行う。いずれにしても、現場の条件（地形、地質、気象など）によって発芽や生育が異なるので、表4. 3-7 の特徴などを参考に数種のことを混播することが望ましい。

（２）中低木林型（灌木林型）

低木林型のり面の造成は、現段階で導入可能なヤマハギなどを主構成種として、地表を草本類で覆う形とすることが望ましいとされる。しかし、発芽や生育の特性が異なるので両立させることは難しいが、草種の播種量を減ずること、超緩効性の肥料を用いること、適正な施工時期に行うことなどに配慮すれば、それは可能になる。

（３）高木林型（森林型）

急斜面に高木を導入することは好ましくないが、勾配が緩やかな盛土などへ播種工で導入できるものには、ヤシャブシ、ヤマハンノキ、シラカンバ、ダケカンバ、シラカシ（常緑）などがあり、草本や低木が多少混生する群落として導入することが好ましい。なお、ニセアカシヤは草種や低木を被圧し、地面が裸地化する弊害があるので使用しない。一般的には、低木林型の配合種子にヤシャブシ、ケヤマハンノキなどを加えることによって成立させる。

3.5.4 種子の発芽，生育可能な工法の設定

植物の発芽，生育は，温度，水分，肥料分，光などの条件によって異なるほか，木本類と草本類とでも大きく違う．そのため，施工対象地の立地条件を十分に検討した後，適する工法を選定することが重要である．

解説

使用する植物として自活能力のある先駆植物を使用するかどうか，のり面を形成している地山に肥料分があるかどうか，根の侵入する余地があるかどうかなどをチェックして工法を選定する．

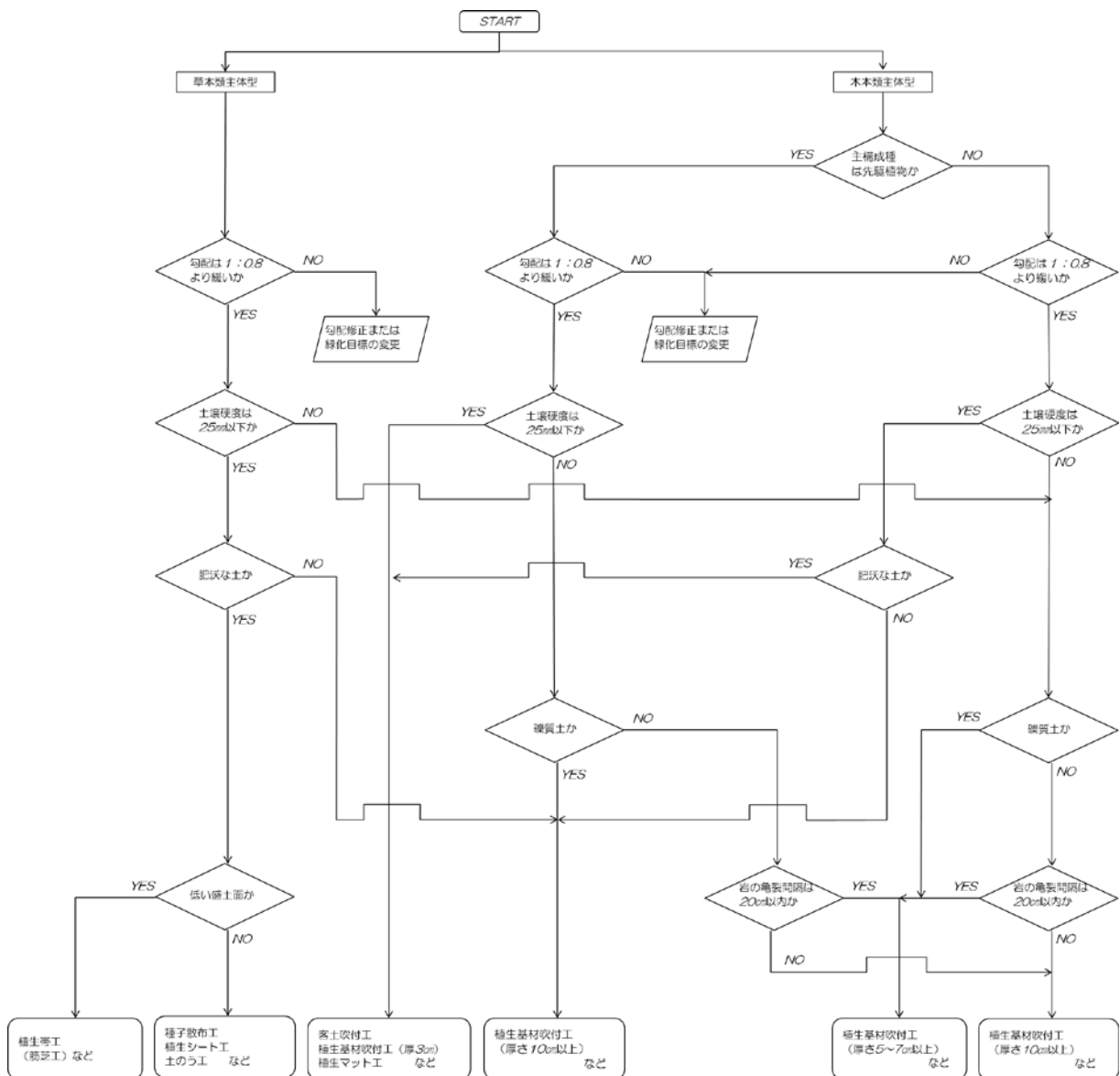
のり面の土質状態と，緑化の目標を考慮した場合に，主構成種を成立させるためにどのような植生基盤（工法）を必要とするかの目安を表4. 3-14に示す．工法の設定に当っては，この表での条件を満たすものを表4. 3-8，表4. 3-9から選定する．

また，播種による植生工の選定フローを図4. 3-36に示す．

表4. 3-14 のり面の土質状態と植物種に応じた基本工法

区分	主構成種の特性	のり面の土質		植生基盤材の諸元		
		根の侵入余地の有無	肥料分の有無	保肥成分の多少	流亡しない期間	流亡しない期間中保持できる厚さ
高木林型	先駆植物	有り	有り無し	少	1～2ヶ月	1～3 cm
	一般木	有り	有り無し	少多	1～2ヶ月3～5年	1～3 cm5 cm以上
中低木林型	先駆植物	有り	有り	少	1～2ヶ月	1～3 cm
		有り	無し	少	1～2年	3～5 cm
	一般木	有り	有り	多	1～2年	3～5 cm
			無し	多	3～5年	5 cm以上
草本主体型	外来草本主体	有り	有り	少	1～2週間	1 cm以下
		有り	無し	多	3～5年	5 cm以上
		無し	無し	多	5年以上	10 cm以上

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P165



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P166

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

図4. 3-36 播種による植生工の選定フロー

3.5.5 種子配合と播種量の設定

播種量は、その場所の立地条件による発芽・成立率や生育するまでの侵食などを考慮して決定する。

解説

例えば、草本型を目標とする場合、種子散布工では $1,000 \sim 2,000$ 粒/ m^2 、低木林型を目標とする場合、客土種子吹付工や植生基材吹付工では、草本類は $200 \sim 300$ 粒/ m^2 程度に抑え、木本類は $500 \sim 1,000$ 粒/ m^2 程度を播種量として決定するのが望ましい。

なお、草本類を一斉に多量に成立させると病虫害の発生を招きやすい他、木本植物の草本類と混播する場合でも、草本類の播種量が多いと木本類が発芽しても被圧を受けほとんどが枯死してしまうので、草本類の播種量には特に注意を払う必要がある。この場合、草本類の初期発生本数を 300 本/ m^2 以下に抑えることが望ましい。

播種量は、初期発生期待本数を基準として算出する。植物の発芽、定着は、用いる植生工の基材特性や施工厚さ、使用植物、施工後の気象状況（施工時期）などによって大きく異なるので、播種量を一覧表に示すことは難しいが、発生期待本数は表4. 3-15、表4. 3-16 を目安に設定する。

〔発生期待本数から播種量を算出する式〕

$$W = \frac{A}{B \times C \times D \times E \times F}$$

式4. 3-8

ここに、 W ：導入種ごとの播種量（ gf/m^2 ）

A ：発生期待本数（本/ m^2 ）

B ：吹付厚に対する各工法の補正率

C ：立地条件に対する各工法の補正率

D ：施工時期の補正率

E ：使用種子の発芽率

F ：使用種子の単位粒数（粒/ gf ）

$A \sim F$ の内容は、次のとおりである。

（1） A ：発生期待本数

目標群落を成立させるのに必要と思われる発生本数で、播種後1年ぐらゐの間に発生する総数を指す。被圧などにより途中で枯損する数も含む値

である。

① 木本群落を成立させる場合の目安

主構成種の発生期待本数(発生密度)の総数を $100\sim200$ 本/ m^2 ,
補全種の発生密度総数を $100\sim200$ 本/ m^2 , 草本種の発生密度総
数を $100\sim200$ 本/ m^2

② 草本群落を成立させる場合の目安

主構成種の発生密度総数を $1,000\sim2,000$ 本/ m^2 , 補全種の総数
を $200\sim500$ 本/ m^2 程度

目標とする植物群落を造成するために地域別の種子の組み合わせと発生
期待本数の目安を表4. 3-15に示す。

(2) B：吹付厚に対する各工法の補正率

植物の発芽・成立は、植生基材吹付工法(基材の質)の違いによって大き
く異なる。また、吹付ける厚さによっても発芽・成立は大きく左右される。
一般的には、表4. 3-7の発芽深として、施工厚さによって補正される。

(3) C：立地条件に対する各工法の補正率

のり面の土質、傾斜、方位などの条件の違いにより、発芽・成立本数は影
響を受ける。補正の目安を次に示す。

- のり面勾配 50度以上：0.9, 50度未満：1.0
- 土質 硬岩：0.9, その他：1.0
- のり面方位 南向き：0.8, その他：1.0
- 乾燥地 年降水量 1,000 mm未満：0.7, 1,000 mm以上：1.0

(4) D：施工時期の補正率

不適期、困難期の施工を避けるべきであるが、やむを得ず施工する場合、
草本植物の補正率を 0.9~0.7に、木本類の補正率 0.7~0.5とする。

(5) E：使用種子の発芽率

一般には表4. 3-7の発芽率を用いるが、施工時には入荷した種子の発
芽試験などの結果で補正する。

(6) F：使用種子の単位粒数(粒/gf)

一般には表4. 3-7の単位粒数を用いる。

表4. 3-15 主な播種植物の発芽期待本数の目安（単位：本/m²）

	緑化目標	高木林型		低木林型		草本型		備考 （自然分布域等）
		寒冷地	温暖地	寒冷地	温暖地	寒冷地	温暖地	
在来木本類 高木林型対応	シラカンバ	~60		~30				使用に際しては、種子の流通が少ないことを留意する。自然分布域は本州中部地方以北。
	ケヤマハンノキ	~60	~60	~30	~30			自然分布域は九州以北、生態系の早期回復に有効。
	ヌルデ	~50	~50	~50	~50			自然分布域は日本全土。
	コナラ	~10	~10	~7	~5			自然分布域は北海道から九州まで。
	エノキ	~50	~50	~10	~10			自然分布域は本州以南から九州まで、近縁のエゾエノキは北海道にも分布する。
	イタヤカエデ	~40	~40	~20	~20			自然分布域は本州、四国、九州の太平洋側。分布域を異にするエゾイタヤやアカイタヤ等の変種がある。
	ヤブツバキ		~15		~5			自然分布域は本州以南
	ヤマザクラ		~30		~15			自然分布域は宮城県・新潟県以西から九州まで。
	アカメガシワ		~40		~20			自然分布域は宮城県・秋田県以南。
	シラカシ		~10		~5			自然分布域は福島県・新潟県以西から九州まで。
	ヤシャブシ		~60		~30			自然分布域は福島県以南の太平洋側から屋久島まで、近縁のオオバヤシャブシは福島県以南の太平洋側から紀伊半島まで。
	ヒメシャブシ	~60	~80	~30	~40			自然分布域は北海道、本州、四国。
	スタシイ		~10		~5			自然分布域は福島県・新潟県以西から屋久島まで。
	ハゼノキ		~70		~10			自然分布域は関東地方南部以西。
在来木本類 低木林型対応	ヤマモモ		~10		~5			自然分布域は関東地方南部以西
	センダン		~10		~5			自然分布域は四国、九州以南、本州はよく栽培されている。
	ヤマハギ	~20	~20	~60	~60			自然分布域は北海道から九州。
	ノイバラ	~15	~15	~40	~40			自然分布域は北海道西南部から九州まで。
	イボタノキ	~15	~15	~40	~40			自然分布域は北海道から九州まで。
	タニウツキ	~50	~50	~70	~70			自然分布域は北海道西部から本州日本海側まで。
	アキグミ	~15	~20	~30	~40			自然分布域は渡島半島から屋久島まで。
	コマツナギ		~20		~60			自然分布域は本州から九州まで。
	フジウツギ	~100	~70	~150	~100			自然分布域は東北から兵庫県までの太平洋側と四国
	シャリンバイ		~15		~30			自然分布域は宮城県・山形県以南。
外来草本類	ネズミモチ		~15		~30			自然分布域は関東地方以西
	クリーピングレッドフェスク (CRF)	~20	~40	~20	~40	~500	~500	芝生としても利用されている
	ケンタッキーブルーグラス (KGB)	~20		~20		~500		北半球の温帯に広く分布する。芝生としても利用されている。
	オーチャードグラス (OG)	~20	~40	~20	~40	~500	~500	正解の温帯に広く分布し（日本を除く）、飼料としても利用されている。
	トールフェスク (TF)	~20	~40	~20	~40	~500	~500	正解の亜寒帯から暖帯に広く分布する（日本を除く）。
	ホワイトクローパー (WC)		~40		~40		~200	ヨーロッパ、北アフリカ原産。世界中で飼料として栽培されている。
	バミューダグラス (BG)		~40		~40		~200	世界の温帯から暖帯に 10 種ほどが分布し、日本にはギョウギシバ 1 種が自生している。通常の販売品は交配したものであり、芝生としても利用されている。
在来草本類	バヒアグラス (BAH)		~40		~40		~500	南アメリカ原産。飼料としても利用されている。
	ススキ	~100	~100	~100	~100	~500	~500	自然分布域は日本全土。
	イタドリ	~100	~100	~100	~100	~200	~200	自然分布域は日本全土。
	メドハギ	~20	~20	~20	~20	~300	~300	自然分布域は日本全土。
	ヤハズソウ	~40	~40	~40	~40	~500	~500	自然分布域は日本全土。
	ヨモギ	~50	~50	~50	~50	~200	~200	自然分布域は本州から九州。
在来草本類	ノシバ		~1000		~1000			自然分布域は日本全土。近縁のコウシュンシバやコウライシバの自然分布域は九州以南。

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P168,169

3.5.6 植物の種類に応じた肥料の設定

導入しようとする植物によって好む肥料が異なるので、使用する肥料成分を間違えると目標とする植物群落にならないことが多い。一般的に、木本類を主成植物とする植物群落を目標とする場合には、混播した草本類の初期生育を抑え、木本類を成長させるために PK 成分の多い肥料がよく、比較的早い時期に下草の繁茂を必要とする場合には山型 ($N < P > K$) の成分を有する緩効性肥料がよい。(N : 窒素, P : リン酸, K : カリウム)

草本類の播種には、流亡しやすい工法では高度化成肥料がよいが、流れない工法で多量に肥料成分を含む有機基材吹付工などでは緩効性肥料の方がよい。

解説

それぞれの施肥量については、肥料の成分含有量や流亡性、緩効性などにもよるが、一般的には $2 \sim 4 \text{ kgf/m}^3$ 、または $50 \sim 100 \text{ gf/m}^2$ に設定する。

3.5.7 その他の材料の設定

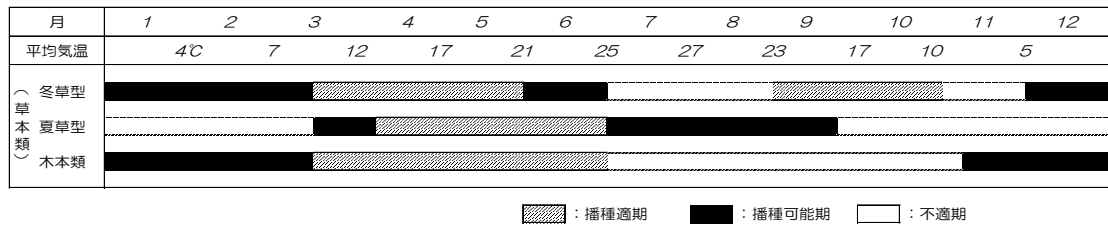
植生工に使用する材料は、それぞれの使用目的を十分理解した上で、植物の発芽・生育に有害な物質を含まないもので、試験によってその効果が確認されているもの、または品質が保証されているものでなければならない。

3.5.8 施工時期の設定

一般に、植物が発芽するには適度の水分と、平均気温が $5 \sim 15^\circ\text{C}$ 以上の日が $1 \sim 2$ 週間必要である。さらに生育を続けるには、こうした水分と気温などの条件が $2 \sim 3$ ヶ月以上続くことが必要である。したがって、夏期や冬期に播種すると良い結果が期待できない。特に、木本類は、夏を過ぎて播種した場合には全く発芽をしないもの (ハンノキなど) や、発芽してもある程度成長するが冬期に大半が枯死するもの (ハギ類) がほとんどであるから、施工時期の設定は最も重要なことである。

解説

草本類主体の施工は 3 月～ 6 月および 9 月～ 10 月としてよい。
木本類は 3 月～ 6 月の期間とすることが適切である。



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P170

図4. 3-37 (参考) 生育特性から見た関東地方における播種時期

3.5.9 のり面植栽工

のり面の緑化は、のり面の安定化や立地環境への適応性、施工性などから、植栽による方法より播種による方法の方が優れた点が多いが、景観造成を目的とする場合や、早期に緑量を確保する必要がある場合などは、のり面植栽工を採用する。

解説

(1) 植栽工の種類

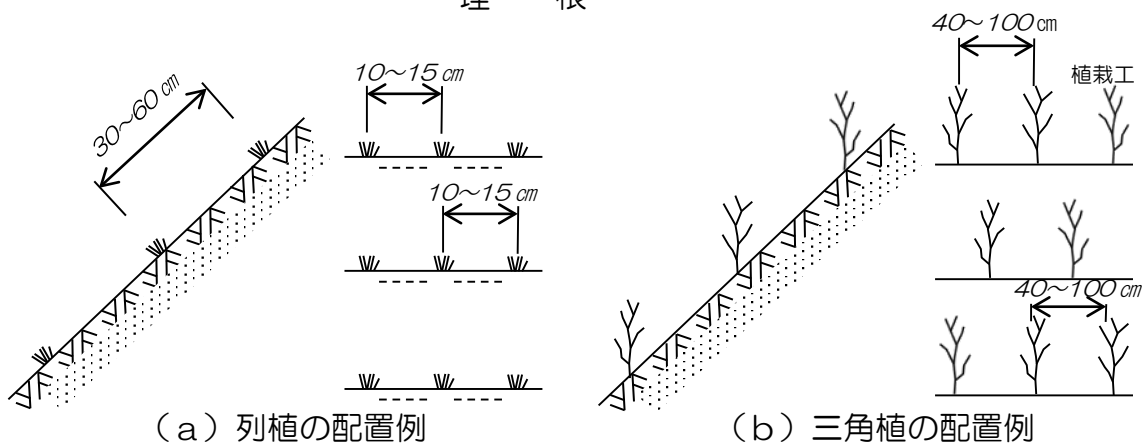
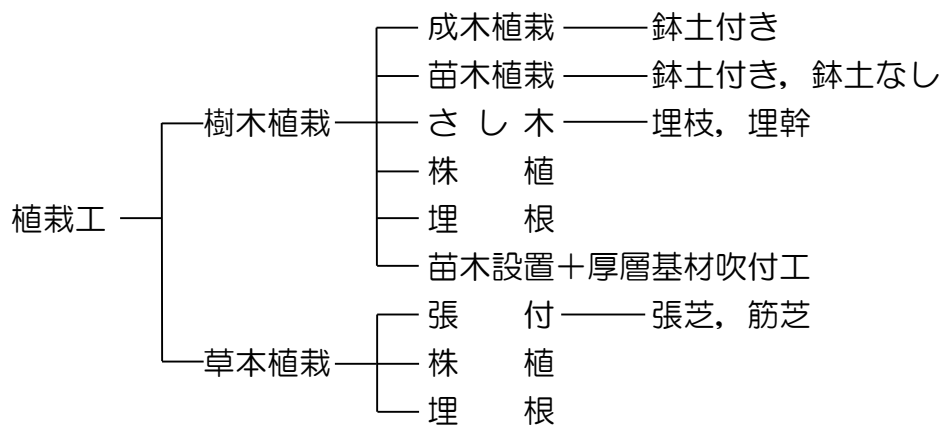


図4. 3-38 植栽配列の例

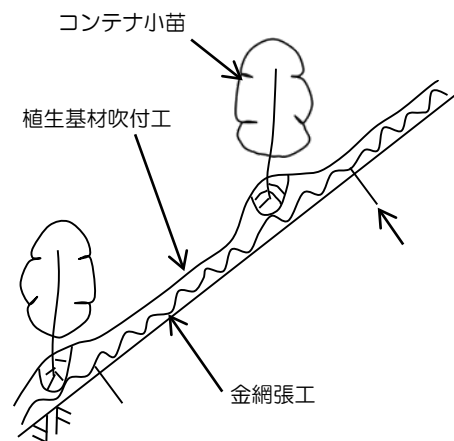
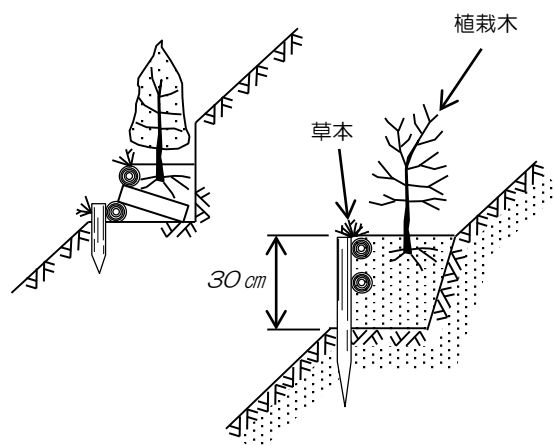
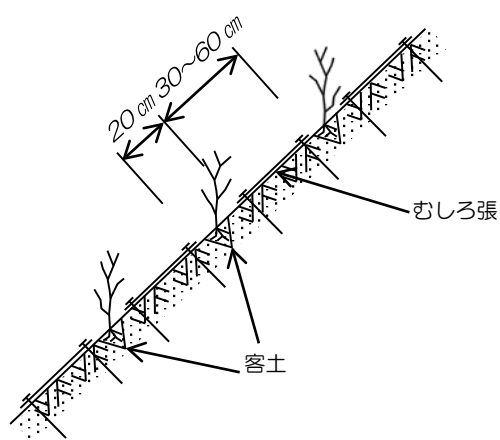


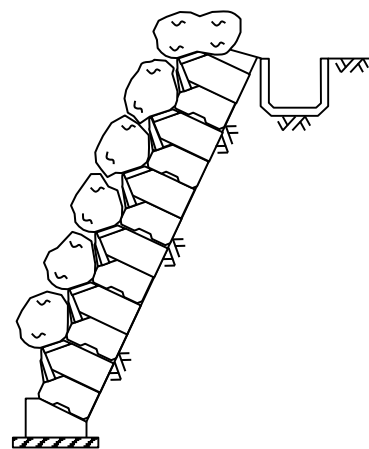
図4. 3-39 苗木設置+植生基材吹付工の例



(a) 丸太筋や編柵の植栽例



(b) 溝切に植栽例



(c) 緑化用ブロック積工の例

図4. 3-40 植栽施工例

(2) 樹木植栽工の適用と留意点

- ① のり面に植え穴を掘って植栽すると、植え穴から浸透水がのり面に浸透し、のり面が不安定になるので留意する。
- ② 植栽工は、のり面の土壌硬度が 25 mm以下の軟らかい土壌に適用する。
- ③ 植栽工は、のり面勾配が 35° より緩い勾配の箇所に適用する。ただし、つた類などのさし木や埋根は 45° 程度まで適用できる。
- ④ 植生基材吹付工などを併用して、低木類やつた類などを導入する場合は、60° 程度の勾配まで適用できる。
- ⑤ 植栽工の単独施工は避け、播種工と併用する。
- ⑥ 苗木はできるだけ小さいものを用いる。支柱を必要とする大きさのものは原則として使用しない。
- ⑦ 植栽は、植栽適期に行う。
- ⑧ 緑化用ブロックなどへの植栽は、十分肥沃な土壌基盤を使用して行う。

3.5.10 緑化基礎工

(1) 緑化基礎工の目的

のり面へ植物を導入するには、勾配、基盤（土壌）、気象などが、目的とする植物、または植物群落の成立に適合していることが前提条件であるが、切土、盛土によって出現したのり面は、一般的には、これらの前提条件を満たしていることは少ない。

そこで、植生工を施工する前、あるいは施工時に、植物の生育に適するような生育環境を整えてやる必要がある。その主な目的は次の 3つに分けることができ、適合するものを使用する。

- ① 生育基盤の安定化
生育基盤の侵食、崩壊の防止
- ② 生育基盤の改善
土壌の物理的、化学的な改良、および生育基盤を造成する
- ③ 厳しい気象条件の緩和
風、雨、日照、温度、湿度など、植物の発芽、生育に支障を与える要因を緩和する。

(2) 緑化基礎工の種類と特徴

緑化基礎工の主な種類と特徴および適用上の留意点を下表に示す。

表4. 3-16 緑化基礎工の主な種類と特徴および適用上の留意点

種	類	特 徴	留 意 点
	排水工	浸透水によるすべり面崩壊やのり表面の流下水による侵食防止。通気性の向上や酸性水などの排除。	確実な集水、のり面へ浸潤させない構造。排水溝では溢水のない断面と漏水のない構造および確実な流末処理。
	蛇かご工・積工	土圧への対応と上方のり面の緩勾配化、のり面の微移動への緩衝。	のり尻の固定と土圧に対応できる断面、寸法の確保。 自然石の使用が好ましい。
のり 砕工	吹付砕工	のり面の浅い層で発生する崩壊に対し、形状、規模に対応できる構造とすることが可能。	膨張性または収縮性の岩、あるいは、凍結深が深くなる保水性土砂のり面への適用は避ける。
	現場打コンクリート砕工	砕内に植生工の適用ができる。吹付砕工ではのり面の高さ凹凸に幅広く対応できる。	現場打コンクリート砕工は1:0.8より緩やかなのり面への適用を原則とする。
	プレキャスト砕工	植生基盤となる土砂や土のうをのり面へ固定保持することができる。	のり面に発生する土圧には対応しないので、はらみ出し、凍上などを生ずる場合は避ける。 勾配1:1.0より緩やかなのり面で砕が洗掘などで沈下しない箇所に適用。
	編 柵 工	崩壊土砂の部分固定や流下水勢の緩和、あるいは、落石、崩雪の緩衝。	植生工との併用を原則とする。 萌芽性のそだ使用が好ましい。
	穴工・溝切工	硬質土における根の伸長領域の確保。	のり面からの浸透水を増加させるので、浸透水によって不安定になりやすい土砂のり面では検討を要す。
ネ ット 張 工	金 網 張 工	のり表面の流下水、凍土などによる侵食防止および造成基盤の保持、落石防止に効果がある。	網目が小さすぎたり、永続性の良いものは木本類の生長に支障となったりする場合もある。
	樹 脂 ネ ッ ト 張 工	のり表面の流下水による侵食防止や造成基盤の保持に効果がある。	剛性がないので、凍上や落石への対応は難しく、植物の生長とともに持ち上がるが多い。
	防 風 工	網目の細かいネット張工やフェンス工などは、幼芽、稚樹の乾燥や風傷の緩和に役立つ。	風向、風力、効果程度や範囲をよく見極める。
	むしろ張工・ワラルチング	生育基盤の侵食および乾燥や風、温度などの緩衝。	地山への確実な固定または飛散防止。
	土 の う 工	のり面での根の領域確保と固定保持。	袋の網目、耐久性を検討。 勾配1:1.0より緩やかなのり面に適用。
	間結工・充填工	不安定な岩塊の移動防止や凹凸の緩和。	岩塊の確実な固定方法。 植生に有利な材料の検討。

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P172

第4節 張工

4.1 目的と一般的留意事項

4.1.1 目的

張工の目的は、斜面の風化、侵食および軽微なはく離、崩壊などを防止することを目的とする。

4.1.2 一般的留意事項

張工の種類としてはコンクリートブロック張（あるいは石張）、コンクリート版張工およびコンクリート張工がある。張工は土圧に対抗するものではないので、設計においては一般的に土圧を考慮しない。

解説

（１）コンクリートブロック張（あるいは石張）、コンクリート版張工

一般的に地山の土質が硬質土や中硬質土でのり勾配が 1:1.0 より緩いような比較的良好な土質の場合には、植生工もしくはプレキャスト枠工と植生工を組み合わせた工法が用いられる。しかし、粘着力のない土砂、風化泥岩および崩れやすい粘土などに対して前記の工法では不十分と考えられる場合にはコンクリートブロック張（あるいは石張）、コンクリート版張工が用いられる。この工法は単独で用いられるほか、のり枠の中詰としても用いられる。この工法を湧水の多い箇所で見ると張工背面に水圧が生じることがあるため、十分な排水対策が必要となる。

（２）コンクリート張工

コンクリート張工は、比較的勾配の急な節理の多い岩盤の剥離や、風化による軽微な崩落を防止するため、吹付工では不十分と考えられる箇所で見られる。このほか、緩い崖錐層などにおいて軽微な崩落を防止するためにも用いられることがある。さらに、凍結・凍上が予想され、吹付工では不安な場合もこの工法が見られる。この工法も湧水が多い箇所ではコンクリートと地山の一体化が望めず、かつ水圧が発生し安定が損なわれるので十分な排水対策を実施した上で適用する必要がある。

コンクリート張工には、コンクリート吹付工ともたれ式擁壁工の中間的な機能が期待されることから、その適用にあたっては、コンクリート吹付工

やもたれ式擁壁工と機能や経済性を十分に比較検討した上で採用する。

また、コンクリート張工の規模が大きくなると、張工部分の自重でのり面に沿ってずり落ちる方向の力が働くので、最下端には基礎を計画する場合がある。張工の中間部でも地山のり面を切り込んで階段式のすべり止めの突起を計画するが、すべり止め鉄筋などを用いて地山と緊結させることが必要となる場合もある。

コンクリート張工に地山補強土工やグラウンドアンカー工を併用することがあるが、この場合、抑止力を期待するので、張工の応力計算を行い、応力に応じた鉄筋や鋼材を配置すると同時に張工の強度、厚さなどの構造も検討する必要がある。

4.2 石張工，ブロック張工およびコンクリート版張工の設計

4.2.1 のり勾配，控長およびのり高

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は，のり勾配が $1:1.0$ より緩い場合に用い，原則として直高は $5m$ 以内，のり長は $7m$ 以内とするが，石張工においては，石材の緊結が難しいので，直高はできるだけ抑えるものとする．特に雑石張りを行う場合は，勾配 $1:1.5$ より緩やかにし，直高 $5m$ 程度までが望ましい．

使用する石材，ブロックの控長はのり面勾配と使用目的に応じて定めるが，標準値を表4. 3-17 に示すため参考にする．

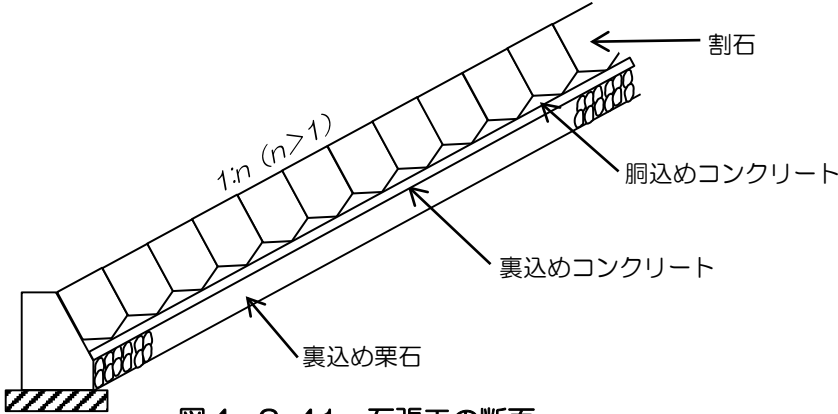


図4. 3-41 石張工の断面

表4. 3-17 のり面勾配と控長 (単位：cm)

箇所 種別 のり面 勾配 注1)	一般ののり面保護		
	石張り	ブロック張り	コンクリート版張り
1.0~1.2	35~25 注1)	35	20以下
1.2~1.5	35~25 注2)	35	20以下
1.5~1.8	25以下	12以下	20以下

注1) 勾配が $1:1.5$ より急な場合は直高 $5m$ 以下ののり面に適用する．

注2) 石張りの控長 25 cm は玉石を用い，直高 $3m$ 以下ののり面に適用する．

出典「道路土工一切土・斜面安定工指針」P304 一部抜粋

4.2.2 裏込めおよび基礎

(1) 裏込め

湧水や浸透水のある場合には、背面の排水を良好にするため、栗石または切込碎石を用いて裏込めをしなければならない。その場合の裏込めの厚さは20 cm程度とする。水抜孔は直径50 mm程度で、標準的には 3m^2 に1個以上設け、湧水の多い箇所には数を増やす。また、水とともに土の細粒分が流出する恐れがある時にはフィルターを設けなければならない。

石材、ブロックの抜け落ち、はらみ出しは、排水不良に起因することが多いので、排水路、水抜き孔等を適切に配置することが重要である。

① 石張工

原則として練張りとする。

② コンクリートブロック張工

控えの小さいブロックを使用する場合は、胴込めコンクリートにより補強しなければならない。

③ コンクリート版張工

RC版がほとんどである。重量があるので、敷設時、裏込め材などを平坦に仕上げ、隣接版、枠などを破損させないように注意する。また、隣接版、枠などに空間が生じないように間詰めコンクリートなどを施工する。大きな版を使用する場合は、温度変化を考慮して目地材を隣接部に設けるなどの配慮が必要である。裏込めコンクリートの厚さは5～10 cmを標準とし、現地の状況により下敷材が必要な場合は、下敷材料として切込碎石や栗石（裏込め栗石）を使用する。

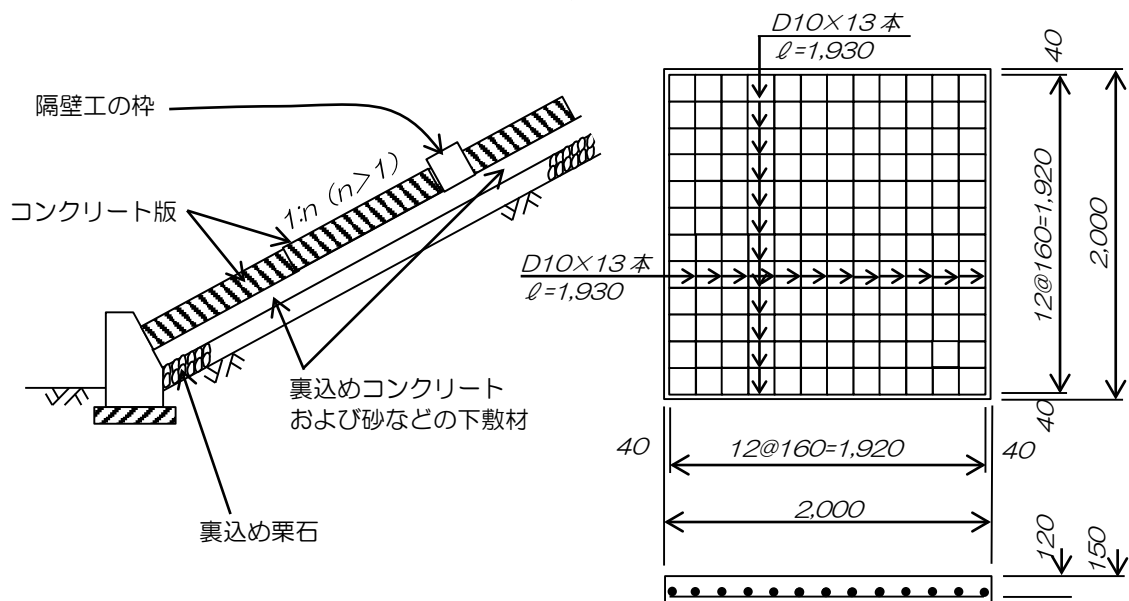


図4. 3-42 コンクリート版張工の施工断面例とコンクリート版の例（単位：cm）

(2) 基礎

斜面に沿ってずり落ちる方向の力が働くため、基礎工や必要に応じてすべり止め杭を設ける。

張工の基礎を兼ねて、張工の最下端をブロック積擁壁に載せる場合があるが、往々にして張工のずれを生じるとともに、ブロック積擁壁の転倒やはらみ出しなどの被害を生ずることがある。したがって、張工の基礎とブロック積擁壁とは小段など絶縁して計画するのが望ましい。

4.2.3 隔壁

のり面の縦方向に 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。のり面が長い（5m 以上）場合には水平方向にも隔壁工を設けることが望ましい。

4.3 コンクリート張工の設計

4.3.1 コンクリート厚

コンクリート張工は、岩盤斜面やのり面にコンクリートを打設し、岩盤の風化を防ぐとともに補強する保護工であり、等厚とした場合 $20\sim 80\text{ cm}$ が一般的である。厚さは、地山の状態、のり高、のり勾配および凍結の有無等を考慮して決定すべきであるが、地山条件が悪く非常に厚くなるような場合には、土圧を考慮したもたれ擁壁工および地山補強土工やグラウンドアンカー工の併用などとの適否を検討する。

解説

コンクリート張工は、良好な岩盤斜面の風化防止を目的として採用するものであるため、張工背面からの土圧を考慮する必要はない。しかし、張工上部に落石防護柵を設置するなどして外力を考慮する必要がある場合は安定計算を実施する。特に土砂災害特別警戒区域が生じないように施設設計を行うケースでは、残存斜面の土砂を落石防護柵で待受けるものとして、想定する外力が概して大きくなることが多い。このようなケースでは、底部にフーチングを設けたり、地山補強土工やグラウンドアンカー工を併用したりするなど、大きな外力に対抗する方法を検討する必要がある。

4.3.2 のり勾配およびのり高

(1) のり勾配

のり勾配は $1:0.5$ より緩い勾配が標準であるが、地山の状態がよい場合には $1:0.3$ まで計画できる。しかし、不陸整正や型枠設置等、施工上不利な点もあるため、コンクリート吹付工を検討した方がよいケースもある。

断面内における勾配変化は避けなければならない。やむを得ず大きな勾配変化を設けなければならない時は、小段を挟んで変化させるものとする。この場合、小段の幅は 1.0 m 以上が望ましい。なお、斜面下部が上部に比して風化や節理が多く、切取面と一体化しにくく斜面下部での支承効果が十分期待できない場合には、斜面下部を補強する目的で裏勾配をつけるなどしてよい。この場合の鉄筋は単一に入れ、上部から裏勾配に平行に入れる。

(2) のり高

のり高の限度は 20 m 程度である。ただし、多段に設置する場合は1段ののり高は 15 m を限度とする。なお、直高が 5 m 以上の場合には適切な基礎を設置することが望ましい。

4.3.3 配筋および補強

土圧を考慮する場合は梁として構造設計を行う。

一般に $1:1.0$ 程度の勾配には無筋コンクリート張工が用いられ、 $1:0.5$ 程度の勾配には鉄筋あるいは鉄骨コンクリート張工が用いられる（図4. 3-43 参照）。また、地山との一体化を図るためにすべり止め鉄筋あるいはすべり止めのリブを設けることもある。すべり止め鉄筋は原則として $1\sim 4m^2$ に 1 本、打込み深さはコンクリート厚の $1.5\sim 2$ 倍が多い。また、リブを設置する場合、横リブは直高 $5m$ 以内に 1 箇所の割合で設け、水平になるようにすることが望ましい。

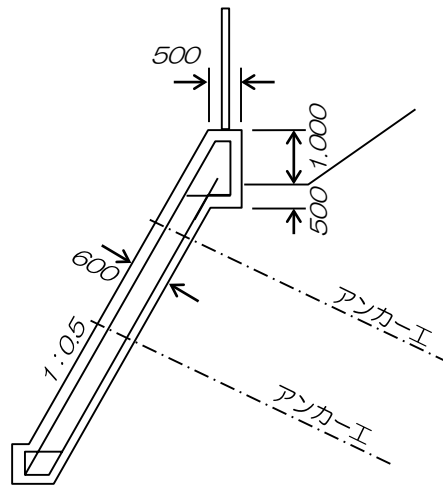


図4. 3-43 コンクリート張工の例（単位：mm）（1）

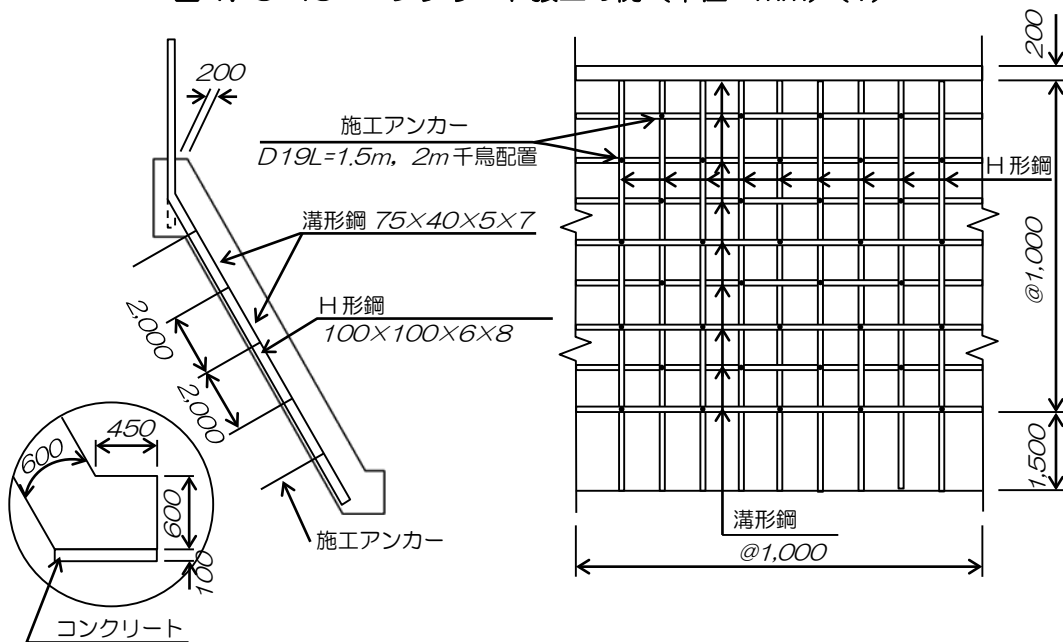


図4. 3-44 コンクリート張工の例（単位：mm）（2）

型枠の取り付けが難しい場合や急勾配（ $1:0.5\sim0.3$ ）のとき、土圧などが作用しない条件で、溝形鋼や山形鋼、H形鋼を用いて固定することがある（図4.3-44 参照）。地山補強土工やグラウンドアンカー工を併用する場合は、張工に応力が作用するので、構造計算を行い、厚さ、鉄筋の配筋などを決定する。

4.3.4 排水処理

天端および小口部は背後に水が回らないように地山に十分巻き込み、雨水等の浸透を防止しなければならない。

横方向の水路は天端小段および下部に設け、縦方向の水路は張コンクリート表面に切欠きを設ける形とし、その分の厚さを張コンクリートの裏側に増すものとする。縦水路の切欠きは水路深さを浅くし幅を広げるようにする。張工下部や小段付近では勾配の変化等により飛び散ったり、あふれたりしないような構造としなければならない。

水抜き孔は原則として $3m^2$ に 1箇所以上設けるものとするが、湧水が見られる場所や透水性の地山等の場合は必要に応じて増やすものとする。水抜き孔は外径 50 mm （VP50）以上のものを用いるものとする。

湧水が広範囲にみられる場合には、防水シートを使用するなど暗渠排水を行い、のり尻や小段で処理することが望ましい。

4.3.5 落石防護柵の併設

小規模な落石や崩落の恐れのある斜面の下部に設置したコンクリート張工には、その上部または小段に落石防護柵（ストーンガード）を設置することを原則とする。

張工天端には、上方に斜面が続く場合は落石防護柵（ストーンガード）を、上方が平坦な場合は侵入防止柵を設けることが望ましい。落石防護柵を設ける場合には防護柵とコンクリート張が一体となるよう配筋して補強する。

4.3.6 安定性の検討

コンクリート張工は、基本的に良好な岩盤斜面に設置するため、全体としての安定について検討する必要はないが、以下の3ケースに該当する場合は、安定性の検討を行う。

(1) グラウンドアンカー工や地山補強土工を併用する場合

抑止力を期待するため、張工の応力計算を行い、応力に応じた鉄筋や鋼材を配置するとともに張工の強度や厚さなどの構造検討を行う。

(2) コンクリート張工の頭部で崩壊土砂を受け止める場合

「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受式擁壁の設計計算例」に基づき、待受式擁壁と同様に安定性を照査する。また、コンクリート張工の頭部（上部重力式部）下面において応力計算を行い、必要に応じて鉄筋を配置し、構造の一体化を図る。

(3) (2) の場合でグラウンドアンカー工や地山補強土工を併用する場合

円弧すべり等により斜面全体の安定検討を行ってグラウンドアンカー工や地山補強土工の設計を実施するとともに、上段アンカー工（もしくは地山補強土）においては、斜面全体の安定計算により算出される必要抑止力の他、上部重力式部に作用する水平荷重を考慮した設計外力を用いて安定性の検討を行う。

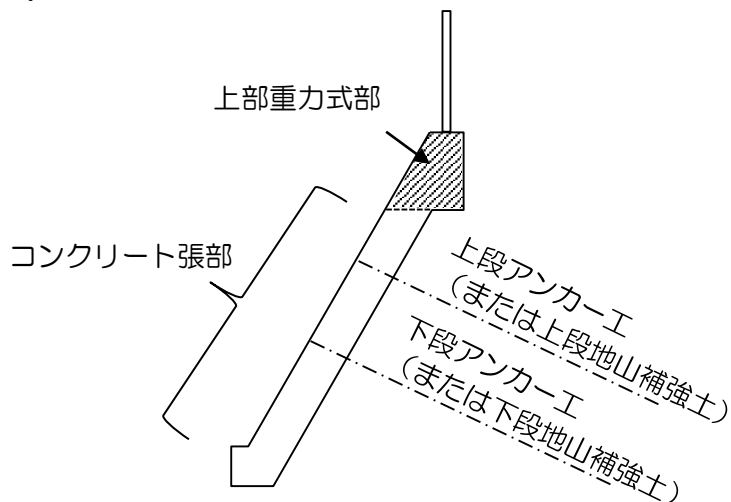


図4.3-45 頭部で崩壊土砂を待受ける場合のコンクリート張工の部材名称

解説

(1) グラウンドアンカー工や地山補強土工を併用する場合

アンカー工の設計は本編第3章第7節、地山補強土の設計は同第8節により行い、斜面全体の安定性を照査する。

コンクリート張工は、基岩と風化岩の境界が明確に設定できる場合は、構造計算上、風化岩による土圧を考慮するものとし、梁として構造設計を行う。

なお、グラウンドアンカー工を併用する場合、アンカー工自体が、経済性および長期間における信頼性において重力式構造物にやや劣るため、擁壁高 $8m$ 以下においては、重力式およびもたれ式タイプを優先するものとする。

(2) コンクリート張工の頭部で崩壊土砂を受け止める場合

「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」に準じて、コンクリート張工全体をもたれ式擁壁として安定性の検討を行う。安定性の検討を行う際は以下の①、②に留意する。

① 転倒に対する安定性について

コンクリート張工が斜面側にもたれていればミドルサードから外れていても転倒しないことから無視するものとする。

② 支持に対する安定性について

合力が底面の中央 $1/3$ ($|e| \leq B/6$) に入らず三角形分布となるケースが多いが、そのようなケースではモーメントの釣り合い条件から安定性を評価する。具体的にはモーメントの釣り合い条件を満たすには、つま先から d の位置に三角形の図心がくるよう、すなわち地盤反力の分布幅が $3d$ となるようフーチングを付加するなどして計画する。(本編第3章6.11.5参照)

また、崩壊土砂を待受けする頭部は小型重力式擁壁とみなせることから、待受式重力式擁壁に準じて安定計算を行う。多くの場合、上部重力式部のみで崩壊土砂を待受けすることは困難であると思われることから、そのようなケースでは、上部重力式部の下面位置において断面応力度照査を実施して必要な配筋設計を行い、コンクリート張部との一体化を図るものとする。

(3) (2) の場合でグラウンドアンカー工や地山補強土工を併用する場合

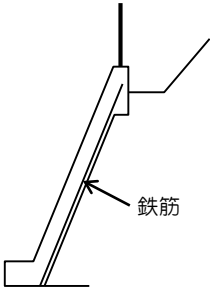
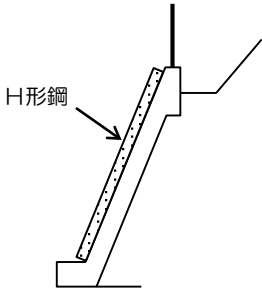
(2)と同様、斜面全体の安定性が確保できるようにグラウンドアンカー工、地山補強土の設計を行うとともに、断面応力度照査を行い、上部重力式部とコンクリート張部の一体化を図る。

ただし、コンクリート張工の頭部(上部重力式部)で崩壊土砂を受け止める場合でグラウンドアンカー工や地山補強土工を併用する場合は、上段アンカーの設計において、斜面全体の安定性を確保するために必要な抑止力に上部重力式部に係る水平荷重を加えた外力を用いて構造諸元を決定する必要がある。

4.3.7 安定となるための対策工

一般的な構造で不安定となる場合の対策工法としては，表4. 3-18 に示す工種が挙げられる.

表4. 3-18 張工対策案

対策	概要図	概要
①鉄筋による補強		鉄筋コンクリートとすることにより，断面破壊に対して抵抗力を付加し，もたれ式擁壁として一体化する.
②H鋼による補強		H鋼により補強することにより，断面破壊に対して抵抗力を付加し，もたれ式擁壁として一体化する.

第5節 のり砕工

5.1 目的および一般的留意事項

5.1.1 目的

急傾斜地崩壊防止施設としてよく用いられる抑制工には、植生工、のり砕工、吹付工、ブロック張工等によるもの、またこれらの組合せによるものがある。このうち、のり砕工は、湧水を伴う風化岩など長期にわたる安定が若干疑問と思われるのり面に現場打ちコンクリートや吹付モルタル、プレキャスト部材によって砕を組み、その内部を植生、コンクリート張工等で被覆することによってのり面の風化、侵食の防止をするとともに、のり面表層の崩壊を抑制することを目的とする。

解説

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

5.1.2 一般的留意事項

のり砕工の一般的留意事項は以下のとおり。

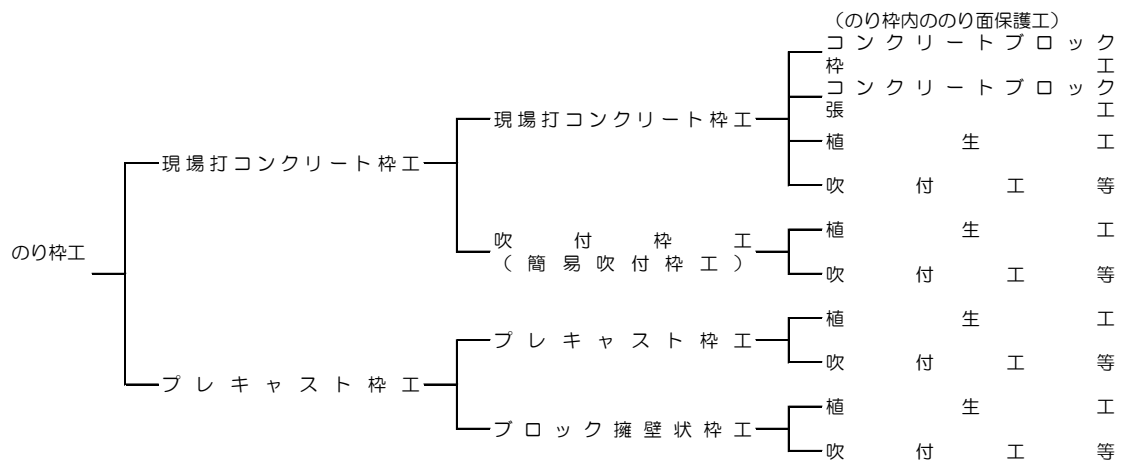
- ① 環境保全の観点からは積極的に植生工を取り入れることが望ましいことから、周辺の環境を考慮して設計を行う。ただし、地域住民の意見も確認の上、維持管理を含めた総合的な観点から方針を決定する。のり砕内に植生工を施す場合には本章第3節植生工を参照のこと。
- ② プレキャスト砕工は、植生工のみでは表面侵食が防止できない場合で、かつ、原則として勾配が $1:1.0$ より緩く、地山全体が安定している場合の緑化基礎工として検討する。
- ③ 植生工に適しない硬い土や軟岩に類するものは、のり面表層の崩壊抑制機能のほか、緑化基礎工としての機能を目的として、のり砕工と客土ないしは植生基材による植生工を検討する。
- ④ 切土のり面や長大斜面および土質の不良な場合などで、のり面の長期にわたる安定が若干疑問と思われる箇所、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、および勾配 $1:1.0$ より急な場合は吹付砕工が多く適用される。
- ⑤ 環境面や維持管理の面で砕の中詰めに植生工を用いることが不適当と判断される場合は、土質に応じた中詰めを行う。

- ⑥ 湧水のある法面の場合は、吸出し防止に十分配慮した法枠背面の排水処理を行う。
- ⑦ 枠内に排水が必要な場合は、現場の状況に応じてパイプ方式もしくは水切り方式のいずれかを選択する。
- ⑧ 地盤に応じた基礎を検討する。
- ⑨ 地山との一体化を図るため、のり枠にすべり止めの杭や鉄筋を設置する。
- ⑩ 急傾斜地崩壊防止施設として切土工を単独で用いる場合は、のり面保護工として簡易吹付枠工を設置する。

5.2 のり枠工の分類

5.2.1 のり枠工の分類

のり枠は下図に示すように分類される。



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P188 に一部加筆

図4. 3-46 のり枠工の分類

5.2.2 枠内排水の分類

横梁に水がたまる構造ののり枠工においては、現場の状況に応じてパイプ方式もしくは水切り方式のいずれかの枠内排水を設置する。

一般的にパイプ方式の方が水切り方式より経済性に優れるが、枠内排水方式は経済性の他に維持管理面を考慮して選定する。表4. 3-19 に枠内排水方式と適用条件を示す。

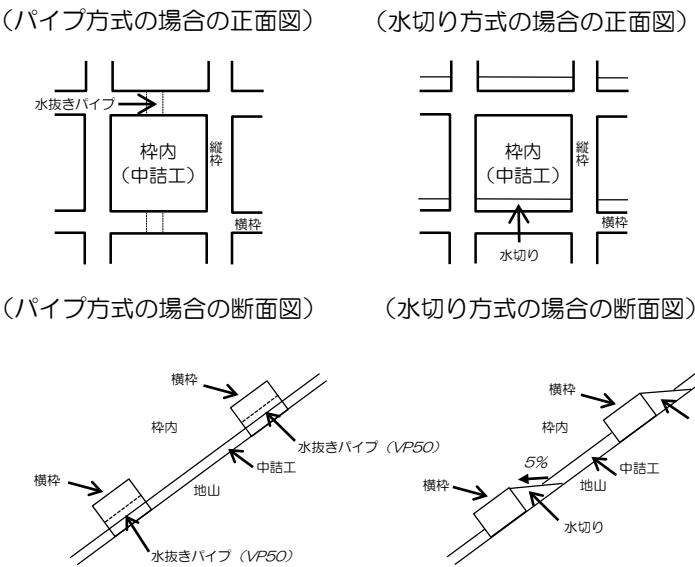


図4. 3-47 枠内排水の例

表4. 3-19 枠内排水方式と適用条件

	適用条件	適用例
パイプ方式	水抜きパイプが詰まる可能性が低い場合	中詰工がコンクリートもしくはモルタルなど
水切り方式	上記以外の場合	枠内を緑化するなど

5.3 現場打コンクリート枠工

5.3.1 現場打コンクリート枠工の設計

現場打コンクリート枠工は、地形や施工条件等の制約を受け、切土のり面の安定勾配がとれない場合（のり長が長くなると安定勾配がとれない場合が多くなる）、または湧水を伴ったり、土質が良好でなかったりした場合に用いられるほか、節理・亀裂等の発達した岩盤、コンクリート吹付工等で浮石を止めることができない場合にも地山補強土工やグラウンドアンカー工を併用することにより支保的機能を期待して適用される。一般にのり面勾配が 1:1.0 より急なのり面に多く用いられる。

一般に断面形状は幅 30~60 cm、厚さはほぼこれと同じものが多い。枠の間隔については、現地状況を十分検討のうえ決めるものとするが、一般には 1.0~4.0m を標準とする。のり枠の梁にすべり止めや変形防止の鉄筋を入れ、交点にはすべり止めの杭またはすべり止め鉄筋などを設けて補強することが望ましい。

抑止力が大きい場合は溝形鋼、H形鋼などを使用したのり枠工を設計することもある。現場打コンクリート枠工は大きな強度が期待できるが、勾配が緩やかな場合は特に施工性に留意して設計する。

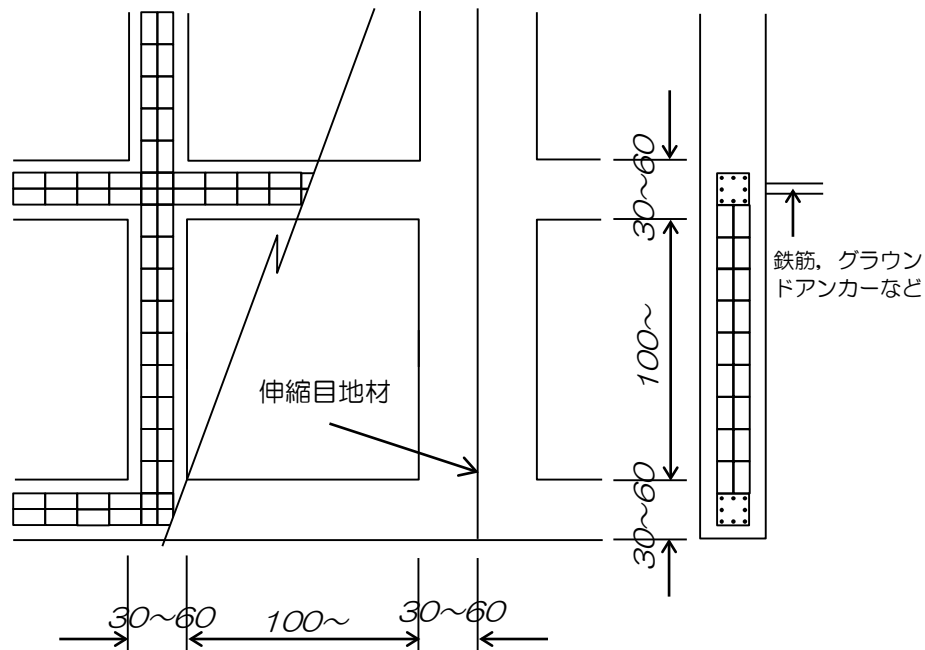


図4. 3-48 現場打コンクリート枠工の例（単位：cm）

解説

部材の断面については、外力の想定ができる場合は計画された地山補強土工やグラウンドアンカー工の有する抑止力に基づき、支承構造物として設計する。

のり枠断面の必要鉄筋量は部材応力に基づいて設計するが、部材応力が作用しない場合は用心鉄筋程度でよい。計算方法には、弾性床土上の梁として計算する場合と、支点を考えて行う梁の計算とする場合がある。設置地山が硬岩の場合や擁壁補強などの場合には、弾性床土上の梁として計算し、その他の場合は支点を考えて梁の計算を行う。設計の詳細については、「のり枠工の設計・施工指針」を参照されたい。

5.3.2 基礎工

基礎工は以下のとおりとする。

- ① 基礎はコンクリート基礎を標準とする。
- ② 基礎地盤が普通土または粘性土の場合は、コンクリート基礎の下に栗石（碎石）基礎または均しコンクリートを施工することが望ましい。
- ③ のり枠工の基礎は沈下・滑動・転倒に関する安全性を検討し、必要に応じて杭基礎とする。
- ④ 基礎工の根入れ深さは地盤の状況により決定するが、岩盤の場合は根石程度、それ以外の場合は一般に $0.3\sim 1.0m$ とする。ただし、寒冷地においては凍上深さより深くすることが望ましい。
- ⑤ 基礎擁壁と枠が接する部分は鉄筋を入れ、基礎と枠との一体化を図る。

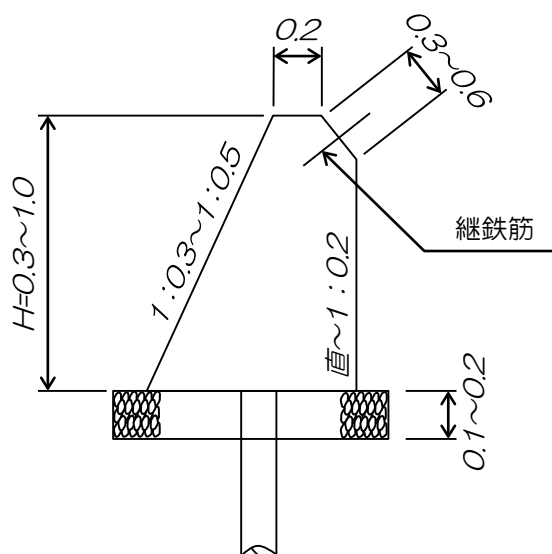


図4. 3-49 現場打コンクリート枠工の基礎工の例（単位：m）

5.3.3 梁の構造

梁の構造は鉄筋コンクリートが一般的である。梁の断面は縦梁、横梁とも $30\text{ cm} \times 30\text{ cm} \sim 60\text{ cm} \times 60\text{ cm}$ 、梁の間隔については現地状況を十分検討のうえ決めるが、縦梁、横梁の間隔は $100 \sim 400\text{ cm}$ である。

梁はのり面にくい込ませる方法とのり面上に設置する方法（岩盤斜面）とがある。のり面にくい込ませる場合は一般に土砂斜面で用いられる。この場合の施工はのり面に筋掘りし、そこに一定の配筋をした上でコンクリートを打設する。のり面に多少の窪地があっても縦梁の表面の勾配を一定にして、縦梁と地山間にコンクリート間詰めをすることで対応する。

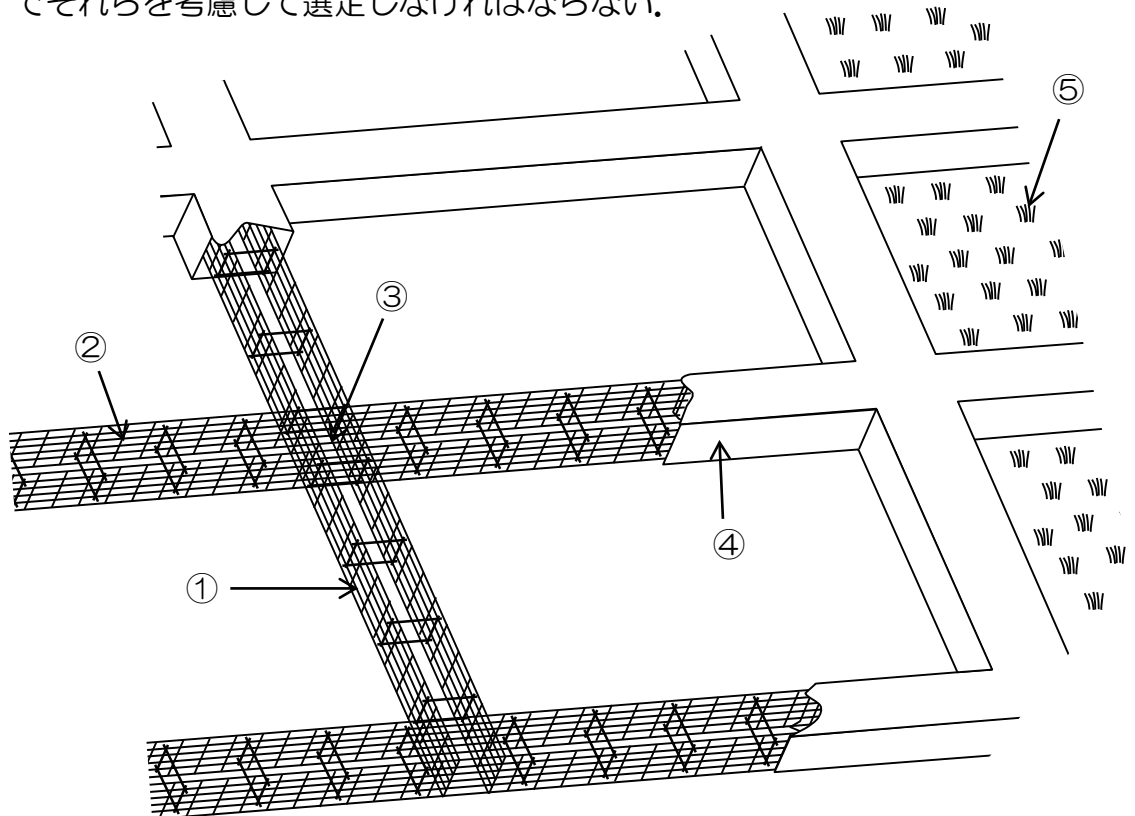
5.3.4 中詰工

中詰めは環境面から植生が望ましいが、勾配が $1 : 0.5$ より急な場合、地山が硬くて根系の成長が困難な場合、維持管理面から導入することが困難または不適当な場合は、コンクリート張工、ブロック張工などが一般に用いられる。また、岩盤中に亀裂が多く、水が浸入して風化を促進したり、崩落の原因となったりするおそれのある場合は、モルタル吹付工等を用いて表層侵食の抑制を図る。なお、梁内に窪地があるときは、中詰めに先立って栗石等で充填する。

5.4 吹付砕工

吹付砕工法は、金網を用いた型枠を地山の形状に順応させて張りつけ、コンクリート（現場打コンクリート砕工に比べ空隙が多くなるなどの不安定要素がある）またはモルタルを直接吹付けて造成するものである。のり面の状態に応じて枠の交点に鉄筋、地山補強土工、グラウンドアンカー工等の工法を併用して地山との一体化を図る。

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



- ① 縦型枠鉄筋の架設
- ② 横型枠鉄筋の架設
- ③ グラウンドアンカーなどの打設
- ④ モルタル打設およびコンクリート打設（吹付工法を用いて打設施工する）
- ⑤ 植生工，モルタル吹付など

図4. 3-50 吹付砕工施工の例

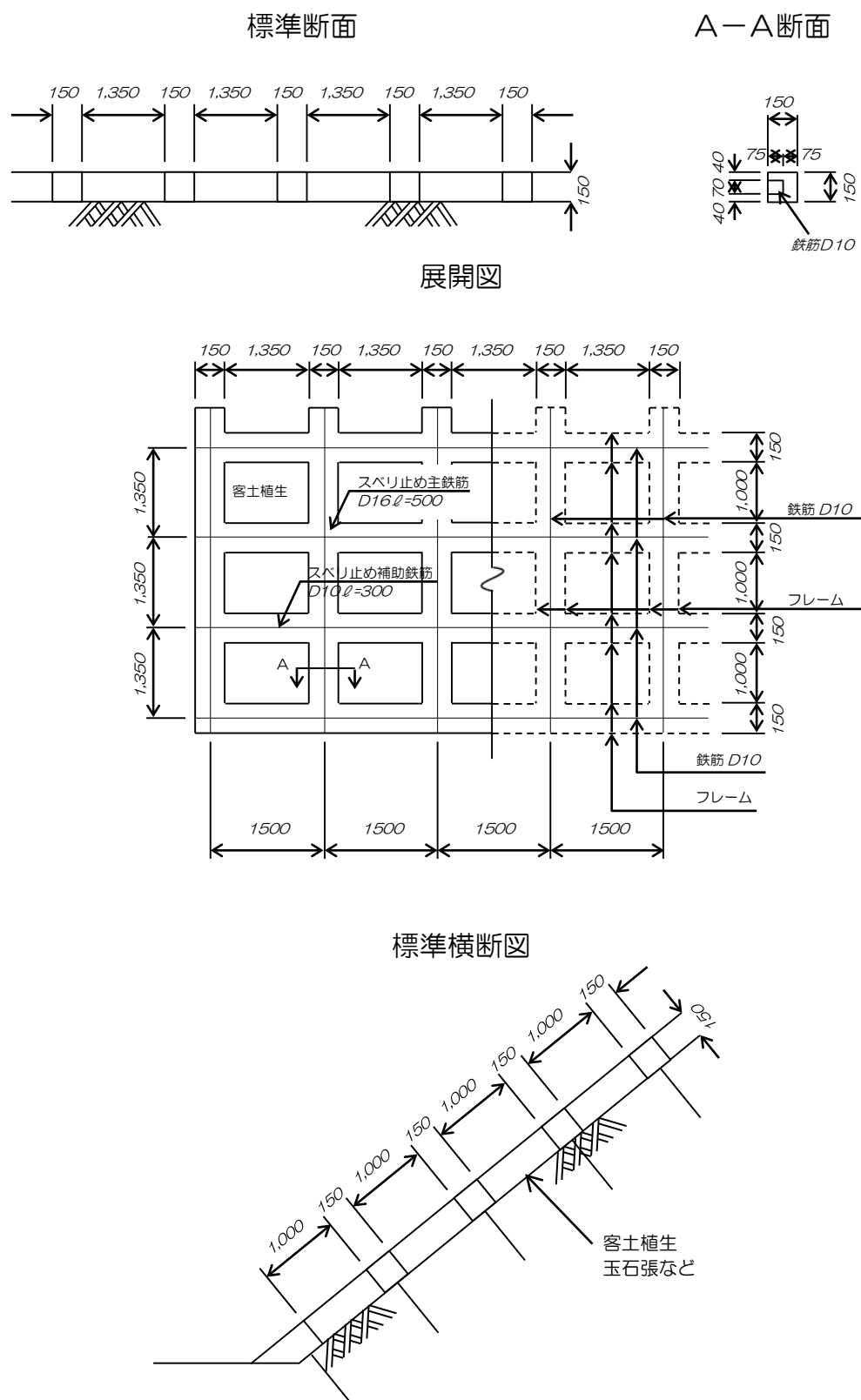


図4. 3-51 施工図の例 (単位: mm)

解説

本工法の特徴として、以下の点が挙げられる。

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

吹付枠工にグラウンドアンカー工などを併用するときは、現場打コンクリート枠工の場合と同様に支承構造物として応力計算を行い、断面、鉄筋量などを設計する。小断面のフレームであっても、応力を期待する場合は計算にて断面などを照査する。設計の詳細については、「のり枠工の設計・施工指針」を参照されたい。

また、急傾斜地崩壊防止施設として切土工を単独で用いる場合は、のり面保護工として簡易吹付枠工を設置する。

5.5 プレキャスト枠工

5.5.1 プレキャスト枠工の設計

プレキャスト枠工法は、切土面に植生工のみ施工しただけでは雨水による侵食に耐えられないのり面の緑化基礎工として用いる。原則として、直高 5m 以下とするが、直高 5m を超える場合は、のり面縦方向に現場打ちの隔壁を 10m ごとに設置する。部材の一部が万一破損した場合でも、その影響が全体に及ばないように配慮することはもちろんであるが、のり下端より概ね直高 1/3 までの部分は部材を緊結して一体化を図ることが望ましい。コンクリートブロック枠工は土質によって 1:0.8 のり勾配まで施工できるものもあるが、原則として 1:1.0 より緩やかな斜面に採用する。一般に枠はプレキャスト製品で、枠の交点部（品）にはすべり止め鉄筋を施工する。コンクリートブロック枠工の一例を図 4. 3-52 に示す。

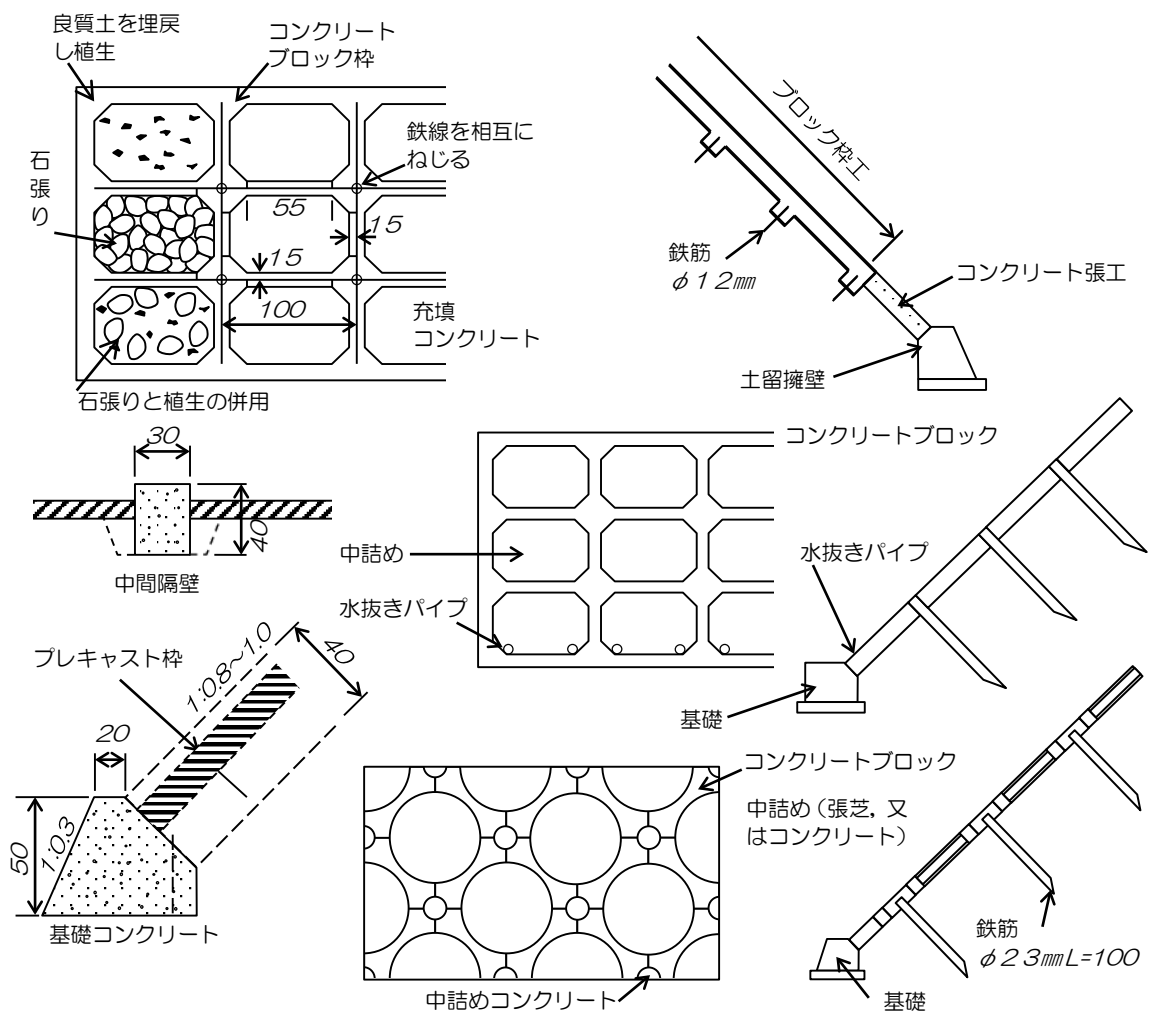


図 4. 3-52 コンクリートブロック枠工の例（単位：cm）

また、近年は各種のブロックが考案され、大型枠ブロックもある。これらは比較的大きな抑止力を期待したグラウンドアンカー工の受圧板が多い。形状も十字、円形、多角形など様々なものが考案されている。さらに現場打ちの大型ブロック（生コンクリートによる現場打設ブロック）や緑化工の併用が可能な鋼製受圧板なども施工されている。その一例を図4. 3-53 に示す。

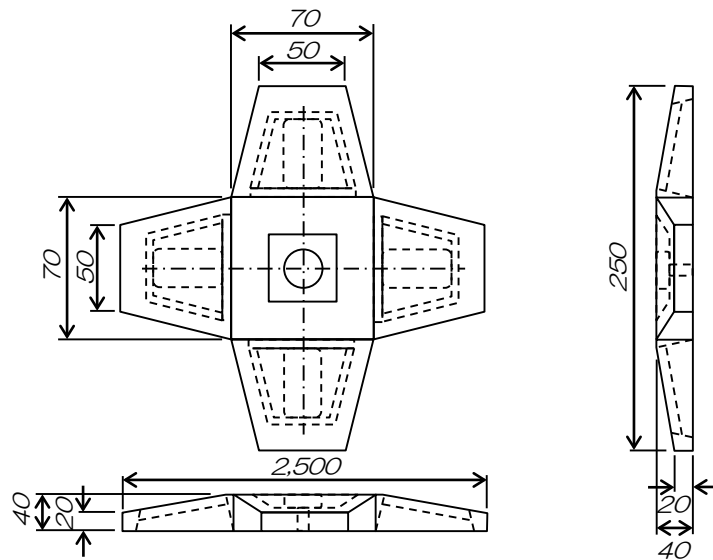


図4. 3-53 大型枠ブロックの例（単位：cm）

5.5.2 隔壁工

切土のり面において一連ののり高が $5m$ を超える場合は、のり面に対して縦方向に現場打コンクリートを $10m$ ごとに設置し、のり面を分割施工することが望ましい。また、場合によっては横方向にも隔壁を設置することがある。隔壁によって、万一、部材の一部が破損してもその影響が全体に及ぶのを防ぐことができる。しかし、大型ブロックでのり面安定を図るときはグラウンドアンカー工を併用することから隔壁は設けないことが多い。

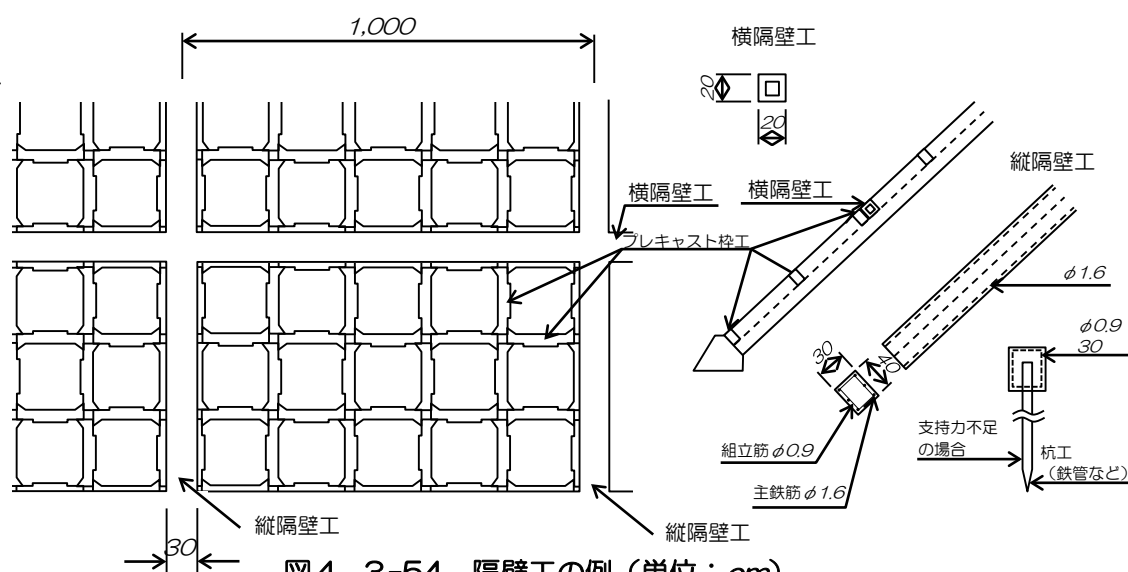


図4. 3-54 隔壁工の例 (単位: cm)

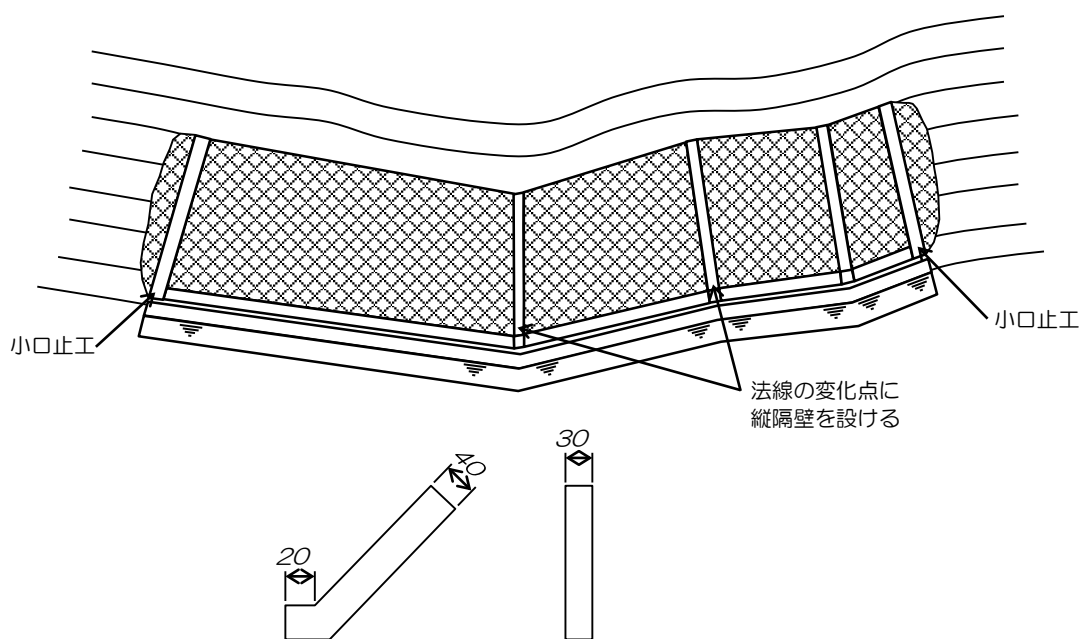


図4. 3-55 小口止工の設置例 (単位: cm)

5.5.3 基礎工

基礎工は以下のとおりとする。

- ① 基礎はコンクリート基礎を標準とする。
- ② 基礎地盤が普通土または粘性土の場合は、コンクリート基礎の下部に栗石（砕石）基礎または均しコンクリートを施工する。
- ③ 基礎の根入れ深さは地盤の状況により決定するが、岩盤の場合、根石程度、それ以外の場合、一般に $0.3m$ 程度のものが多い。ただし、寒冷地においては凍上深さより深くすること。
- ④ 既設の石積擁壁やコンクリート張工の天端を使用する場合、十分その安全性の検討を行うことが望ましい。安全性を確認できない場合は既設部分から切り離して、新設の基礎を設置すること。

5.5.4 中詰工

中詰めは植生によって保護することが望ましいが、維持管理を考慮して、人家が近接しているなど、植生が不適当な場合には栗石やコンクリート等、状況に応じた中詰めを行う。中詰めをコンクリート張工、積石コンクリート工、コンクリートブロック張工、練石張工等に用いる場合は、吸出し防止を施した水抜き孔を設け、プレキャスト枠工背面の水を排出すること。水抜き孔は、原則、のり面 $3m^2$ に 1 個以上とし、湧水などの状況により適宜増やすものとし、孔の大きさは $\phi 50mm$ 程度を標準とする。湧水が特に多い場合には暗渠を設けるとともに、吸出し防止材等で十分に処理する。

なお、栗石による中詰めは施工後数年で緩み、中抜け、崩落の危険を伴うことがあるので、できる限り使用を控えることとし、栗石を用いる場合は脱落を防止する対策を講ずるものとする。

5.6 ブロック擁壁状枠工

5.6.1 アンカー付格子状枠工（擁壁工）

アンカー付格子状のり枠は鋼管芯のコンクリート梁を格子状のり面に設置し、継手部（格子点）のアンカーを支点とする単純梁として、土圧、すべり力に抵抗する構造を有するものである。

のり勾配は垂直まで施工可能であり、プレハブ式であるため狭い場所での施工性はよい。

解説

枠内に設置した矢板背面の裏込めが緩み、矢板にズレが生じた例が散見されるため、本県では新規に採用しないこととする。

5.6.2 その他のプレキャスト枠工

植生工の基礎工としてのプレキャスト枠工には、鋼製枠工、樹脂枠工（プラスチック枠工）、木製枠工等がある。これらに関しては、5.5項を準用するが、プレキャスト枠工の種類および同じ種類でも製品の仕様によってその機能、効果などが少しずつ異なるので、その特徴を十分把握検討し現場条件に適したものを選択する。

これらのプレキャスト枠工のほか、大型ブロックで擁壁の効果を期待するものや、グラウンドアンカー工を併用し、中程度の抑止力を期待できるもの、植栽を目的とする植木鉢状のものなどさまざまなものが考案されている。その他、独立支圧板も施工されている。これも現場打ちのものもあり、グラウンドアンカー工との併用で用いられている。植栽を目的としたブロックの一例を下図に示す。

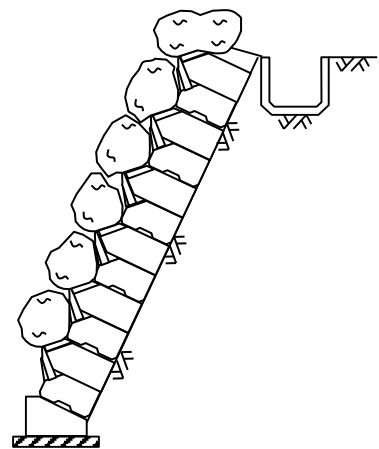


図4. 3-56 緑化ブロック
の一例（断面図）

解説

プラスチック製および木製枠は、枠のずれや劣化等、変状が著しい例が散見されるため、本県では新規に採用しないこととする。

第6節 擁壁工

6.1 目的および一般的留意事項

6.1.1 目的

擁壁工は次のような目的の場合に計画する。

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

6.1.2 一般的留意事項

擁壁を計画する際の留意点としては以下のものが挙げられる。

- ① 擁壁を設置するための基礎や斜面下部の掘削は施工中および施工後の斜面の安定に及ぼす影響が大きいので、できる限り最小限にとどめなければならない。
- ② 基礎地盤は十分な支持力が必要であり、十分でない場合は杭基礎などの他の工法との併用を検討する。
- ③ 湧水が多い斜面に擁壁を設置する場合は、排水に十分留意し、擁壁背面に水圧が生じないようにする。

6.2 擁壁工の種類

一般に擁壁工の種類としては、材料、構造および機能等に着目して分類すると以下ようになる。

- ① 石積・ブロック積擁壁
- ② 重力式擁壁
- ③ 半重力式擁壁
- ④ もたれ式擁壁
- ⑤ 片持ち梁式擁壁
- ⑥ 控え壁式擁壁
- ⑦ 支え壁式擁壁

⑧ 矢板式擁壁

⑨ 特殊擁壁：棚式擁壁，特殊控え壁式擁壁，箱型擁壁，混合擁壁，井桁組擁壁，補強土工法による擁壁，待受式擁壁

一般に急傾斜地崩壊防止工事においては，盛土工が用いられる場合でも規模は小さく，大部分は崩壊の抑止工もしくは他の構造物の基礎に用いられる．主なもの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 もたれ式コンクリート擁壁

④ 待受式コンクリート擁壁

⑤ 井桁組擁壁

解説

主な擁壁の特徴は次のようなものである．

(1) 石積・ブロック積擁壁

石あるいはブロックを積み重ね，のり勾配 1:1.0 よりも急にした簡易擁壁で，のり勾配，のり長および線形を自由に変化させることができる．のり留および構造物との取り合いなどが容易で，従来から用いられている．

(2) 重力式コンクリート擁壁

自重により土圧を支持するコンクリート製の擁壁で，壁体内にコンクリートの抵抗力以上の引張力が生じないとして設計したものであり，基礎地盤が良好である場合に使用される．また，他の構造物の基礎として使われることが多い．

(3) もたれ式コンクリート擁壁

自立できない重力式擁壁で，擁壁背面が比較的良好な地山の場合に採用される．狭い場所，人家密集地帯では小土工で施工できる利点がある．

(4) 待受式コンクリート擁壁

構造的には重力式擁壁と同じものであり，小規模な崩壊が生じても擁壁背面に設けられているポケットで止めて人家等に被害を及ぼさないようにするものである．

(5) 井桁組擁壁

基礎地盤が軟弱で斜面に湧水が多い場合に用いられる．

6.3 擁壁工の計画

擁壁工は斜面崩壊を直接抑止する構造物として用いられるが、斜面の諸条件を十分検討の上使用する必要がある。特に急傾斜地は、一般に勾配が急で斜面長が長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。擁壁工は原則として斜面下部（脚部）に設置するが、斜面の条件によっては斜面中段に設置する場合もある。この場合として次のような斜面の条件が考えられる。

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

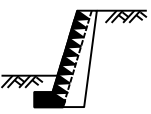
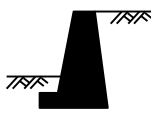

また、斜面下部に相当の余裕がある場合、斜面下部に擁壁を設けその背後に土砂を盛って斜面の安定を図る押え盛土工がとられる。この場合の擁壁設置は押え盛土の安定を図る目的をもっている。

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

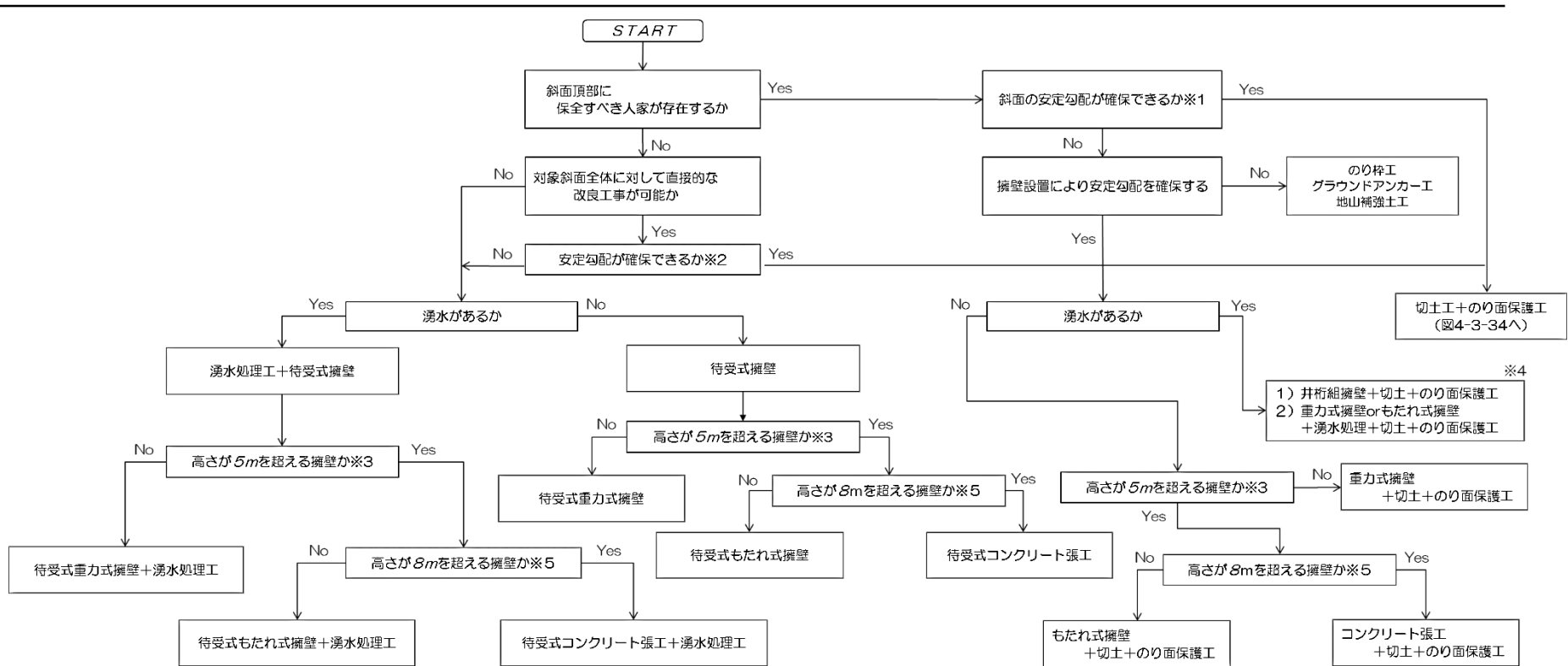
擁壁工の計画位置は、斜面下部の切取りをできるだけ避けるように地山に応じたのり線で計画する。

擁壁工の工種の選定は、その目的、地形、地質、土質、施工性および経済性等の様々な要因に左右されるが、主な擁壁工の選定の目安の一例を次表に示す。また、擁壁形式の選定フローを図4.3-57に示す。

表4.3-20 主な擁壁工の選定の目安の一例

種類	形状	一般的な適用高さ	特徴	採用上の留意点
石積・ブロック積擁壁		<ul style="list-style-type: none"> ・7m以下（直高により勾配や裏込厚などが変わる） ・大型ブロック積みの場合は15m程度まで可能なものもある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・のり面下部の小規模な崩壊の防止、のり面の保護に用いる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・背面の地山が締まっている場合や背面土が良好であるなど土圧が小さい場合に用いる。 ・構造として比較的耐震性に劣る。
重力式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> ・5m程度以下 	<ul style="list-style-type: none"> ・自重によって水平荷重を支持し、躯体断面には引張応力が生じないような断面とすることを原則とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・底版反力が大きい場合、支持盤が良好な箇所に用いる。 ・杭基礎となる場合は適していない。
もたれ式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> ・10m程度以下が多い。 ・15m程度まで用いられた例がある 	<ul style="list-style-type: none"> ・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。 	<ul style="list-style-type: none"> ・支持地盤は岩盤などの堅固なものが望ましい。 ・改良地盤上には用いないことを原則とする。

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P199 を一部変更加筆



※1 ここでいう安定勾配とは「本編第3章第2節 2.2 切土のり面勾配」に示した地質別の標準切土勾配を確保できるかどうかを意味している。

※2 長大斜面であったり、立木が存在したりする場合などは、経済性や環境面を考慮して切土工法が適切かどうか判断する。

※3 重力式擁壁、もたれ式擁壁の選定は、経済性を考慮して擁壁高さ 5m で区分する。これは、高さが 5m を超える重力式擁壁は掘削土量およびコンクリート量などが多くなり、もたれ式擁壁に比べて著しく不経済となるためである。なお、高さ 5m までは同程度の経済性であるため、安定性を重視して重力式擁壁を選定する。

※4 コンクリート擁壁を選定した場合、※3 に同じ。

※5 擁壁高さが 8m を超えるもたれ式擁壁は地震時を考慮した設計となることから、経済性、施工性を考慮してコンクリート張工を選定することとする。

図4.3-57 擁壁形式選定フロー

6.4 設計手順

擁壁はその高さあるいは地盤条件などにより構造形式が変わり、現場の状況によっては標準的な構造形式を用いることができない場合がある。したがって、以下の事項を勘案して総合的な判断をした上で、下図に示す手順により設計を行う。

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

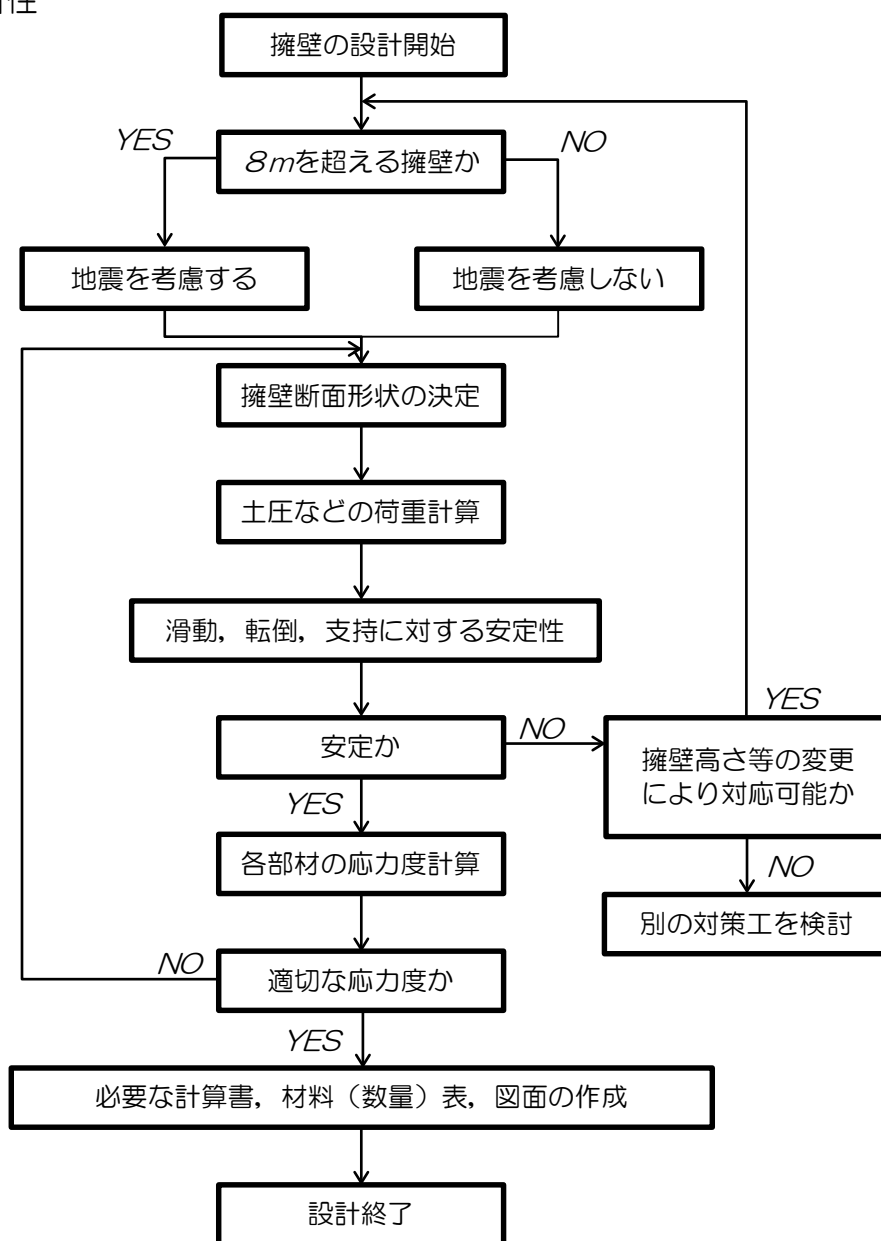


図4. 3-58 擁壁の設計フロー

なお、地震時は以下に示す場合を除き、一般的に設計計算を行わないものとする。

- ① 高さ $8m$ を超える擁壁
- ② 倒壊が付近に重大な損害を与えたり、復旧が極めて困難な擁壁であったりするなど、地震時を考慮する必要があると認められる場合

解説

擁壁工を設計するにあたっては、第一に擁壁工が必要になる理由および目的を整理し、擁壁の求める機能を明確にする必要がある。擁壁工の種類は6.2項を参考に暫定的に選定し、図4.3-57および図4.3-58により設計を行う。

また、擁壁の構造形式や基礎形式の選定には、擁壁が設置される位置の地形、地質・土質の条件が大きく影響することから、地形、地質・土質および地下水に関する調査結果を十分に踏まえて設計を行うものとする。

地震時の取り扱いについては「道路土工－擁壁工指針」に準拠し、高さ $8m$ 以下の擁壁で常時の作用に対する安定性と部材の安全性を満足する場合には、地震動の作用に対する照査を行わなくてもレベル1地震動に対して性能2を、レベル2地震動に対して性能3を満足するものとし、計算を行わないものとした。ここで、擁壁の要求性能を次表に示す。

表4.3-21 擁壁の要求性能に対する限界状態

要求性能	擁壁の限界状態	構成要素	構成要素の限界状態
性能1	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、擁壁の機能を確保し得る限界の状態	擁壁，基礎地盤および背面盛土	擁壁が安定であるとともに、基礎地盤および背面盛土の力学特性に大きな変化が生じず、かつ、擁壁を構成する部材などから要求される変位にとどまる限界の状態
		擁壁を構成する部材	力学特性が弾性域を超えない限界の状態
性能2	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、修復を容易に行い得る限界の状態	擁壁，基礎地盤および背面盛土	復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態
		擁壁を構成する部材	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態
性能3	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態	擁壁，基礎地盤および背面盛土	隣接する施設への甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態
		擁壁を構成する部材	部材の耐力が大きく低下し始める状態

6.5 位置および高さの決定方法

擁壁の位置および高さは、以下の考え方で決定することを基本とする。

- ① 一般に急傾斜地崩壊対策事業で対象とする斜面には人家が近接している場合が多いため、擁壁の設置位置は、施工上最低限必要な人家との離隔を確保できる位置に計画する（擁壁の根入れ深さによって異なるが、通常の場合、家の軒先から $1.5m$ 程度の離れが目安となる）。
- ② 待受式擁壁の場合、擁壁が現況斜面と交わる高さより高くなるよう計画するものとし、崩壊土砂の移動の高さ（最低高 $1m$ ）以上のポケットを設ける。なお、ポケットの底面幅は $1m$ 以上とする。
- ③ 擁壁を構築した後に残る切土のり面の高さが最大でも $5m$ 以下となるように擁壁高さを決定するのが望ましい。
- ④ 擁壁に設置する落石防護柵の天端から擁壁天端より上部の斜面と平行に引いた直線と、擁壁天端より上部の斜面との間の間隔が $2m$ 以上になるように擁壁高さを決定する。

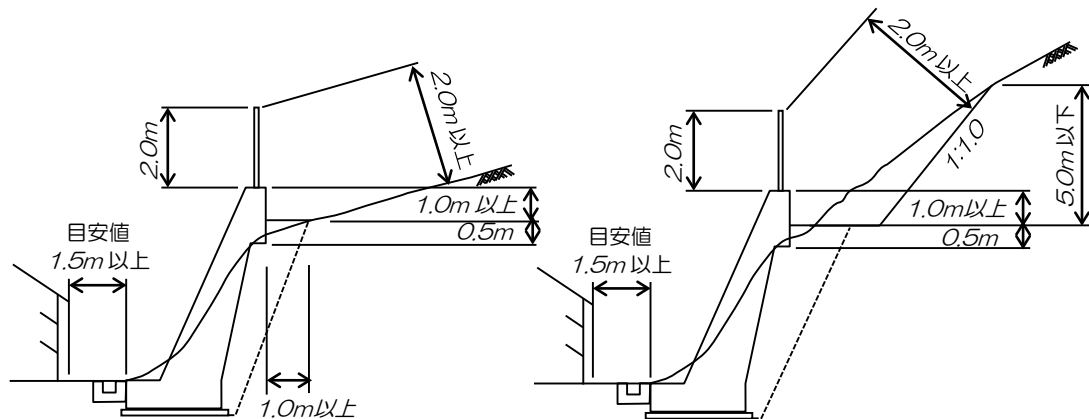


図4.3-59 待受け機能を持たせた擁壁の標準形状

解説

擁壁工を計画する場合、設置位置や擁壁高の決定が極めて重要である。

急傾斜地の状況、地質および土地利用状況などの設計条件は現場ごとに異なり、一様な基準で決定するのは困難であることから、ここでは、最低限の数値指標を示した。これにより難しい場合は、現場の諸条件を総合的に勘案し、最も適した擁壁諸元を別途検討すること。

また、近年は崩壊土砂の堆積量を見込んだポケット容量を確保することが求められ、人家との離隔を確保するためにやむを得ず斜面を切り込む配置となる場合もある。その場合は安全を十分確保しながら施工できるよう計画段階から配慮すること。

6.6 基礎工

6.6.1 基礎工の設計

直接基礎は良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面下の地盤のみで支持させるものとする。水平荷重は基礎底面の滑動抵抗のみで支持することを原則とする。

擁壁の基礎形式は、直接基礎および杭基礎に大別される。これらの基礎形式の選定にあたっては、地盤の条件、施工条件などについて十分調査・検討しなければならない。擁壁底版は支持地盤に直接設けるのがよいが、これが困難な場合、①支持層と考えられる層までの深さが浅い場合は基礎の根入れを下げ、もしくは置き換え基礎をする。②用地がなく必要な基礎幅が確保できない場合や支持層が深い場合には杭基礎や地盤改良工を採用する。擁壁の基礎杭としては一般にH鋼杭、鋼管杭などの打込み杭が用いられる。

また、いずれの対策においても近接する建物等への影響を考慮して検討を行う。

解説

良質な支持層とは、擁壁の重要度や擁壁に作用する荷重の規模等によっても異なり、一律に定められるものではないが、一般的には以下の事項を目安としてよい。

- ① 砂質地盤の場合は、 N 値 15以下の砂質地盤は一般的に支持層として望ましくなく、 N 値が 20程度以上あれば支持層と考えてよい。 N 値が 20以下のときは、土質調査結果等を総合的に検討し地盤の諸定数を適切に定める必要がある。また、砂礫層では礫の影響を受け N 値が過大に出る傾向があるので注意が必要である。
- ② 粘性土の場合は、 N 値が 10～15程度以上、あるいは一軸圧縮強さ q_u が 100～200KN/m²程度以上あれば支持層としてよい。
- ③ 岩盤の場合は、一般的に支持層としてよい。しかし岩盤には不連続面やスレーキング等の影響により均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがあるので、これらの影響について事前に検討を行っておく必要がある。

なお、杭基礎を設計する場合は「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に準ずるものとする。

6.6.2 基礎処理

ここでは、直接基礎の滑動抵抗を十分に期待できるよう配慮するものとし、基礎の地盤種別に応じた掘削底面の基礎処理方法について記述する。

(1) 基礎地盤が土砂（土質基礎）の場合

基礎地盤が土砂の場合は、掘削底面に砕石（C-40またはRC-40）を敷き並べて十分に転圧し、その上に均しコンクリートを設けた上に底版を施工するものとする。

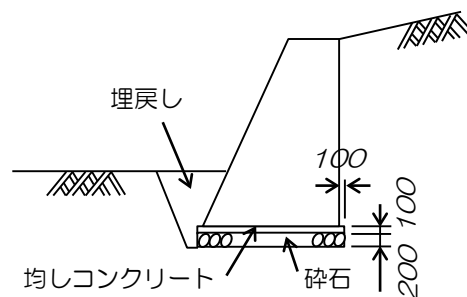


図4.3-60 土砂（土質）基礎の場合

(2) 基礎地盤が岩盤（岩基礎）の場合

基礎地盤が岩盤の場合は、まず、岩盤を底版下面の位置まで切り込み、岩の掘削に伴って生じた浮石などを完全に除去したのちに、岩盤表面を十分洗浄しその上に底版を直接施工するか、もしくは均しコンクリートや敷モルタルを設けた上に底版を施工する。

本手引きにおいては、均しコンクリートによる処理を基本とする。

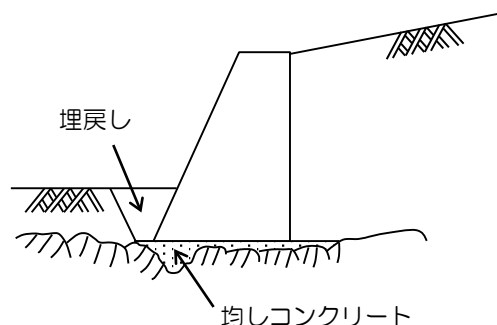
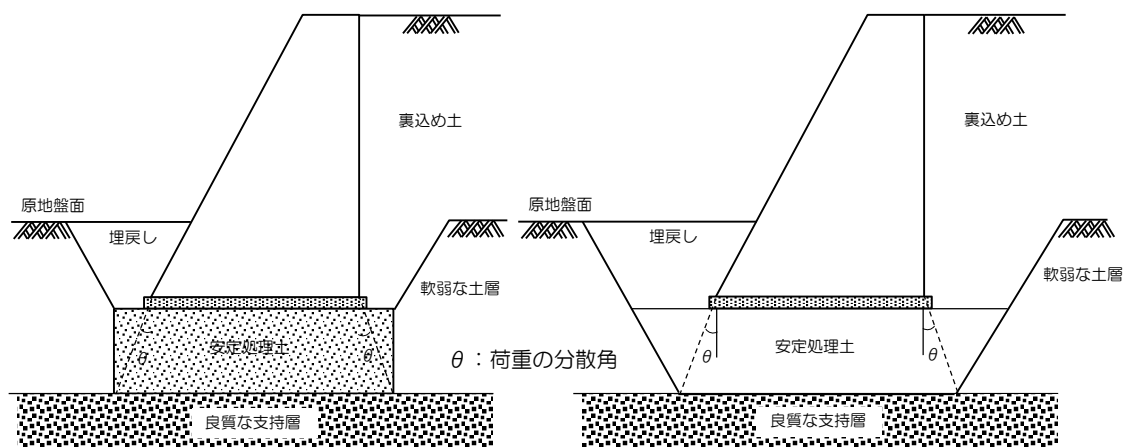


図4.3-61 岩基礎の場合

(3) 基礎地盤を置換える場合

支持層までが比較的浅い（3m程度）場合、安定処理や良質土による置換えを行い、改良地盤（安定処理、置換え）を形成してこれを基礎地盤とする。ただし、もたれ式擁壁（もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁を含む）には用いないことを原則とする。なお、改良地盤の仕様の検討や安定性に対する検討については、「道路土工－擁壁工指針」P.133を参照のこと。



(a) 安定処理

(b) 置換え

図4. 3-62 基礎地盤置換えの場合

(4) 基礎地盤が傾斜している場合

擁壁前面の基礎地盤が傾斜している場合などで、底版下面の一部が軟弱な時は、その部分を掘削してコンクリートで置き換えるなどの対策を施すものとする。この場合、置き換える場所の底面は水平に掘削し、その高さが高くなるときは、最小 50 cm 程度の段を設けて階段状にするものとする。

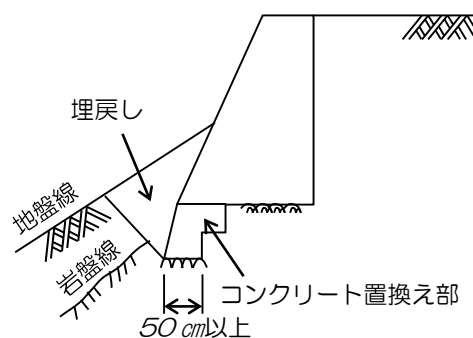


図4. 3-63 傾斜地の基礎処理例

解説

擁壁を構築する場合の直接基礎工の基礎処理は、擁壁底面と基礎地盤との間の摩擦抵抗を十分に発揮し、滑動に対する安定性を確保するために非常に重要な要素といえる。言い換えれば、施工時に乱した状態のまま擁壁を構築した場合、設計上安定するはずの擁壁が不安定化するなどの悪影響を及ぼす危険性を含んでいるといえる。

6.6.3 もたれ式擁壁の基礎形状

もたれ式擁壁の基礎は支持地盤の土質に応じて下図のとおりとする。

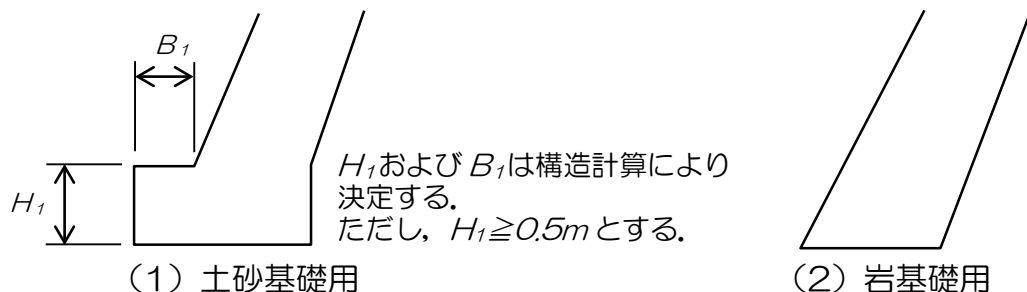


図4. 3-64 もたれ式擁壁の基礎形状

解説

もたれ式擁壁の基礎形式は、擁壁の支持地盤の土質に応じて、土砂基礎の場合はフーチングあり、岩基礎の場合はフーチングなしを基本とする。

これは、もたれ式擁壁は他の擁壁に比べて躯体断面に対する底版幅が小さいため、基礎への地盤反力が大きく、転倒、滑動に対する抵抗力が小さい傾向があり、一般的にフーチングを設けることにより地盤反力の軽減および滑動、転倒の抵抗力を増し、経済断面となることによるものである。

ただし、現場の状況により、これによりがたい場合は6.6.2項を確認の上、基礎形式を選択できるものとする。

6.6.4 根入れ

擁壁の基礎地盤への根入れ深さは、原地盤面あるいは計画地盤面から擁壁底面までの深さとし、以下の基準に沿って決定するものとする。

(1) 基礎地盤が土砂（土砂基礎）で擁壁全面が水平の場合

① 重力式擁壁

直接基礎の根入れ深さを $0.5m$ 以上確保するものとする。なお、中位な砂質土地盤（ N 値 $20 \sim 30$ 程度）において高さ $2.5m$ 以上の重力式擁壁を設ける場合には擁壁高の 0.2 倍以上の根入れ深さを確保することが望ましい。擁壁前面に水路を設ける場合は、水路底面より $0.3m$ 以上根入れ深さを確保する。

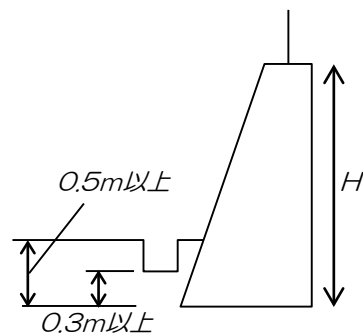


図4. 3-65 重力式擁壁の根入れ

② もたれ式擁壁

直接基礎の根入れ深さはフーチング厚以上確保するものとする。擁壁前面に水路を設ける場合は重力式擁壁と同様、水路底面より $0.3m$ 以上根入れ深さを確保する。

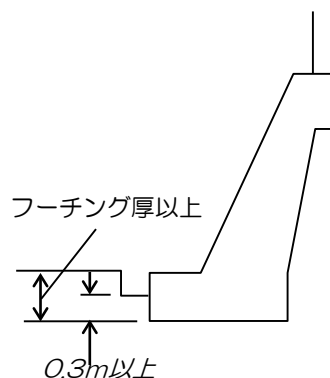


図4. 3-66 もたれ式擁壁の根入れ

(2) 基礎地盤が土砂（土砂基礎）で擁壁前面が傾斜している場合

擁壁前面の地盤が傾斜していて、風化・侵食のおそれがある場合は、擁壁の前端より全高さの 0.3 倍以上の水平距離を風化・侵食などのおそれのない地盤内に確保する。

根入れ深さは、この面を基準として（１）の場合に準じて決定するものとする。

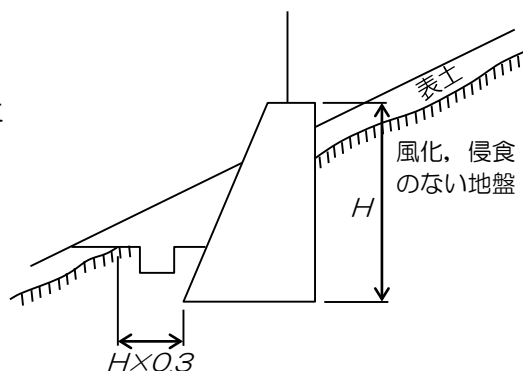


図4. 3-67 擁壁前面が傾斜の場合

(3) 基礎地盤が岩盤（岩基礎）の場合

基礎地盤が岩盤の場合は、重力式およびもたれ式擁壁とも、その岩盤の岩区分に応じて以下のように根入れするものとする。

① 軟岩（Ⅰ）

$H_1 = 0.5m$ 以上

② 軟岩（Ⅱ）以上

$H_1 = 0.5m$ 程度

ただし、 H_1 は土砂の場合の深さを超えないものとする。

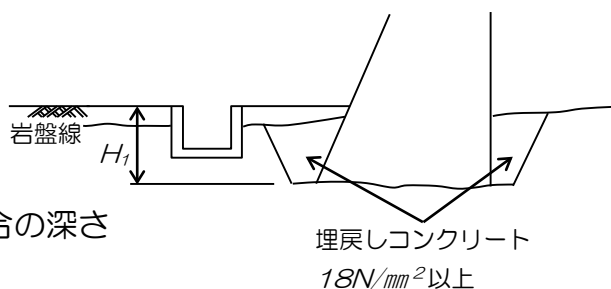


図4. 3-68 擁壁の基礎が岩盤の場合

解説

直接基礎の根入れ深さは、良質な支持層が地表面に露出している場合でも、将来予想される地盤の風化・侵食あるいは地下埋設物および隣接する構造物の施工等によって受ける影響も考慮して、十分な根入れ深さを確保する必要がある。

特に河川等の浸水域内に直接基礎を設ける場合には、河床の低下や洗堀について十分検討した上で根入れ深さを決めなければならない。また、斜面の途中に擁壁を構築する場合は、風化・侵食、雨水による洗堀を十分に考慮しておく必要がある。

直接基礎の根入れ深さは、基礎地盤の支持力と密接な関係にあることを踏まえつつ、擁壁の規模や支持層までの深さとの関係等から、経済性、施工性等の観点より不合理とならないように留意して決定する必要がある。

6.7 擁壁に作用する外力

6.7.1 荷重条件

擁壁に作用する外力には、①すべり土塊による土圧、②盛土部擁壁に作用する土圧、③表土の影響を考慮した土圧、④崩壊した土砂の衝撃力、⑤崩壊土砂の堆積による力などが挙げられる。また、これらのほか地震時土圧が挙げられる。外力の算定方法は6.9項を参照のこと。

なお、地震時に対する検討は、高さが8.0mを超える擁壁について実施するものとし、その他の擁壁については実施しないものとする。

表4. 3-22 検討に用いる荷重の組合せ

荷重の種類		荷重ケース			
		常 時	地震時	衝撃力 作用時※1	崩壊土砂 堆積時※1
擁壁自重		○	○	○	○
常時土圧	主働土圧	○	—	○	○
	受働土圧	※	—	※	※
地震時土圧	主働土圧	—	○	—	—
	受働土圧	—	※	—	—
擁壁背面の上載荷重		△	△	△	△
地震時慣性力	擁壁躯体	—	○	—	—
	背面土	—	○	—	—
落石の衝撃力		△※2	△※3	—	—
崩壊土砂の衝撃力		—	—	○	—
崩壊土砂の堆積土圧		—	—	—	○

凡例) ○：必ず考慮する △：現地条件により考慮するか検討の上用いる

※：一般的に考慮しない

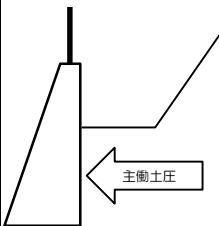
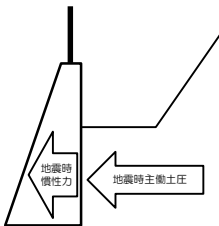
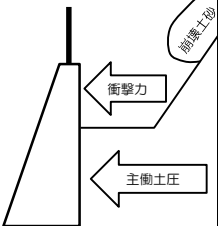
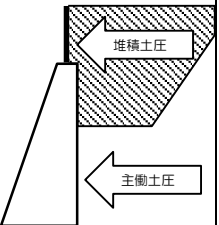
※1：崩壊土砂を捕捉する目的で設置される擁壁のうち、衝撃力と崩壊土砂を考慮する擁壁について検討する。

※2：想定される落石荷重が崩壊土砂の衝撃力を超える場合、落石荷重を考慮する。

※3：有限長斜面で、かつ、のり面保護工を実施し、明らかに落石の恐れがないと判断された場合は、落石荷重を考慮しないものとする。

各荷重ケースのモデル図および安定性照査の条件を表4. 3-23 に示す。

表4. 3-23 荷重ケースモデル図と安全率

荷重の組合せ		常時	地震時	衝撃力作用時	崩壊土砂堆積時
モデル図					
外力		①主働土圧	①主働土圧 ②地震時慣性力	①主働土圧 ②崩壊土砂の衝撃力	①主働土圧 ②崩壊土砂の堆積土圧
安全率等	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$ もたれ式擁壁 $d > B/2$	$ e \leq B/3$ もたれ式擁壁 $d \geq B/3$	$ e \leq B/3$	$ e \leq B/3$
	基礎地盤の支持力	$Q \leq$ $qa = qu/F_s$ $F_s = 3.0$	$Q \leq$ $qa = qu/F_s$ $F_s = 2.0$	$Q \leq$ $qa = qu/F_s$ $F_s = 1.0$	$Q \leq$ $qa = qu/F_s$ $F_s = 2.0$
		もたれ式擁壁で $d > B/2$ の場合は簡便法にて照査する*.			

ここに、 e ：底版中心より合力の作用位置の偏心距離， B ：擁壁の底版幅，
 d ：擁壁つま先から合力作用位置までの距離

q ：地盤反力， qa ：許容地盤支持力度， qu ：極限地盤支持力度

※「道路土工－擁壁工指針」P164 参照

出典「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例」P6を一部変更加筆

解説

(1) すべり面の想定

擁壁については、斜面（切土面を含む）から擁壁にかかる土圧は、まず崩壊形態を地盤調査や現地踏査をもとにできる限りの確に想定し、これを抑止するために必要とする力と方向が反対で大きさが同じ力が土圧として擁壁にかかるものとする。想定すべり面（崩壊面）が調査等より決められない場合は土圧が最大になる面を想定すべり面とする（ただし、この場合の想定すべり面は堅岩等ですべり面が存在し得ない範囲を除くこと）。この場合、直線的なすべり面を想定すると土圧の算定は試行くさび法となり、円弧すべりを想定した場合は、必要最大抑止力となる円弧が想定すべり面になる。

(2) 主働土圧について

「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例」では、擁壁に作用する土圧を「裏込め土圧」と表記されている。これは、試行くさび法により土圧を算出した結果、裏込め土圧が作用する例を記載したもので、土圧を裏込め土圧に限定したものではないと判断される。本手引きでは、擁壁に作用する土圧を「主働土圧」とし、現場条件に応じて適切に土圧計算を行うこととしているので留意されたい。

(3) 落石の衝撃力について

旧基準では、常時、地震時ともに落石の衝撃力を考慮していた。

これは、落石の衝撃力は、瞬間的、突発的に作用する荷重であるため、常時荷重ではなく短期的荷重として考慮すべきという考え方もあるが、落石荷重は、その落下高さ、落石の大きさ（重量）、落下状況、擁壁との衝突位置などにより大きく変化することから、不確定な落石荷重を考慮した安全な構造物を構築することを目的としていたためである。

しかしながら、①土砂法の施行により、待受式擁壁の設計外力に斜面崩壊土砂の衝撃力が新たに加えられたこと、②旧基準で想定していた落石荷重は崩壊土砂の衝撃力に比べて小さいこと、③「落石対策便覧」では、落石荷重と崩壊土砂の堆積土圧を同時に作用させていないこと、などから、本手引きでは「常時」・「地震時」とともに落石荷重を考慮しないものとする。ただし、現地の状況により、想定される落石荷重が崩壊土砂による衝撃力を超える場合は落石荷重を考慮した設計を行うものとする。

(4) 地震時について

地震時に対する検討は「道路土工－擁壁工指針」を参考に 8.0m を超える擁壁について実施し、その他の擁壁については実施しないものとする。

(5) 崩壊土砂による衝撃力、崩壊土砂の堆積土圧について

これらの土圧に対する設計方法は、「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例」に基づき、「衝撃力作用時」、「崩壊土砂堆積時」として安定計算の荷重検討ケースに追加した。なお、同設計計算例における「平常時」および「地震時」は表 4. 3-23 における「常時」および「地震時」に網羅される荷重条件であることから、荷重ケースとして想定しないこととした。

(6) その他

この他、集中豪雨等における土圧の問題がある。豪雨時は常時より擁壁等に作用する土圧が増える傾向にあることは容易に予想されるが、現在用いられている土圧計算では常時と豪雨時を分けて計算する方法はとられていない。

降雨によって土圧増大をもたらす要因として、①間隙水圧の発生および増大、②土塊の重量増による滑動力の増大、③土の含水量増加による強度低下、の3つが考えられるが、②については土圧計算で湿潤重量をとることで設計に折り込み済みであり、①と③については一般には施工時に背面の排水を十分行うことによってカバーし、特別な場合以外は考慮されていないのが現状である。湧水箇所での擁壁等では特に背面の排水を十分行う必要があり、また場合によっては①、③を考慮して土圧を検討しなければならない。

6.7.2 地下水位の考え方

調査の結果により、地下水の存在が確認され、かつ、地下水位が擁壁底面より高いことが確認された場合は、地下水排除対策を実施し、地下水の影響を受けない構造とする。

しかし、河川の護岸を兼ねた擁壁のように躯体が完全に水没している場合や擁壁前面と背面で水位差が生じる場合は、擁壁躯体に水圧・残留水圧・揚圧力等が作用することを考慮して設計計算を実施する。

解説

地下水位が擁壁底面より高い場合の取扱いは、統一された考え方がなく、その都度、適切に判断される方法でその影響を考慮しているのが実態である。

本手引きでは、地下水の影響を受けない構造とすることを基本とし、擁壁躯体に水圧等を考慮する必要がある場合は、以下に示す水位を考慮して設計計算を実施する。

① 常時：前面水位は $W.L$ 、背面水位は「 $W.L + 2/3 (H.W.L - W.L)$ 」とする。

② 地震時：前面水位、背面水位ともに $W.L$ とする。

なお、 $W.L$ が分からない場合は、測量等実施時の水位を用いてもよい。

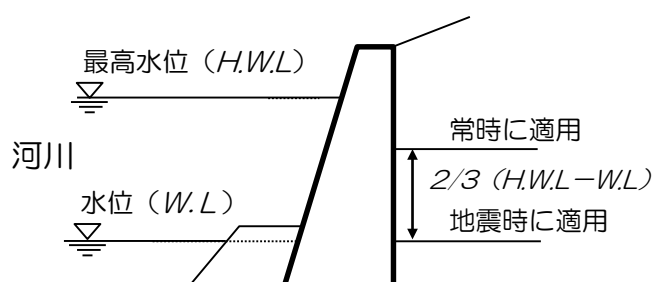


図4. 3-69 設計に考慮する地下水位

6.8 基礎地盤の許容支持力とコンクリートの許容応力度

6.8.1 地盤の支持力

基礎地盤の許容支持力は、原則的に下表に示す基礎地盤の種類と設計定数の関係表から決定するものとする。表の値は常時のものであるため、地震時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時にはこの1.5倍の値とする。

表4. 3-24 基礎地盤の種類と設計定数（常時）

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 q_a (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	M値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000以上	
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫 層	密なもの	600		
	密でないもの	300		
砂 質 地 盤	密なもの	300		30~50
	中位なもの	200		20~30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	200	200~400	15~30
	硬いもの	100	100~200	10~15

※M値は標準貫入試験のN値を示す。

出典「道路土工－擁壁工指針」P69

解説

表4. 3-24の基礎地盤の種類別の許容支持力度は、安全側となる値（低めに抑えた値）となっており、本手引きでは、この表に示された許容鉛直支持力度を採用することを原則とする。

ただし、本表は、斜面上でない高さ8m以下の擁壁に適用されるものであることから、斜面上に設置する場合や高さ8mを超える擁壁の場合、もしくは本表の区分に適合しない特殊な地盤に設置する場合は、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に示される静力学公式で求められる荷重の偏心・傾斜および支持力係数の寸法効果を考慮した基礎地盤の極限支持力を用いるものとする。

なお、岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目等により左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難であるので、岩盤においては設計の実情を考慮し、本表に示す許容鉛直支持力度を用いてよい。

施工段階において基礎地盤の状況が設計時と異なることが確認された場合は、平板載荷試験の結果から得られる極限支持力を、載荷面積および表4.3-25に示す安全率で除した値を、地盤の許容鉛直支持力度としてもよい。

表4.3-25 安全率

常時	地震時・崩壊土砂堆積時	衝撃力作用時
3	2	1

6.8.2 擁壁底面と地盤との間の摩擦角と付着力

擁壁底面と地盤との間の摩擦角または摩擦係数および付着力は、下表の値を用いるものとする。なお、震度法等の静的照査法では、地震時においても常時と同じ値を用いてよい。

表4.3-26 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

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

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

出典「道路土工―擁壁工指針」P70

解説

擁壁底面と地盤との間のせん断抵抗力は、摩擦角および付着力に支配されるので、これらの値は地盤条件とともに施工条件等を十分に考慮して決めることが望ましい。

土質試験や原位置試験により基礎地盤の強度定数 c 、 ϕ を求めた場合、擁壁底面の摩擦角 ϕ_B は場所打ちコンクリート擁壁では $\phi_B = \phi$ 、プレキャストコンクリート擁壁では $\phi_B = 2/3\phi$ としてよい。ただし、プレキャストコンクリート擁壁では基礎コンクリートおよび敷モルタルを設置して施工することを原則とするが、基礎コンクリートおよび敷モルタルが良質な材料で適切に施工されている場合には $\phi_B = \phi$ としてよい。なお、基礎地盤が土の場合およびプレキャストコンクリートでは、摩擦角 μ の値は0.6を超えないものとする。

6.8.3 コンクリートの許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材の許容応力度

無筋コンクリート部材におけるコンクリートの許容応力度は下表の値とする。ただし、局部載荷の場合の許容支圧応力度は式4. 3-10により算出する値とする。

表4. 3-27 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

応力度の種類	許容応力度	備 考
圧 縮 応 力 度	$\sigma_{ck}/4 \leq 5.5$	σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 σ_{tk} ：コンクリートの設計基準引張強度 (JISA1113の規定による)
曲げ引張応力度	$\sigma_{tk}/7^{※1} \leq 0.3$	
支 圧 応 力 度	$0.3\sigma_{ck} \leq 6.0$	
せん断応力度	$\tau_a \leq \sigma_{ck}/100 + 0.15^{※2}$ (ただし、設計基準強度 40 以下)	

※1: $\sigma_{tk}/7$ のかわりに $\sigma_{ck}/80$ を目安にしてもよい。

※2: 荷重の組合せによる割増しを行わない。

出典「道路土工—擁壁工指針」P81 に一部加筆

コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 τ_{a1} は、次の影響を考慮して補正を行う。

① 部材断面の有効高 d の影響

次表に示す部材断面の有効高 d に関する補正係数を τ_{a1} に乗じる。

表4. 3-28 部材断面の有効高 d の影響

有効高 d	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

出典「道路土工—擁壁工指針」P79

② 軸方向圧縮力の影響

軸方向圧縮力が大きな部材の場合、次式により計算される軸方向圧縮力による補正係数 c_N を τ_{a1} に乗じる。

$$c_N = 1 + M_0/M$$

式4. 3-9

ただし、 $1 \leq c_N \leq 2$

ここに、 c_N : 軸方向圧縮力による補正係数

M_0 : 軸方向圧縮力によるコンクリートの応力度が部材引張縁でゼロとなる曲げモーメント ($N \cdot mm$)

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント ($N \cdot mm$)

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm^4)

A_c : 部材断面積 (mm^2)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

(2) コンクリートの許容支圧応力度

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{ck}$$

式4. 3-10

ただし, $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

ここに, σ_{ba} : コンクリート許容支圧応力度 (N/mm^2)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (mm^2)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面積 (mm^2)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

6.9 土圧等外力の算定方法

6.9.1 斜面における土圧の分類

斜面において擁壁に作用する土圧 P は以下の4種類に分類できるものと考えられる。

- 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

また、以上の4つのパターンすべてにおいて地震の影響が考えられる。

④は①、②、③の複合型の荷重となり基本的な考え方はそれに準じるものとする。

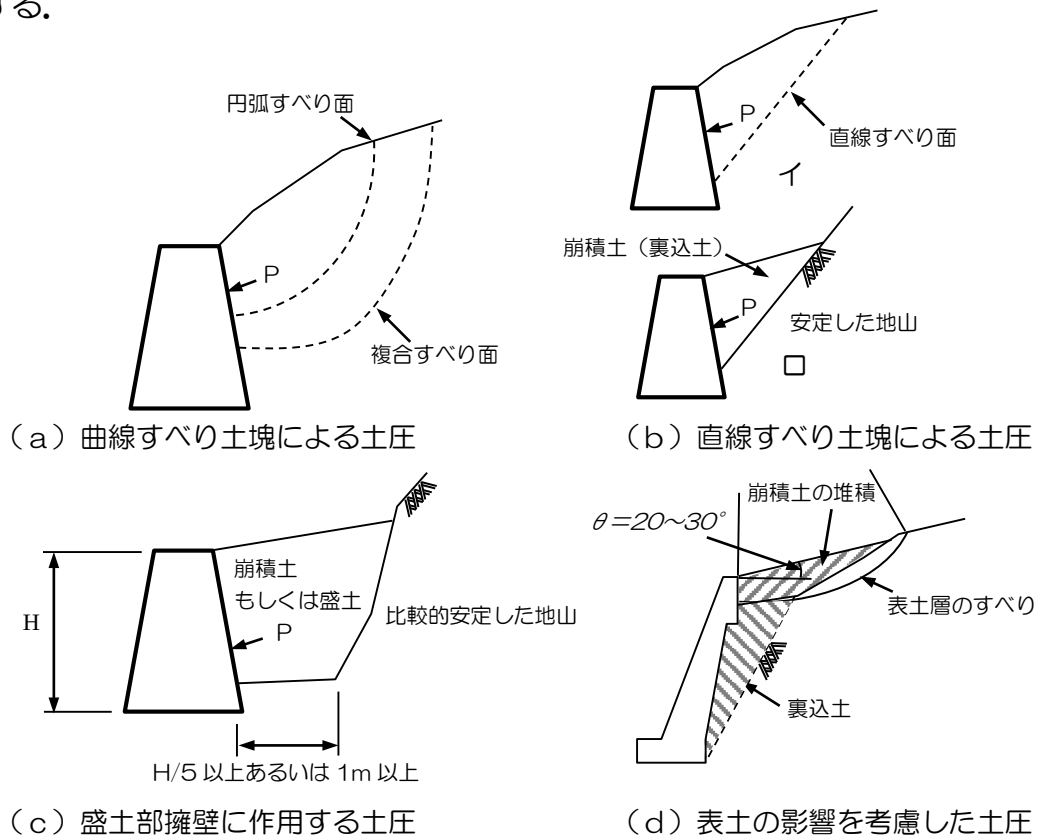


図4. 3-70 斜面における土圧の分類

解説

地山に接近して重力式擁壁やもたれ式擁壁を設置することが多い急傾斜地崩壊防止工事では、すべり面を正しく想定し、斜面の全体的な範囲で土圧を検討することが一般に必要である。想定されるすべり面の形状としては、①直線すべり面、②円弧すべり面、③複合すべり面、が考えられ、①は図4. 3-70

(b) のイ, ②・③は同図 (a) に相当する。擁壁背後の裏込め材料による土圧およびポケット容量の小さな待受式コンクリート擁壁に堆積した土塊からの土圧は同図 (b) のロに相当する。なお, 急傾斜地崩壊防止工事では盛土工が用いられる場合は少ないが, 盛土部からの土圧およびポケット容量の大きな待受式コンクリート擁壁工に堆積した土塊からの土圧は同図 (c) に相当すると思われる。

また, 急傾斜地の場合, 基岩の上に表土および崩積土が堆積する場合が多い。この場合の擁壁に作用する土圧は裏込め土圧, 表土のすべり土圧, 崩積土の堆積土圧の合計となる (同図 (d) 参照)。

下図に土圧分類のフローを示す。

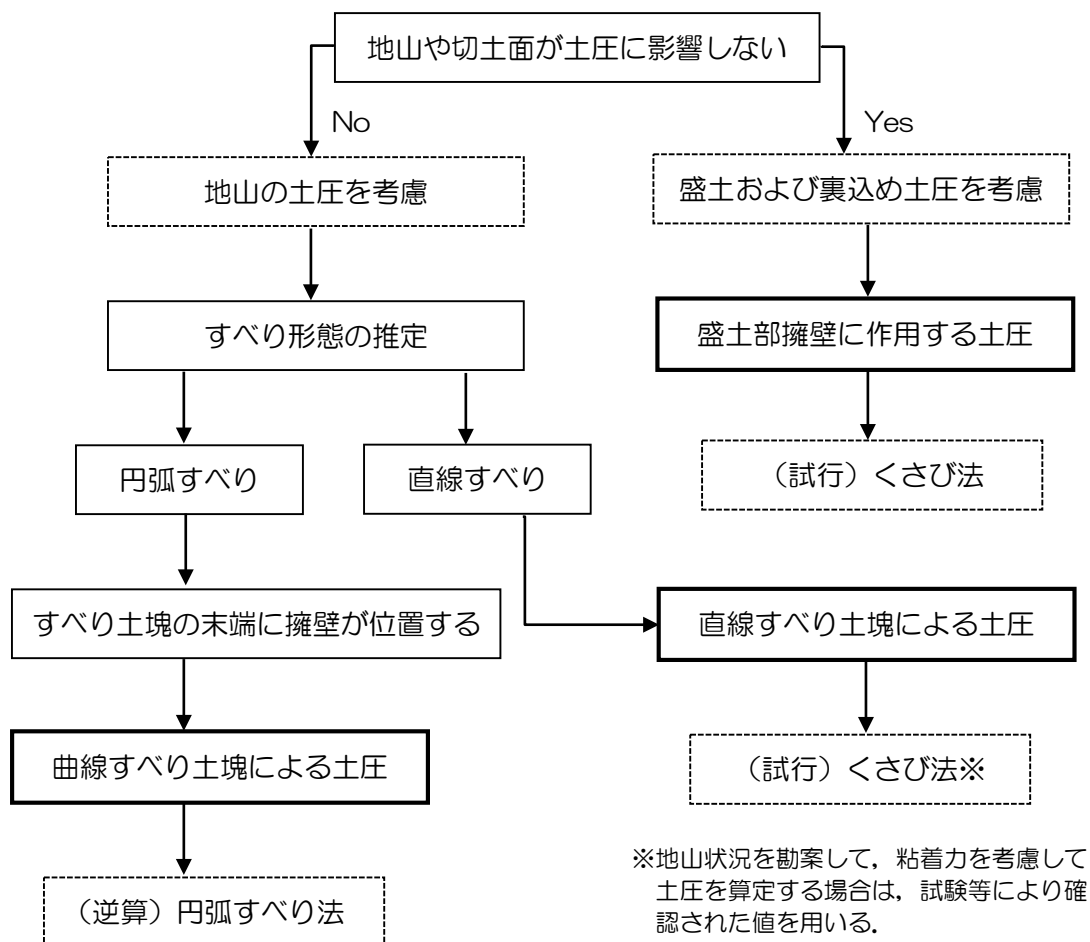


図4. 3-71 土圧の選定と算定方法フロー

6.9.2 曲線すべり土塊による土圧

曲線すべり面を有する場合の土圧を求める基本的な考えは、想定すべり面において安定度を検討（安全率を求める）し、それが擁壁工等の抑止力により所定の安定度（計画安全率）となるのに必要な抑止力を求めることによって設計外力としての土圧を考える（図4. 3-72参照）。

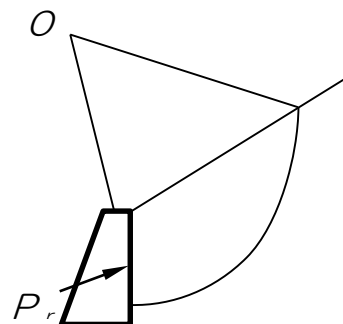


図4. 3-72 円弧すべり法（抑止力）

- (1) すべり面および土質定数が地盤調査等により精度よく決定できる場合
諸定数を用い擁壁設置時の断面で計画安全率 F_{sp} となるような抑止力（求めるべき土圧） P_r を計算する（図4. 3-72参照）。

$$F_{sp} = \frac{\sum \{c \cdot \ell + (\Delta W \cdot \cos \theta - u \cdot \ell) \times \tan \phi\} + P_r}{\sum \Delta W \cdot \sin \theta} \quad \text{式4. 3-11}$$

ここに、 F_{sp} ：計画安全率（=1.2～1.5 一般に1.2）

c ：土の粘着力（ kN/m^2 ）

ℓ ：スライスの底面長（ m ）

ΔW ：スライスの重量（ kN/m ）

θ ：すべり面傾斜角（ $^\circ$ ）

u ：間隙水圧（ kN/m^2 ）

ϕ ：土の内部摩擦角（ $^\circ$ ）

P_r ：必要抑止力（ kN/m ）（=土圧）

- (2) 地盤内に不連続面が確認できない均質な地山の場合

この場合は明確なすべり面の想定が難しいため、斜面の安定計算については逆算法にて土質定数（ c 、 ϕ ）の値を算出し、(1)と同様に擁壁設置時の断面で計画安全率となるような抑止力（求めるべき土圧）を計算する。

解説

安定度の検討には想定すべり面の形状により、円弧すべりを有するもの、非円弧すべり（複合すべり）を有するもの、2つの場合についてそれぞれ計算法が提案されている。円弧すべりを有するもの場合には一般に広く用いられる簡便法（スライス法）、非円弧すべりの場合の代表的な計算方法にはヤンプ（Janbu）の方法があげられる。

本手引きでは、最もよく用いられる円弧すべり面のスライス法を示したが、

ヤンプ法の詳細については「道路土工一切土工・斜面安定工指針」（付録 1）を参照のこと。

6.9.3 直線すべり土塊による土圧

下表に直線すべり土塊による土圧の基本的な考え方を示す。

表 4. 3-29 直線すべり土塊による土圧の基本的な考え方

設計条件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着度
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 : 土塊重量 γ : 湿潤重量	<ul style="list-style-type: none"> ・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 ・上記以外の場合 →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 : 土塊重量 γ : 湿潤重量 F_s : 計画安全率	
③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 : 土塊重量 γ : 湿潤重量	

（１）直線すべり面を有する場合（くさび法）（表 4. 3-29内①）

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

切土面自体が安定していると判断される場合には、裏込め土のみによる土圧を考慮すればよいが、この場合でも通常の盛土擁壁における土圧と比較して、切土面の位置、勾配、粗度、排水条件等によって大きく変化する場合がある。

算定式は、以下に示すとおりであり、裏込め土の分布形状が三角形と四角形で算定法が多少異なる。

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

式 4. 3-12

ここに、 θ : 切土面あるいは地質境界面の勾配 ($^{\circ}$)

σ' : 切土面あるいは地質境界面の摩擦角 ($^{\circ}$)

（平坦で直線の場合 $\sigma' = 2/3 \phi$ 、粗であるか、段切りなどの処置が施された粗とみなし得る場合は $\sigma' = \phi$ とする）

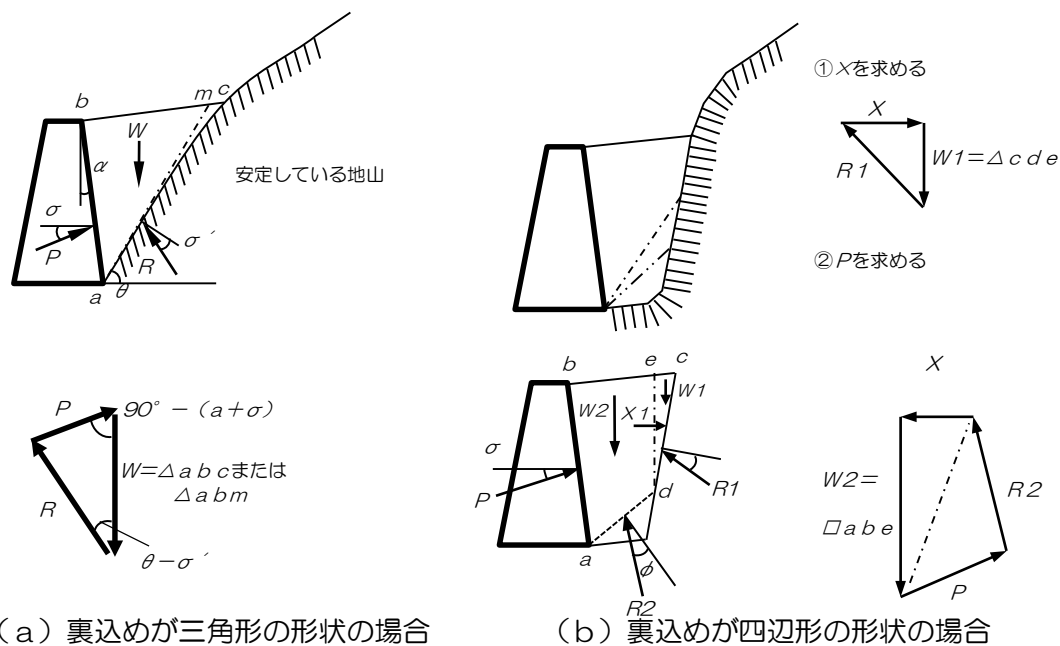


図4. 3-73 クサビ法による常時土圧の算出方法

(2) 経験的に直線すべり面を仮定した場合（表4. 3-29内②）

設計上経験的に直線すべりを仮定した場合に適用される算定方法であり、具体的には以下の方法で作用土圧を算定する。

なお、この算定法は、基本的には円弧すべり法と同一の考え方に基づいている。

$$F_s = \frac{C \cdot \ell + (W \cdot \cos \theta - u \cdot \ell) \times \tan \phi + P_r}{W \cdot \sin \theta}$$

式4. 3-13

$$P_r = W \cdot \sin \theta \times F_s - \{C \cdot \ell + (W \cdot \cos \theta - u \cdot \ell) \times \tan \phi\}$$

式4. 3-14

ここに、 C ：粘着力 (kN/m^2)

ℓ ：すべり面長 (m)

W ：すべり土塊重量 (kN/m^3)

θ ：すべり面傾斜角 ($^\circ$)

ϕ ：内部摩擦角 ($^\circ$)

u ：間隙水圧 (kN/m^2)

P_r ：不足抵抗力 (kN/m) = 土圧

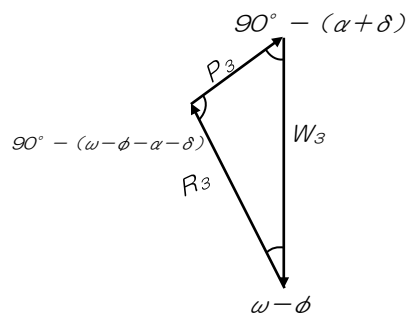
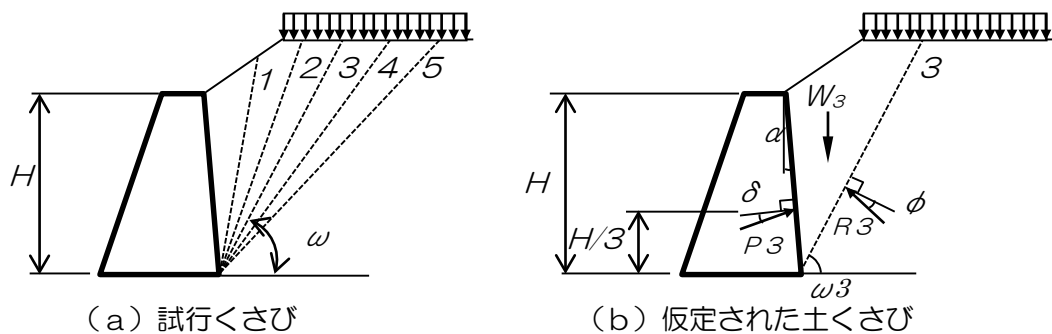
F_s ：計画安全率 (=1.2)

- (3) 明確にすべり面が特定できない場合（試行くさび法）（表4. 3-29③）
すべり面が特定できない場合には図4. 3-74に示すように、すべり面が特定される場合の土圧の算定方法を用いて異なるすべり面で数回繰り返して最大土圧を与える断面を決定し、そのときの土圧を作用土圧とする。

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

式4. 3-15

※ ω を種々変化させて最大土圧 P を算定する。



W_3 : 大きさと方向既知

P_3, R_3 : 方向のみ既知

(c) 連力図

H : 土圧計算に用いる壁高 (m)

W_3 : 土くさびの重量 (載荷重を含む) (kN/m)

R_3 : すべり面に作用する反力 (kN/m)

P_3 : 主働土圧合力 (kN/m)

α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

ω : 仮定したすべり線と水平面のなす角 (°)

出典「道路土工—擁壁工指針」P101

図4. 3-74 試行くさび法による土圧の算定方法

解説

(1) 試行くさび法の手順

試行くさび法は図4. 3-74に示すようにクーロン土圧を図解によって求める方法の一つである。その手順は以下のとおり。

① すべり面の仮定

擁壁のかかと（擁壁背面の下端）から水平面に対し角度 ω で直線を伸ばしたすべり面を仮定する。

② 土くさび重量を算定し、力の釣り合いを考える

一般にはすべり面上の載荷重や雪荷重を含んだ土くさび重量 W 、すべり面における地盤からの反力 R 、擁壁に作用する土圧合力の反力 P が釣り合うという条件下で未知の P の大きさを求める。

③ すべり面の角度 ω を変化させて P の最大値を求める

力の釣り合い条件より、 P はすべり面が水平面に対してなす角度 ω の関数として与えられる。図4. 3-74 (a) に示すように角度 ω を変化させたときに最大となる P が設計時に考慮すべき主働土圧合力 P_A である。主働土圧合力 P_A の作用位置は、土圧分布の重心位置とする。一般的に土圧分布は三角形分布と仮定することができ、この場合の作用位置は擁壁下端から土圧作用高 H の $1/3$ としてよい。

(2) 長大のり面を有する擁壁に作用する主働土圧

土のせん断抵抗角 ϕ とのり面勾配 β が近い場合に、擁壁に作用する主働土圧を試行くさび法によって算出すると過大な土圧が算出される場合がある。これは実際のすべり面は円弧に近い形状であるのに対して、試行くさび法による主働土圧の計算に際してはすべり面を直線で近似していることや、粘着力を無視した場合に計算上のすべり土塊が大きくなってしまふなどの理由による。

これまでの経験によれば、下図に示した嵩上げ盛土高比 (H_1/H) が1を超える場合でも、土圧は盛土高 ($H+H_1$) が $15m$ までは嵩上げ盛土高比を1とみなして計算してよい。なお、盛土高が $15m$ を超える場合は、擁壁の要求性能や重要度に応じて適宜土質試験等を実施したうえで主働土圧を適切に算定することが望ましい。

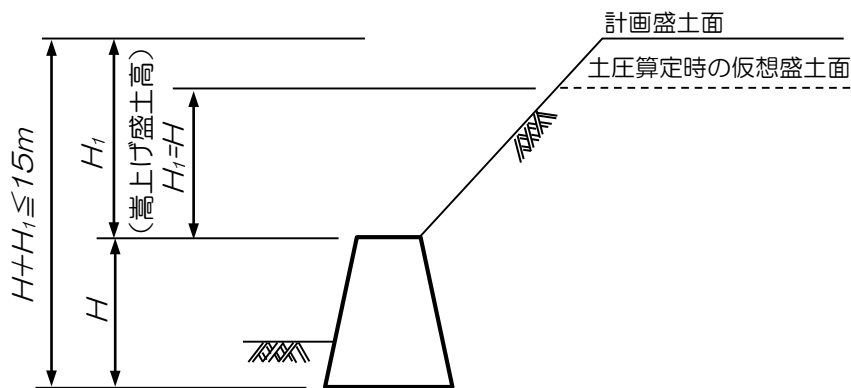


図4. 3-75 嵩上げ盛土高比が $H_1/H > 1$ の場合

6.9.4 盛土部擁壁に作用する土圧

盛土部擁壁に作用する土圧は現場条件に応じて背面の盛土形状が異なるので試行くさび法により算定するのがよい。

なお、試行くさび法において、擁壁背面の盛土形状が一様で裏込め土の粘着力がない場合の壁面に作用する土圧は、次式で与えられるクーロンの主働土圧と一致する。

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

式4. 3-16

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

式4. 3-17

ただし、 $\Phi - \beta < 0$ のときは、 $\sin(\Phi - \beta) = 0$ とする。

ここで、 K_A ：主働土圧係数

γ ：裏込め土の単位体積重量 (kN/m^3)

H ：土圧計算に用いる壁高 (土圧作用面の高さ) (m)

α ：壁背面と鉛直面のなす角 ($^\circ$)

β ：裏込め表面と水平面のなす角 ($^\circ$)

Φ ：裏込め土の内部摩擦角 ($^\circ$)

δ ：壁面摩擦角 ($^\circ$)

ここで用いる角度 α 、 β 、 δ は下図に示す反時計回りを正とする。

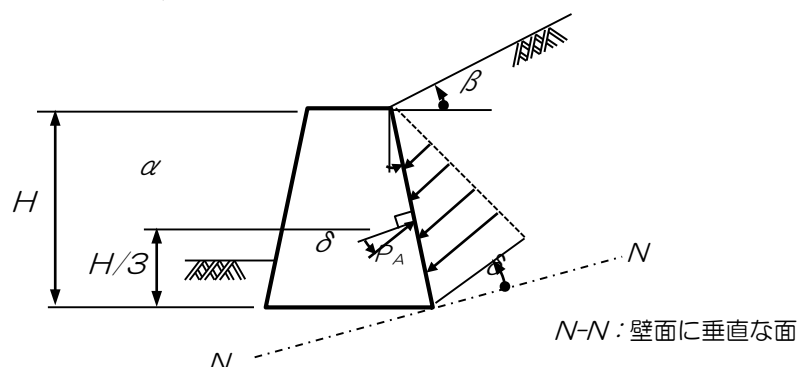


図4. 3-76 主働土圧の角度の取り方

解説

一般に盛土部擁壁とは擁壁裏込め部分の地形に特殊な条件のないごく普通の平地部の擁壁をいうが、斜面や切土面の勾配が緩く、またその位置が擁壁背後に接近していないなど、これが土圧に影響を与えることがない場合には盛土部擁壁として取り扱うことができる。

擁壁の背後に地山斜面等が接近し、擁壁に作用する主動土圧がこれらの存在によって影響を受け、通常の盛土部擁壁に作用する主動土圧とは異なることがある。この場合における土圧の算定方法は6.9.3(1)参照のこと。

6.9.5 地震時の土圧

地震時の土圧の算定は、各算定方法に以下に示す算定式を用いて行うものとする。なお、擁壁高さが $8m$ 以下の擁壁については地震時土圧に対する検討を省略できるものとする。

また、地震時に考慮する設計水平震度は、いずれの算定方法においても6.9.6の計算方法によるものとする。

(1) 円弧すべり法による地震時土圧

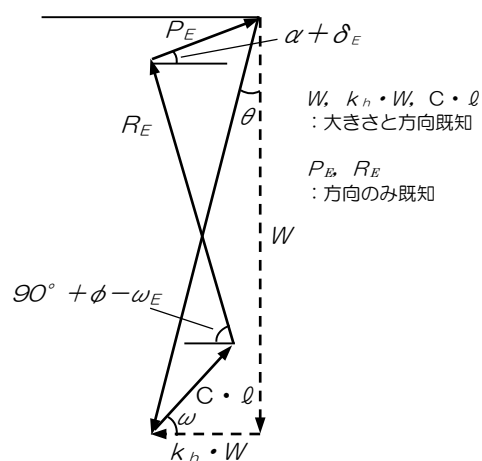
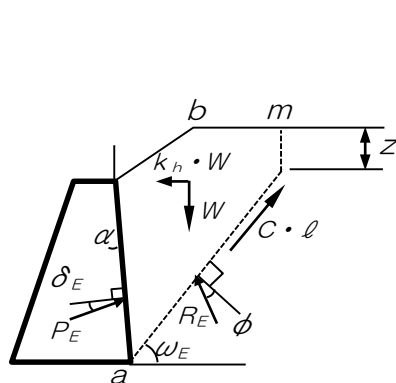
地震時についても基本的な考え方は6.9.2と同様とする。

しかし、地震時の土の強度（動的強度）は静的強度より大きくなり、常時で求めた c 、 ϕ を使用して地震時の安全率を常時と同じ計画安全率を使用すると想定荷重が大きくなり現実的ではなくなることから、地震時の計画安全率については 1.0 以上（一般に 1.0 ）として検討を行う。

(2) 試行クサビ法による地震時土圧

試行クサビ法により地震時土圧を算定する場合、図4.3-77に示すように仮定した土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させ、これを考慮した連力図を解けばよい。なお、すべり面 am を求めるとき、のり肩 b の前後2箇所において土圧合力 P_E の極値が存在することがあるので注意を要する。また、図4.3-77は粘着力 c を有する裏込め土の場合を示しているが、粘着力 c を考慮しない場合は、図中の粘着高 z および仮定したすべり面上の抵抗力 $c \cdot l$ をゼロとして求めればよい。ここに、粘着高 z は自立高さとも呼び、図4.3-77に示しているランキン式により求められる。

土圧の合力の作用位置は擁壁底版から $H/3$ の点とし、壁面摩擦角 δ については土圧がコンクリート壁面に直接作用する場合には $\delta = \phi/2$ としてよい。



(a) 仮定された土くさび

(b) 連力図

ここに、 k_h ：設計水平震度

θ ：地震合成角 $\theta = \tan^{-1} k_A$ z ：粘着高($=2c/\gamma \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$)

c ：粘着力 (kN/m^2)

γ ：単位体積重量 (kN/m^3)

δ_E ：壁面摩擦角 ($^\circ$)

ϕ ：せん断抵抗角 ($^\circ$)

ℓ ：仮定したすべり線の長さ (m)

出典「道路土工—擁壁工指針」P109

図4. 3-77 試行クサビ法による地震時土圧の算定方法

(3) 盛土擁壁に作用する地震時土圧

裏込め土の排水が良く行われている場合の盛土部擁壁に作用する地震時土圧の計算は下記の物部・岡部公式で求めればよい。

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 - k_v) \cdot C_e$$

式4. 3-18

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

式4. 3-19

ただし、 $\phi - \beta - \theta_o < 0$ のときは、 $\sin (\phi - \beta - \theta_o) = 0$ とする。

ここで、 C_e ：地震時主働土圧係数

θ_o ：地震合成角 $\theta_o = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}$

k_h ：水平震度

k_v ：鉛直震度

6.9.6 設計水平震度

設計水平震度 K_h は次式により算出する。

$$K_h = C_z \cdot K_{h0} \quad \text{式4. 3-20}$$

ここに、 K_h ：設計水平震度（小数点以下 2 桁に丸める）

K_{h0} ：標準設計水平震度（表4. 3-30 参照）

C_z ：地域別補正係数（＝本県の場合 1.0）

表4. 3-30 設計水平震度の標準値 K_{h0}

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

出典「道路土工－擁壁工指針」P96

地盤種別は、原則として次式で算出される地盤特性値 T_G をもとに表4. 3-31 により区別するものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

$$T_G = 4 \sum \frac{H_i}{V_{ai}} \quad \text{式4. 3-21}$$

ここに、 T_G ：地盤の特性値（s）

H_i ： i 番目の地層の厚さ（m）

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{粘性土層の場合 } V_{ai} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \\ \text{砂質土層の場合 } V_{ai} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \end{array} \right\} \quad \text{式4. 3-22}$$

ここに、 N_i ：標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

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

表4. 3-31 耐震設計上の地盤種別

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

出典「道路橋示方書（耐震設計編）」

6.9.7 土圧の作用位置

土圧の作用位置は、基本的にすべり面深さの下面から $1/3$ の位置に作用するものとする。

解説

一般的に土圧分布は三角形分布と仮定することができることから、作用位置は擁壁下端から土圧作用高 ℓ の $1/3$ としてよい。

よって、すべり面が擁壁下端から発生している場合は擁壁高さの $1/3$ の位置となり、すべり面が擁壁の途中から発生している場合は、このすべり面発生位置と擁壁天端との間の高さの $1/3$ の位置に作用することになる。

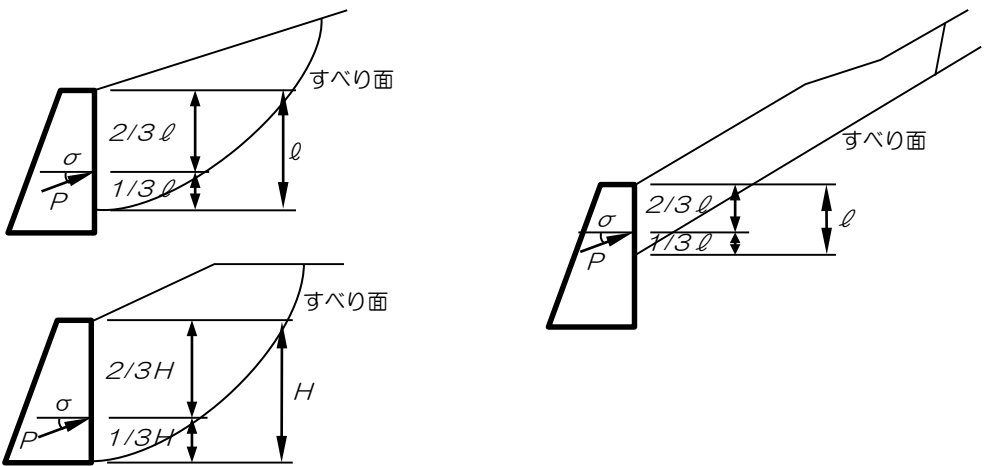


図4. 3-78 擁壁への土圧の作用位置

6.9.8 壁面摩擦角と土圧の作用方向

土圧の作用方向は、擁壁背面壁の傾斜角 (α) と、壁面摩擦角 (σ) によって決定される。擁壁背面壁の傾斜角 (α) は擁壁の種類・形状によって異なるが、壁面摩擦角 (σ) は一定の値を示し、下表に示す値とする。

表4. 3-32 壁面摩擦角

擁壁の種類	検討項目	土圧作用面の 状態	壁面摩擦角 (σ)	
			常時	地震時
重力式擁壁 もたれ式擁壁	擁壁の安定性 部材の安全性	土と コンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$

出典「道路土工—擁壁工指針」P99一部省略

解説

擁壁背面壁の傾斜角 (α) は鉛直面となす角度で表され、土圧の作用方向は ($\alpha + \sigma$) で表される。壁背面の傾斜角が $\alpha = 90^\circ$ の場合は土圧の作用方向は壁面摩擦角 (σ) となる。

これより、土圧の水平成分および鉛直成分は、次式で与えられる。

①土圧の水平成分

$$P_H = P_A \cdot \cos (\alpha + \sigma)$$

式4. 3-23

②土圧の鉛直成分

$$P_V = P_A \cdot \sin (\alpha + \sigma)$$

式4. 3-24

6.9.9 崩壊土砂による衝撃力

(1) 作用位置

崩壊土砂による衝撃力は、崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用するものとし、擁壁背面の空き高さは崩壊土砂の移動の高さ以上を確保する。(ただし、擁壁背面の空き高さを確保しようとして、斜面下部に切土を行うと斜面が不安定化するために注意が必要である。)

崩壊土砂による衝撃力は裏込め土の地表面から作用するものとし、作用位置は、衝撃力の作用する部分の下端から移動の高さ h_{sm} の $1/2$ の点とする(図4. 3-79参照)。

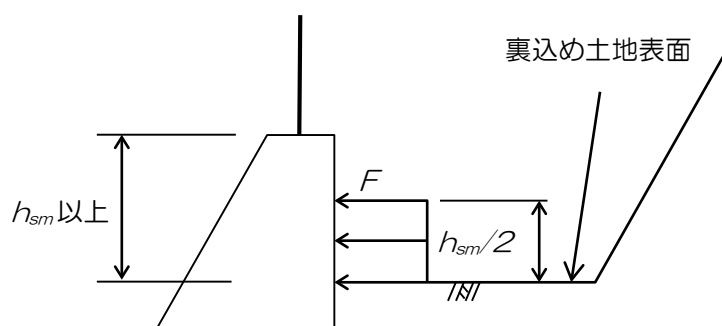


図4. 3-79 衝撃力作用位置

(2) 移動の高さ

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

なお、最大崩壊深は2.0mを基本とする。ただし、地質調査などの結果から2.0mより厚く推定される場合はこの限りではない。

(3) 崩壊土砂の荷重

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

(4) 待受式擁壁における衝撃力緩和係数

崩壊土砂による衝撃力が擁壁に作用した場合、擁壁の変位（回転変位、水平変位）や崩壊土砂の作用深さが擁壁の延長に対して一様でないなどのことにより、単位長さあたりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。衝撃力緩和係数（ α ）はこのような点を考慮し、被災実態に基づき検討された値であり、 $\alpha=0.5$ を基本とする。

(5) 崩壊土砂による衝撃力

擁壁に作用する崩壊土砂による衝撃力は以下のとおりとする。

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

式4. 3-25

ここに、 F ：待受式擁壁に作用する単位幅あたりの崩壊土砂による衝撃力（ kN/m ）

α ：待受式擁壁における衝撃力緩和係数（ $\alpha=0.5$ ）

F_{sm} ：平成13年3月28日国土交通省告示332号に示される算定式による崩壊時の土石等の移動の力（ kN/m^2 ）

h_{sm} ：平成13年3月28日国土交通省告示332号に示される崩壊時の土石の移動の高さ（ m ）（崩壊深の1/2）

(6) 崩壊時の土石等の移動の力

移動の力 F_{sm} 、移動の高さ h_{sm} については、「土砂災害警戒区域等設定実務要領（急傾斜地の崩壊編）」によるものとし、解説に示す式により計算する。

なお、移動の力は簡易貫入試験等を行ったすべての箇所で算出し、最大となる値を採用するものとする。

解説

(1) 土石等の移動の力 F_{sm} の算出方法

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

式4. 3-26

上式における変数は以下に示すとおりである。

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

式4. 3-27

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

式4. 3-28

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

式4. 3-29

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

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

X ：急傾斜地の下端からの水平距離 (m)

H ：急傾斜地の高さ (m)

h_{sm} ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ (m)

θ ：急傾斜度 ($^\circ$)

θ_u ：急傾斜地の傾斜度 ($^\circ$)

θ_d ：当該急傾斜の下端からの平坦部の傾斜度 ($^\circ$) ($=0$)

ρ_m ：土石等の密度 (t/m^3) ($=1.8$)

g ：重力加速度 (m/s^2) ($=9.8$)

σ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重 ($=2.6$)

c ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度 ($=0.5$)

f_b ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数 ($=0.025$)

ϕ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 ($^\circ$)

(表4. 3-33参照)

表4. 3-33 土質と内部摩擦角と単位体積重量一覧

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

※移動時と堆積時の土塊の内部摩擦角は、動摩擦係数と静摩擦係数としての比を近似する扱いとする報告から、本県では当該比を近似値1.0として扱い、堆積時と移動時の内部摩擦角は同じ値を用いる。

出典「道路土工—擁壁工指針」P66一部加筆

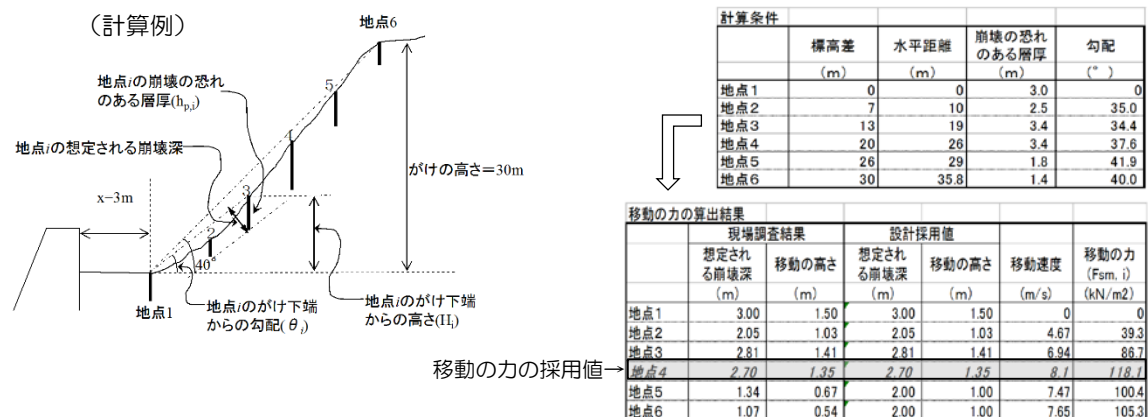
(2) 土石等の移動高さ h_{sm} について

急傾斜地の崩壊深については、最大崩壊深2.0m以下に約91%の急傾斜地の崩壊が集中しており、最大崩壊深2.0mを境に相対度数が少ないことから、通常起こり得ると予測される急傾斜地の崩壊を最大2.0mと考え、その1/2を平均値として1.0mを基本とする。

ただし、現地調査の結果、崩壊が発生すると想定される表土層の厚さが2.0mを超えることとなった場合には、現地調査により求められた当該土層の厚さを崩壊深とし、その1/2を移動の高さとする。

(3) 土石等の移動の力 F_{sm} について

土石等の移動の力について最大値を採用する計算例を以下に示す。



(注意) この場合、ポケット高は移動の高さの最大値(1.41m)以上となる高さ(1.5m※10cm丸め)にすること。
(地点1は擁壁背面の地盤高より低いいため考慮しない。)

6.9.10 崩壊土砂の堆積による力

- ① 崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用した後、後続流による崩壊土石が落石防護柵を含めた擁壁背後の空間に堆積するものとし、この場合の堆積土砂の土圧を外力として考慮する。
- ② 崩壊土砂の堆積土圧は、裏込め土の土質と異なる場合は背面土圧と区分し、次のように求めてもよい。

崩壊土砂による土圧は、堆積高 (h_d) が擁壁背面の空き高さ、落石防護柵に作用するとし、崩壊土砂による主動土圧の増分は崩壊土砂の土重を上載荷重に換算して求める。

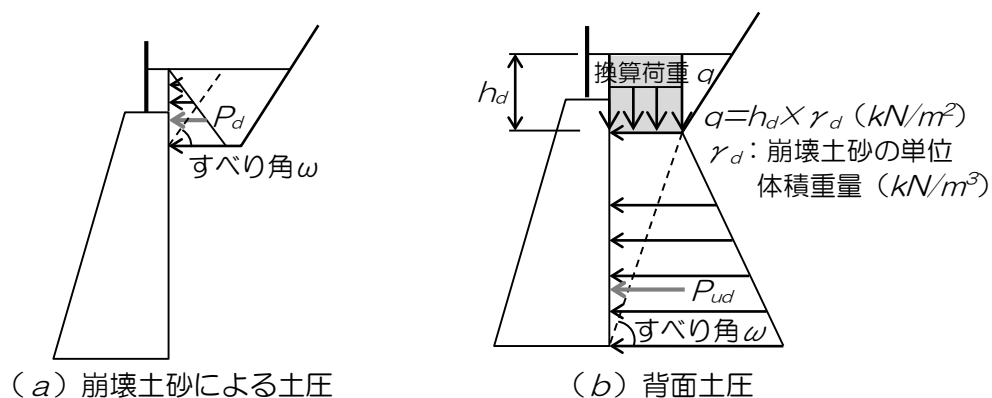


図4. 3-80 堆積土圧の考え方

- ③ 待受式擁壁等による崩壊土砂の捕捉容量は、落石防護フェンスの上端の高さの水平面までの空間とし、想定崩壊土砂量が捕捉容量を上回る場合には落石防護フェンスの上端までの高さを堆積の高さとする。
- ④ 土圧の作用する位置は、堆積土砂による土圧の作用する部分の下端から堆積の高さの $1/3$ の点とする。

解説

堆積の力 F_{sa} 、堆積の高さ h は、「土砂災害警戒区域等設定実務要領 急傾斜地の崩壊編」(平成 27 年 9 月愛知県) によるものとし、堆積の力 F_{sa} は以下により算出する。

$$F_{sa} = \frac{r h \cos^2 \theta}{\cos \sigma (1 + \sqrt{\sin (\phi + \sigma) \sin \phi / \cos \sigma})^2}$$

式4. 3-30

ここに、 F_{sa} ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により建築物に作用すると想定される力の大きさ (kN/m^2)

h ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積高さ (m)

ϕ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 ($^{\circ}$)

(表4. 3-33参照)

γ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の単位体積重量 (kN/m^3)

(ただし、 $\gamma = \rho_m \cdot g$ と表せる)

σ ：建築物の壁面摩擦角 ($^{\circ}$)

6.9.1 1 捕捉土砂量の検討

(1) 崩壊土砂量

崩壊土砂量は、現地の地質調査等による推定が困難な場合は表4.

3-34 に示す全国の斜面災害データ(4,671件)での斜面高さごとに区分した崩壊土量(累積度数90%となる値)を参考とする。

(2) 土砂捕捉容量

土砂捕捉容量は、崩壊土量 V (m^3) を崩壊幅 W (m) で除した単位擁壁長さあたりの崩壊土量 A_d (m^3/m) を算出し、擁壁の斜面側の空き空間にこれと同等の空き容量(擁壁単位長さあたり)を有することとして計算する。(図4. 3-81 参照)

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

(注：擁壁背面の空き空間を確保しようとして、斜面下部の切土を行うと斜面が不安定化することがあるため注意すること。)

表4. 3-34 斜面高さごとの崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量 V (m^3)	崩壊幅 W (m)	単位当たり 崩壊土量 A_d (m^3/m)
$5 \leq H_s < 10$	40	14	2.9
$10 \leq H_s < 15$	80	17	4.7
$15 \leq H_s < 20$	100	19	5.3
$20 \leq H_s < 25$	150	21	7.1
$25 \leq H_s < 30$	210	24	8.8
$30 \leq H_s < 40$	240	25	9.6
$40 \leq H_s < 50$	370	29	12.8
$50 \leq H_s$	500	32	15.6

出典「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例」P22 に一部加筆

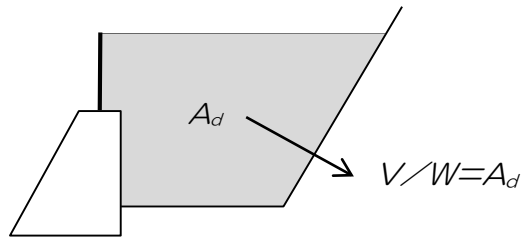


図4. 3-81 単位幅あたりの崩壊土量 A_d (m^3/m) の算出

6.9.12 擁壁の自重

設計に用いる擁壁の自重は擁壁躯体のみの重量とし、この自重のとり方は以下に示すとおりとする。

なお、地震時における擁壁躯体自重による地震時慣性力は、以下の図に示すように、設計水平震度を k_h 、擁壁躯体自重を W とすると、擁壁の重心 G を通過して水平方向に $k_h \cdot W$ として作用させるものとする。



図4. 3-82 考慮する擁壁の重量および地震時慣性力の考え方

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は以下のとおりとする。

(1) 鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量

コンクリート : $23.0kN/m^3$

鉄筋コンクリート : $24.5kN/m^3$

(2) 土の単位体積重量

土の単位体積重量は土質試験結果をもとにして決定するのが望ましいが、高さが $8.0m$ 以下の擁壁では土質試験によらないで表4.3-35の値を用いてよい。

表4. 3-35 土の単位体積重量

(kN/m³)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
裏込め土・盛土	砂および砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土（ただしWL<50%）	18	

注）地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から
9kN/m³を差し引いた値としてよい。

出典「道路土工－擁壁工指針」P66

解説

Ｌ型擁壁，逆Ｔ式擁壁などは，底版上の土の重量も擁壁の自重に加味して擁壁の安定計算を行うが，重力式擁壁およびもたれ式擁壁はこの底版上の土が存在しないため，安定計算に考慮する擁壁自重は擁壁躯体の自重のみとする。

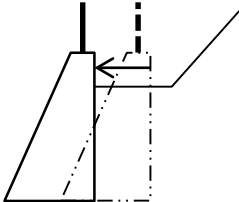
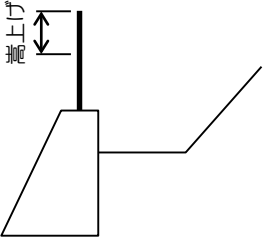
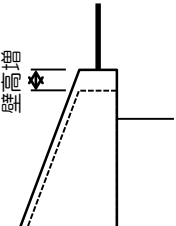
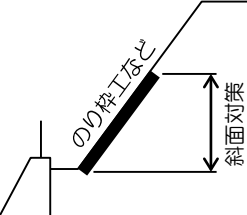
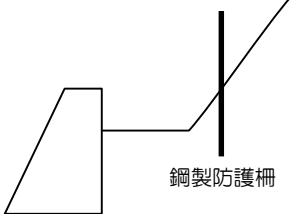
6.10 土砂災害防止法を考慮した対策手法

6.10.1 崩壊土砂捕捉容量を確保するための対策

崩壊土砂量の捕捉容量が不足する場合の対策としては、表4. 3-36 に示すようなものが挙げられる。

ここで、「①擁壁設置位置の変更」は新設の重力式擁壁のみに適用できる工種であり、その他は重力式擁壁、もたれ式擁壁に適用可能である。

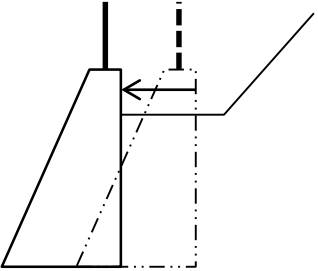
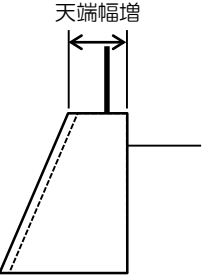
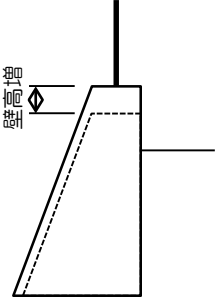
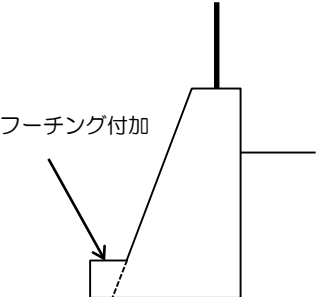
表4. 3-36 崩壊土砂捕捉容量を確保するための対策案

対策	概要図	概要
①擁壁設置位置の変更		擁壁の位置を斜面から離すことにより、擁壁背面の空さを増やし、崩壊土砂の捕捉容量を増やす。
②落石防護柵の嵩上げ		落石防護柵の高さを増し、擁壁背面の空さを増やし、崩壊土砂の捕捉容量を増やす。 ただし、落石防護柵の高さは一般には2m程度までとする。
③壁高増し		壁高を増すことにより、擁壁背面の空さを増やし、崩壊土砂の捕捉容量を増やす。 既設擁壁の場合、落石防護柵の付け替えと既設躯体との一体化などが必要となる。
④斜面对策1		斜面にのり枠などを施工し、残斜面を減らすことにより、崩壊土砂量を低減する。
⑤斜面对策2		既設擁壁の背面に待受式防護柵などを設置して、崩壊土砂の捕捉容量を増やす。

6.10.2 安定となるための対策工

一般的な構造で不安定となる場合の対策工法としては、表4.3-37に示すような工法が挙げられる。

表4.3-37 重力式擁壁対策案

対策	概要図	概要
①擁壁設置位置の変更		擁壁の位置を斜面から離すことにより、平場の距離を長くし、作用衝撃力を減少させる。
②天端幅増し		天端幅を増すことにより、擁壁自重、底版幅を増し、転倒、滑動の抵抗力を増加する。
③壁高増し		壁高を増すことにより、擁壁自重と底版幅を増し、転倒、滑動の抵抗力を増加する。 既設擁壁の場合、落石防護柵の付け替えと既設躯体の一体化などが必要となる。
④フーチング付加		フーチングを付加することにより、擁壁自重と底版幅を増し、転倒、滑動の抵抗力を増加する。 既設擁壁の場合、フーチングと既設躯体の一体化を図る必要がある。

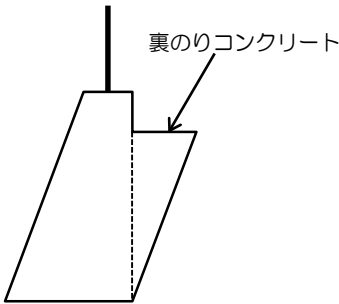
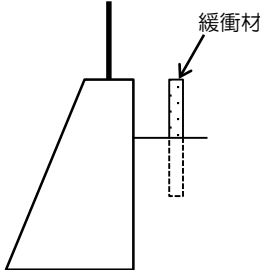
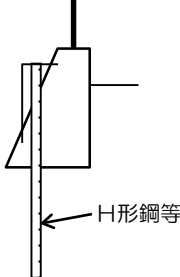
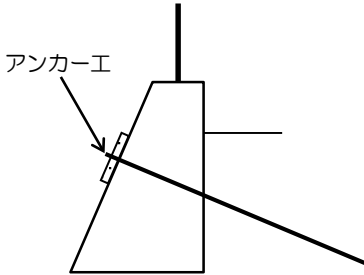
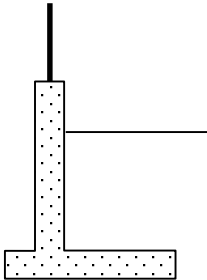
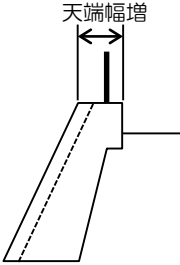
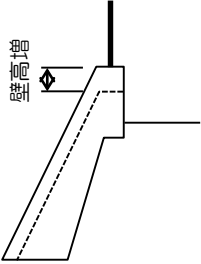
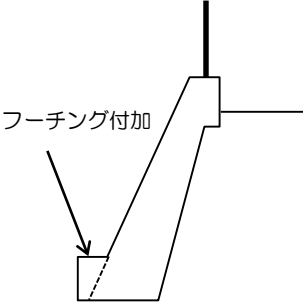
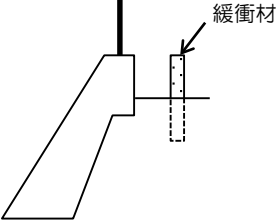
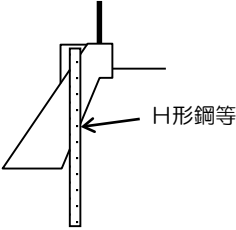
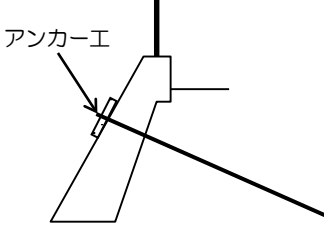
対策	概要図	概要
⑤裏のり付加		裏のり部にコンクリートを付加することにより、擁壁自重を増し、転倒、滑動の抵抗力を増加する。
⑥緩衝材の設置		擁壁背面に緩衝材を設置し、衝撃力を減少させる。緩衝材を用いた設計は「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例」巻末資料（参考）を参照のこと。
⑦杭基礎		H形鋼などの基礎杭を設置することにより、転倒、滑動の抵抗力を増加する。
⑧アンカー工		グラウンドアンカーを設置することにより、転倒、滑動の抵抗力を増加する。
⑨逆T型、L型擁壁構造		逆T型構造、L型構造とする。

表4. 3-38 もたれ式擁壁対策工案

対策	概要図	概要
①天端幅増し		天端幅を増すことにより、擁壁自重と底版幅を増し、転倒、滑動の抵抗力を増加する。
②壁高増し		壁高を増すことにより、擁壁自重と底版幅を増し、転倒、滑動の抵抗力を増加する。 既設擁壁の場合、落石防護柵の付け替えと既設躯体との一体化などが必要となる。
③フーチング付加		フーチングを付加することにより、擁壁自重と底版幅を増し、転倒、滑動の抵抗力を増加する。 既設擁壁の場合、フーチングと既設躯体の一体化を図る必要がある。
④緩衝材の設置		擁壁背面に緩衝材を設置し、衝撃力を減少させる。
⑤杭基礎		H形鋼などの基礎杭を設置することにより、転倒、滑動の抵抗力を増加する。
⑥アンカー工		グラウンドアンカーを設置することにより、転倒、滑動の抵抗力を増加する。

6.1 1 安定性等の照査

6.1 1.1 擁壁の安定性の照査項目

擁壁の安定に関しては、一般には下記①・②・③について照査すればよいが、現地の状態および擁壁の規模によっては④・⑤についても照査する必要がある。また、曲げモーメントまたは軸方向力やせん断力が作用するコンクリート部材の場合は⑥の照査を行うものとする。

- ① 滑動に対する安定
- ② 転倒に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 斜面および基礎地盤を含む全体としての安定
- ⑤ 地震時における安定
- ⑥ 部材の安全性

解説

安定照査の結果により、不安定となった擁壁については、擁壁形状の変更やアンカー工法との併用、あるいは擁壁以外の対策工法との比較検討を実施し、最適と判定された方法により対応するものとする。

6.1 1.2 安定計算における基準安全率

急傾斜地崩壊防止施設の設計における基準安全率等は、以下の値を用いるものとする。

表4. 3-39 基準安全率等

工種	計算方法		安全率
構造物	各種設計法による	滑動	常時 $F_s \geq 1.5$ 地震時 $F_s \geq 1.2$
		転倒	常時 $ e \leq B/6$ 地震時 $ e \leq B/3$ もたれ式擁壁 常時 $d > B/2$ 地震時 $d \geq B/3$
		基礎地盤の支持力※	常時 $F_s = 3.0$ $q \leq q_a = q_u / F_s$
			地震時 $F_s = 2.0$ $q \leq q_a = q_u / F_s$
全体としての安定	円弧すべり法		常時 $F_s \geq 1.2$
衝撃力作用時 (待受式構造)	滑動		$F_s > 1.0$
	転倒		$ e \leq B/3$
	基礎地盤の支持力※		$F_s = 1.0$ $q \leq q_a = q_u / F_s$
崩壊土砂堆積時 (待受式構造)	滑動		$F_s \geq 1.2$
	転倒		$ e \leq B/3$
	基礎地盤の支持力※		$F_s = 2.0$ $q \leq q_a = q_u / F_s$
部材の応力度の検討	許容応力度法		躯体内の応力が許容応力内であることの確認

ここに、 e ：底版中心より合力の作用位置の偏心距離， B ：擁壁の底版幅，
 d ：擁壁つま先から合力作用位置までの距離
 q ：地盤反力， q_a ：許容地盤支持力度， q_u ：極限地盤支持力度

※もたれ式擁壁で $d > B/2$ の場合，簡便法にて照査（簡便法の詳細は「道路土工－擁壁工指針」P164参照のこと）

解説

急傾斜地崩壊防止施設の設計にあたっては、施設完成時のみでなく施工段階の斜面の安全性を検討する必要がある。施工中の斜面の安全率は、施工期間等の現場条件に応じて設定するものとするが、一般的に短期の場合は $F_s=1.05\sim1.10$ とし、長期（一出水期を超える等）の場合は $F_s=1.2$ としてよい。

6.1 1.3 滑動に対する安定の照査

滑動に対する安全の照査は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_B \cdot B}{\Sigma H} \geq \text{照査ケースの安全率}$$

式4. 3-31

ここに、 ΣV ：底版下面における全鉛直力（ kN/m ）

ΣH ：底版下面における全水平力（ kN/m ）

μ ：擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数（6.8.2による）

C_B ：擁壁底版と支持地盤の間の粘着力（ kN/m^2 ）

B ：擁壁の底版幅（ m ）

解説

擁壁には、擁壁を前面側に押し出そうとする滑動力と、これに対して擁壁底面と地盤との間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

滑動力は主として土圧、慣性力等の荷重の水平成分であり、滑動抵抗力は主として擁壁底面と地盤との間に生じるせん断抵抗力である。なお、擁壁前面の土による受動土圧も抵抗力として考えられるが、長期にわたる確実性が期待できないことが多いので通常はこれを無視して設計する。

滑動に対する安全率の値が所定の安全率を満足できない場合は、擁壁底面幅を変化させるなどにより安定させるものとする。ただし、地形条件等の制約によりやむを得ない場合は、「道路土工－擁壁工指針」に準じて、基礎の根入れを深くして前面地盤の受動土圧を考慮する、あるいは突起を設けるなどの対処方法を検討することができる。

6.1 1.4 転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定の照査は、擁壁底面における荷重の合力の作用位置で照査するものとし、常時および地震時において、荷重の合力の作用位置が擁壁底面の中央から偏心距離の許容範囲内であれば、通常の擁壁では転倒に対して安定であるものとする。

擁壁底版のつま先から荷重の合力作用点までの距離 d は次式で表される。

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V}$$

式4. 3-32

ここに、 ΣM_r ：擁壁底版つま先まわりの抵抗モーメント ($kN \cdot m$)

ΣM_o ：擁壁底版つま先まわりの転倒モーメント ($kN \cdot m$)

ΣV ：底版下面における全鉛直力 (kN/m)

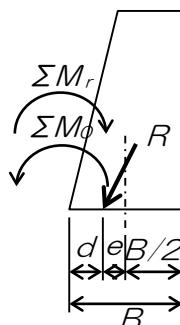


図4. 3-83 合力作用位置の求め方

また、底版中央から荷重の合力 R の作用位置までの偏心距離 e は次式で表される。

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

式4. 3-33

転倒に対する安定条件は、荷重の合力 R の作用位置が各照査ケースの範囲内になければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ (常時)}, \quad |e| \leq \frac{B}{3} \text{ (地震時他※)}$$

なお、もたれ式擁壁については、擁壁底版のつま先から荷重の合力 R の作用点までの距離 d は以下の条件を満たさなければならない。

$$d > B/2 \text{ (常時)}, \quad d \geq B/3 \text{ (地震時他※)}$$

※：地震時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時

解説

擁壁にはつま先を支点として擁壁を転倒させようとする転倒モーメントと擁壁の転倒を抑止しようとする抵抗モーメントが作用し、転倒モーメントが過大となると擁壁は前面側に転倒を起こす。転倒に対する安定については、擁壁のつま先周りの転倒に対する安全率（抵抗モーメント/転倒モーメント）により照査する方法もあるが、本手引きでは、「道路土工—擁壁工指針」に準拠し、擁壁底面における荷重の合力の作用位置で照査するものとした。

なお、本編では割愛したが、ブロック積擁壁および井桁組擁壁等の切土または盛土にもたれた状態で躯体自重のみで土圧に抵抗する形式の擁壁における転倒の安定照査は「道路土工—擁壁工指針」を参照のこと。

6.1 1.5 支持に対する安定の照査

支持に対する安定の照査は、下図に示す擁壁底面における地盤反力度を以下の①もしくは②の式により求め、算出式の条件を満足しなければならない。

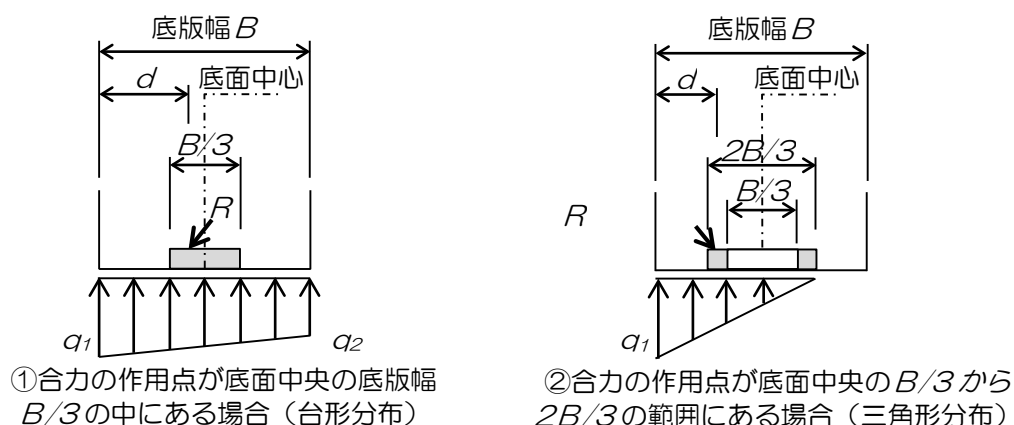


図4. 3-84 合力作用位置と地盤反力度の関係

地盤反力度は次式により求める。

（１）荷重合力作用位置 d が擁壁底面中央の $B/3$ の範囲にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left[1 + \frac{6e}{B} \right] \leq q_a \quad \text{式4. 3-34}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left[1 - \frac{6e}{B} \right] \leq q_a \quad \text{式4. 3-35}$$

(2) 荷重合力作用位置が擁壁底面中央の $B/3$ から $2B/3$ の範囲にある場合

$$q_1 = \frac{2\Sigma V}{3d} \leq q_a$$

式4. 3-36

ここで、 V ：擁壁底面における全鉛直荷重 (kN/m) で、擁壁に作用する各荷重の鉛直成分の合計値

q_1, q_2 ：擁壁底面における地盤反力度 (kN/m^2)

e ：擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)

d ：擁壁底面のつま先(o 点)から荷重の合力作用位置までの距離(m)

B ：擁壁底面幅 (m)

q_a ：基礎地盤の鉛直許容支持力度 (kN/m^2) (6.8.1による)

なお、もたれ式擁壁の場合は、荷重合力作用位置 d の範囲に応じて以下に示す方法で算出する。

(1) 荷重合力作用位置がつま先から擁壁底面幅の $1/3$ から $1/2$ にある場合
($B/3 \leq d \leq B/2$)

(式4. 3-34, 式4. 3-35による)

(2) 荷重合力作用位置がつま先から擁壁底面幅の $1/2$ より後方にある場合
($B/2 < d$)

「道路土工—擁壁工指針」P164 に示される簡便法により鉛直地盤反力度を求める

解説

擁壁に作用する荷重は、基礎地盤によって支持されるが、抵抗モーメントおよび転倒モーメントと鉛直荷重の関係から求まる荷重の合力の作用位置によって、擁壁底面での地盤反力および地盤反力分布が異なり、基礎地盤の鉛直支持力が不足すると擁壁底面の前面側または背面側が地盤にめり込むような変状を起こす。

支持に対する安定の照査は、許容鉛直支持力度を「道路橋示方書・同解説下部構造編」による極限支持力から求めた許容支持力度を用いる場合と6.8.1に示す方法がある。極限支持力から許容鉛直支持力を求めた場合については「道路橋示方書・同解説 下部構造編」および「道路土工—擁壁工指針」を参照のこと。

6.1 1.6 全体としての安定

以下に該当する場合は、斜面と基礎地盤を含む全体としての安定について検討するものとする。

- (1) 基礎地盤の内部に軟弱な土層や飽和したゆるい砂質土層が存在する場合
地盤内でのすべり破壊や圧密沈下や地盤の液状化に対しての安定性を検討する。
- (2) 斜面上に擁壁を設置する場合や擁壁の上部に長大なのり面を有する場合
背面および基礎地盤を含む斜面全体としての安定性を検討する。

なお、基礎地盤などを含めた地盤全体の長期の安定を検討する場合は、以下に示す円弧すべり法により計算を行う。

(有効応力表示の場合)

$$F_s = \frac{\sum \{c' \cdot \ell + \tan \phi' (W \cos \theta - u \cdot \ell)\}}{\sum \Delta W \sin \theta} \quad \text{式4. 3-37}$$

ここに、 c' : 有効応力表示に関する仮想すべり面における粘着力
(kN/m^2)

ϕ' : 有効応力表示に関する仮想すべり面における内部摩擦角
($^\circ$)

ΔW : 土の細片の重量 (kN/m)

u : 間隙水圧 (kN/m^2)

θ : 細片底面が水平面となす角 ($^\circ$)

ℓ : 細片底面の長さ (m)

(全応力表示の場合)

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot \ell + W \cos \theta \cdot \tan \phi\}}{\sum \Delta W \sin \theta} \quad \text{式4. 3-38}$$

ここに、 c : すべり面における粘着力 (kN/m^2)

ϕ : すべり面における内部摩擦角 ($^\circ$)

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

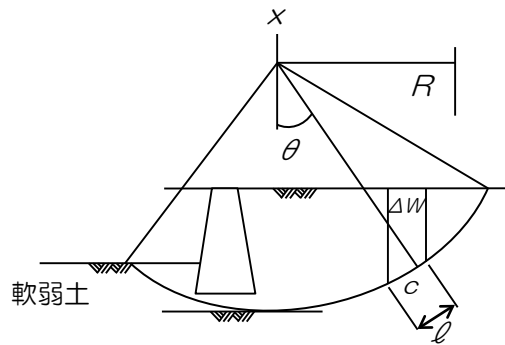


図4. 3-85 すべり面

解説

擁壁は、滑動、転倒、支持に対して擁壁自体が安定であっても、下記に該当する場合には、背面および基礎地盤を含む全体が広い範囲にわたって沈下や地すべり破壊、地盤の液状化を生じることがある。

- ・ 中間層に軟弱な土層や飽和した緩い砂質土層が存在する地盤や斜面上に擁壁を設置する場合
- ・ 擁壁の上部に長大なのり面を有する場合

このような地盤上に擁壁を設置する場合には、背面および基礎地盤を含む全体としての安定性について検討を行うものとする。

6.1 1.7 地震時における安定の照査

地震時における擁壁の安定を検討する場合には、常時の土圧の代わりに地震時土圧を用いることや地震時慣性力を考慮することに注意し、6.1 1.3～6.1 1.5の方法に準じて行うことができる。なお、基礎地盤が良好でない場合は背面盛土および地山を含む全体としての安定について注意する必要があるが、その場合は円弧すべり法などにより別途検討を行うのがよい。地震時安定計算における安全率などは表4. 3-23を参照のこと。

6.1 1.8 部材の安全性の照査項目

(1) 躯体の条件

① 重力式擁壁の躯体の設計

重力式擁壁の形状が図4. 3-86 (a) の場合は、通常躯体の設計を省略してもよい。同図 (b) の場合は、躯体の設計を行うものとし、その方法は形状変化位置およびつま先版上面を固定端とする片持ち梁として設計してよい。

② もたれ式擁壁の躯体の設計

もたれ式擁壁の躯体は図4. 3-87 に示す荷重等を考慮して照査断面位置を固定端とする片持ち梁として設計してよい。また、もたれ式擁壁の形状が図4. 3-86 (d) の場合は、重力式擁壁と同様、形状変化位置およびつま先版上面を固定端とする片持ち梁として躯体の設計を行う。

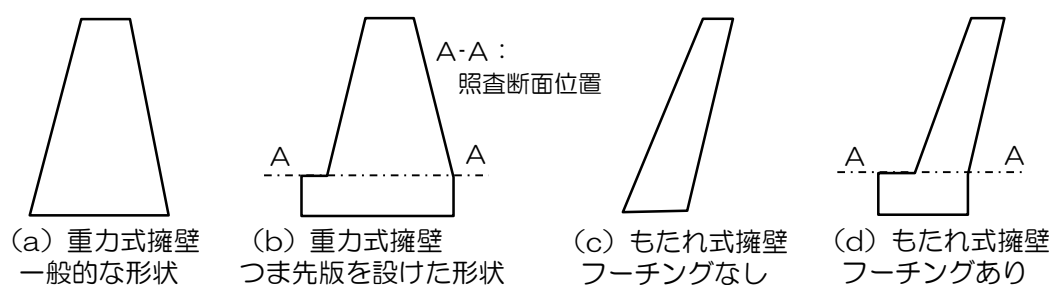
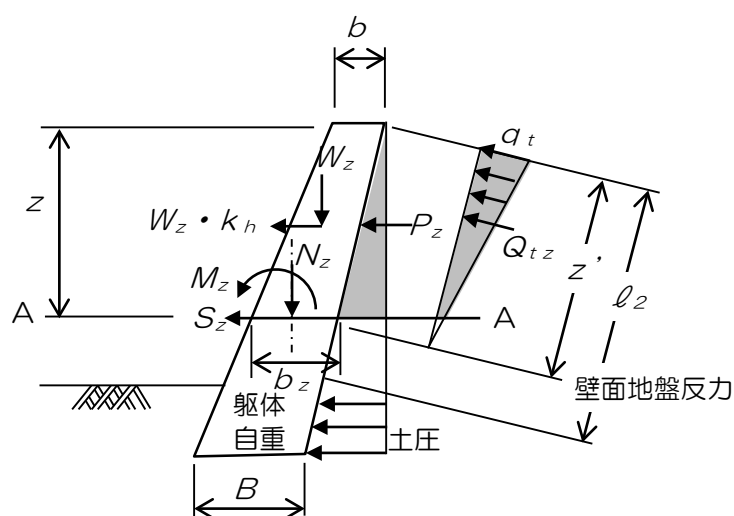


図4. 3-86 断面照査



ここに、A-A：躯体の照査断面位置

z ：擁壁天端から照査断面位置までの高さ (m)

W_z ：高さ z の位置における躯体自重 (kN/m)

$W_z \cdot k_h$ ：高さ z の位置における躯体自重による慣性力 (kN/m)

P_z ：高さ z の位置における土圧 (kN/m)

Q_{tz} ：高さ z の位置における壁面地盤反力 (kN/m)

z' ：高さ z の位置における壁面長 (m)

b_z ：高さ z の位置における躯体幅 (m)

N_z ：高さ z の位置における軸力 (kN/m)

M_z ：高さ z の位置における躯体中心での曲げモーメント (kN・m/m)

S_z ：高さ z の位置におけるせん断力 (kN/m)

(2) つま先版の設計

つま先版の設計は、重力式擁壁、もたれ式擁壁ともに躯体との接合部を固定端とする片持ち梁として行う。なお、つま先版の張出し長がつま先版の長さの 1/2 に満たない場合は照査を省略してもよい。

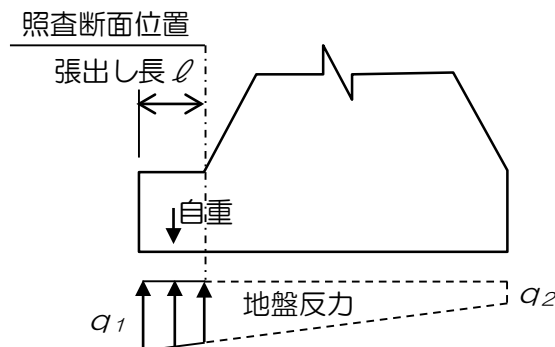


図4. 3-88 つま先版の断面計算に用いる荷重

(3) 落石防護柵の応力度の評価（崩壊土砂堆積時）

落石防護柵は、9.7.6 に示す規格を標準とする。なお、これにより難しい場合は、崩壊土砂堆積時において、落石防護柵の支柱、ワイヤー、ネットなどの各部材の応力度が許容応力度以下となるように設計を行う。

落石防護柵の応力度照査については、「落石対策便覧」を参照のこと。

6.1 1.9 部材の安全性の照査方法

コンクリート擁壁を構成する部材は6.9項に示す荷重に対し、下記（１）（２）により許容応力度設計法を用いて設計することを原則とする。なお、許容応力度設計法における部材の照査にあたっては、部材に生じる断面力は弾性理論により算出するものとする。

（１）曲げモーメントまたは軸方向力が作用するコンクリート部材

無筋コンクリート部材断面に生じるコンクリート応力度は、コンクリート断面の縁応力度を算出し、それぞれの応力度が許容応力度を超えてはならない。

（２）せん断力が作用するコンクリート部材

コンクリート部材のせん断力に対する照査は、平均せん断応力度が許容せん断応力度以下であることを照査するものとし、コンクリートのみでせん断力を負担する場合、平均せん断応力度が6.8.3に示す許容せん断応力度 τ_{a1} 以下であることを照査する。

解説

（１）曲げモーメントまたは軸方向力が作用するコンクリート部材

無筋コンクリート部材断面に生じるコンクリート応力度は、次式により算出してよい。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \quad \text{式4. 3-39}$$

ここに、 σ_c ：コンクリート断面の縁応力度（ N/mm^2 ）

N ：軸方向力（ N ）

A ：コンクリート全断面積（ mm^2 ）

e ：コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離（ mm ）

W ：コンクリート断面の図心軸に関する断面係数（ mm^3 ）

軸方向偏心荷重を受ける無筋コンクリートの躯体は、その作用点が核の中に作用するように、すなわち断面に引張が生じないように設計するのが望ましい。

最大縁圧縮応力度の計算は原則としてコンクリートの引張応力を無視して行い、その応力度は許容曲げ圧縮応力度を超えてはならない。また、上式によって求めた縁引張応力度は、許容曲げ引張応力度を超えてはならない。縁引張応力度の絶対値が断面において同時に起こる縁圧縮応力度の

1/10より小さい場合には、同式で求めた縁圧縮応力度の値とコンクリートの引張応力を無視して計算した値との差が小さいので、同式を使用して縁圧縮応力度を求めてよい。

(2) せん断力が作用するコンクリート部材

許容応力度設計法におけるせん断力に対する照査は、平均せん断応力度が許容せん断応力以下であることを照査する。コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 τ_{a1} は表4. 3-27 および式4. 3-9によって補正した値を用いてよい。

鉄筋コンクリート部材断面に生じる平均せん断応力度は以下の式により算出するものとする。なお、無筋コンクリート部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、下式の部材断面の有効高 d の代わりに部材高 h を用いて算出すればよい。

$$\tau_m = \frac{S_h}{b d} \quad \text{式4. 3-40}$$

ここに、 τ_m ：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm^2)

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N) で下式により算出する。ただし、せん断スパン比により許容せん断応力度の割増しを行う場合は、部材の有効高の変化の影響を考慮してはならない。

$$S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta + \tan \gamma) \quad \text{式4. 3-41}$$

S ：部材断面に作用するせん断力 (N)

M ：部材断面に作用する曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

b ：部材断面幅 (mm)

d ：部材断面の有効高 (mm)

β ：部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 ($^\circ$) (下図参照)

γ ：引張鋼材が部材軸方向となす角度 ($^\circ$) (下図参照)

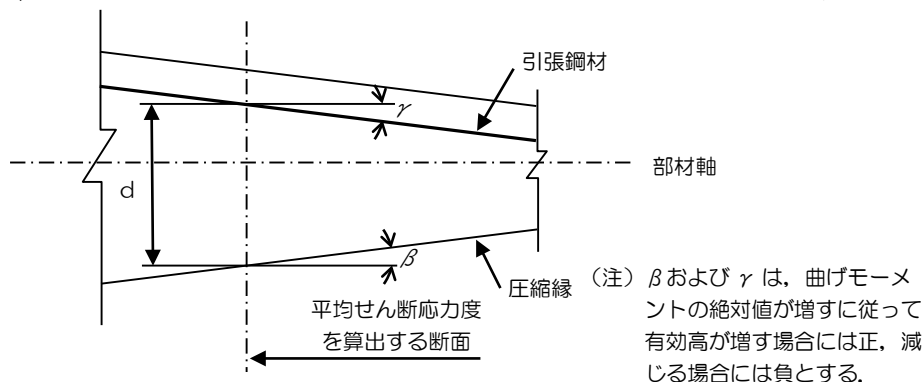


図4. 3-89 β , γ および d の取り方

6.1 2 擁壁工の構造細目

6.1 2.1 水抜き孔

水抜き孔は、擁壁背面に集まってくる地下浸透水を速やかに排水することを目的として設置するものである。

この水抜き孔の設置は、以下の基準で設置するものとする。

- ① 水抜き孔は $3m^2$ に 1 箇所以上の割合で設置する。
- ② 水抜き孔は $\phi 100\text{ mm}$ の塩化ビニールパイプ（VP）を使用する。
- ③ 水抜き孔は 2% の勾配で壁内に埋め込んで設ける。
- ④ のり面脚部からの湧水が認められる場合は、その湧水量に応じて別途排水処理を実施する。

解説

水抜き孔は擁壁背面に集まってくる地下浸透水を速やかに排水し、擁壁底面部の基礎地盤がこの地下水によって洗掘されるのを防止するとともに、擁壁に水圧が作用するのを防止することを目的として設置するものである。

なお、のり面脚部から顕著な湧水が認められる場合は、その湧水量に応じてこの水抜き孔とは別に、湧水処理を目的とした排水処理施設を配するものとする。

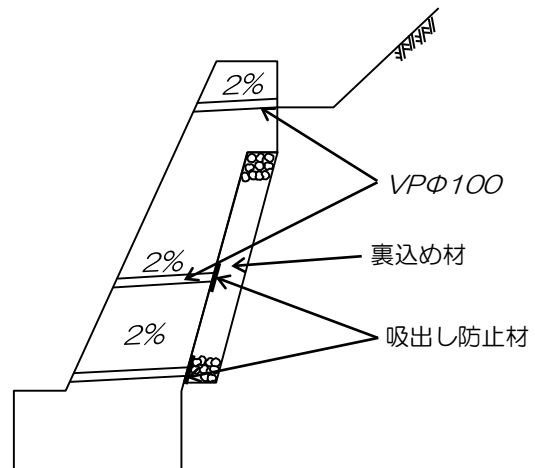


図4. 3-90 水抜き孔設置図

6.1 2.2 裏込め排水工

擁壁の背面に施工する裏込め排水工は、重力式、もたれ式擁壁ともに壁前面の地表より上部に厚さ 50 cm で等厚に施工するものとする。

解説

裏込めは、水抜き孔を介して擁壁背面に集まる地下浸透水を速やかに壁前面に排水するためのフィルター材として施工するものである。

本県では、背後地盤の透水性に関わらず、擁壁背後に等厚 50 cm の裏込め砕石（C-40）を設けることを標準とする。これにより難しい場合は、以下の裏込め排水工を採用してもよい。

(1) 簡易型排水工

簡易型排水工は、裏込め土が透水性の良い礫質土等の場合に用いる。この排水工は図4. 3-91 に示すように、各水抜き孔の位置に砕石や割栗石等で厚さ 50 cm の水平排水層を裏面の全長にわたって設ける。また、特に湧水量の多い場合は、孔あき排水管を併用する。

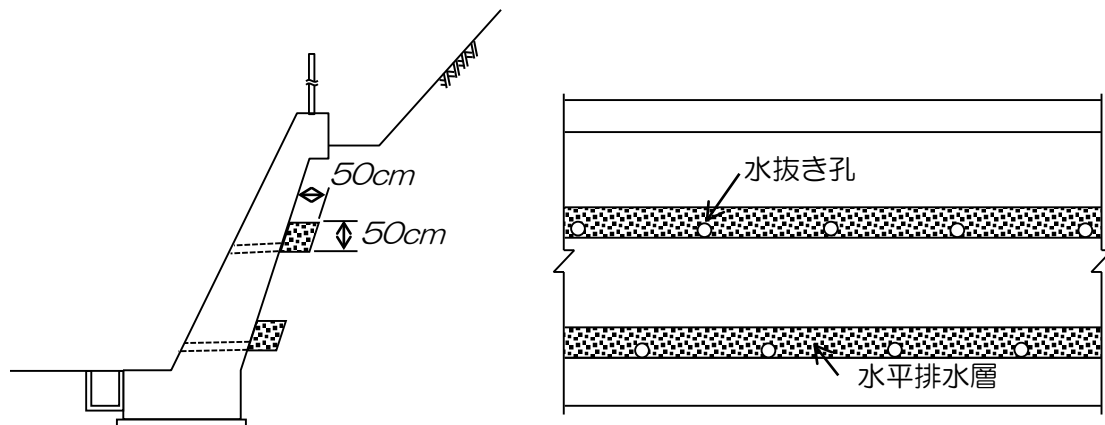


図4. 3-91 簡易排水工

(2) 溝型排水工①（砕石を使用する場合）

溝型排水工は、透水性があまり良くない裏込め材料を用いる場合や擁壁の設置箇所が集水地形の場合等に用いる。この排水工は図4. 3-92 に示すように、擁壁下端付近で水抜き孔から前面に容易に排水できる高さの位置に、壁全延長にわたって砕石、割栗石等で厚さ 50 cm の水平排水層を設け、また、擁壁背面に沿って擁壁長部付近に達する厚さ 30~40 cm 程度の鉛直排水層を 4~5m 間隔に設ける。

壁の水抜き孔は、少なくとも鉛直排水層と水平排水層の交点ごとに設けるものとする。

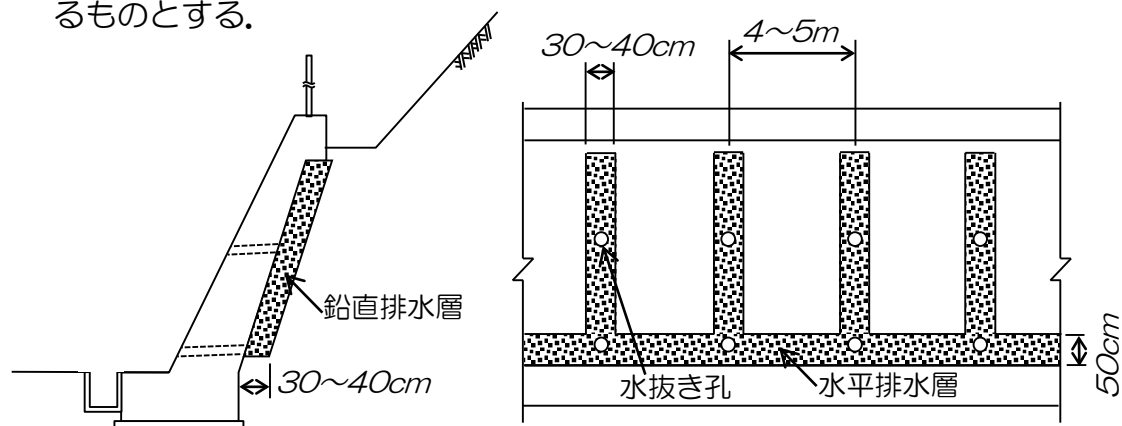


図4. 3-92 溝型排水工

(3) 溝型排水工②（透水マットを使用する場合）

擁壁背後地盤が透水性の良い地盤の場合は、裏込め砕石を用いずに透水マットを使用してもよい。

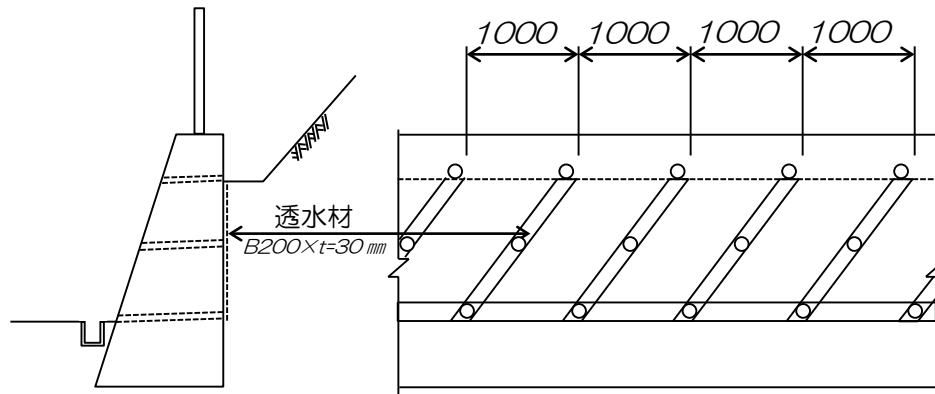


図4. 3-93 透水マットを使用する例

(4) 切土面からの湧水がある場合

切土面から湧水がある場合には、これらの裏込め土への浸入を防止し、速やかに擁壁外に排除するため、湧水の状況に応じて地下排水工を設ける必要がある。

切土面からの湧水や浸透水がある場所での裏込め排水工の例を以下に示す。

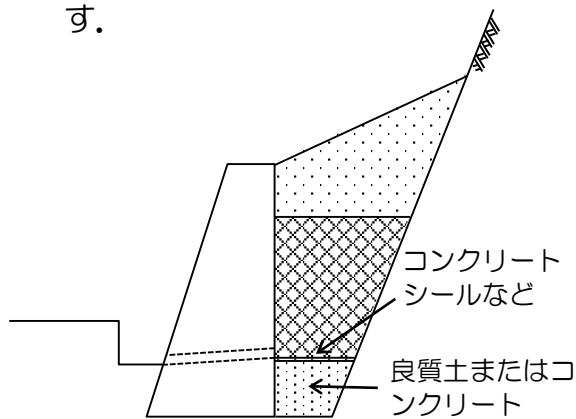


図4. 3-94 切土部における排水工の例

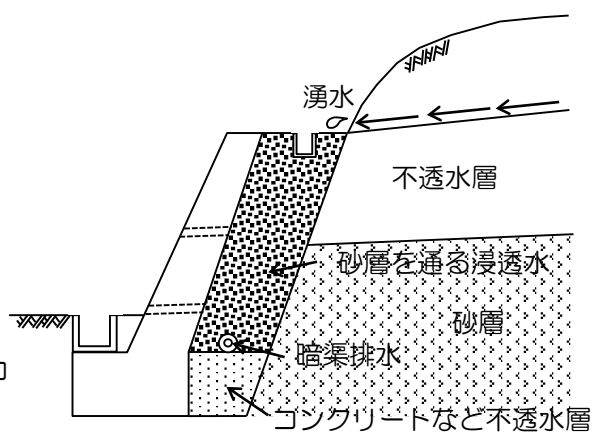


図4. 3-95 湧水等のある場所での排水工の例

6.12.3 目地工

擁壁に設ける目地工は、乾燥収縮によるクラックの発生を防止するために設けるものであり、その設置間隔は最大で $10m$ とする。

また、この時用いる目地材は、厚さ $10mm$ 以上のエラストイトジョイントを標準とする。

解説

擁壁など、コンクリートの連続的な構造物に設ける目地工は、一般的に $10m$ 以下の間隔で設置される場合が多く、「道路土工―擁壁工指針」においても重力式擁壁等の無筋コンクリート構造の目地は $10m$ 以下の間隔で設ける必要があると記述されている。

6.12.4 施工継目

施工継目は、直高 $2.5m$ を標準とし、1ブロック（伸縮間目地）の擁壁平均高さが $3m$ 以下の場合は設置しないことを原則とする。

解説

施工打継目の構造は、かぎ形に施工するとともに、表・裏それぞれ $10cm$ の位置に継鉄筋（ $D16mm \times 1.0m$ ）を $50cm$ 間隔に配置する。その際、表・裏の継鉄筋が千鳥配置となるようにすること（図4.3-96 参照）。

なお、重力式擁壁においては、擁壁高を $5m$ 以下としており、施工継目を設けずにコンクリートを打設する場合が考えられる。この場合、施工継目が生じないことから、水平打継ぎ目処理は必要ないこととなるので、留意すること。

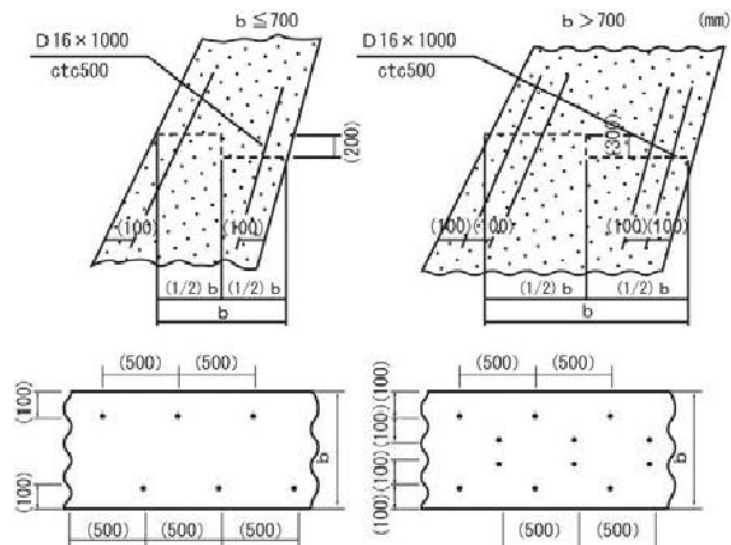


図4. 3-96 水平打継ぎ目の構造 (単位：mm)

6.1 3 擁壁工の標準タイプ

急傾斜地崩壊防止施設として施工する擁壁工の標準タイプを以下のとおり定める。ただし、擁壁の設計は安定計算により実施することを原則とし、標準タイプを参考の上、経済性や施工性等を考慮して最も合理的な設計となるよう断面を決定すること。

(1) 重力式擁壁 ($H \leq 5m$)

重力式擁壁は自重によって土圧を支持する形式のものであって、土圧と自重の合力により躯体の断面に引張応力が発生しないことを原則とする。

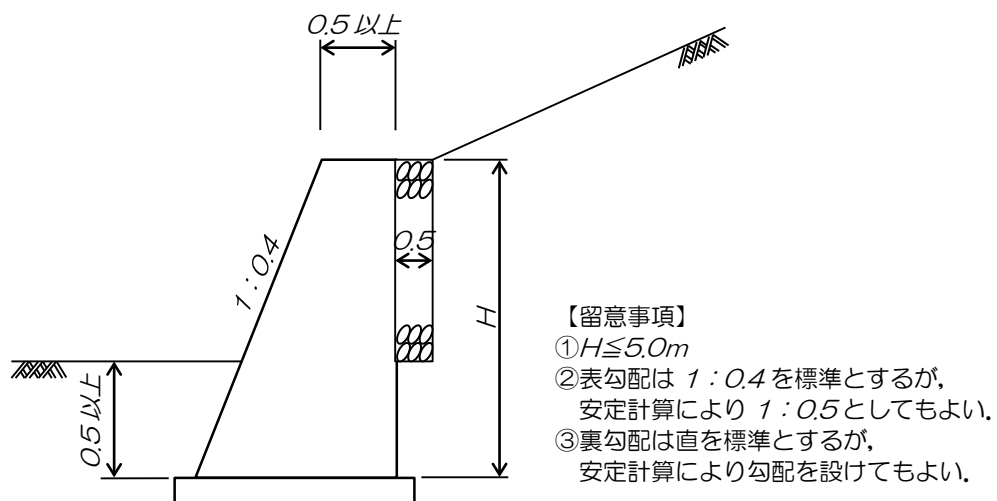


図4. 3-97 重力式擁壁の標準タイプ (I) (単位：m)

(2) 待受式重力式擁壁 ($H \leq 5m$)

重力式擁壁で崩土を待受ける場合であって、崩土を確保する空間が十分確保できない場合は裏勾配を設定する。

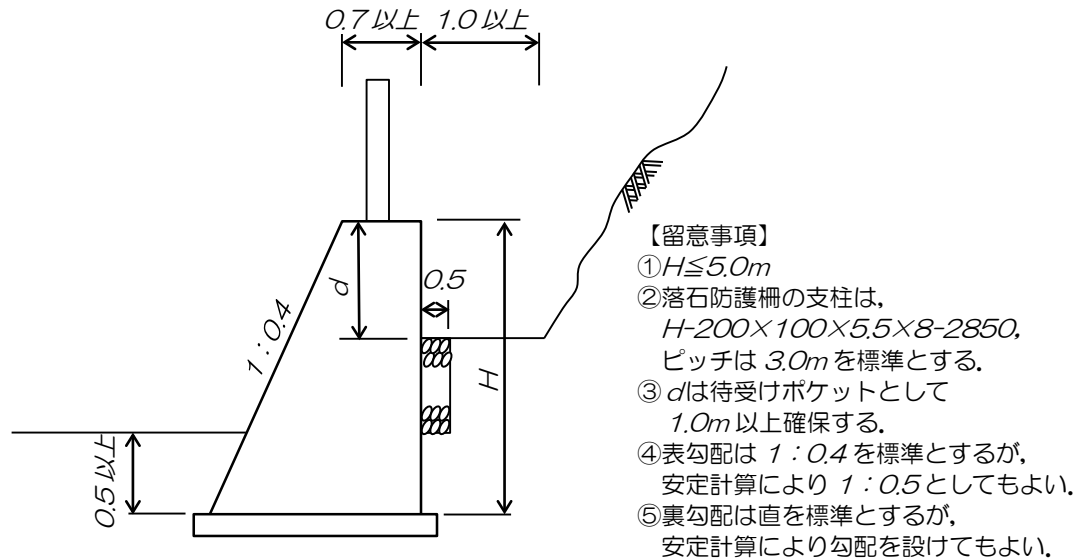


図4. 3-98 重力式擁壁の標準タイプ (Ⅱ) (単位 : m)

(3) もたれ式擁壁 ($5.0m < H \leq 8.0m$)

もたれ式擁壁は自重によって土圧を支持する形式のものであって、土圧と自重の合力により躯体の断面に引張応力が発生しないことを原則とする。

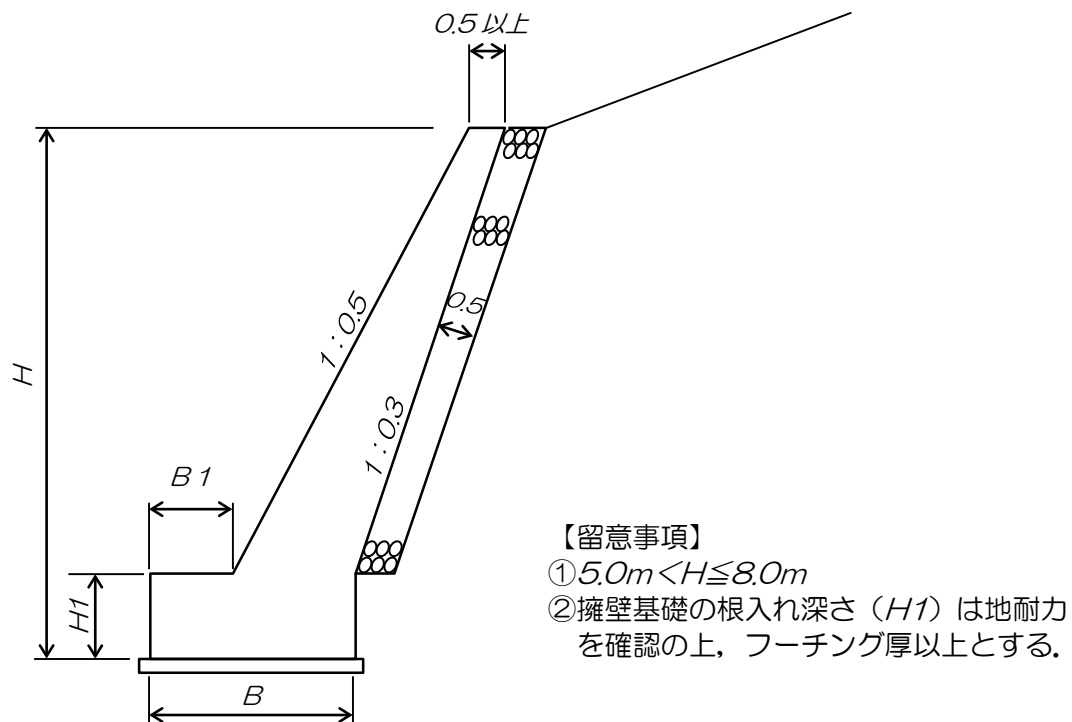


図4. 3-99 もたれ式擁壁 (Ⅰ) (単位 : m)

(4) 待受式もたれ式擁壁 ($5.0m < H \leq 8.0m$)

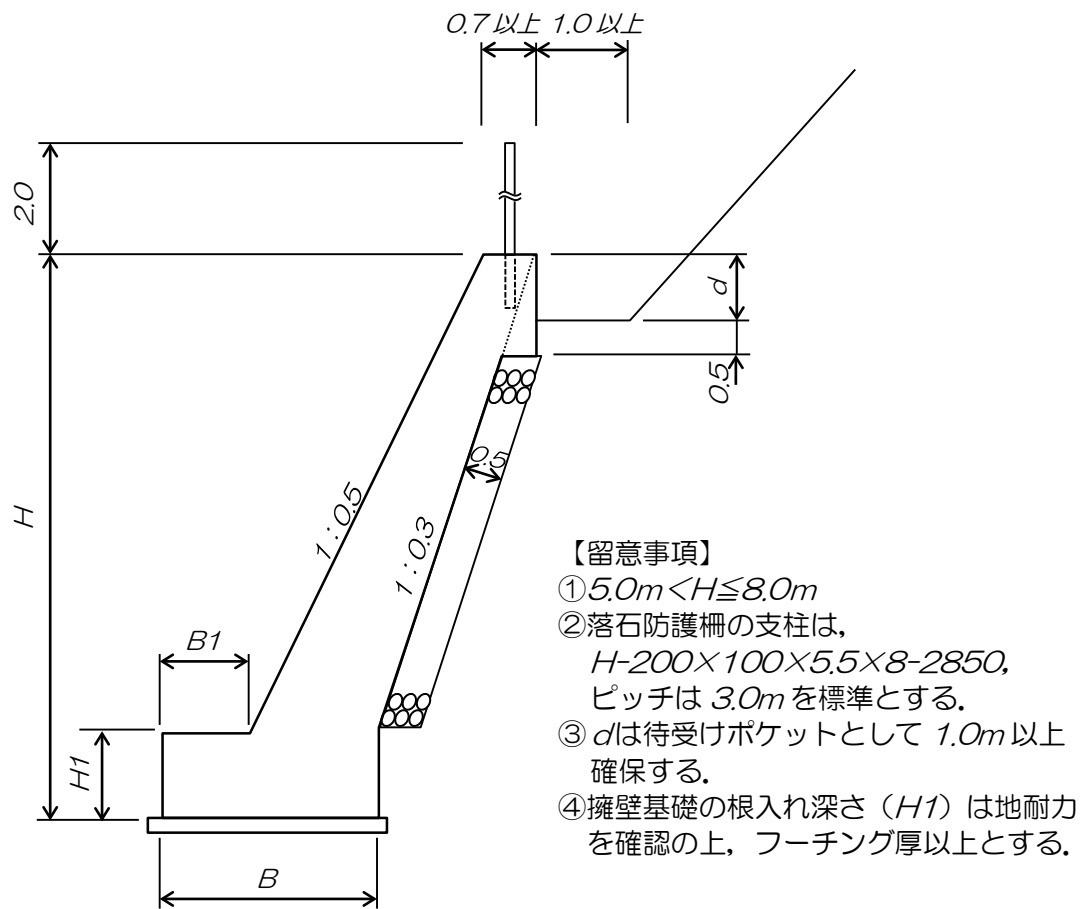


図4. 3-100 もたれ式擁壁の標準タイプ (Ⅱ) (単位: m)

解説

安定計算を実施して不安定と判定された場合、壁面勾配を変化させるなどの断面形状の変更はできるだけ避け、まず基礎の置き換えや、擁壁厚さの変更、基礎の根入れ深さの変更、フーチング部の長さの変更などによって対応するものとする。

しかし、これらの方法での対応が困難であると判定された場合は、壁面勾配を変化させるなどの断面形状の変更、あるいはアンカー工法との併用を含めた他の対策工法の検討などを実施し、最適と判断される工法を選定するものとする。

6.1 4 その他の擁壁

6.1 4.1 井桁組擁壁

井桁組擁壁は湧水が多く、地盤が比較的軟弱な斜面の小崩壊を防止して安定を図るものである。斜面下部で基礎掘削や斜面の切取りを必要としない場合が多く、またそれが必要な場合でも最小限に留めることができる。また、透水性がよく、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の崩壊が予想される場所に適用する。同様の機能を有するものとして鋼製枠擁壁工がある。

擁壁の高さ、幅、勾配等は斜面および周囲の状況等を勘案して決定するが、一般的には擁壁の高さは 15m以下とする。

解説

井桁組擁壁工および鋼製枠擁壁工は一種の重力式擁壁とする考え方もあるが、たわみ性壁に働く土圧が剛な壁に働く土圧と異なると考えられているにも関わらず、その詳細が解明されていない現時点では設計に際し相当程度に十分な安全率を用いるなど経験に頼らざるを得ないのが現状である。したがって、本工法を設計するに当たっては、近隣での成功例および標準設計を参考とすることが有効な手段となる。その他、設計に関しては以下の事項に留意すること。

- ① 井桁組擁壁は、基礎地盤が良好で、擁壁背面が安定した地山や切土部に適用できる。
- ② 井桁組擁壁の形状・寸法は、擁壁の安定性、部材の安定性、設置場所の状況や施工性を考慮して決定する。
- ③ 井桁組擁壁の安定性の照査は、もたれ式擁壁に準じて行う。
- ④ 井桁組擁壁を構成する部材は、各井桁位置における断面力に対し、部材の安全性の照査を行う。
- ⑤ 中詰め材および裏込め材は以下による。
 - ・ 桁の間から漏れ出すおそれのないもので、透水性の良い材料（割栗石または砕石）を使用する。
 - ・ 裏込め材の厚さは、ブロック積み擁壁に準じて設計する。
 - ・ 中詰め材の単位体積重量は、土質試験により求めるのが望ましい。

図4.3-101 井桁組擁壁工の一例（単位：mm）

6.15 他工種の基礎としての擁壁工

6.15.1 基礎擁壁に作用する力

のり枠工には図4. 3-102 に示すように、基礎工として擁壁工が設置される場合が多い。

(1) 最下端の縦枠に作用する軸力

図4. 3-102 において、縦枠間隔 a ののり枠工で、縦枠の最下端に作用する軸力は、一般に以下の式で算定される。

$$R = W_t \cdot \sin \alpha + P \cdot \cos (\alpha - \beta) - F_r$$

式4. 3-42

ここに、 R ：縦枠の最下端での軸力 (kN)

W_t ：縦枠を中心とする幅 α 当たりののり枠工の自重と間詰土等の重量の和 (kN)

P ：幅 a ののり枠工に作用する外力 (土圧) (kN)

F_r ：幅 a ののり枠工に作用する滑動抵抗 (力) (kN)

α ：のり枠工の縦枠が水平となす角度 ($^\circ$)

β ： P が水平となす角度 ($^\circ$)

ただし、 P については、プレキャストのり枠工の場合は一般に考慮しない ($P=0$)。また、 F_r については、地山の表層部が全体的に不安定な場合は考慮しない ($F_r=0$) が、比較的安定している場合には、一般に以下の式で算定される。

① 地山の表層部が風化花崗岩のような砂質の場合、

$$F_r = W_t \cdot \cos \alpha \cdot \tan (2/3 \cdot \phi)$$

式4. 3-43

② 地山の表層部が粘板岩のような粘質の場合、

$$F_r = c \cdot a \cdot \ell$$

式4. 3-44

ここに、 ϕ ：地山の表層部の内部摩擦角 ($^\circ$)

c ：地山の表層部の粘着力 (kN/m^2)

a ：のり枠工の縦枠間隔 (m)

ℓ ：のり枠工の縦枠の長さ (m)

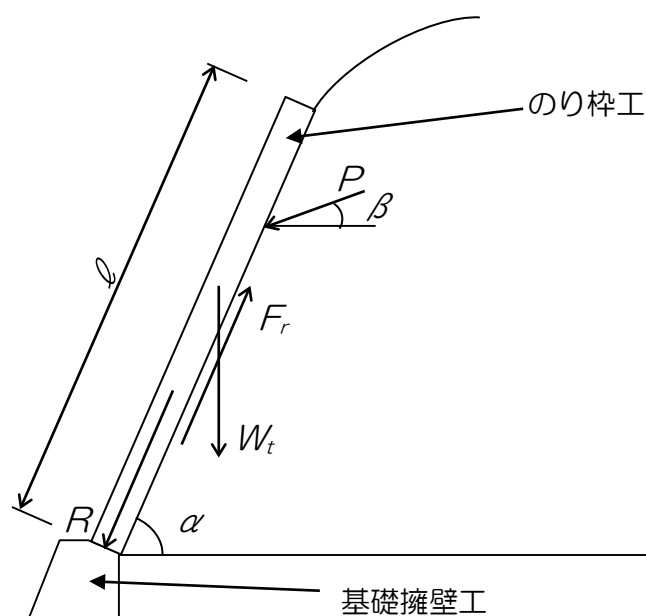


図4. 3-102 のり枠工と基礎擁壁工

(2) 基礎擁壁工に作用する力

基礎擁壁工には，軸力（ R ）と擁壁工の自重（ W_b ）が作用する。

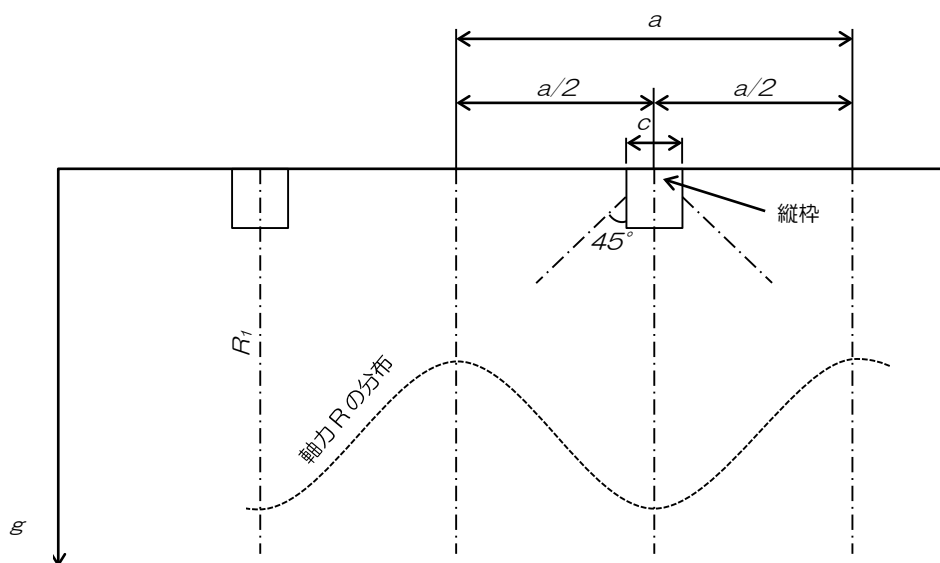


図4. 3-103 軸力（ R ）の分布

軸力 R は縦枠の中心に働き，その方向は縦枠の勾配（角度 α ）であるが，それが基礎擁壁工で横方向にどのように分布するかは現状では明確ではない．その分布 g は図4. 3-103 に示されるように縦軸の位置で最大となり，縦枠間の中点で最小となると考えられる．

縦枠の間隔 a が縦枠の幅 c の 5 倍程度以内で、基礎擁壁の大きさが通常用いられているものより小さくなければ、軸力 R は等分布するとしても実用上差し支えないと考えられる。図 4. 3-103 に示すように R が 45° で分散分布するとして、縦枠を中心とする単位幅（ $1m$ ）当たりの基礎擁壁工に作用する外力 R' を求める。軸力 R が等分布するとして仮定した場合、 R' は下式で示される。

$$R' = R/a$$

式 4. 3-45

ここに、 R' ：単位幅あたりの基礎擁壁に作用する外力（ kN/m ）
 a ：のり枠工の縦枠の間隔（ m ）

6.1 5.2 基礎擁壁工の安定の検討

基礎擁壁工に作用する力は、下図に示すように外力 R' と自重 W_b であるから、一般の擁壁工と全く同じ要領で、①転倒に対する安定、②滑動に対する安定、③地盤反力が許容支持力以内にある、ことの確認を行う。また、のり枠背面および基礎地盤全体のすべりが予想される場合には、このすべりに対して安全率が 1.2 以上となるように設計しなければならない。一般には 1.2 が用いられるが、現場の状況により 1.2～1.5 の範囲で設定することができる。

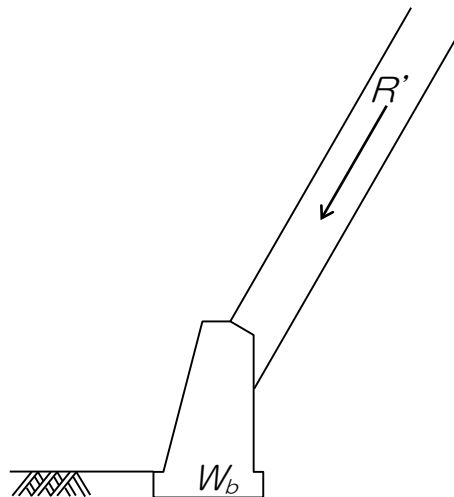


図 4. 3-104 基礎擁壁工に作用する力

第7節 グラウンドアンカー工

7.1 目的および一般的留意事項

7.1.1 目的

グラウンドアンカー工は、硬岩または軟岩の斜面において岩盤に節理・亀裂・層理があり、表面の岩盤が崩落または剥落する恐れがある場合や不安定土塊が斜面に残存している場合、直接安定な岩盤に緊結したり、あるいは現場打コンクリート枠工、コンクリート張工、擁壁工、杭工等の他の工法と併用したりして、その安定性を高める目的で用いられている。

解説

グラウンドアンカー工については、本手引きのほか「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に準ずるものとする。

7.1.2 一般的留意事項

(1) 計画

グラウンドアンカー工を急傾斜地崩壊防止工事に用いる場合、以下の点を考慮する。

- ① グラウンドアンカー工法は、一般に他の工法に比して工費が高くなる場合が多いが、次のような条件の斜面では有効な工法となる。
 - a) 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受式コンクリート擁壁工等が施工できない場合、あるいは斜面勾配が急であったり斜面長が長かったりして現場打コンクリート枠工やコンクリート擁壁工等の安定が不足する場合。
 - b) 安定地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置（すなわちすべり面が比較的浅い）にあり、アンカー体造成が確実視される場合。
 - c) 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
 - d) 大きな抑止力を必要とされる場合。
 - e) 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。
- ② グラウンドアンカー工法を永久構造物として用いる場合は、特に鋼材の防錆、定着荷重の点検、維持管理等が可能となるよう、再緊張、緊張力の確認ができる頭部構造を選択しなければならない。
- ③ アンカーの定着地盤はよく締まった砂礫層や岩盤とし、緩い砂層や粘土層、または被圧地下水のある砂地盤では避けなければならない。

(2) 調査

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

① すべり面推定のための調査

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

② 定着地盤・岩盤の強度およびアンカー体の極限付着力の調査

アンカーの耐力やアンカー工の施工性は、その定着地盤・岩盤の位置（深さ）、性質、強度により大きく左右されるため、定着地盤・岩盤の強度特性を十分に調査する。なお、拡孔型アンカー等、特殊なアンカーを計画する場合は、基本調査試験（引き抜き試験等）を実施して設計に反映させること。基本調査試験の詳細は「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」P10を参照のこと。

7.2 グラウンドアンカー工の基本的要素

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

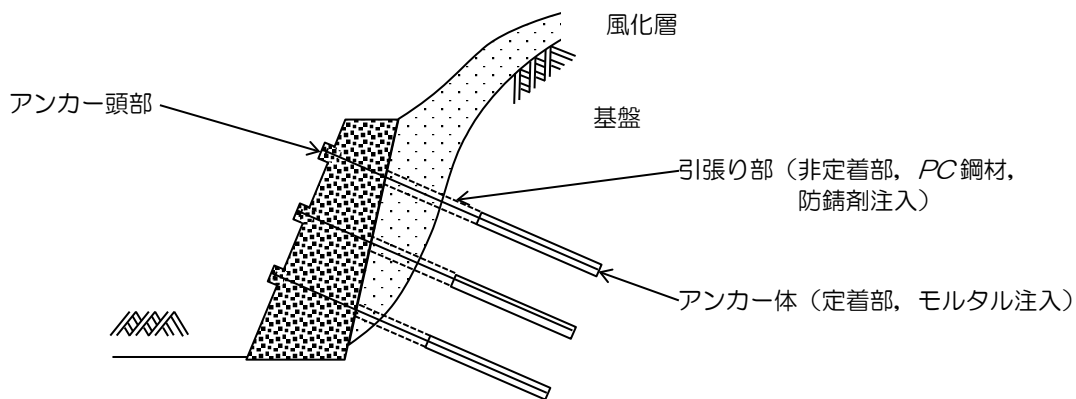


図4. 3-105 斜面アンカー工の例（擁壁の補強）

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

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

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

解説

アンカーは、供用期間と設置条件（繰り返し荷重や腐食条件）によりランクAとBに区分し、重要度も考慮して安全率や低減率・仕様などを設定する（表4. 3-40）。なお、斜面安定工に用いるグラウンドアンカーはほとんどがランクAのアンカーである。

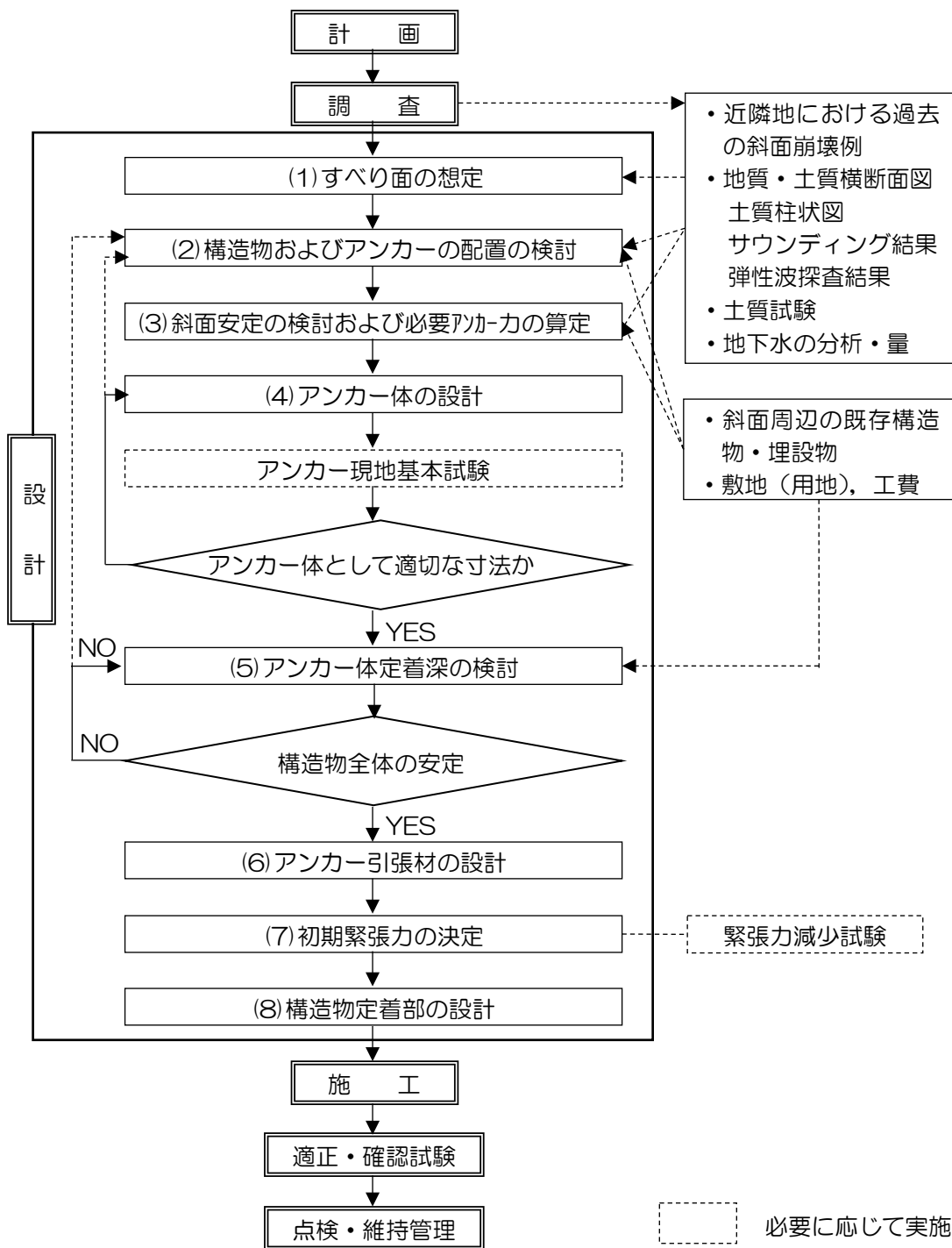
表4. 3-40 アンカー供用期間と構造物のおかれる条件による分類

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

出典「グラウンドアンカー工設計・施工基準、同解説」P64

7.3 グラウンドアンカー工の設計手順

斜面安定工に用いるグラウンドアンカー工の一般的な設計手順を下図に示す。



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P244 に一部加筆

図4. 3-106 グラウンドアンカー工の一般的な設計手順

7.4 設計における検討事項

7.4.1 すべり面の想定

すべり面をなるべく的確に想定することが、的確な設計荷重を想定するための基本である。

7.4.2 構造物およびグラウンドアンカーの配置検討

グラウンドアンカーおよび構造物の配置（平面的配置、横断面的配置、アンカー角）はグラウンドアンカーおよび構造物の斜面安定効果に重大な影響を与えるので慎重に検討する必要がある。

なお、アンカー引張力によって、構造物に曲げ応力が発生する場合には、曲げ応力が非常に大きなものになるので注意を要する。特にのり枠工併用のグラウンドアンカー工においては、枠の許容曲げ応力度が、グラウンドアンカーのテンドン（引張り材）の引張り力に比して非常に小さいので、アンカー引張り力は、枠の許容曲げ応力度によって規制されることが多い。

7.4.3 斜面の安定検討および必要アンカー力の算定

すべり面が想定され、グラウンドアンカーの施工によって目的とされる計画安全率が決定されると、単位幅あたりの必要抑止力が算定される。それに対するグラウンドアンカーの配置（施工幅、段数、打設角度等）が決定されると、グラウンドアンカー 1 本当たりの必要アンカー力が算定される。計画安全率は 1.2 以上で計画されることが多く、本手引きでは計画安全率は 1.2 を標準とする。

7.4.4 グラウンドアンカー体の設計

グラウンドアンカー体の設計は以下の手順により行う。

- ① 単位幅あたりの必要アンカー力からアンカー間隔等を検討し、1本当たりの設計アンカー力を求める。
- ② アンカーの種類を決定する。
- ③ アンカー体を設計するため定着地盤・岩盤におけるアンカー体の極限周辺摩擦抵抗を推定する。（事前にアンカー基本試験を実施してある場合にはその結果を利用する。）
- ④ アンカー体の安全率（アンカーの引抜きに対する安全率）を表4.3-41により決定する。
- ⑤ アンカー体の長さは、地盤工学会基準により、自由長は $4m$ 以上、定着長は $3m$ 以上 $10m$ 以下を原則とする。

表4.3-41 極限引抜き力 (T_{ug}) に対する安全率 f_s

アンカーの分類		安全率 f_s
ランク B		1.5
ランク A	(常時)	2.5
	(地震時)	1.5~2.0

※ランク A・B の区分は表4.3-40 による

出典「グラウンドアンカー工設計・施工基準、同解説」P77

7.4.5 アンカー体定着位置の検討

アンカー体の定着基盤は想定すべり面より深い位置の安定地盤・岩盤とするのは当然であるが、アンカー体を打設した場合の斜面の全体的な安定を検討し、さらにアンカーのグループ効果およびアンカー体の土かぶり厚等も考慮し、施工性および工事費等を加味して最終的なアンカー体の定着深すなわちアンカー長 (ℓ_A) を検討し決定する。

なお、アンカー定着部 (ℓ_a) については、すべり面の凹凸や不確実性も考慮して、すべり面の $1.0\sim 1.5m$ 以上の深さをとることが通常である。

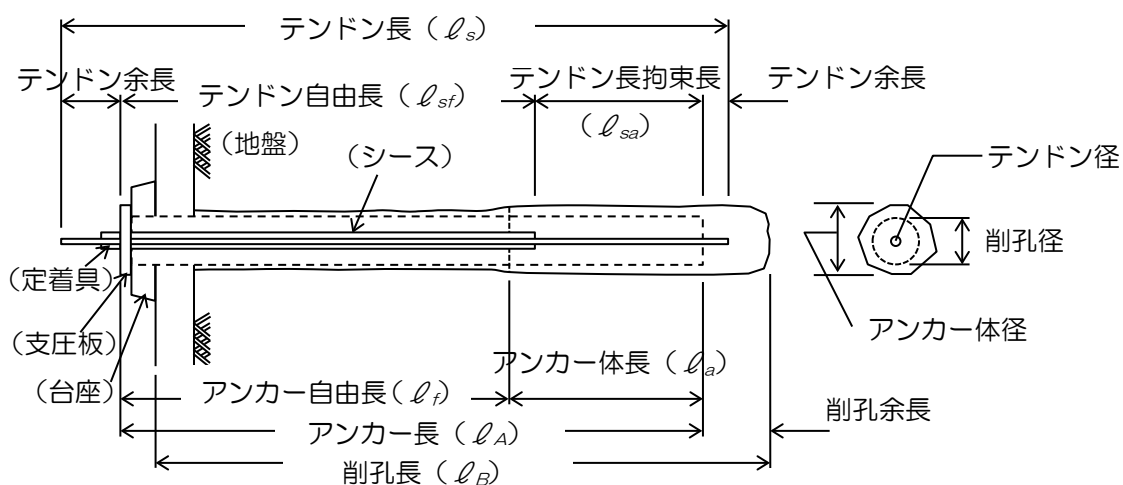


図4. 3-107 アンカーの長さと径

7.4.6 アンカー引張材（テンドン）の設計

アンカー引張材（テンドン）としては一般に *PC* 鋼材が用いられており、鋼線、鋼より線、複合より線束および鋼棒などの種類があり、それぞれの鋼材の断面積、構成、材質等が規格化されている。テンドンの選択・設計に当たってはアンカーの種類、アンカー長、アンカー体径、設計アンカー力、アンカー体とグラウト材の付着力、アンカー頭部許容変位量、鋼材許容引張応力度、リラクゼーション、施工性、工費、点検・維持管理等を考慮して決定する。なお、ランク A のアンカーでは引張鋼材の防錆は重要な問題であり、充填材、被覆材、コーティング材、耐腐食性引張り材など防錆処理を十分に行うこと。

7.4.7 初期緊張力の決定

斜面安定に用いるアンカーにおいて初期緊張力（あるいは初期有効緊張力）は慎重に決定されるべきである。特にアンカーに期待する機能（7.6項参照）によって設定する初期緊張力が異なるため注意すること。また、構造物やアンカーの種類・形状・材料、斜面地山の強度・性質、アンカー体定着地盤・岩盤の強度・性質およびアンカー締付金具等は初期有効緊張力（初期定着力）、緊張力（定着力）の経年変化に影響を与えるため、これらを総合的に検討して決定する。

また、必要に応じて現地においてアンカー緊張定着試験あるいはクリープ

試験を行い、その結果を参考にする。アンカー有効緊張力は原則として、斜面崩壊に対して構造物の最大の抵抗力とアンカーの設計アンカー力が同時に働くよう決定されるべきである。これを誤ると設計アンカー力が働く前に土塊のすべりが生じたり、構造物の抵抗力が働かないうちにアンカーに設計アンカー力以上の力が加わったりすることになる。

また、アンカーの初期有効緊張力は長期的な時間の経過とともに引張り鋼材のリラクゼーション、地盤の変形、構造物の二次変形等により多かれ少なかれ減少する。初期有効緊張力の減少が大きくなると予想される場合には、事前にアンカーのクリープ試験を行ったり、施工後緊張力の変化が測定できる施設・構造とするほか、必要に応じて再緊張やアンカーの再打設ができる構造とすることを標準とする。

7.4.8 構造物定着部の設計

アンカー締付金具はアンカー引張り鋼材の種類・構成によりそれらに適したものが規格化されている。また、アンカーの締付金具との接合は、構造物からの力を無理なくテンドンに引張り力として伝えることができるような構造とする。一方、アンカーの集中的な力を安全・確実に構造物を通して地盤に分散できるよう考慮することも大切である。一般に構造物のアンカー頭部付近には引張り力に耐えるよう補強鉄筋を入れておくといよい。また、アンカー頭部は、防食や外力からの保護のために防錆油を充填したキャップで覆われる場合が多いが、リフトオフ試験や再緊張を妨げない仕上げとする。

7.5 アンカーの配置

アンカーは、作用する荷重に対してそのベクトルがどのような配置関係にあるかにより、その効力に大きな影響がある。設計計画する上で、アンカーの配置に関する次のことを明瞭にしなければならない。

(1) アンカー配置計画

アンカーの配置は、アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定性、近接構造物や地中構造物への影響、地質等を考慮して計画する。

対象とする地盤が土砂で構成されている場合には、構造系全体の安定の他に、注入中のグラウトの漏れの防止やアンカーの許容耐力を得るための上載圧の確保などのために、アンカー体の最小土被り厚を5m以上確保することが望ましい（図4. 3-109）

(2) アンカー角

アンカー角には主として横断面図において、アンカーが水平面となす角（すなわちアンカー傾角）（ α ）、力の作用線（土圧 P ）の方向とアンカーのなす角（ β ）、アンカーと想定すべり面のなす角（ β' ）と、主として平面において構造物の垂直線（一般に土圧抵抗方向）とアンカーのなす角、すなわちアンカー水平角（ θ ）がある（図4. 3-108, 図4. 3-109 参照）。

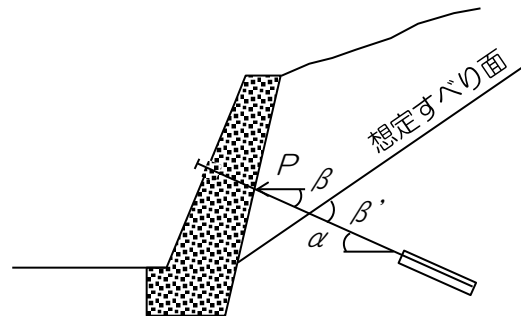


図4. 3-108 アンカー角

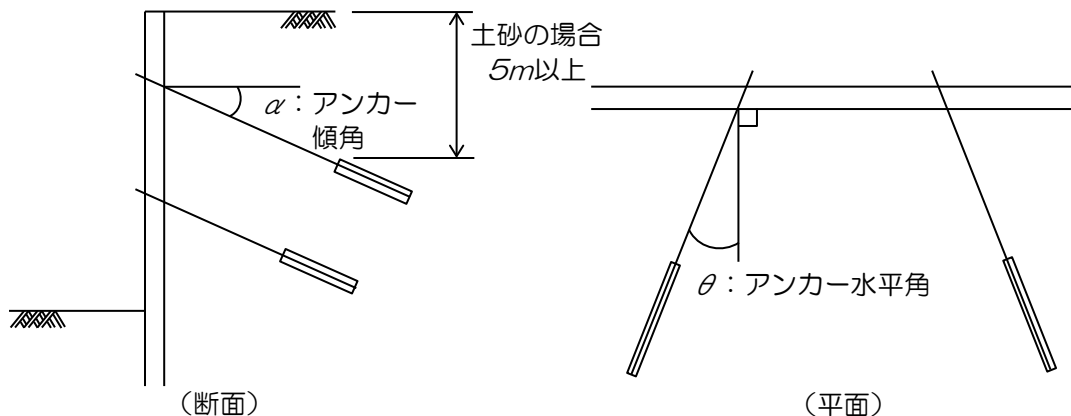


図4. 3-109 アンカー傾角・水平角

各々の角度の留意事項は以下のとおりである。

① アンカー傾角 (α)

斜面、のり面の安定を目的としたアンカーでは、一般的に $\alpha \leq 45^\circ$ で設計する。ただし、一般にグラウト時にブリージング水が溜まって耐力の低下が心配されることから、水平に対して $-5^\circ \sim +5^\circ$ の打設角度は避ける。

② 力の作用方向とアンカーのなす角 (β)

7.4項で述べた種々の条件で定着部となり得る良好な岩の分布範囲や後述する力学的な面から考慮されるべきであるが、一般に $\beta \leq 45^\circ$ となるように配置するのが望ましい。

③ アンカー水平角 (θ)

一般に $\theta = 0^\circ$ となるように配置するのが望ましい。

④ アンカーと想定すべり面のなす角 (β')

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。

（３）アンカー体設置間隔

アンカー体設置間隔は、設計アンカー力、アンカー体径、アンカー体長などアンカー諸元を考慮して決定する。この場合、グループ効果によりアンカーの極限引抜き力が減少する可能性があることに注意しなければならない。

グループ効果の影響はアンカー体設置間隔、アンカー体長、アンカー体径、地盤との関係により求まる。一般的には 1.5m以上確保すればグループ効果は考慮しなくてよいと考えられている。もし、間隔をこれより狭くして設置する場合には、アンカー傾角をずらした千鳥配置とすることによりアンカー体相互の離隔を確保する。

7.6 斜面安定の検討および必要アンカー力の算定

グラウンドアンカー工のための斜面安定の検討は、一般に必要なアンカー力を算定するための斜面の安定計算が主体となる。自然斜面の場合は、斜面を構成している地盤の強度や水に関する性質が異方性、不均質性を示すため、斜面の安定計算は調査結果をもとに慎重に行う必要がある。

斜面の安定計算方法は、斜面を構成する地盤の性質、想定すべり面の形状、崩壊の要因、構造物およびアンカーの種類と配置等により異なるが、くさび形の崩壊が想定される斜面においてアンカーを擁壁等の補強に用いる場合と、比較的勾配が緩く斜面長が長い斜面内で円形すべりが想定される場合の2つの場合に大別される。

また、図4. 3-110に示すようにグラウンドアンカー工には、次の2つの機能があると考えられている。

- (1) 締め付け（押さえ込み）機能 $P \cdot \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi$

すべり面における垂直力を増加させ、せん断抵抗力を増大させる。なお、 ϕ ：すべり面の内部摩擦角である。

- (2) 引き止め（待受け）機能 $P \cdot \cos(\alpha + \theta)$

すべり滑動力を減殺する。

のり面・斜面を安定させるための永久構造物としてグラウンドアンカー工の設計(後述するくさび形すべりおよび円弧すべり型)においては、上記の2つの機能が同時に発揮されるかどうか明らかでない場合があり、状況によっては安全側に考えてどちらか一方の機能のみ重点的に考慮する場合がある。

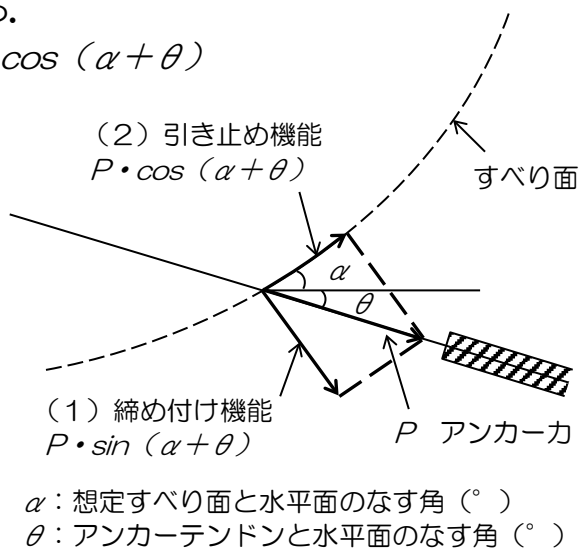


図4. 3-110 グラウンドアンカー工の2つの機能

解説

どちらの機能を優先するかは、経済性および以下の技術的な観点から判断される。

- (1) 締め付け（押さえ込み機能）を期待するアンカー

締め付けを期待するアンカーには、図4. 3-111に示すようにすべり面勾配が急で、かつすべり面の位置が比較的浅い場合が多い。

図4. 3-111に示すように、アンカーは一般に水平に近い角度で打設さ

れると $P \sin (\alpha + \theta) \cdot \tan \phi$ (締め付け機能) が大きくなり、逆に $P \cdot \cos (\alpha + \theta)$ (引き止め機能) は小さくなるので、安全側を考慮してこれを無視する場合が多い。つまり、同じアンカー引張り力ならアンカー打設角がすべり面に対し垂直に近いほど締め付け機能は大きくなる。これらを考慮すると、締め付け機能を期待するアンカーでは、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。

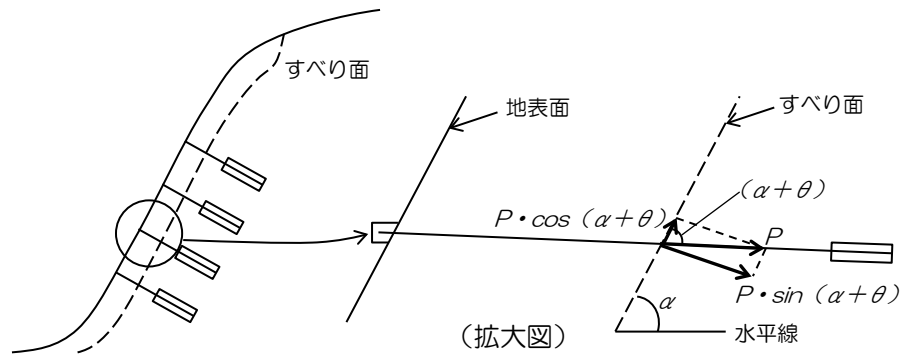


図4. 3-111 締め付け機能を期待する場合（すべり面の勾配が急な場合）

(2) 引き止め機能（待受け機能）を期待するアンカー

引き止め機能を期待するアンカーには、図4. 3-112 に示すように、勾配が緩やかで、かつすべり面が比較的深い場合が多い。

アンカーの打設角がすべり面に平行に近い角度になると $P \cdot \cos (\alpha + \theta)$ (引き止め機能) は大きくなり、 $P \sin (\alpha + \theta) \cdot \tan \phi$ (締め付け機能) は小さくなるので、安全側を考慮しこれを無視することがある。

しかし、アンカーが水平に近い打設角では、7.5項で述べたとおり、グラウト時にはブリージング水がたまって、耐力の低下が心配されるので、水平に対して $+5^{\circ} \sim -5^{\circ}$ は避けること。

また、引き止め機能を期待する場合、1本当たりの引張力が大きくなると、特に未固結地盤や軟岩で定着部のクリープなどが懸念されるために初期緊張力は大きくできないので留意すること。

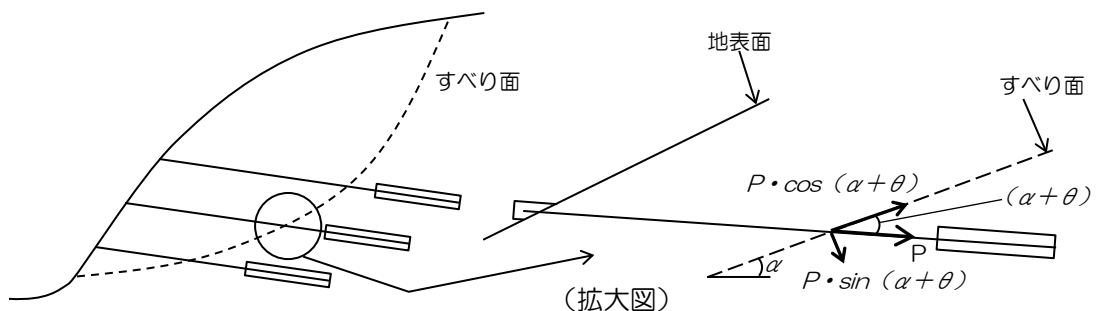


図4. 3-112 引き止め機能を期待する場合（すべり面の勾配が緩い場合）

7.6.1 くさび形すべり型（擁壁などの補強にアンカーを用いる場合）

この計算方法は、対象斜面において図4. 3-113 のようなくさび形すべり面が想定された場合に用いられる。

このようなすべりに対しては、力の多角形を用いて構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力(E)を求め、これから構造物によるすべり抵抗力(F)を減じて必要アンカー (P_n) を求める。

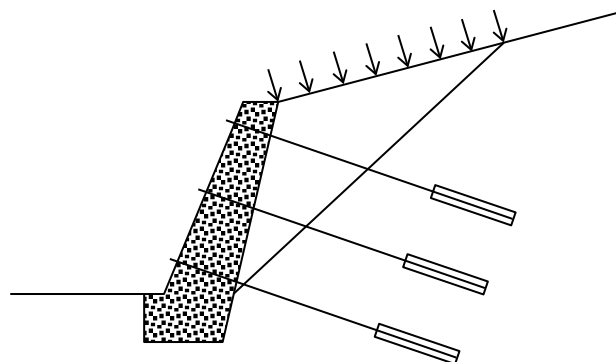


図4. 3-113 くさび形すべり型

7.6.2 円弧すべり型（主としてアンカーにより斜面安定を図る場合）

解説に示す計算方法は、対象斜面において図4. 3-114 のような円弧すべり面が想定された場合に想定すべり面の全体にわたってアンカーを打設して斜面崩壊を防止しようとするものである。

このような場合には、一般に構造物としては現場打コンクリート枠工、コンクリート張工等が併用工として多く用いられており、構造物のみによるすべり抵抗力はアンカー工の抵抗力に比して小さいので一般に算定されない場合が多い。

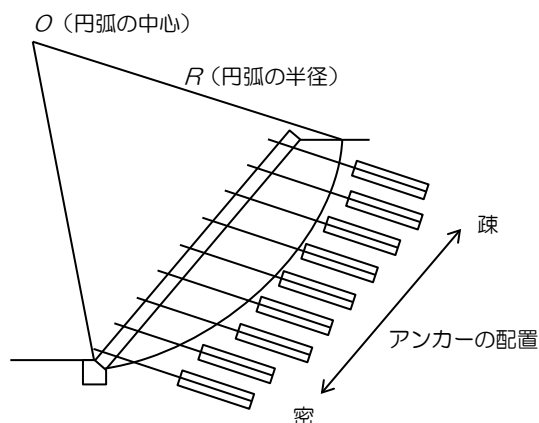
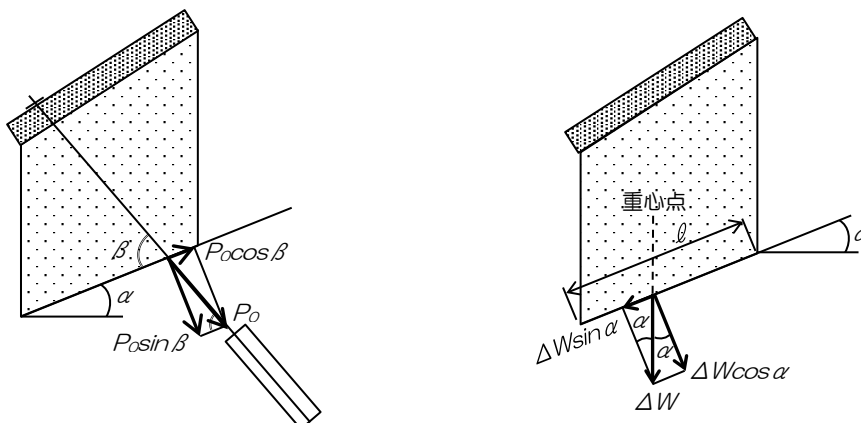


図4. 3-114 円弧すべり型およびアンカー配置

解説

アンカーのある斜面の安定計算方法としては、一般の円形すべり安定計算と同様に単位幅あたりで想定すべり土塊をいくつかのスライスに分割し、各スライスにおけるアンカー引張り力 (P_o) による抵抗力 (P_A) (実際にはすべり円弧の中心点 O に関するモーメント) を図4. 3-115 (a) より次のように算定する。



(a) 各スライスに働くアンカー力 (P_o) (b) 各スライスに働く土塊+構造物の自重 (W)

図4. 3-115 各スライスに作用する荷重

$$P_A = P_o \cos \beta + P_o \sin \beta \cdot \mu$$

式4. 3-46

P_A : 各スライスのアンカーによるすべり抵抗力 (kN/m)

P_o : 各スライスのアンカー引張り力 (kN/m)

β : アンカー引張り鋼材とすべり面のなす角 ($^\circ$) ($= \alpha + \theta$)

α : 想定すべり面と水平面のなす角 ($^\circ$)

θ : アンカー引張り鋼材と水平面のなす角 ($^\circ$)

μ : すべり面に沿う摩擦係数 ($= \tan \phi$)

ϕ : 土の内部摩擦角 (せん断抵抗角) ($^\circ$)

また、各スライスにおける土塊+構造物の自重 (ΔW) におけるすべり起動力 (P_m) およびすべり抵抗力 (P_r) は、図4. 3-115 (b) より、次のように算定する。

【有効応力法の場合】

$$P_m = \Delta W \sin \alpha$$

式4. 3-47

$$P_r = c' \cdot \ell + (\Delta W \sin \alpha - u \cdot \ell) \tan \phi'$$

式4. 3-48

【全応力法の場合】

$$P_m = \Delta W \sin \alpha$$

式4. 3-49

$$P_r = c \cdot \ell + \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi$$

式4. 3-50

- P_m : 各スライスにおけるすべり起動力 (kN/m)
 P_r : 各スライスにおけるすべり抵抗力 (kN/m)
 ΔW : 各スライスの土塊重量+構造物の自重 (kN/m)
 α : 想定すべり面と水平面のなす角 (°)
 θ : アンカー引張り鋼材と水平面のなす角 (°)
 c' : 有効応力に関する土の粘着力 (kN/m²)
 ※三軸圧縮試験 (圧密非排水試験) により求めることを標準とする
 ℓ : 各スライスのすべり面の弧長 (m)
 u : 間隙水圧 (kN/m²)
 ϕ' : 有効応力に関する土の内部摩擦角 (°)
 ※三軸圧縮試験 (圧密非排水試験) により求めることを標準とする
 c : 粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 内部摩擦角 (°)

以上よりアンカーおよび構造物設置後の安全率 (F_s) は,

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\sum (P_r + P_A)}{\sum P_m} \\
 &= \frac{\sum \{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \alpha - u \cdot \ell) \tan \phi'\} + \sum P_0 (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\sum \Delta W \sin \alpha} \quad (\text{有効応力法の場合}) \\
 \text{or} &= \frac{\sum \{c \cdot \ell + \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi\} + \sum P_0 (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\sum \Delta W \sin \alpha} \quad (\text{全応力法の場合})
 \end{aligned}$$

式4. 3-51

したがって、単位幅あたりの必要アンカー力 (P_n : 単位幅、各スライスあたり) は計画安全率を F_{sp} とすると,

$$\begin{aligned}
 P_n &= \frac{\sum \Delta W \sin \alpha \cdot F_{sp} - \sum \{c' \cdot \ell - (\Delta W \cos \alpha - u \cdot \ell) \tan \phi'\}}{\sum (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)} \quad (\text{有効応力法の場合}) \\
 \text{or} &= \frac{\sum \Delta W \sin \alpha \cdot F_{sp} - \sum \{c \cdot \ell - \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)} \quad (\text{全応力法の場合})
 \end{aligned}$$

式4. 3-52

式4. 3-51 は、土留め壁などの仮設アンカー (ランクB) に対しては従来から適用されて実績も有しているが、斜面崩壊防止工で永久構造物としてアンカーを用いる場合は、必ずしも妥当でないと考えられる場合もある。その理由は、アンカー定着部の岩のクリープ等によって長時間ではアンカーの緊張力が減少すると考えられるからである。したがって、永久構造物として

アンカーを用いる場合は安全側から考えて式4. 3-51 の分子の $[\sum P_o \sin \beta \tan \phi]$ の項を見込めない場合がある。

しかしながら、想定される土塊の体積が増加すると考えられる部分については、アンカーの緊張力が減少しないとし、式4. 3-51 の第2項を見込んでも想定される土塊のすべりに対する防止工を設計する立場からは差し支えない。

以上のことから、図4. 3-115(a) に示すような想定すべり面の末端部やすべり面の勾配が緩くなった部分のスライスでは式4. 3-51 をそのまま適用し、残りの部分については、式4. 3-51 の $[\sum P_o \sin \beta \tan \phi]$ の項を見込まないものとする。

このような場合は、想定されたすべり下部にアンカーを密に設置し、上部には疎に設置することになる（図4. 3-116 参照）。

また、斜面上部での小崩壊が図4. 3-117 のように想定される場合には、その小崩壊を防止する目的でアンカーを斜面上部に設置する。

上述のように、クリープ性の著しい岩盤の場合には、上部斜面アンカーにおいて再緊張の考慮を要する。

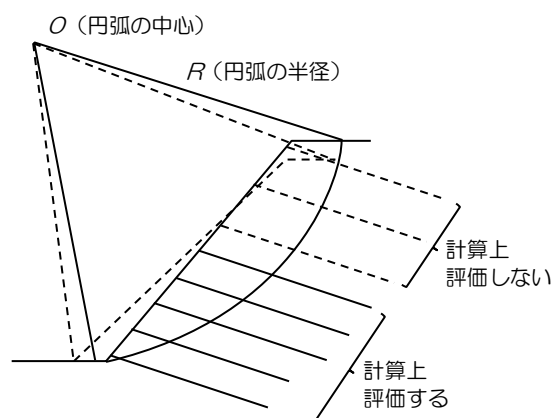


図4. 3-116 円弧すべり型におけるアンカーの評価

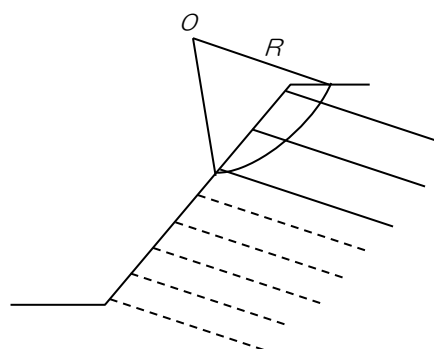


図4. 3-117 斜面上部の小崩壊に対するアンカー

7.6.3 その他

その他アンカーを用いた山留め壁の内的安定の検討方法としては、*Kranz* の計算法が有名である。また、想定すべり面が円弧の場合の斜面の安定計算法には、前述した計算法のほかに *Bishop* 法があり、想定すべり面が非円弧の場合には代表的なものとして *Janbu* 法や *Morgenstern* 法がある。

7.7 アンカー体の設計

7.7.1 アンカー体の周面摩擦抵抗（ τ ）の推定

アンカー体の周面摩擦抵抗は、アンカー体定着地盤の強度・性質・深度、アンカー体の長さ・径、地盤の削孔方法、グラウトの施工方法の良否等に左右される。その中でも特にアンカー体定着地盤の強度・性質により大きく変化するため、事前に現地でアンカー基本調査試験（引抜き試験等）を1～2本実施して、この結果からアンカー体の周面摩擦抵抗を推定する方法が現在最も正確な方法の1つといえる。

しかしながら、急傾斜地崩壊防止工事の対象斜面では人家が斜面に近接し、かつ密集している場合が多く、対象斜面内で基本調査試験を実施することは必ずしも好ましくない場合がある。現地で基本調査試験を行う場合には対象斜面と類似した、人家等に対して安全な近隣の斜面で行う等の配慮が必要である。

現在、最も一般に用いられる τ の推定方法は、表4. 3-42を利用して定着地盤の種類から推定する方法である。

なお、表4. 3-42の τ 値は加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理した値であることから、無加圧注入アンカーの τ を推定する場合は表の値をそのまま使わずに τ を小さく推定する必要がある。低減率は明確にされていないため、表の値を用いる場合はなるべく低いほうの値を用いるものとする。

表4. 3-42 アンカーの極限周面摩擦抵抗

地盤の種類			摩擦抵抗 (MN/m^2)
岩盤		硬 岩	1.5~2.5
		軟 岩	1.0~1.5
		風化岩	0.6~1.0
		土 丹	0.6~1.2
砂礫	N値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.30~0.40
粘性土			1.0c (cは粘着力)

出典「グラウンドアンカー工設計・施工基準、同解説」P78

解説

表4. 3-42 は 1975年以前にアンカー体のグラウトを加圧注入によって造成したアンカー試験結果に基づいており、アンカー体径は削孔径と同じであると仮定している。なお、蛇紋岩・第三期泥岩・凝灰岩の場合は、岩質区分から示される最小値よりもさらに小さい摩擦抵抗しか得られない場合があることから、このような場合は「グラウンドアンカー工設計・施工基準、同解説」P158 付録 6.5 を参照のこと。

7.7.2 アンカー体の安全率 (f_s) の検討

一般の摩擦型グラウト式アンカーは次に述べる 1つかあるいは複数の原因により破壊すると考えられる。

- ① 地盤内部の破壊によるもの。
- ② 地盤とグラウトの付着面で破壊するもの。
- ③ グラウトと引張鋼材の付着の破壊によるもの。
- ④ 引張鋼材あるいは定着機構の破壊によるもの。

ここでは②の地盤とグラウトの付着面での破壊に対する安全率をアンカー体の安全率 (f_s) として検討する。

このアンカー体の安全率 (f_s) は供用期間、荷重条件、腐食環境、構造物の重要度によって表4. 3-43 のように定める。

表4. 3-43 テンドンの極限・降伏引張り力に対する低減率

(1) 許容引張り力 (係数 k)

		テンドン極限引張り力 (T_{us}) に対して	テンドン降伏引張り力 (T_{ys}) に対して
ランク B		0.65	0.80
ランク A	(常時)	0.60	0.75
	(地震時)	0.80	0.90
初期緊張時、試験時		—	0.90

(2) 許容引張り力 (安全率 f_s)

		テンドン極限荷重 (T_{ug}) に対して
ランク B		$T_{ug}/1.5$
ランク A	(常時)	$T_{ug}/2.5$
	(地震時)	$T_{ug}/1.5 \sim 2.0$

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P252

7.7.3 アンカー体径 (d_A) の選定

所定のテンドンの拘束力を発揮するために、アンカー体のグラウトかぶり厚は 10mm 以上を確保する。アンカーの削孔径は、このかぶり厚とテンドン径を考慮して決定する。

7.7.4 アンカー体長 (ℓ_a) の選定

アンカー体長は主にグラウトとテンドン（引張り材）との付着力とグラウトと地盤の付着力によって決まるので、次式で求められる両者のうち、定着長の長くなる方を採用することとし、 3m 以上かつ 10m 以下を原則とする。

【グラウトとテンドンの付着】

$$\ell_a = \frac{T_d}{\pi \cdot d_s \cdot \tau_b}$$

式4. 3-53

ここで、 T_d ：設計アンカー力

d_s ：引張鋼材の見かけの直径

τ_b ：許容付着応力度

$$\ell_a = \frac{T_d}{U \cdot \tau_b}$$

式4. 3-54

ここで、 U ：見かけの周長

【グラウトと地盤との付着】

$$\ell_a = \frac{T_d \cdot f_s}{\pi \cdot d_A \cdot \tau}$$

式4. 3-55

ここで、 d_A ：アンカー体径

τ ：周面摩擦抵抗

f_s ：安全率

解説

グラウトとテンドンの付着、地盤とグラウトの付着のうち、長くなる付着条件で定着長 (ℓ_a) を決定するが、原則として 10m 以下とする。これは、アンカー体長を長くしても極限引抜き力は大きくならず、 10m を超えるとほとんど増加しなくなり、期待する効力が得られなくなる場合が多いからである。

また、逆にアンカー体定着長（ ℓ_a ）を極端に短くすることは、実際の施工時に定着地盤の局所的な強度低下に対して危険性が高くなること、また、1本当たりのアンカー耐力が必然的に低下し、工費的にも不利になることから留意すること。

7.7.5 アンカー現地基本試験による適否の検討

アンカー体の大きさ等を決定したならば、施工前に現地でアンカー基本調査試験を実施して、設計されたアンカーの適否を判定し、もし不適と判断された場合には、その試験結果を参考に再設計を行わなければならない。

しかしながら、前述したように急傾斜地崩壊防止工事においては、斜面に対する安定性、工費、工期等の面から制約され、現実には必ずしも現地におけるアンカー基本試験が可能ではないことがある。

このような場合は、所定の設計荷重に対する確認試験時のアンカーおよび周辺地山の挙動よりアンカー工の妥当性を検討することが重要である。

7.7.6 アンカー体定着位置の決定

斜面、構造物およびアンカーの全体的な面からアンカーの適否をチェックしてアンカーの定着位置（アンカー体の間隔、アンカー体の定着深等）を決定する。

（1）アンカーテンドンの自由長（ ℓ_{sf} ）の検討

アンカーの引張り材自由長部は、地山に有効プレストレスを与えるため、また、そのプレストレスがクリープにより減少するのを少なくするため、さらに定着部または地盤に小さな変異が生じてもアンカー緊張の緊張荷重が大きく変化しないようにするため、4.0m以上とする。

引張り材自由長部は、すべて土塊から横方向の力を加えられてないよう、モルタル等、グラウトとして地山に密着することは避けることが望ましい。

（2）アンカー体の土かぶりの厚さの検討

アンカー体の定着地盤と斜面表層の土層の厚さが薄い場合（すなわちアンカー体定着基盤の深さが浅い場合）には、アンカー体の最小土被り厚は5m以上確保することが望ましい。

7.8 テンドン（アンカー引張り材）の設計

7.8.1 テンドン（アンカー引張り材）の種類

テンドンには一般に *PC* 鋼材が用いられている。これは一般鋼材に比して引張り強さが大きい（例えば *SR295* では $480 \sim 610 \text{ N/mm}^2$ であるのに対して *PC* 鋼棒は 930 N/mm^2 以上）こと、およびリラクセーションが少なく緊張定着力の経時による減少が少ないためである。テンドンとして用いられている *PC* 鋼材には鋼線、鋼より線、複合より線束、鋼棒（丸鋼、異形）がある。これらのテendonはその種類、本数等により特殊の締付金具を用いる場合があるのでこれらも合わせて検討する。

7.8.2 引張り材断面積（ A_s ）の算定

アンカー引張り材に用いる鋼材の種類を決定したならば、次に 1 本当たりの設計アンカー力（ P_o ）を満たす引張り材断面積（ A_s ）を算定し、それに適した鋼材径（あるいは本数）を選定する。

まず、材断面積（ A_s ）は、

$$A_s \geq \frac{P_o}{\sigma_{pa}}$$

式4. 3-56

ここに、 A_s ：引張り材断面積（ mm^2 ）

P_o ：設計アンカー力（ N ）

σ_{pa} ：引張り材の許容引張応力度（ N/mm^2 ）

でなければならない。さらに σ_{pa} は鋼材の引張強度（ σ_{pu} ）および鋼材の降伏点応力度（ σ_{py} ）に対して検討を行い、

$$\sigma_{pa} \leq 0.60 \sigma_{pu}$$

$$\sigma_{pa} \leq 0.75 \sigma_{py}$$

の内いずれか小さな σ_{pa} を用いなければならない。

ただし、試験等あるいは初期緊張定着時の一時的な荷重に対しては、

$$\sigma_{pa}' \leq 0.90 \sigma_{py}$$

とする。

7.8.3 引張鋼材およびアンカー頭部の腐食対策

アンカーを永久構造物として用いる場合、引張り鋼材および締付金具の腐食は重要な問題となる。一般に引張り鋼材および締付金具は、工事完成後は頭部キャップ等で覆われてしまうため外からはその状況が判定できず、長期間経過後に重大な腐食が生じ、引張り鋼材や締付金具の強度低下をもたらし、最終的にはアンカーの破壊につながる恐れがある。

鋼材の腐食には、主として水や化学薬品などによる化学的腐食と漏洩電流による電氣的腐食がある。一般的に化学的腐食は鋼材全体にわたることが多く、電氣的腐食は局部的なものが多い。

これらの腐食の原因となるものは主として、鋼材の傷、加工やコイリングによる歪みが残っている場合、有害な化学作用のある土質で地下水のある場合、グラウト厚が不足し亀裂等により水が浸入した場合などが考えられる。

解説

引張り鋼材およびアンカー頭部の腐食対策としては次の事項が挙げられる。

(1) 全般的な注意事項として

- ① 鋼材に傷をつけないよう取り扱いに注意する。
- ② 鋼材の加工時に余分な歪みを与えない。
- ③ 鋼材を長期にわたって放置しない。
- ④ 鋼材の設置にあたっては、傷や錆を事前にチェックし十分な防錆（防錆材の塗付等）を行う。

(2) アンカーの頭部に関して

- ① 保護蓋を設置し内部に防錆材（グリス等）を封入する。
- ② 頭部キャップ部と頭部背面は防食の不連続部が多く、各部材の接合部の水密性を十分に確保する。
- ③ 頭部キャップは、落石などの外部からの衝撃に対して必要な強度を持ち、かつ酸などによる腐食や紫外線などに対して耐久性のある材料（ポリエチレン、ポリプロピレン、アルミニウム合金、クロムメッキ鋼など）を用いる。
- ④ 頭部キャップは、内部に防錆油が空隙のないように重点でき、これが流出しないこと、また維持管理のための着脱が可能な構造とする。

(3) アンカー自由長部に関して

- ① シース（ポリエチレン製等）をかぶせ内部に防錆材（グリス等）を封入する。
- ② あるいは引張鋼材表面に防錆材料を塗付する。
- ③ 上述の対策を行う際は、引張材の伸縮を拘束しないような構造とする。

(4) アンカー体に関して

- ① グラウトのかぶり厚を十分とる（10mm以上）。また、施工にあたってはPC鋼材が削孔した孔の中央部に設置されるようスペーサ等で保持する。
- ② 一般にグラウトの上部の方はブリージング水等により弱くなるので、設計アンカー定着長より余分にグラウトし、シースと重複させる。
- ③ グラウト材には腐食を生じさせる有害な物質を使用しない。
- ④ 施工にあたっては念入りのグラウトを行う。

なお、アンカーの軸方向がのり枠工や擁壁の壁面と垂直にならず斜交する場合は、アンカーの緊張時に壁体と台座がズれる恐れがあるので、十分注意する必要がある。

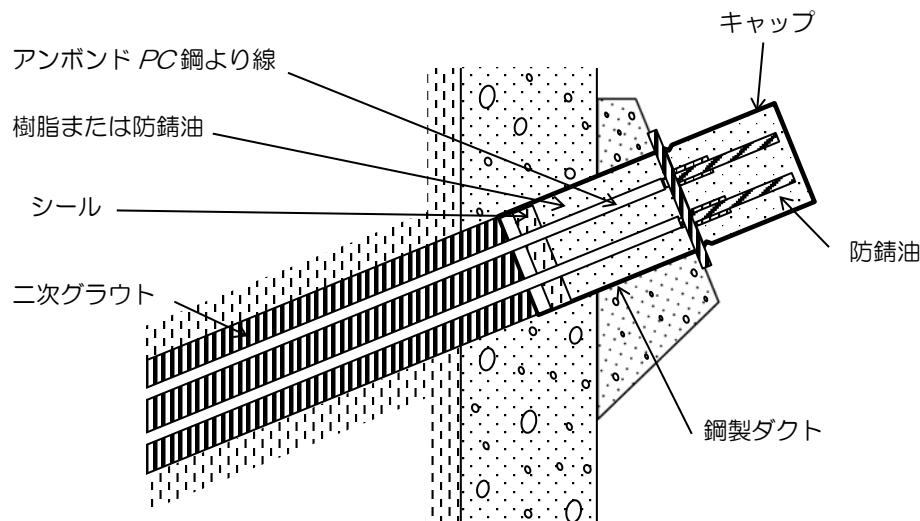


図4. 3-118 アンカー頭部および引張部の防食工例（PC鋼より線）

7.9 初期緊張力の決定

打設されたアンカーの緊張計画を立てることは、アンカーの設計の中でも重要な項目の一つである。アンカーの緊張力をいくらにとるかにより施工されたアンカーが有効に働くか否かを左右する場合もあるので、慎重に検討し決定する必要がある。

アンカーの緊張は、まず計画最大荷重 P_{max} で緊張し、一定期間荷重を保持しアンカーのクリープ量、その他の変状がないか否かを確認した後に除荷し、途中で再び載荷して初期緊張力 (P_i) まで達したならアンカーの締付金具で引張鋼材を固定し、次にジャッキの荷重を除いていく。この場合、最終的に引張鋼材に導入される緊張力は初期有効緊張 P_e である。したがって、ジャッキの初期緊張力 (P_j) と実際に引張鋼材に導入される初期有効緊張力 (初期定着力) P_e には $\Delta P = P_j - P_e$ の差があることに注意する必要がある。

この差 ΔP は、引張鋼材の種類や長さ、締付金具の種類、斜面を構成する地盤・岩盤、構造物等により変化するため、実際には現地において実測するのがよい。

斜面安定に用いるアンカーに対して、現在アンカーの初期有効緊張力をいくらにするかについては統一された考え方がなく、各設計者や現場担当者が斜面の状況、構造物の特性およびアンカーの特性等を考慮してケースバイケースで決定している場合が多い。

本手引きにおいては、締め付け効果を見込んでいる場合は、締め付け効果を発揮させるために定着時緊張力は設計アンカー力の 100% に設計し、締め付け効果を見込んでいない場合は、定着時緊張力により初期の変位に対して対応させるため、設計アンカー力の 40~80% を目安として設定する。

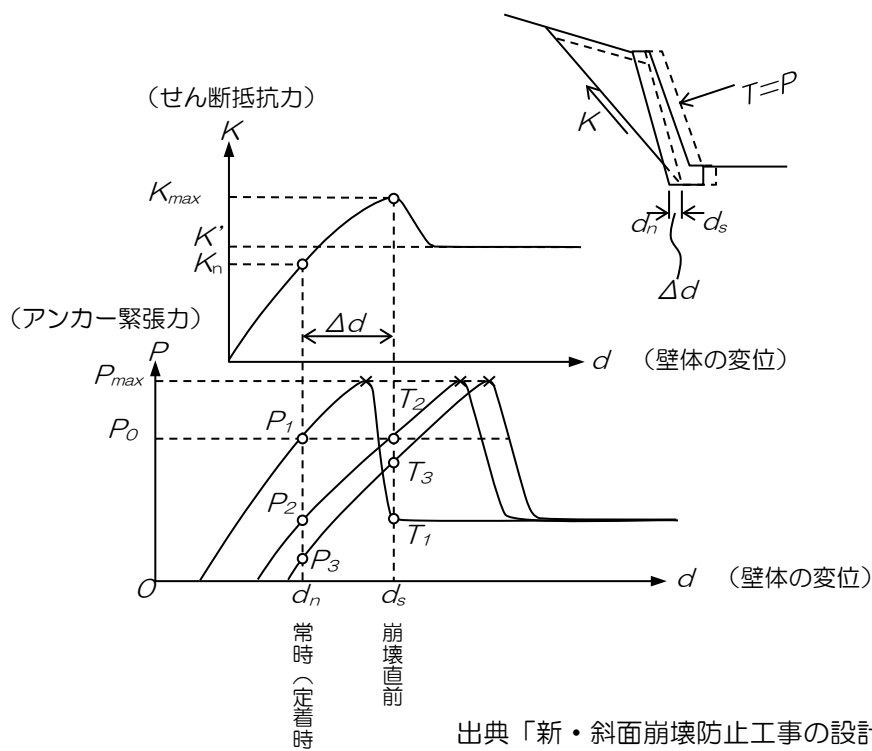
7.9.1 くさび形すべり面に用いたアンカーの場合

くさび形のすべりでは、すべり面のせん断抵抗力 (K) を見込んでいる。しかしながら、図4. 3-119に示すように K は一定ではなく、すべり面の変位に伴い変化する。同様にアンカー緊張力 (抑止力) も壁体の変位に伴い変化する。

したがって、常時におけるアンカーの有効緊張力 (P_e) は、すべり土塊のせん断抵抗力 (K) および構造物の滑動抵抗が最大となる時点で $P_e = P_0$ (設計アンカー力) となるように設定されることが望ましい。言い換えれば図において $P_e = P_2$ で設定されることが望ましい。もし $P_e = P_1$ で設定されれば、土塊のせん断抵抗および構造物の滑動抵抗が最大になる前にアンカーに設計アンカー力 (P_0) を超える荷重が作用しアンカーが破壊される恐れがあり、 $P_e = P_3$ で設定されれば、逆に設計アンカー力 (P_0) が発揮される前にすべり面のせん断が生じてしまう可能性がある。

以上のことにより、アンカー有効緊張力 (P_e) を適正に求めるためには、図4. 3-119における $\Delta d = d_s - d_n$ が求められれば良いことになる。

Δd は斜面の状況やすべりの動きあるいは構造物およびアンカーの種類、大きさ等により異なるが、一般に常時には動きがなく亀裂等も発生していない斜面では $\Delta d = 3 \sim 5 \text{ mm}$ を目安とする。



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P256

図4. 3-119 壁体の変位とアンカー緊張力およびせん断抵抗力の関係

7.9.2 円弧すべり面に用いたアンカーの場合

円弧すべり面に用いたアンカーの場合も、原則的にはすべり面におけるせん断抵抗力が最大となる時点で設計アンカー力 (P_0) が生ずるように初期緊張力および初期有効緊張力が設定されることが望ましい。ただし、注意しなければならないことは、大きな円形すべりではわずかにすべり始めた時の斜面形の変化は図4. 3-120 に示すように斜面下部ではふくらみ、斜面上部ではへこむことである。

この時実際にアンカーの抑止力が働くのはすべり面下部に設置されたアンカーであり、すべり面上部に設置されたアンカーはあまり効果がないと考えられる。すべり面下部に設置されたアンカーに対しては、鋼材のリラクセーション、定着部の岩のクリープなどによる長期間でのアンカー緊張力の緩みと、すべり土（岩）塊のふくらみ（体積膨張）によるアンカー緊張力の増加の兼ね合いで初期緊張力を決めるべきであるが、これらについては十分な知識、技術がないのが現状である。

したがって、地山の状況や設計アンカー力の大きさなどから、その場ごとに判断することになるが、設計緊張の 40～80% を初期緊張力とするのが目安になる。すべり面上部に設置されたアンカーに対しては、想定すべり面の形状とアンカーの方向から、図4. 3-115 において $\cos \beta \geq 0$ であれば、これよりやや強めに初期緊張力をかけるのが妥当である。なお、すべり面上部に設置されたアンカーはすべり面上部に発生する局所的な小すべりに対しては有効である。

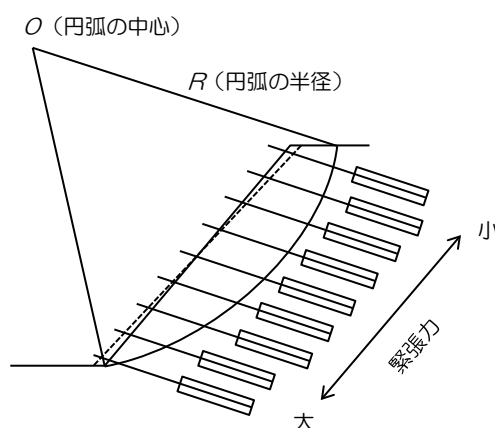


図4. 3-120 円弧すべりの崩壊直前の斜面形の変化

7.9.3 アンカーのクリープ（緊張力減少）現象

アンカーの打設後、適正な養生を終えたアンカーは、確認（あるいは適正）試験後、初期緊張力（ P_i ）で緊張され、初期有効緊張力（ P_e ）で定着される。一般にこの P_e は、定着後時間の経過とともに減少していく場合が多い。

このため、必要に応じて現地においてアンカーのクリープ試験を行ったり、施工するアンカーの頭部に緊張力測定用のタイバック計（センターホール型荷重計）を設置して定期的に点検を行ったりし、緊張力の減少が激しい場合には再緊張あるいはグラウトの再注入等ができるような構造にしておく。さらに、アンカーが機能を有さなくなった場合には、新しいアンカーに置き換えることができるよう構造物およびアンカーの設計段階で考慮しておくこと。

アンカータイプによっては、再緊張するための除荷ができないものや再緊張の際に必要なジャッキのつかみ代のないものがあるので、再緊張が容易に行えるタイプのものを選定すること。

7.10 構造物定着部の設計

構造物への定着部は一般にアンカー頭部と呼ばれ、模式的には図4.3-121に示される構造をしている。

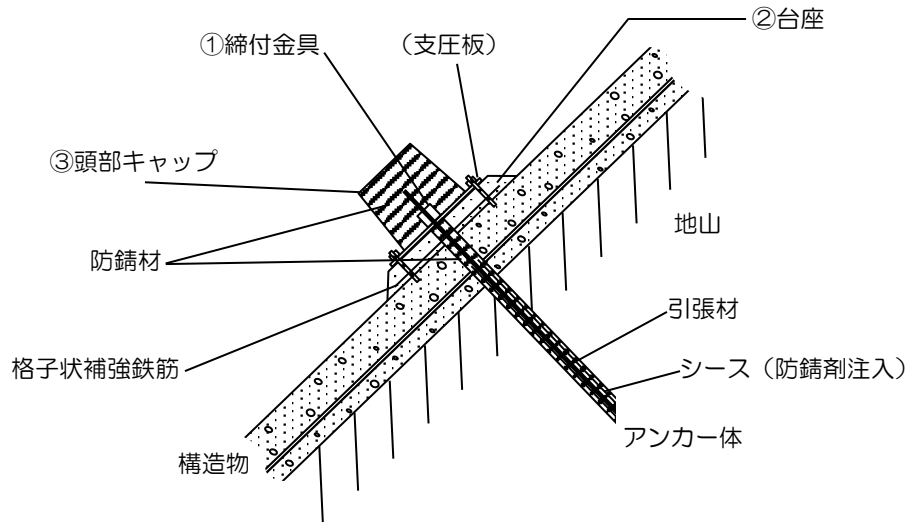


図4.3-121 構造物定着部の模式図

アンカー頭部は構造物からの力を無理なく引張り材に伝えるために設けられる。一般に構造物からの力は、テンドンの軸方向と必ずしも一致しない場合が多い。このためテンドンに引張力のみを確実に伝えるためには適切な処置を行う必要がある。一方、アンカーの集中的な力を分散して安全に構造物や地山に伝えるのもアンカー頭部の重要な機能である。またアンカー頭部には鋼材が多く用いられているため、テンドンも含めて防錆を十分に行っておく必要がある。

解説

アンカー頭部を構成している各部材は以下のとおり。

(1) 締付金具および支圧板

締付金具は引張材を捕縛してテンドンにかかる力を支圧板に伝える機能を持つ。また、支圧板はこの力を分散して台座および構造物に伝達する機能を持つ。締付金具および支圧板は引張材の種類および形、鋼線および鋼より線の本数等により、それぞれ決まったものが使用される。さらに引張材の捕縛方式の違いによりナット定着方式とくさび定着方式に分類される。

1) ナット定着方式

一般のPC鋼棒（ケビンテスタープ、丸鋼）やSEEEストランドに使用される。カップラーは鋼棒の接続用に用いられるものである。この方

式は必然的に鋼棒（材）の一部または全部をねじ加工する必要がある。

2) くさび定着方式

一般の *PC* 鋼線および鋼より線に用いられる。 *PC* 鋼線および鋼より線の径や本数の違いにより、それに適合したものを使用しなければならない。

(2) 台座

台座は締付金具または支圧板と構造物の間に設置され、アンカーの引張り力を構造物に無理なく伝達するものである。台座の形状は、構造物の種類、設計アンカー力の大きさ、アンカー角、締付金具の種類などを検討のうえ決定する。

アンカーには引張り力のみがテンドンの軸方向に加わるように、台座の表面はできる限りテンドンの軸と直角になるよう念入りに設計・施工する必要がある。

PC 鋼棒を用いた傾斜定着 *PC* 鋼棒の引張強度の関係に関する実験により、右図に示す *PC* 鋼棒と定着ナットの接する面の傾斜角 α が 7° を超えると *PC* 鋼棒の強度は急激に低下し、傾斜度 5° 程度でもクリーブ破断を起こす危険があることが分かっている。

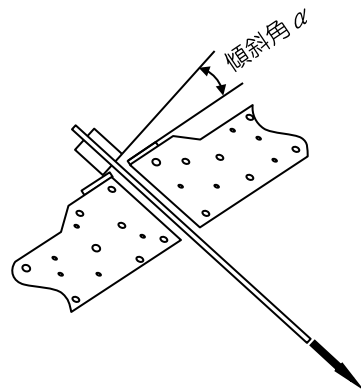


図4. 3-122 アンカー頭部の傾斜定着

したがって、台座の設置にあたってはできるだけ傾斜角 $\alpha = 0^\circ$ となるように努める。また、設計アンカー力の小さな場合には球座等を利用して補正する場合もある。

なお、台座には局部的に大きな力が加わるため、コンクリート中に鉄筋を配置し補強することが望ましい。

(3) アンカー頭部の防錆および保護

アンカー頭部の防錆および外力からの保護のためコンクリート等で締付金具や支圧板を埋め殺す場合も多いが、維持管理における点検や緊張力の測定および再緊張等を考慮して鋼製の蓋等でアンカー頭部を覆い、内部にグリス等の防錆剤を注入しておく等の処置も必要である。なお、再緊張が必要になることを想定して、ジャッキの引き代および鋼材のつかみ代を考慮し、引張鋼材を一般の場合より長く残しておくこと。

第8節 地山補強土工

8.1 目的および一般的留意事項

8.1.1 目的

地山補強土工は主に鉄筋などの補強材を地山に挿入することで、地山と補強材の相互作用により斜面の安全性を高める工法であり、比較的小規模な崩壊防止、斜面を急勾配のり面化する場合の補強、構造物掘削時の仮設のり面補強などに用いられる。一般に地山補強土工はのり砕工や吹付工、独立受圧板との併用で用いられることが多い。

急傾斜地においては狭隘な箇所など大型機械での施工が困難な場合が多いことから、本節では一般的な小径の補強土工について記載する。

解説

地山補強土工法については、本手引きのほか「地山補強土工法設計・施工マニュアル（地盤工学会）」に準ずるものとする。

8.1.2 一般的留意事項

（１）計画

地山補強土工を急傾斜地崩壊防止工事に用いる場合の留意点は下記のとおり。

- ① 地山補強土工は、一般に他の工法と比較して工費が高くなる場合が多いが、次のような条件の斜面では有効な工法となる。
 - a) 斜面上下部に人家が接近していて切土工や待受式コンクリート擁壁工等が施工できない場合、あるいは斜面勾配が急な場合や斜面長が長くて現場打コンクリート砕工やコンクリート擁壁工等の安定が不足する場合。
 - b) 崩壊規模が比較的小さく、短尺な補強材で対策可能な場合。
 - c) 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
- ② 地山補強土工を永久構造物として用いる場合は、特に芯材や頭部部材の防錆を考慮して計画する。
- ③ 崩壊規模が大きく崩壊深が深い場合は十分な補強効果が期待できないため、崩壊規模に対する調査を慎重に行う必要がある。広範囲の崩壊が想定される場合であっても、崩壊深さが3m程度以下であれば適

用できる可能性がある。この場合、崩壊斜面長は30m以下での適用を目安とする。

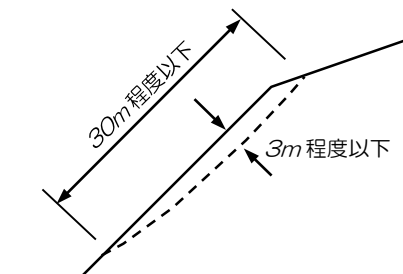


図4. 3-123 地山補強土工法の適用規模の目安

- ④ 地山補強土工は斜面の変形に伴い効果を発揮する工法であるため、構造物の基礎になるなど地山の変形を許容しがたい場合は適用の可否を検討する必要がある。
- ⑤ 地山補強土工は地山と主にセメント系の定着材の周面摩擦によって斜面の安定に寄与しているため、粘性土地山、緩い砂質土地山など、軟弱な地盤では適用の可否を検討する必要がある。

(2) 調査

地山補強土工の設計・施工にあたっては、地質条件や地下水条件などの概況を知るとともに過去の崩壊状況、地すべり履歴等を把握するなどの一般的な斜面調査も加え、次のような調査を重点的に行うことが望ましい。

① すべり面推定のための調査

地すべり性の表層崩壊等、すべり面を把握するための代表的な調査としてはボーリング調査によるコア採取が一般的に実施される。さらに、調査孔を利用したパイプ歪み計調査や孔内傾斜計調査等のすべり面調査、並びに地下水位調査を行うことが望ましい。また、岩盤斜面崩壊のような特定の崩壊線を設定する場合は、表面の風化厚さや岩盤の走向・傾斜、並びに層理・片理・亀裂状況などを把握する必要がある。

② 地山補強土工の規格決定のための調査

設計には、対象となる斜面地山の単位体積重量、粘着力、内部摩擦角、周面摩擦抵抗値などの地盤定数が必要であり、これらの定数を設定するためには、ボーリング調査に加え試料採取を行うことが望まし

い。試料採取による土質試験が困難な場合は N 値からの算出や一般値を用いての地盤定数設定を行う。

③ 地山補強土工の極限付着力の調査

補強材の引抜き抵抗力は定着材と地山との摩擦抵抗に大きく左右されるため、設計に先立って引抜き試験を実施することが望ましいが、本工事前に現地にて機械を搬入し、試験を実施することは困難な場合も多い。そのため、施工着手時に地層・地質ごとの極限周辺摩擦抵抗力度を確認することが望ましい。

8.2 地山補強土工の概要

本工法は、地山内に複数の補強材を設置し、掘削面は表面材で被覆し、補強材と表面材を頭部定着材で連結することにより地山の安定化を図るものである。

地山補強土工法の基本的な構造を図4. 3-124 に示す。

(1) 頭部定着材

補強材から表面材へ力を伝達させる構造部材であり、引張り芯材の頭部、プレート、ナットなどで構成される。

(2) 補強材

土中で発生する主に引張りずみを拘束して引張り力を発揮することにより、斜面全体の安定性を増加させることのできる棒状の補強材で、引張り力に抵抗する芯材とその周りの定着材から構成されるものをいう。

(3) 芯材

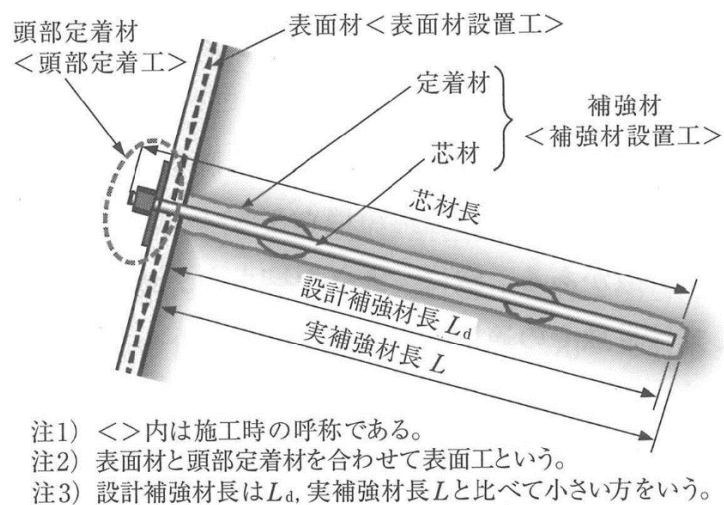
地山補強材中の芯材となる引張り材料で、一般に異形鉄筋が用いられる。

(4) 定着材

芯材と地山とを一体化させるために削孔した孔に充填する注入材で、一般にはセメントミルクが用いられる。

(5) 表面材

表層の侵食や風化を防止する機能や、補強材との相乗効果によって地山の崩壊を防止する機能を期待し、地山の表面に設置されるものをいう。



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P265

図4. 3-124 地山補強土工法の基本的な構造

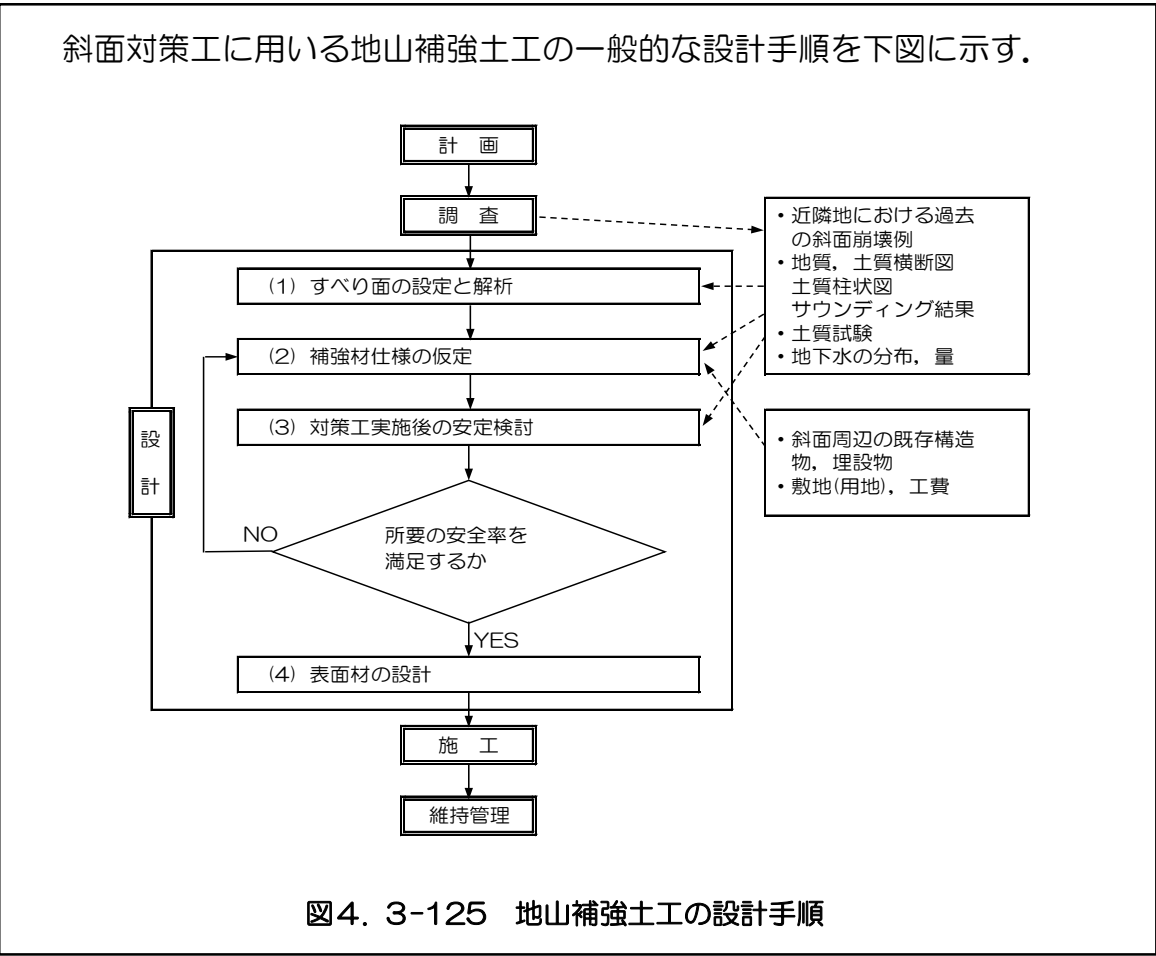
解説

本工法は、所定の径で地山に削孔を行い、孔内に比較的短い棒状の引張り芯材を挿入し、セメントミルクなどの定着材を注入することで補強材を造成するものである。表面材にはのり砕工や吹付工、独立受圧板工、コンクリート壁工などがある。

表面材は斜面表層の侵食防止や風化を抑制する目的で単独で使用されるものもあるが、地山補強土工と併用されることにより、補強材との相互作用によって地山表面を拘束し、移動土塊の抜け出しを防止する効果も期待される。

そのため、表面材と頭部定着材はプレート、ナットの締め付けなどによって結合されていなければならない。

8.3 地山補強土工の設計手順



8.4 設計における留意事項

地山補強土工の設計において特に留意しなければならない事項は次のとおりである。

(1) すべり面の設定と解析

すべり面を的確に把握することが適切な設計荷重を設定するための基本である。

解析については、調査に基づいて設定したすべり面もしくは繰り返し円弧等の破壊モードにて行う。一般的には円弧すべり法、直線すべり法による破壊モードに対して検討を行う場合が多い。このため、ここではすべり破壊モード（円弧すべり法）による設計手法について述べる。

(2) 補強材の仕様の仮定

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

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

(3) 対策工実施後の安定度検討

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

(4) 表面材の設計

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

8.5 補強材の配置

8.5.1 補強材の配置間隔

補強材の配置間隔は $1.0m \sim 1.5m$ を標準とする。ただし、十分な周面摩擦抵抗力が期待でき、かつ吹付砕などの剛な面工を表面材に適用する場合は $2.0m$ まで間隔を広げても良い。

また、補強材間隔は補強材 1 本あたりに期待される補強材反力にも影響するため、表面材の種類や表面材に要求される剛性も考慮しながら配置間隔を設定する必要がある。

解説

補強材の設置位置、配置間隔は、施工時および完成後の対象斜面の安定を考慮し適切に設定しなければならない。設計計算の上では強度の大きな補強材を少ない本数で打設した方が経済的となる場合が多い。しかし、補強材間隔が大きいと中抜け崩壊が生じる懸念があり、安全な配置とは言いがたい。逆に、補強材間隔を小さくし極端に密に打設したとしても、杭の群効果と同様に、1 本あたりの期待される効果が発揮されない場合もあるので留意する。

8.5.2 補強材の打設角度

補強材の効果は想定すべり面と補強材の角度によって大きく異なる。補強材の打設角度は、安定計算上最も効果が高くなるように設定するのが経済的であるが、対象斜面の勾配や土質、施工性なども考慮して設定する。また、補強材を水平に近い角度で打設した場合、定着材が口元から流出する場合やブリーディングの影響で所定の周面摩擦抵抗力が確保されない危険が生じるため、水平から $\pm 5^\circ$ の範囲は避ける。

解説

一般的に斜面勾配が急な場合は、斜面に対して直角に打設すれば、頭部構造において角度調整処理が不要となり、補強効果の上でも概ね合理的な配置となる。そのため、多少の凹凸や起伏であれば斜面直角方向に打設する場合が多い。

ただし、凹凸が著しい場合は、補強材の交錯や上向きでの打設となり得るなど、著しく施工性が劣ることとなるため、補強材の角度を統一するなど施工性向上も考慮して配置の検討を行う。さらに、斜面勾配が緩い場合や粘性土地盤の場合は、打設角度を緩くすることで補強効果が高くなるが、頭部の

角度調整処理が必要となるため、補強効果と施工性を考慮し判断しなければならない。

8.5.3 補強材の長さ

補強材の最小長さは $2m$ 、最大長さは一般的な施工機械の能力を考慮して $5m$ を標準とする。ただし、施工条件と他の工法との経済比較も考慮し、合理的と判断されれば $5m$ を超える長さを適用してもよい。

補強材の長さは、1つの設計断面、あるいはのり面1段程度の中で変化させないのが一般的である。

解説

補強材の長さは、補強材の間隔や段数、角度などの配置計画のほか、地盤条件や芯材の太さなどに応じて算出される。例えば、吹付砕工などの剛な表面材を採用した場合、補強材長を長くし、芯材を太くすれば1本に期待する補強材の耐力を大きくすることは可能である。しかしながら、施工性を考慮すれば、長い補強材を設置するためには大きく重い施工機械が必要となり、現場の条件に適合しないことや、他の工法と比較して経済性に劣ることも考えられる。特にグラウンドアンカー工のような長い地山補強土工を選定する事例が散見されるが、崩壊機構を十分理解して長さを含めた検討が肝要である。

逆に、計算の上では必要な補強材の長さが非常に短くなるケースがある。この場合、地山の表層部は降雨などの影響を受けやすく、また、深部と比べると風化の進行による強度低下が生じやすいため、長期的な安定に懸念がある。

8.6 補強材の抵抗力

地山補強土における補強材の実際の補強効果は、曲げ補強やせん断補強、圧縮補強および引張り補強効果が複合的に発揮されるが、全ての補強効果を正確に反映して検討を行うことは困難であることから、引張り補強効果によって補強材の抵抗力を検討するものとする。

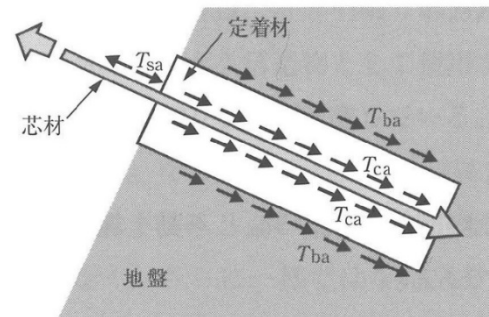
補強材の引張り補強効果は主に補強材の引抜き抵抗力により発揮される。許容引抜き抵抗力 (T_{pa}) は、芯材と定着材の許容付着力 (T_{ca}) と、定着材と地盤との許容摩擦抵抗力 (T_{ba}) のうち、小さい方で求められる(図4. 3-126)。

$$T_{pa} = \min (T_{ca}, T_{ba})$$

式4. 3-57

$$T_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

$$T_{ba} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_s}$$



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P272

図4. 3-126 補強材周囲の許容引張り抵抗

- ここで、 T_{pa} : 許容引抜き抵抗力 (kN/m)
 T_{ca} : 芯材と定着材の許容付着力 (kN/m)
 T_{ba} : 定着材と地盤の許容摩擦抵抗力 (kN/m)
 τ_c : 芯材と定着材の許容付着応力 (kN/m^2)
 d : 芯材の径 (m) ※) 永久目的の場合は腐食代を考慮
 τ_p : 地山と定着材の極限周辺摩擦抵抗力 (kN/m^2)
 D : 補強材径 (削孔径) (m)
 F_s : 引き抜けに対する安全率
 T_{sa} : 芯材の許容引張り力 (kN)

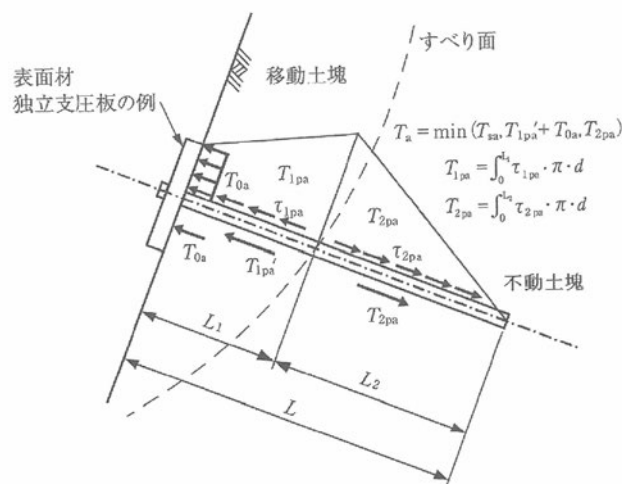
解説

地山補強材によって補強した斜面の崩壊形態は2つの場合が見受けられる。

- ① 補強材が不動土塊から引き抜けて移動土塊と共に崩壊する破壊モード。
- ② 補強材は不動土塊から引き抜けてはいないが、移動土塊が補強材間を抜け出すような破壊モード。

そのため、補強材の引張り抵抗力の検討を行う際には、移動土塊側の許容引抜き抵抗力 (T_{1pa}) および不動土塊側の許容引抜き抵抗力 (T_{2pa}) を考慮しなければならない。

ここで、移動土塊側の抵抗力を式4. 3-57 で求めた引抜き抵抗力と移動土塊側の挿入長さ L_1 のみから求めると非常に小さな値 (T_{1pa}') となり、多密に打設しなければならないなど非経済的な結果となる場合がある。そこで、適切な表面材を用いて表面材の効果を適切に考慮し、合理的な設計を行う必要がある。図4. 3-127 は表面材の効果を考慮した補強材の引張り耐力の概念図である。表面材の許容支圧抵抗力を T_{0a} とすると、移動土塊側のすべての許容引抜き抵抗力 T_{1pa} は T_{1pa}' および T_{0a} の和であり、不動土塊側のすべての許容引抜き抵抗力は式4. 3-57 で求めた引抜き抵抗力と不動土塊側の挿入長さ L_2 から求まる値 (T_{2pa}) に等しい



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P273

図4. 3-127 補強材引張り耐力概念図

以上を考慮し、補強材許容引張り力 (T_a) は移動土塊側の全ての引抜き抵抗力 ($T_{1pa}=T_{1pa}' + T_{0a}$)、不動土塊側の引抜き抵抗力 (T_{2pa})、および芯材の許容引張り力 (T_{sa}) のうち、最小となる値で決定される。

$$\begin{aligned} T_a &= \min (T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}) \\ &= \min (T_{1pa}' + T_{0a}, T_{2pa}, T_{sa}) \end{aligned}$$

式4. 3-58

ここで、移動土塊側の許容支圧抵抗力を見込んだ全ての引抜き抵抗力 ($T_{1pa}=T_{1pa}' + T_{0a}$) の算出については、高速道路の基準ではのり面工低減係

数（ μ ）を用いた評価手法がとられており、現在ではこの方式が広く用いられている（式4. 3-59）。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1-\mu} \cdot T_{1pa}' = \frac{1}{1-\mu} \cdot L_1 \cdot T_{pa}$$

式4. 3-59

ここで、 T_{1pa} : 移動土塊の許容引抜き抵抗力（ kN ）
 μ : のり面工低減係数
 T_{1pa}' : 補強材周面と補強材長のみから求まる
 L_1 : 移動土塊の補強材長（ m ）

また、 T_{2pa} および T_{sa} は各々下式で求められる。

$$T_{2pa} = L_2 \cdot T_{pa}$$

式4. 3-60

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

式4. 3-61

ここで、 T_{2pa} : 不動土塊の許容引抜き抵抗力（ kN ）
 σ_{sa} : 芯材の許容引張り応力度（ kN/m^2 ）
 L_2 : 不動土塊の補強材長（ m ）
 A_s : 芯材の断面積（ m^2 ）
 T_{sa} : 芯材の許容引張り力（ kN ）

一般的な表面材を用いる場合は、表4. 3-44 からのり面工低減係数を設定する。

表4. 3-44 表面材の種類と のり面工低減係数（ μ ）の目安

のり面保護タイプ	μ	備 考
植生工のり面	0	
コンクリート吹付工	0.2~0.6	
のり砕工	0.7~1.0	
擁壁類	1.0	連続した板タイプのり面工

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P274

8.7 定着材と地盤の許容摩擦抵抗力

地山補強土工における定着材と地盤との許容摩擦抵抗力 (T_{ba}) は、定着材と地盤との極限周面摩擦抵抗力度 (τ_p) に、補強材の設計補強材長に相当する周面積を乗じて求めた極限引抜き抵抗力を安全率で除して算出される。極限周面摩擦抵抗力度 (τ_p) は、事前に調査設計試験を行って決定することが望ましいが、急傾斜地崩壊防止工事の対象斜面では対象斜面内で基本調査試験を実施することが困難な場合も多いため、一般的に土質別推定値の表から極限周面摩擦抵抗力度を推定する（表4. 3-45）。なお、地山補強土工では無加圧での注入方式が一般的であり、加圧注入を標準とするグラウンドアンカー工とは異なることから、グラウンドアンカーの設計に用いる極限周面摩擦抵抗の数値と異なることに注意すること。

引き抜きに対する安全率は、永久目的の場合は2.0、仮設目的の場合は1.5を標準とする。

表4. 3-45 地山補強土工の極限周面摩擦抵抗推定値

地山の種類		極限周面摩擦抵抗 (kN/m^2)	
岩盤		硬 岩	1,200
		軟 岩	800
		風化岩	480
		土 丹	480
砂礫	N値	10	100
		20	130
		30	180
		40	280
		50	450
砂	N値	10	80
		20	100
		30	150
		40	200
		50	300
粘性土		$0.8 \times c$	

c : 粘着力 (kN/m^2)

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P275

8.8 芯材と定着材の許容付着応力

芯材に異形鉄筋を用いた場合、芯材と定着材の許容付着応力（ τ_c ）は下表によって決定する。なお、仮設目的の場合は永久時の値の 1.5 倍とする。

表 4. 3-46 異形鉄筋と定着材の許容付着応力（永久時）

定着材の設計基準強度（ N/mm^2 ）	24	27	30
許容付着応力（ N/mm^2 ）	1.6	1.7	1.8

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P275

8.9 補強後の安定性の検討

地山補強土工の補強後の安定性は、想定されるすべり形態に応じて所要の計画安全率を満足するかどうかによって判断される。すべり破壊の検討は一般的に円弧すべり法または直線すべり法により行われる。

解説

以下に、円弧すべり法による安定性検討について述べる。

（1）安定計算式

図 4. 3-128 に円弧すべり法による力のつり合いを示す。安全率は滑動モーメントと抵抗モーメントのつり合いから下式より求める。

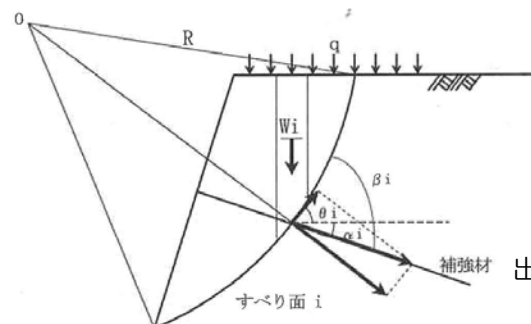
$$F_s = \frac{Mr + \Delta Mr}{Md} \geq \text{計画安全率}$$

式 4. 3-62

ここで、 Mr : 土塊の抵抗モーメント（ $kN \cdot m/m$ ）

Md : 土塊の滑動モーメント（ $kN \cdot m/m$ ）

ΔMr : 補強材による抵抗モーメント（ $kN \cdot m/m$ ）



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P276

図 4. 3-128 円弧すべり法による安定計算法

(2) 土塊の滑動モーメント

土塊の滑動モーメントは式4. 3-63 より求まる.

$$Md = R \sum Wi \cdot \sin \theta i$$

式4. 3-63

ここで, R : すべり円弧の半径 (m)

Wi : 分割片の重量 (kN/m)

θi : 分割片のすべり面角度 ($^{\circ}$)

(3) 土塊の抵抗モーメント

土塊の抵抗モーメントは式4. 3-64 より求まる.

$$Mr = R \sum (ci \cdot Li + Wi \cdot \cos \theta i \cdot \tan \phi i)$$

式4. 3-64

ここで, ci : 土の粘着力 (kN/m^2)

Li : 分割片のすべり面長さ (m)

ϕi : 土の内部摩擦角 ($^{\circ}$)

(4) 補強材による抵抗モーメント

補強材による抵抗モーメントは補強材に発生する引張り力により発揮される. 補強材の効果としては, 引張り力のすべり面に対して平行な分力(引き止め効果)と, すべり面に対して垂直な分力(締め付け効果)として考えることができ, 補強材の抵抗モーメントとして両効果を見込む.

$$\Delta Mr = R \sum (T_m \cdot \cos \beta i + T_m \cdot \sin \beta i \cdot \tan \phi i)$$

式4. 3-65

ここで, T_m : 補強材の設計引張り力 (kN/m)

βi : 補強材と分割片で切られたすべり面とのなす角度 ($^{\circ}$)

$T_m \cdot \cos \beta i$: 補強材による引き止め力 (kN/m)

$T_m \cdot \sin \beta i \cdot \tan \phi i$: 補強材による締め付け力 (kN/m)

ここで, 補強材 1 本当りの許容引張り力 (T_a) は式4. 3-58 で求められるが, 本工法は地山の挙動に応じて効果を発揮するため, 地山と補強材の相互作用に依存する. そのため, 実際に補強材に発生する引張り力は必ずしも許容引張り力 (T_a) とはならない. そこで, 設計引張り力 (T_d) は許容引張り力に対して低減するものとする.

$$T_d = \lambda \cdot T_a$$

式4. 3-66

$$T_m = T_d/S_H$$

式4. 3-67

ここで、 T_d ：補強材の設計引張り力（ kN /本）
 λ ：補強材の引張り力の低減係数（0.7とする）
 T_a ：補強材の許容引張り力（ kN /本）
 S_H ：補強材の水平方向間隔（ m ）

8.10 表面材

表面材は、地山の侵食防止や風化防止などの局所的な安定性や景観性だけでなく、補強材の補強効果を増加させて移動土塊の抜け出し崩壊を防止する効果を発揮することを目的とする部材である。そのため、所要の耐力や機能が得られるように適切に設計する。

解説

表面材は地山表面と頭部定着材の間に設置されるもので、のり砕工や吹付工がよく用いられる。「第5節 のり砕工」や「第10節 10.2 吹付工」にあるように、これらは斜面の風化、侵食防止や表層の小崩落防止の目的で単独でも使用される。つまり、表面材には補強材の支承構造物としての効果のほか、地山表層の長期の安定などの目的も有するため、現場条件を考慮して選定しなければならない。

地山補強土工と併用されるのり砕工は、一般的に $200mm \times 200mm \sim 300mm \times 300mm$ の断面が多い。吹付工にはモルタル吹付工とコンクリート吹付工があるが、吹付工は地山補強土工に対する構造検討は通常行わないため、規格は現地の諸条件に応じて決定する。

最近ではのり砕工や吹付工のほか、独立受圧板やワイヤーロープを用いた表面材の使用が増えている。ワイヤーロープは柔構造であるため、斜面上の立木を残すなどの場合や凹凸差が大きい自然斜面に対して柔軟に配置が可能であるなど、景観配慮や施工性に優れるといったメリットがある一方、植生が繁茂するとワイヤーロープが見えにくくなり、施設点検等で施設の状態が把握しにくいといった施設管理上のデメリットもある。したがって、採用する際は、経済性、施工性、景観配慮等に加えて、維持管理を考慮した検討を十分に行うことが重要である。

第9節 落石対策工

9.1 目的および一般的留意事項

9.1.1 目的

急傾斜地崩壊危険区域内で発生する落石によって被害が発生する恐れがある場合において落石対策工を講ずるものとする。

落石対策工は落石の発生が予想される斜面において、これによる災害を防止するために設置するものである。斜面においては、落石のみの発生だけで予想されるような場合は少なく、一般には急傾斜地崩壊防止施設に付属して落石防止施設が設置される場合が多い。

解説

急傾斜地崩壊対策事業における落石対策は、9.7.6に示す待受式擁壁に設置する落石防護柵の標準タイプを用いることを基本とする。なお、これにより難い落石の発生が明らかな場合においては、本手引きのほか「落石対策便覧」に準じて個別に落石対策工を講ずるものとする。

9.1.2 一般的留意事項

落石対策計画の原則は第一に落石予防工による落石源の除去であるが、それが困難な場合または不適当な場合には落石防護工を計画する。

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

9.2 落石の運動

9.2.1 落石の発生形態

落石の発生形態を大まかに分類すると以下の3種類に分けられる。

- (1) 抜落ち（転石）型落石
- (2) 剥離（浮石）型落石
- (3) その他

これらはそれぞれの発生機構や誘因も異なるため、この分類は落石の危険性を判断したり対策工を計画したりするための前提となる。

(1) 抜落ち（転石）型落石

段丘、火山砕屑物などの斜面基質が礫を含むルーズな土砂である場合と、基岩風化や風化生成物質の移動により岩盤上に表土や崖錐などの土砂が存在する場合がある。これらのタイプの落石は以下の2つに分類される。

- ① 土砂中の礫のみが運動を開始する場合（表4.3-47内A①）
- ② 土砂の崩壊に伴って落石が発生する場合（表4.3-47内A②）

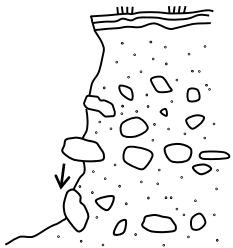
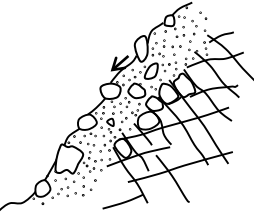
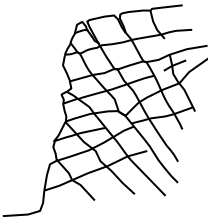
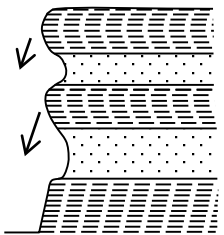
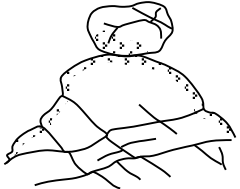
(2) 剥離（浮石）型落石

主として岩盤斜面で発生する。流れ盤斜面（表4.3-47内B①）においては板状の浮石が形成されやすいが、節理、層理、片理、硬軟層の境界などの不連続面の方向が単一でなく複数の場合も多い。流れ盤と受け盤の複合斜面では単純な板状の浮石のみでなく、くさび型の浮石も形成される。不連続面がほぼ水平の場合（表4.3-47内B②）は、不連続面の間の層の侵食の度合の差異によりオーバーハングが形成されて、それが落石となることが多い。

(3) その他

風化花崗岩地帯で風化・侵食に強い岩塊や風化し残った部分が、また凝灰角礫岩地帯でも侵食されなかった礫が不安定な状態で残存する場合がある。特殊なケースではあるが、これらも落石の発生原因の一つである。

表4. 3-47 落石の分類

落石の種類	解説	模式図	代表地質	備考
A, 扳落ち型 (転石型)	① 礫を含む土砂斜面上の礫が抜け落ちるタイプ.		段丘, 火山碎屑物など.	
	② 岩盤上の土砂中の礫が転落するタイプ.		崖錐, 崩積土, 山腹斜面や切土のり面上の強風化岩など.	岩盤と土砂の位置関係によっては浮石型落石も複合して発生する場合がある.
B, 剥離型 (浮石型)	① 岩盤中の不連続面に沿って剥離するタイプ.		亀裂の多い, または亀裂が連続する岩盤全般.	斜面と亀裂の方向によってすべり, 転倒, 落下などの様々な形態を示す. 緩みの度合いに注意.
	② 風化・侵食しやすい岩盤の表面が剥離するタイプ.		新第三紀以降の風化しやすい軟岩, 硬軟互層など.	一般に規模は小さいが硬軟互層のオーバーハング部などで大きな落石を生じることがある.
C, その他	① 風化・侵食で残留した尾根上の巨礫などが不安定化するタイプ.		風化花崗岩など.	頻度は小さいが規模は大きい場合が多い.

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P282

9.2.2 落石の運動形態

落石の運動形態は次のように分類される (図 4. 3-129 参照).

(1) すべり運動

岩塊, 玉石, 礫などが斜面上をずり落ちる形態で下方へすべるもの.

(2) 回転運動

岩塊、玉石、礫などが斜面上を転がりながら下方へ移動するもの。

(3) 飛跳運動

空中を飛跳しながら移動するもので、地面または樹木などでバウンドしながら移動する場合と、発生箇所から途中バウンドすることなく道路または構造物などの停止位置まで空中を自由落下する場合がある。

抜け落ち型の落石には、円礫、垂円礫、角礫などの形が多く、浮石型の落石では塊状および扁平な形が多い。一般に球状の石と角ばった石では転がりのエネルギーが異なり、角ばった石では転がる運動から飛跳運動に変わることがある。

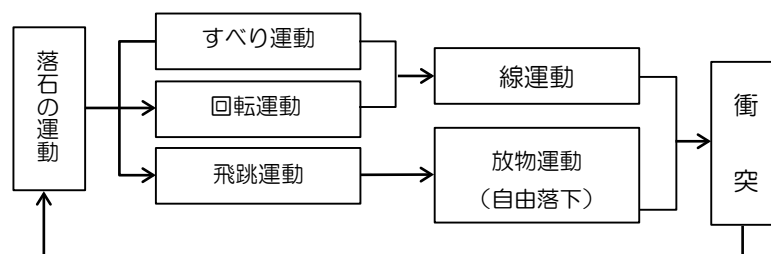


図4. 3-129 落石の運動形態分類

解説

落石の運動形態は、落石の形状や寸法・岩質とともに落石斜面の地形・地質・植生状況によって、上述のいずれかまたはこれらの組み合わせの形態をとることになるので、調査結果に基づいて落石斜面ごとに落石の運動形態を推定しなければならない。

9.2.3 落石の跳躍量

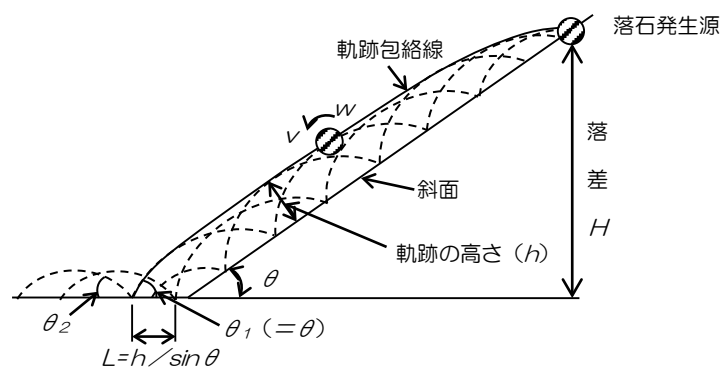
落石現象を巨視的にみると、平面的軌跡は斜面の最大勾配に沿って等高線に直角方向に落下するが、斜面の横断面内では図4. 3-130に示すような挙動を示す。したがって、落石防護工の設計外力の作用位置や必要高さとしては同図に示す軌跡の高さ(h)をとればよいことになる。

既往の実験結果(図4. 3-131)によれば、軌跡の高さ(h)は一般的な斜面形状の場合には落石の形状によらず $2m$ を超えないことが多いが、斜面に突起があると $2m$ を超えることが示されている。なお、図中の落下高さ H は跳躍量 h の測定位置から落石発生源までの鉛直高さを示す。このほか、

「落石対策便覧」P.15～P.17 に示される既往の実験結果等の資料より，落石跳躍量には，次のような特性があることが判る。

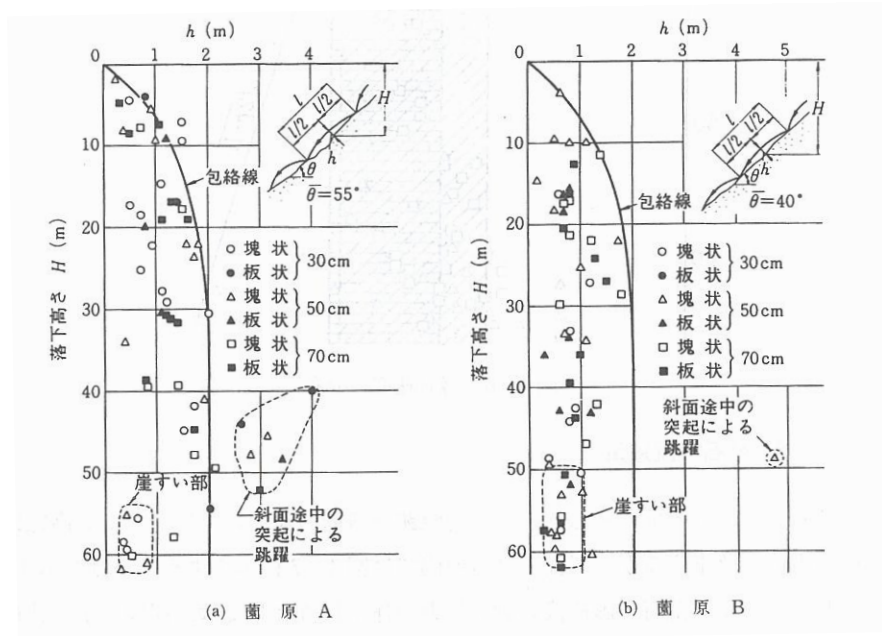
- ① 落下の高さが大きくなると跳躍量が大きくなる。
- ② 凹凸の少ない斜面では跳躍量が $2m$ を超えることは少ない。
- ③ 斜面上部に局所的な突起のある場合や凹凸の多い斜面では，跳躍量は $2m$ 以上になることがあり，落下の高さが大きい場合には $4\sim 5m$ に達することもある。

以上のことを踏まえ，本手引きでは落石の跳躍量は $2m$ を基本とする。



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P283

図4. 3-130 落石の挙動



出典「落石対策便覧」P14

図4. 3-131 落石の跳躍量と落下高さ

9.3 落石対策工の分類および種類と機能

9.3.1 落石対策工の分類

落石対策工は大別すれば以下の 2 つに分けられる。

(1) 落石予防工

転石や浮石の除去や固定により落石の発生を未然に防ぐ対策工。

(2) 落石防護工

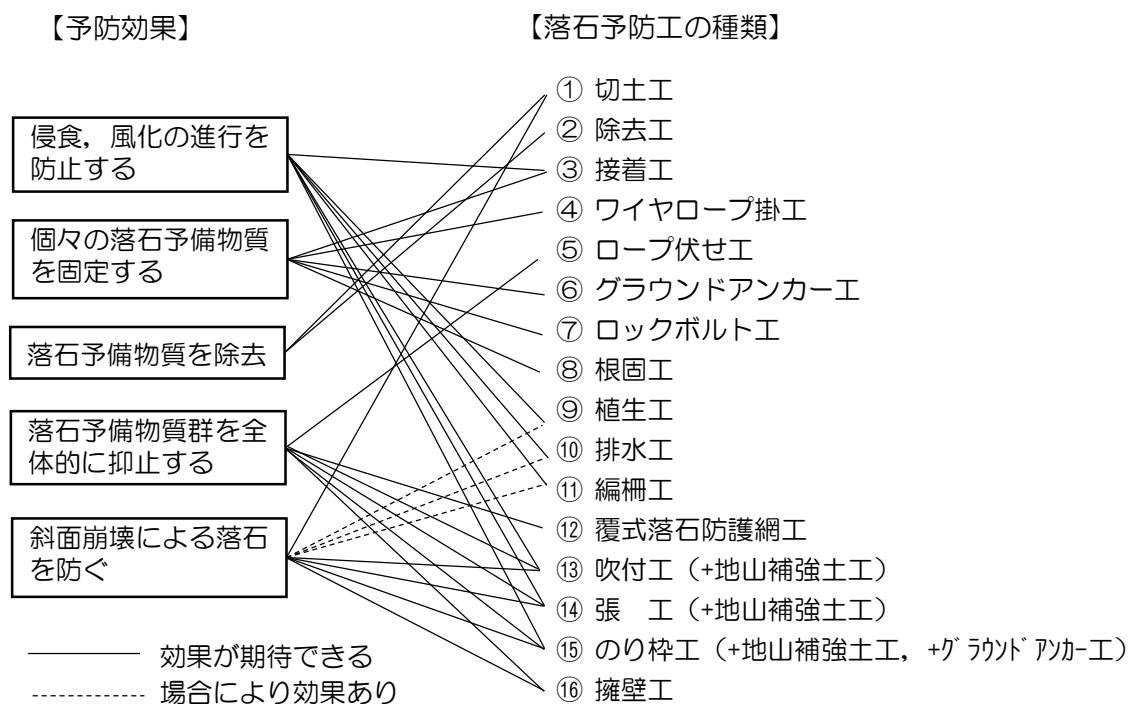
落下してくる落石を斜面下部あるいは中部で止める対策工。

9.3.2 落石予防工の種類と機能

落石予防工は主として落石予備物質を対象としてとられる工法であり，落石対策としては直接発生源に対して次のような効果を期待して実施される。

- ① 転石の周辺の侵食を防ぎ，根が洗われてすべり落ちるのを防ぐ。
- ② 凍結融解，温度変化，乾湿繰り返し，風力等による風化の進行を防ぐ。
- ③ 落石の発生源を直接的に抑止する。
- ④ 落石を除去・整理する。
- ⑤ 斜面崩壊に沿う落石を防止する。

これらの効果を単独または複合したものとして，各種予防工を示したものが図4. 3-132である。工法の選定にあたっては各工法の特性を考慮するとともに，現地の社会的条件，地形，地質と保全対象の位置関係および施工性，経済性等を考慮する。なお，斜面上に繁茂している樹木は落石を抑止する効果があり，これらを伐採する場合は十分に注意する必要がある。



出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P284

図4. 3-132 落石予防工の種類と効果

解説

(1) 根固工

根固工は、不安定な浮石や転石の除去ができない場合（例えば除去するには大きすぎる場合や、1個の転石を除去することで他の転石などの安定を害したり、掘削などで斜面が不安定化し、かえって崩壊を誘発助長したりする場合など）に、浮石・転石をそのままの状態でコンクリートによる間詰めなどをして固定する方法である（図4. 3-133 参照）。

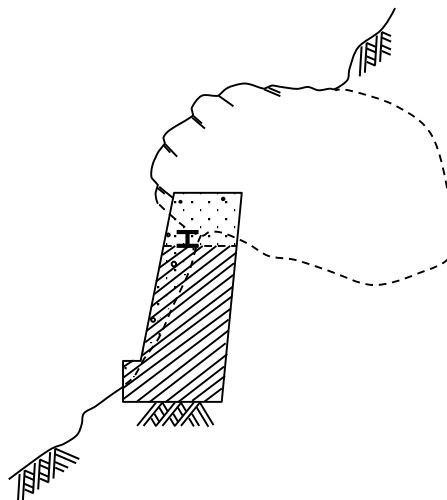


図4. 3-133 根固工

(2) 排水工

長大斜面の谷筋や急勾配の溪流部分では地表水の集中によって落石が生じるため、このような箇所では排水路の設置が効果的である。

水の侵食に弱い砂質土の斜面では、これに含まれる転石などの基礎が侵食で損なわれて落石の引き金となる。そのため地表水を集中させないように水路を設ける。

湧水は長時間にわたって岩の風化を促進させ、また、落石の埋没している基礎を侵食、弱化させ、すべりを生じやすくする。湧水を地中から速やかに地表に導き、地表面を乾燥させた状態にしておくために地下水排除工が重要である。特に積雪寒冷地では融雪水の地中浸透と表面侵食による落石が多く、これを防止する意味で排水工は有効である。

(3) 吹付工

コンクリートやモルタルを吹付けて落石の発生を予防する工法で、表面の侵食防止、岩石の風化防止、亀裂の拡大防止、部分的抜け落ち防止を図るものである。

吹付背面の水圧上昇を抑制するため、原則として水抜き孔を設置する。また、抑止効果を増すために吹付けを厚くしたり、金網、ロックボルトを併用したりする方法がある。

(4) コンクリート張工

現場打コンクリートによる張工であり、節理の多い岩盤斜面で侵食、風化、部分的崩壊を防止するために用いられる。

コンクリート張背面の水圧上昇を抑制するため、原則として水抜き孔を設置する。また、抑止効果を増すために配筋を行ったり、ロックボルトを併用したりする方法がある。

(5) のり砕工

急斜面での規模が大きい落石に対処する予防工である。落石の重量を支えるために格子状の RC 梁を組むことで、コンクリート吹付工やコンクリート張工と比較して大きい抑止力・支持力を持たせることができる。

また、必要により格子間を張コンクリートで被覆する（図4. 3-134 参照）。

なお、落石の重量を支えるのに必要な基礎支持力が必要であることに留意する。

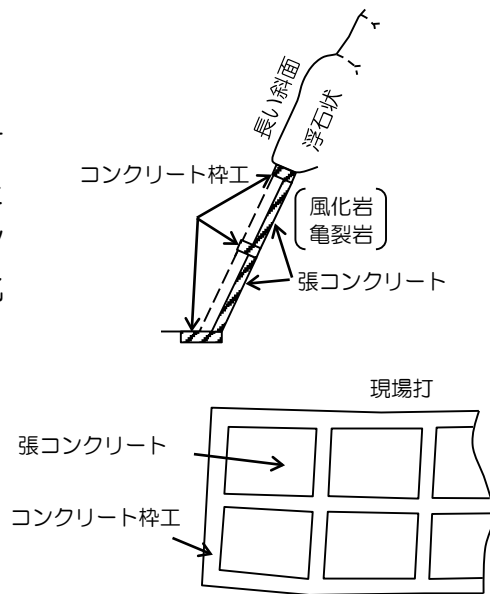


図4. 3-134 のり砕工の例

(6) グラウンドアンカー工

グラウンドアンカー工は、比較的大規模な浮石や転石が転動しないよう基盤に定着させるものである（図4. 3-135 参照）。アンカー力が大きいため定着基盤の確認が重要であり、抑止力を落石全体に分布させるために根固工、のり砕工、ワイヤロープ掛工などを併用する。

(7) ロックボルト工

ロックボルト工は比較的小規模の落石を対象とし、亀裂岩と一体化し固定するものである。

この場合、浮石群を全体的に固定するために斜面を吹付工、張工、のり砕工および落石防止網で被覆し、ロックボルトと一体化する組み合わせが必要である。（図4. 3-135 参照）

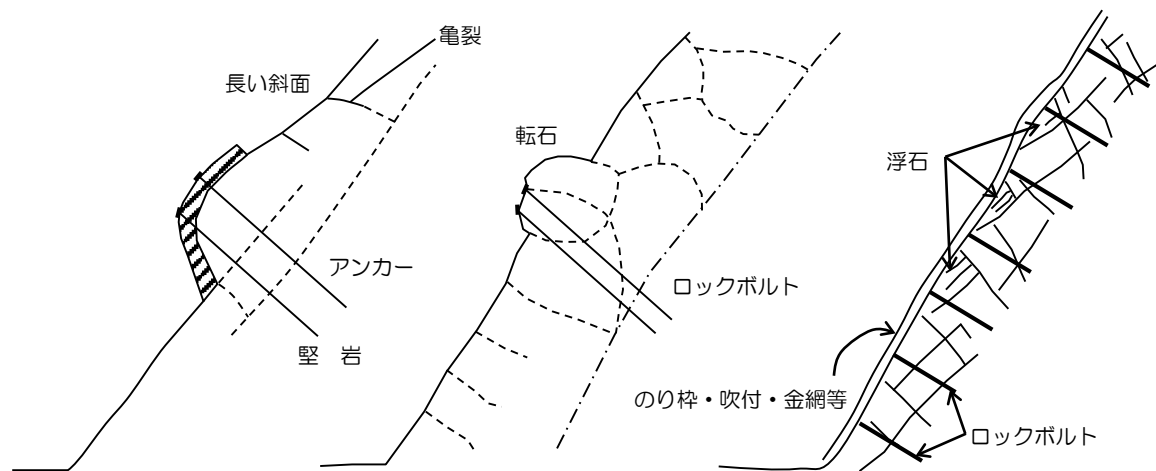


図4. 3-135 ロックボルト工，グラウンドアンカー工の例

(8) 編柵工

編柵工は表土の流出防止を図るために，斜面中に小規模な柵を複数列設けるものである。斜面の表層部を安定させることで，ここに点在する落石の発生を防ぐことと，小落石を落差の小さい範囲に止める効果が期待される（図4. 3-136 参照）。

編柵工は転石型斜面に有効であり，表層の安定工法として（2）の排水工と併用するのが効果的である。大型の落石を対象とするには抑止力が不足しているが，斜面の表層崩落によって引き起こされる落石を防止する意味で経済的な工法といえる。また，表土の移動を防ぐことにより，植生の自然導入も期待できる。

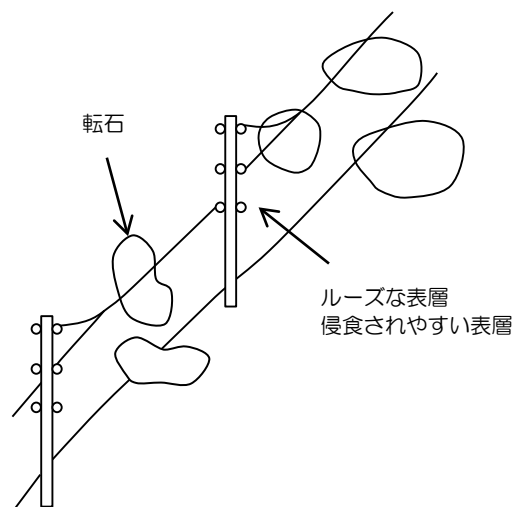


図4. 3-136 編柵工（転石工）の例

(9) 切土工

落石のある斜面を安定勾配に切土するもので、斜面高の比較的低い場合に適用され、最も基本的な予防工の一つである。

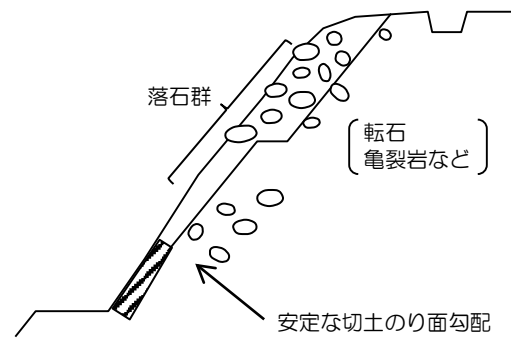


図4. 3-137 切土工

(10) 除去工

落石の可能性のあるものを除去して安定させ、落石を予防する方法である。大きな転石を除去する場合には、ブレーカーあるいは薬剤等により小割してから除去する方法がよく用いられる。

一般的に落石の発生する斜面は 35° 以上の傾斜があるので、除去工を実施するには困難な作業条件であるが確実な予防工である。

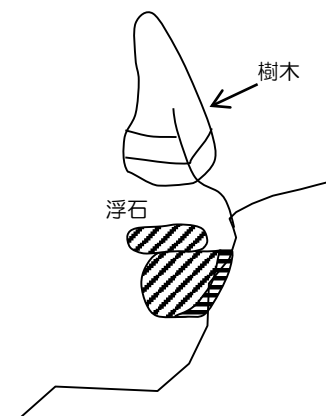


図4. 3-138 除去工

(11) ワイヤロープ掛工

浮石や転石が滑動や転動しないようにワイヤロープを格子状に組んだり、数本のロープでその基部を覆ったり、引っ掛けたりして斜面上に固定させる工法である。

ワイヤロープの両端はアンカーボルトなどで堅固な基盤に取り付ける必要がある。

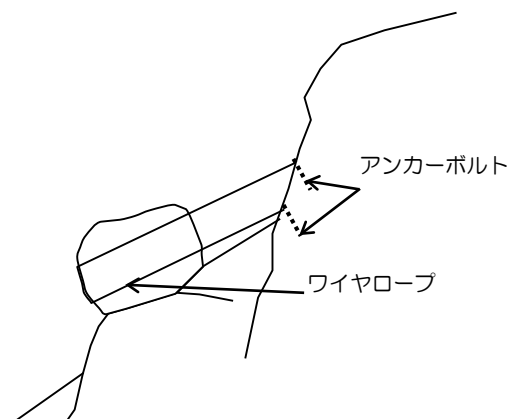


図4. 3-139 ワイヤロープ掛工の例

(12) ロープ伏せ工

斜面上に一定の広がりを持って分布する比較的小径の浮石・転石群を対象に、格子上のワイヤロープの張力で斜面に固定する工法である。ワイヤロープ掛工と同じく、ワイヤロープの両端はアンカーボルトなどで堅固な基盤に設置する必要がある。

（１３）擁壁工

落石とともに斜面の崩壊を生じる恐れのある急斜面に用いる。壁高が大きくなる場合は抑止力を大きくするためにグラウンドアンカー工を併用することもある。グラウンドアンカー工は擁壁の抑止力を地山の安定な層にとるものであり、定着層の確認が必要である。

（１４）植生工

落石対策としての植生工の効果は、凍結融解による亀裂、浮き上がりの進行の防止および地表侵食による転石、浮石の不安定化の防止であり、寒冷地や地表侵食を受けやすい斜面での落石発生防止に効果がある。

植生工は気候、植生基盤、傾斜角、日当たり等の条件を吟味して植物種を選択する必要がある。編柵工等の併用により基盤を安定化するのも効果的である。

（１５）覆式落石防護網工

小規模の落石が発生しやすい斜面、または基盤岩から浮石が剥離・剥落しやすく、落石の危険性がある斜面に適した工法である。落石防護網工は落石の恐れがある斜面を網で覆い、落石の発生を防止する（図４．３-140 参照）。なお、本工法は吹付工法と併用することもある。工法の特徴は以下のとおりである。

- ① 軽量である。
- ② 設置が容易であり迅速に施工できる。
- ③ 補修が容易である。
- ④ 斜面に密着し自然感を損なわない。
- ⑤ 灌木等の伐採を伴う。

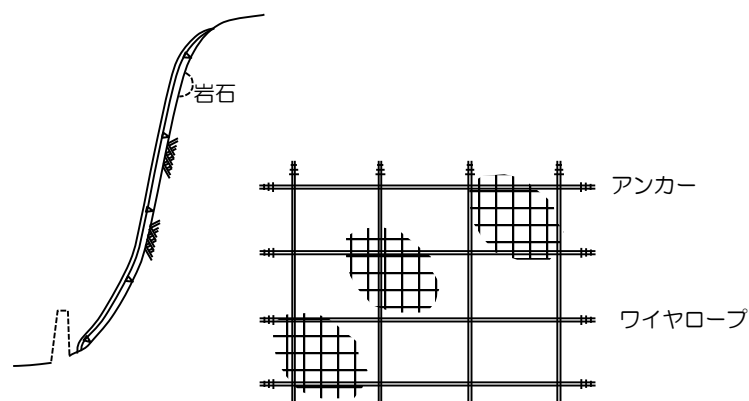


図４．３-140 覆式落石防護網工

9.3.3 落石防護工の種類と機能

落石防護工は、落石予防工を設置しない軟岩または礫混じり土砂等の斜面において、雨水の洗掘等によって礫片等の落下が予想される箇所、もしくは予防工だけでは不十分な箇所に用いられる。

落石防護工の種類は設置する位置によって次のように分類される。

- ① 発生源から人家等に至る中間地帯（斜面中）に設ける場合
落石防護柵工，落石防護擁壁工，落石誘導工等
- ② 斜面下部に設ける場合
落石防護擁壁工，ポケット式落石防護網工，落石防護柵工，落石防護土堤等

解説

（１）落石防護柵工

落石防護柵工にはいろいろなタイプのものがあり、既製の鋼材を基礎の上に組み立てるのが一般的である。また、擁壁天端に支柱（通常、H鋼または鋼管）を建て込み、それにワイヤロープまたは鋼板を張ったものが多い。

通常は斜面の最下部に設置するが、長大斜面の場合には落石エネルギーが増大しないように多段式に設置するのが効果的である（多段式落石防護柵）。

落石防護柵工の特徴は以下のとおりである。

- ① 基礎が他の構造物に比較して小さい。
- ② 維持補修が容易である。
- ③ 堆積土砂の除去が容易である。

また、高エネルギー吸収タイプを適用する場合は、落石衝突の際、変位が大きく生じるものがあるため、設置位置等を十分に検討すること。

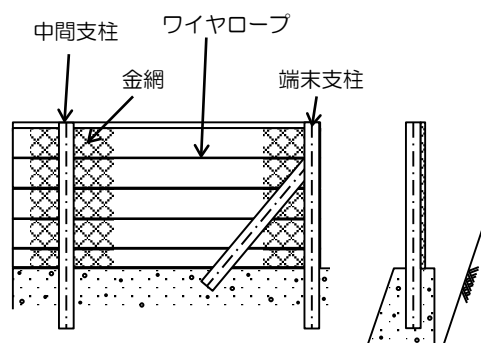


図4.3-141 落石防護柵一般図

（２）落石防護擁壁工

斜面を転がりながら、あるいはすべりながら落下する落石を防護するために斜面中部または斜面下部に設置するもので、待受式擁壁と同様のもの

である。特に落石対策として壁面背後のサンドクッションなどで落石の衝撃力を分散・減少させて落石を防護することが多い。一般には防護壁の背後にポケットを設ける構造にしている。

落石防護擁壁工の特徴は以下のとおりである。

- ① 斜面中部に設置する場合は地盤を固定し斜面の安定に役立つ。
- ② サンドクッションなどにより衝撃力を分散・減少させる。
- ③ ポケットに落石を堆積させることができる。
- ④ コンクリート擁壁タイプのものは落石防護柵との併用が可能である（図4. 3-142 参照）。

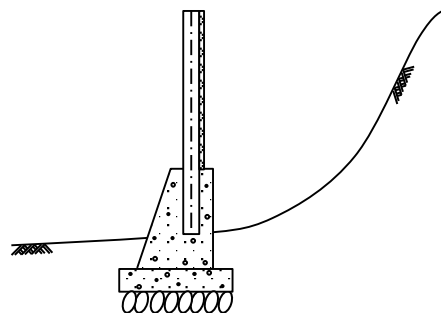


図4. 3-142 コンクリート擁壁工と落石防護柵を組み合わせたもの

（3）落石誘導工

落石は一般に大きなエネルギーを持っており、落石を止めるには大規模な施設が必要となる場合がある。落石を受け入れる適当な空間が近くにある場合は、落石誘導工により落石の落下方向を変えてその空間に誘導する方が有効である。配置、構造等については現地の地形等に適したものとすることが必要である。

（4）ポケット式落石防護網工

斜面上方からの落石を取り込むための開口部（ポケット）を設けた防護網を設置するもので、金網と地山との間に落石を誘導して網裾まで導く工法である（図4. 3-143 参照）。この工法は、小規模の落石が発生しやすい斜面、または基盤岩から浮石が剥離・剥落しやすく、落石の危険性がある斜面に適している。構造の選定に際しては、工法および設計方法の特徴、エネルギー吸収のメカニズム、適用性、耐久性等について十分検討する必要がある。特に耐久性については、網、アンカーボルトの防錆という観点からの検討が必要である。さらに高エネルギー吸収タイプにおいては、緩衝装置の機能が安定しているかという観点も大切である。また、落石の衝突時に防護網が変形して保全対象の安全性を侵さないようにしなければならない。

ポケット式落石防護網工の特徴は以下のとおりである。

- ① 軽量である。
- ② 設置が容易であり迅速に施工できる。
- ③ 補修が容易である。
- ④ 灌木等の伐採を伴う。

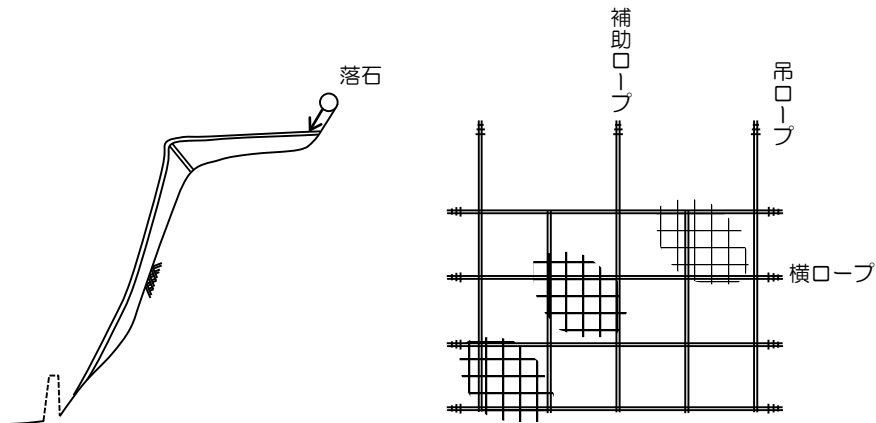


図4. 3-143 ポケット式落石防護網

(5) 落石防護土堤および溝工

斜面下部に比較的平坦な落石のポケットを確保できるような地形条件の地域に防護土堤を設置し、落石エネルギーを吸収・分散させる工法である（図4. 3-144 参照）。

この工法の特徴は以下のとおりである。

- ① 施工に十分な用地の確保が必要。
- ② 地盤が安定地盤であることが必要。
- ③ 掘削，切土による発生土を土堤材料として活用できるので経済的。

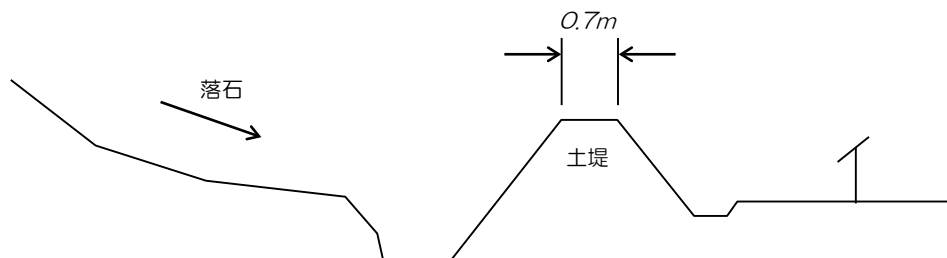


図4. 3-144 落石防護土堤の例

9.4 落石対策計画の留意事項

落石対策の計画を立てるにあたっては、落石斜面に関する調査結果や危険度判定の結果に基づくことはもとより、落石斜面の習慣性を考慮することも重要である。落石対策工の各種工法はそれぞれ被害の防除に対する構造的な限界を有していることを認識して、工種の選定、配置計画を立てることが必要である。そのため、以下の事項に留意して落石対策を計画する。

(1) 調査結果の活用

調査結果より浮石の安定性、落石の規模、落下経路、運動形態などを推定し、必要箇所に最も有効な工法を選定しなければならない。9.2.3に示したとおり、既往の研究事例によれば、斜面を転落する落石は一般に斜面に垂直な方向に2m以上バウンドしないことが多いが、斜面途中にジャンプ台状の凸面や突起がある場合にはこれを大きく上回ることもあるので、施設規模や配置計画を立てる時には斜面状態に関する調査結果を十分考慮すること。

(2) 工種の機能限界

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

現在汎用されている高さ1.5～2.5m程度の落石防護柵が対応可能な落石エネルギーは約100kJが限界であると考えられる。100kJのエネルギーとは、例えば9.7.2で述べる式を用いると、勾配45°の軟岩斜面を質量500kgfの石（直径約0.7m）が、高さ25mの地点からバウンドして落下する場合の斜面下端におけるエネルギーに相当する。したがって、落石防護工の施設の計画にあたって、このような工種のもつ機能限界を考慮する必要がある。

(3) 工種の組み合わせ

施設計画に際しては、単独の工種のみによるよりも、いくつかの工種を組み合わせるほうが有利な場合も多い。

以上に述べた施設による落石対策計画の基本的な考え方をまとめると次のとおりである。

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

9.5 工法選定の流れ

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

解説

各種対策工法の特徴を表4. 3-48に示す。

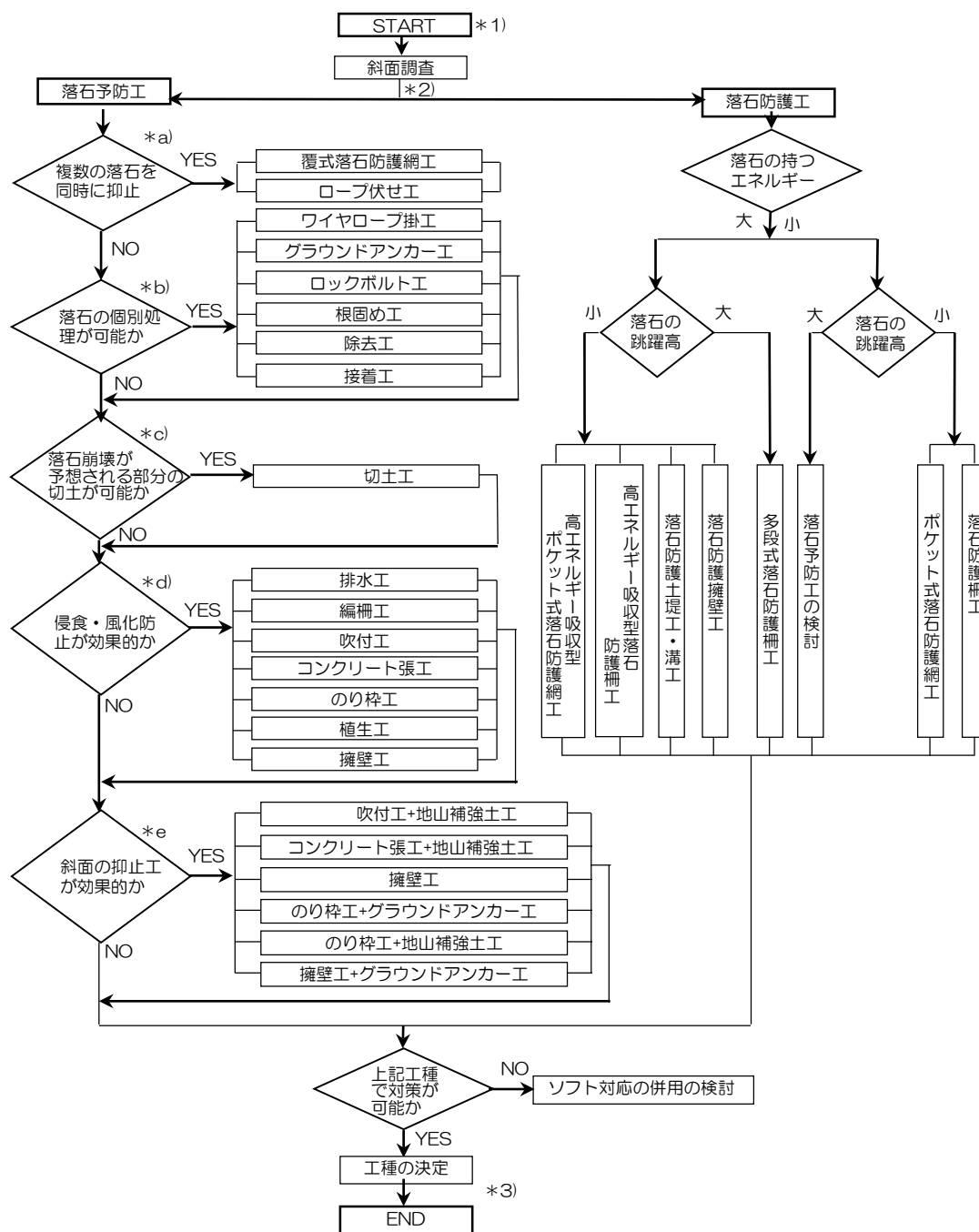
工法の選定は9.4項の留意事項および表4. 3-48を参考に、以下の流れに沿って実施する（図4. 3-145参照）。

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

表4. 3-48 落石対策の適用に関する参考表

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

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 参考編」P.290



*1) フローに従い、適用可能な工種を並列的に抽出し、その中から実際に施工する工種を決定する。

*2) 防護工で対応可能な場合であっても、落石予防工の可能性（併用に含む）について併用検討し、適用可能な場合は並列的に比較し、必ず両者とも検討する。

*3) 工種の決定に表4. 3-48を参考にすると良い。また、落石予防工間、落石防護工間および落石予防工と落石防護工間の組み合わせについても考慮する。

*a) 風化侵食防止では抑止できない状況にある浮石、転石の落石発生抑止に適した工種である。

*b) 落石・崩壊が独立的に存在する斜面に適した工種である。

*c) 勾配が緩く、除去した石・土砂の搬出が容易な斜面に適した工種である。

*d) 比較的小規模な落石等が広範囲にわたり予想される斜面に適した工種である。

*e) 落石予防工と落石防護柵を組み合わせることで、比較的大規模な落石・崩壊が広範囲にわたり予想される斜面に適用可能な工種である。

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P291

図4. 3-145 工法選定の流れ

9.6 落石予防工の設計

9.6.1 一般的留意事項

落石予防工は、これ自体で完全に落石を阻止することは困難な場合もあり、落石の頻度と規模を極力低減させる工法と考える方がよいことが多い。したがって防護工との併用で採用される例が多い。また、予防工は複数の工法を併用することも多い。

落石予防工法を選定する場合に必要な要因としては次のようなものがある。

- ① 予想される落石の大きさ（岩盤の亀裂と亀裂の間隔、転石の大きさ）と必要抑止力の大きさ。
- ② 予想される落石のタイプ（浮石型か転石型か）
- ③ 落石の起こりやすさ（危険性の大小）

以上のような要因を考慮すると、落石予防の目的およびその目的に適する工法例は表4. 3-49のように整理される。

表4. 3-49 落石予防の目的と工法例

目的	工法	一般評価
落石予備物資（浮石・転石）を事前に除去する	除去工：不安定な浮石・転石の除去 切 土：安定勾配に切り直す工法	最も確実な工法。 可能な限りこの工法を採用するのが望ましい。
浮石・転石の不安定化を抑制する	排水工、プレキャスト枠工等の礫間充填物（マトリックス）が流失するのを抑制する工法。 コンクリート吹付工等岩盤の風化、剥離を抑制する工法。	比較的安価な工法。 確実性に多少の不安が残る。 抑止力の作用する場合は不適。
浮石・転石を斜面に固定させる（安定化）	根固工、グラウンドアンカー工等個々の石を対象とする工法。 あるいはグラウト工、もたれ式擁壁工等、不特定多数の石を対象とした工法。	予想される落石の危険度が大きで、 ・規模（大きさ）が大きい場合 ・切土等の安定化ができない場合 ・抑止力を伴う場合 などに適用されることが多い。 工費は高いものが多い。

解説

表4. 3-49は、あくまでも一般的に考えられる工種選定例を示したものであり、実際に工種を決定する場合には、現場周辺の過去の実施例や地形地質などを調査するとともに、施工性、維持管理上の問題点、景観、気象条件等を考慮して総合的な判断を行う必要がある。また、これらの工法は複数併用して用いられることも多い。例えば、コンクリート吹付工などの上に落石防護網を施工したり、さらにこれに加えてロックボルトなどを併用したりすることが多い。

これらの設計に関しては、外力などが働く場合はその大きさ、地下水など

の有無などを考慮して設計する必要がある。

落石予防工を施工する箇所は一般に急峻で危険度が高く、また家屋が近接しているので施工条件が極めて悪い。このため施工計画策定にあたっては、近接地域も含めた安全管理・環境保全に配慮しなければならない。

9.6.2 根固工の設計

根固め工は、斜面上にある大きな浮石・転石が動き出さないようにコンクリートで浮石・転石の基部や周囲を固め、斜面上に固定させる工法である。

(1) 配置に関する留意点

簡単に除去できない浮石や転石が大規模に集中し、斜面勾配が比較的緩い場合に適する。

浮石の重みが根固工に加わった場合、根固工が浮石とともに転動や滑動を生じないようにするために根固め工の基部は安定した基盤に置く必要があり、斜面表面を整形したり、堅固な基盤まで掘り込んだりすることが望ましい。

(2) 構造に関する留意点

根固工から浮石や転石が抜け出すことのないようにコンクリートの厚さを十分確保し、浮石等の規模のみでなく周囲を含むように設置することが望ましい。また、斜面を流下する雨水などによって洗掘を受けると根固工の効果が著しく減少するので、根固工の周囲の斜面表面の整形、排水などに注意を払う必要がある。

9.6.3 ワイヤロープ掛工の設計

ワイヤロープ掛工は、浮石や転石が滑動や転動しないように、格子状のワイヤロープや数本のワイヤロープで直接浮石などの基部を覆ったり引っ掛けたりして、斜面上に固定させる工法である。浮石や転石が巨大な場合や、土地の制約条件等で応急的に斜面上に固定しなければならない場合に用いられる。施工自体も他の工法と比べ簡易であるが、永久的な構造物でなく、仮設構造物として取り扱うことが望ましい場合が多い。

(1) 配置に関する留意点

ワイヤロープで浮石などを覆ったり引っ掛けたりする場合、ワイヤロープから抜け出すことのないように、必要な強度を有する補助的なワイヤや網を併用するなどして十分に安全性を確保する必要がある。

(2) 構造に関する留意点

浮石等の質量や滑落時の荷重に十分耐えられるように、ワイヤロープの支持力部はアンカーボルトなどを用いて、しっかりした基岩に取り付けるなど、ワイヤロープの強度やアンカー強度ならびにアンカーの全体配置、設置間隔や定着長等を検討しなければならない。

また、ワイヤロープやアンカーボルトは腐食しないよう防食処理を行う必要があり、腐食が進行していることが判明したならば、新たに張り替えや打設するなどの処置を行う。

図4. 3-146 にワイヤロープ掛工の実例を示す。

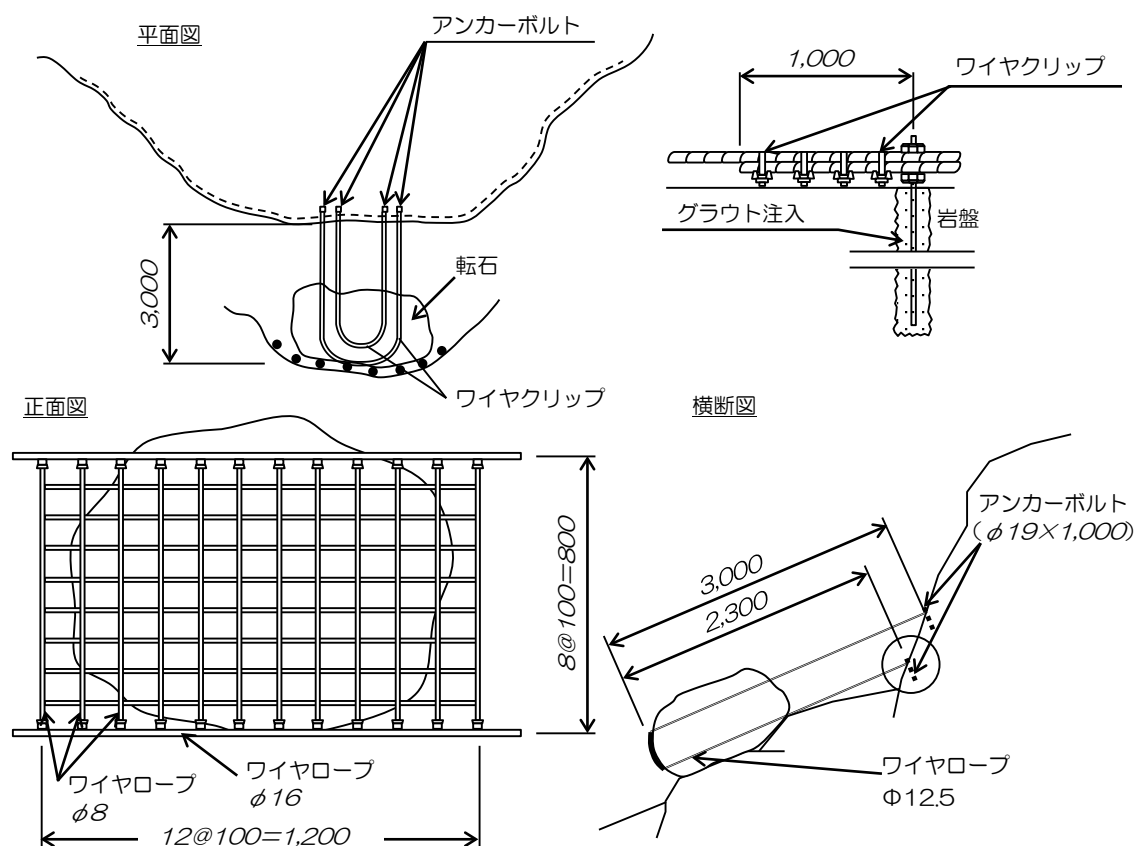


図4. 3-146 ワイヤロープ掛工の例 (単位: mm)

9.6.4 ロープ伏せ工の設計

ワイヤロープ掛と基本的な材料の構成は同じであるが、斜面上に一定の広がりをもって分布する比較的小径の浮石・転石群を、同規格（ロープ径・間隔、ロープ交点のアンカー規格）で格子状に配置したワイヤロープの張力で斜面に固定するものをロープ伏せ工と呼ぶ。岩塊を覆うワイヤロープは安定

した斜面に着実に固定する必要がある、岩盤用アンカーボルト、アンカーブロック、打ち込み式アンカー等に定着する。

ワイヤロープの強度については覆式落石防護網の設計に準じ、ワイヤロープに作用する張力は端部に設置するアンカーを介して安定した地盤に伝達する。アンカーの定着部は確実な安定地盤で必要な反力の得られる箇所とし、アンカーの形状や寸法は地質状況に応じて適切なものを選定する。

(1) 配置に関する留意点

(9.6.3ワイヤロープ掛に同じ。)

(2) 構造に関する留意点

(9.6.3ワイヤロープ掛に同じ。)

9.6.5 ロックボルト工の設計

ロックボルト工には以下の2つの方法がある。

- ① 斜面上にある浮石や転石を直接貫通して基岩へ定着する方法（図4. 3-147 参照）
- ② ワイヤロープやのり砕工などを介してそれらを止める方法

直接基岩へ浮石や転石を定着する場合でも、浮石や転石が割れたり、動き出したりする危険性があるため、あらかじめロープやワイヤモックにより固定した後に行われることが多い。

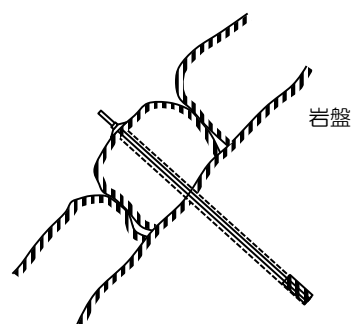


図4. 3-147 ロックボルトによる固定

(1) 配置に関する留意点

ロックボルトは単独で落石予防工として使用されることは少なく、単独の場合でもコンクリートの支承板や鉄板などの併用で採用されている。また、落石防止網を縫い付けて落石防止の期待度を高める方法もある。

亀裂の多い岩盤の剥離による落石の危険性がある場合などは、配筋したモルタル吹付工やコンクリート吹付工、あるいはのり砕工との併用工が多く用いられる。

最近では、補強土工を兼ねて崖錐部などの土砂部分の転石や落石を防止する使用方法もとられ、この場合には配筋した吹付コンクリートが主に併用されている。このような箇所では穿孔した孔壁が崩壊するので、ロックボルト材でそのまま穿孔して建て込む自穿孔タイプのもも多く開発されている。

(2) 構造に関する留意点

ロックボルトの定着方法はいくつかの種類があるので、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P264 を参照のこと。また、ロックボルトはグラウンドアンカーと同様、腐食に関して注意しなければならず、防食処置を施した材料を使用するとともに、風雨にさらされる部分や浸透水が溜まる部分などの最も腐食しやすい部分については、腐食代を見込んだり、防食処置を施したりするなどの必要がある。

9.6.6 覆式落石防護網工の設計

覆式落石防護網とは地山との結合力を失った岩石をネットの張力および落石と地山の摩擦によって拘束するもので、地形、落石の規模や形態に応じてその種類や形式を選定する。

落石防護網が計画される場所は、吹付工との比較検討がなされなければならないが、長期的な安全対策としては吹付工に及ばない。しかしながら、吹付工のように一挙に自然景観を変えることがないので、自然景観の保持にも格別な配慮をしなければならない地域については斜面条件を考慮して防護網を検討計画する。

解説

覆式落石防護網の設計は、近接地の成功例や図4.3-148 および表4.3-50 に示すような標準的タイプ等を参考にして実施する。設計計算を行って抑止力を求める場合は「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 参考編第1章」を参照のこと。

ワイヤロープ間隔は横方向では $4m$ 以下、縦方向は $5\sim 10m$ のものが多い。また、部材間の連結部は、部材の性能をできる限り発揮させるように必要な耐力と延性をもっていなければならない。

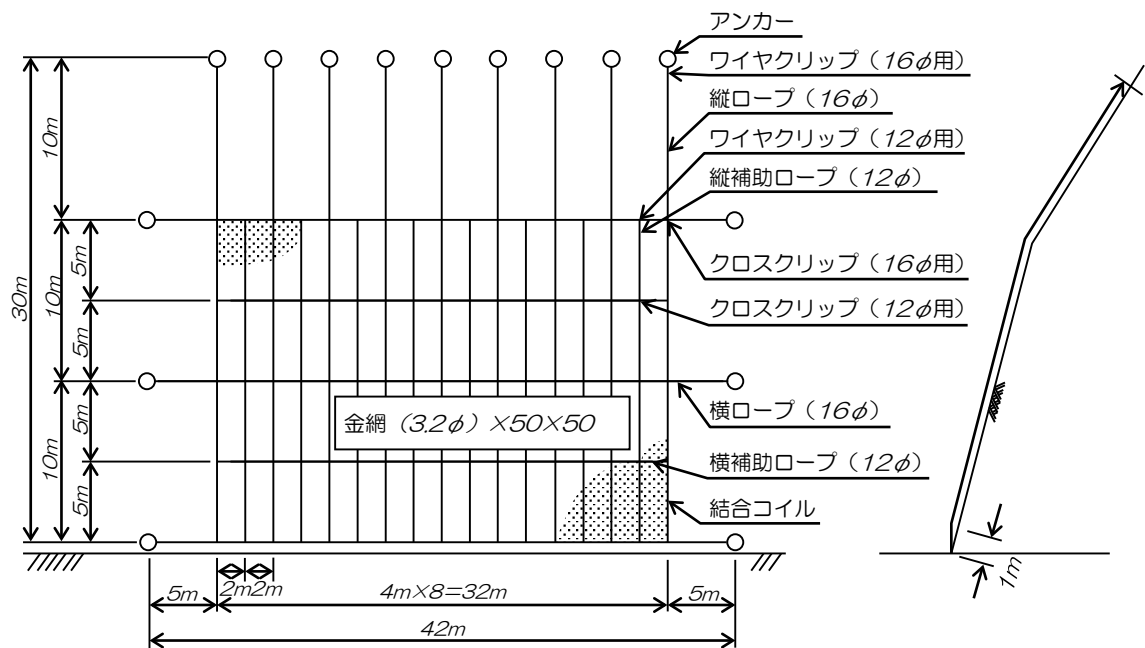


図4. 3-148 金網製落石防護網標準的タイプ図の例

表4. 3-50 落石防護網工（金網）の標準タイプの例

タイプ	網目 (mm)	線径 (mm)	ワイヤー 径 (mm)	ロープ保 証破断力 (KN)	アンカーボルト (mm)	
					径	長さ
A	50	2.6	12	68.6	22	1000
B	50	3.2	16	118	25~32	1000
C	50	4.0	16	118	25~32	1000

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P295

9.7 落石防護工の設計

9.7.1 一般的留意事項

落石防護工の設計法に関しては、9.1項でも述べたように、近隣地等での成功例や標準的タイプ図等による検討を基本としている。設計条件を明確にし得る場合には詳細計算による設計法が用いられることもあるが、一般には落下が想定される落石径の決定法をはじめ、落下位置、落下経路、斜面表層状況等設計諸定数に関わる条件をすべて明確にすることが困難な場合が多く、樹木等によるエネルギーの減勢効果等不明な点も多い。したがって、現状では近隣地等での成功例や標準的タイプ図を基本とし、場合によっては計算による設計を参考として加え、技術的総合判断により設計を実施する。

また、落石防護工においても、これ自体で完全に落石を阻止することは困難な場合が多く、予防工および他の防護工との組み合わせで採用されるのが理想的である。

解説

落石防護工法を決定する際は、以下の要因について検討を行う。

- ① 予想される落石の大きさ。
- ② 予想される落石の位置、落下形態、落下経路。
- ③ 落下速度、跳躍量。
- ④ 崩土を伴うか否か。

9.7.2 設計外力の推定

落石防護工の設計にあたっては、構造物が安全に受け持つべき外力を推定することが重要となる。

落石防護工をエネルギー計算によって設計する場合、最初に斜面を落下してくる落石の運動エネルギーを計算する。

落石の運動エネルギーは、落石の経路を詳しく追跡計算して求めることもできるが、その最終的な運動エネルギーは落下途中の斜面の性状に著しく左右される。したがって、実験によって十分裏付けされた運動エネルギー推定式を用いるのが望ましいが、一般には式4.3-68により推定されることが多い。

$$\left. \begin{aligned} E &= (1+\beta) \left[1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right] W \cdot H \\ (1+\beta) \left[1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right] &\leq 1.0 \end{aligned} \right\} \quad \text{式4. 3-68}$$

ここに、 E ：落石のエネルギー（ kJ ）

β ：回転エネルギー係数（ 0.1 としてよい）

μ ：等価摩擦係数（表4. 3-51 に示す μ を用いてよい）

θ ：斜面勾配（ $^{\circ}$ ）

W ：落石の重量（ kN ）

H ：落石の落下高さ（ m ）

表4. 3-51 斜面の種類と等価摩擦係数（ μ ）の値

区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の範囲
A	硬岩，丸状：凹凸小， 立木なし	0.05	0～0.1
B	軟岩，角状～丸状：凹凸中～大， 立木なし	0.15	0.11～0.2
C	土砂・崖錐，丸状～角状：凹凸小～ 中，立木なし	0.25	0.21～0.3
D	崖錐・巨礫混じり崖錐，角状： 凹凸大～中，立木なし～あり	0.35	0.31～

出典「落石対策便覧」P.20

解説

式4.3-68により設計外力を設定する場合，予想される落石等の重量，落下速度および防護工への作用方向や作用位置等は，現場ごとの地形，地質，斜面の風化度，植生および他の予防工または防護工との併用の有無等によって著しく異なる。したがって，落石防護工の設計にあたっては，現場における過去の落石等の経験および実験等をもとに，最も妥当と思われるこれらの値を推定する必要がある。

9.7.3 ポケット式落石防護網工の設計

（1）概説

落石防護網は地形，落石の規模や形態に応じてその種類や形式を選定するものとする。

ポケット式落石防護網は，吊ロープ・支柱・落石防護網・ワイヤロープからなり，上部に落石の入口を設け，落石防護網に落石が衝突することに

より落石のもつエネルギーを吸収する機能をもつ。落石防護網は地形、落石の規模や形態に応じてその種類や形式を選定する。

覆式落石防護網工と同様に、落石防護網が計画されるところは吹付工との比較検討がなされなければならないが、長期的な安全対策としては吹付工に及ばない。しかしながら、吹付工のように一挙に自然景観を変えることがないので、自然景観の保持にも格別な配慮をしなければならない地域については斜面条件を考慮して防護網を検討計画する。

(2) ポケット式落石防護網工の設計

落石防護網を構成する各部材の性能をその限度いっぱいまで同時発揮させることによって、可能吸収エネルギーを最大とすることができる。しかし、各部材の性能差、市場性、保守性等を勘案して、金網以外の諸部材が金網より先に破壊しないように、金網の吸収エネルギーを基準として落石防護網の設計を考えることを基本としている。通常汎用しているものはそうした考えに基づいて設計されており、一般に対象とする落石の重量は $1,000\text{kg}$ 以下が考えられている。なお、上部からの落石エネルギーが防護網の可能吸収エネルギーより大きいと想定される場合には、落石防護柵や落石防護擁壁などと併用するのがよい。

解説

ポケット式落石防護網工の設計は、覆式落石防護網工（9.6.6参照）と同様に、近接地の成功例や図4.3-149に示すような標準的タイプを参考にして実施する。この場合、ネットに落石が衝突することを考慮して、各部材の断面を大きくしたり、アンカーを強化したりするなどの対策を実施することが多い。その他の構造細目については、覆式落石防護網工とほぼ同様である。

【仕様】

- ① 支柱：H形鋼または溝形鋼
- ② 形状：（一般図）
- ③ 金網：線径 $\phi 3.2 \sim 5.0\text{mm}$
目合 $50\text{mm} \times 50\text{mm}$
- ④ ロープ：外径 $12 \sim 18\text{mm}$
構造 $3 \times 7\text{G}/0$
- ⑤ アンカー： $\phi 22 \sim 25\text{mm}$
長さ $1.0 \sim 1.5\text{m}$

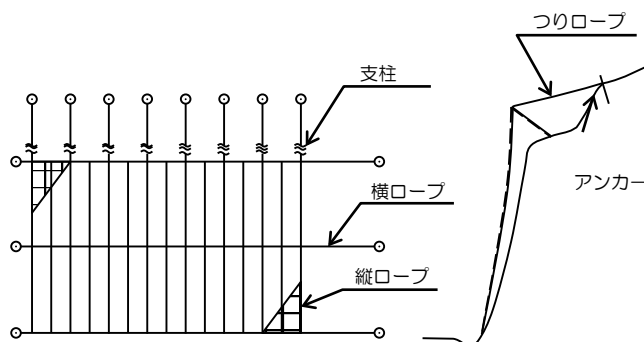


図4.3-149 ポケット式落石防護網工標準的タイプ図の例

9.7.4 落石防護柵工の種類

落石防護柵は、比較的小規模な落石対策として有効であり、斜面の状況に応じてその種類・寸法を決定する。

落石防護柵は、落石の発生しやすい斜面の最下部または中段に設置され、落石を阻止する構造物である。現在汎用している落石防護柵には次のような種類がある。（表4. 3-52、図4. 3-150 参照）

（1）自立支柱式

H 鋼や鋼管等の支柱がコンクリート基礎や地盤に直接根入れされ、自立する構造である。通常の支柱は直柱であるが、有効高さを稼ぐための曲柱式もある。阻止面は金網等の網状部材とワイヤロープを用いるものや高強度網状部材を用いるもの等がある。

（2）ワイヤロープ支持式

支柱頭部を山側に設けたアンカーとワイヤロープで結び、落石荷重を山側地盤の抵抗で支えるものである。支柱下端はヒンジ構造とし小規模な基礎とすることができる。支柱基礎の水平抵抗を補うために支柱下端と山側アンカーをワイヤロープで結ぶことがある。また、支柱の位置を安定させるために谷側にもアンカーをとることが一般的である。

（3）H 鋼式

H 鋼を支柱としてH 鋼の横バーおよびエキスパンドメタルを取り付けたものであり、通常、砂あるいは古タイヤの緩衝材を付ける。

表4. 3-52 落石防護柵の種類

	阻止面	支持部材＋基礎
(1)自立式	網状部材＋ワイヤロープ	支柱（剛結）＋基礎
		基礎一体型支柱
(2)ワイヤロープ支持式	高強度網状部材	支柱（下柱ヒンジ）＋ 控えワイヤロープ＋基礎
(3)H 鋼式	H 鋼	H 鋼＋基礎

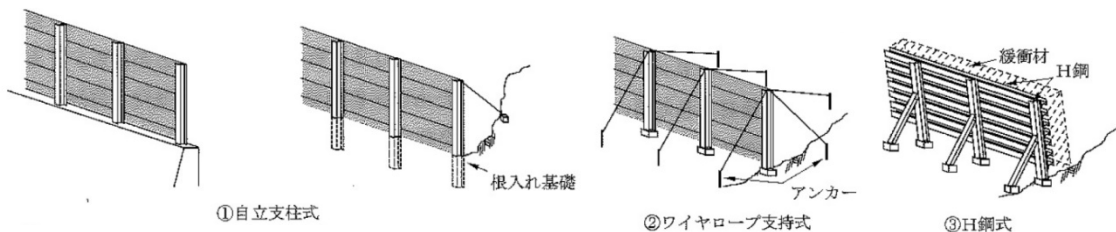


図4. 3-150 落石防護柵の種類

なお、エネルギー吸収装置や高強度・高たわみ性のネットを用いた落石エネルギーの吸収能力を高めた各種の落石防護柵は、落石衝突時に阻止面が斜面下方に大きく突出するので、斜面下の保全対象の安全性を損なわないことに注意すること。

(2) H鋼式落石防護柵工

H鋼式落石防護柵工の設計は、ワイヤロープ金網式落石防護柵工と同様に、近隣の施工実績および標準タイプ図等を参考に実施する。

急斜面の安定に関しては特に転倒に留意する必要がある。落石エネルギーに対して、柵工の衝撃を和らげるために柵の前面にクッションとして盛土したり、古タイヤを張ったりしたものもある。

9.7.6 待受式擁壁に設置する落石防護柵の設計

(1) 待受式擁壁に設置する落石防護柵の標準タイプ

待受式擁壁に設置する落石防護柵は、支柱高さ $2.0m$ 、支柱間隔 $3.0m$ 、支柱のH鋼 $200 \times 100 \times 5.5 \times 8$ を標準とする。詳細構造は図4.3-152に示す

(2) 落石の荷重

標準タイプを採用する場合は、落石荷重の計算を省略することができるものとする。ただし、落石防護柵の標準タイプの適用範囲を超える落石の恐れがある場合は、式4.3-67により落石荷重を算出するものとする。

なお、標準タイプの適用範囲は巻末資料「落石エネルギーの早見表」を参照のこと。

(3) 落石の作用位置

標準タイプを採用する場合は、落石作用位置の計算を省略することができるものとする。ただし、標準タイプを採用しない場合は、現地の状況に応じて作用位置を決定するものとする。

落石防護工構造図

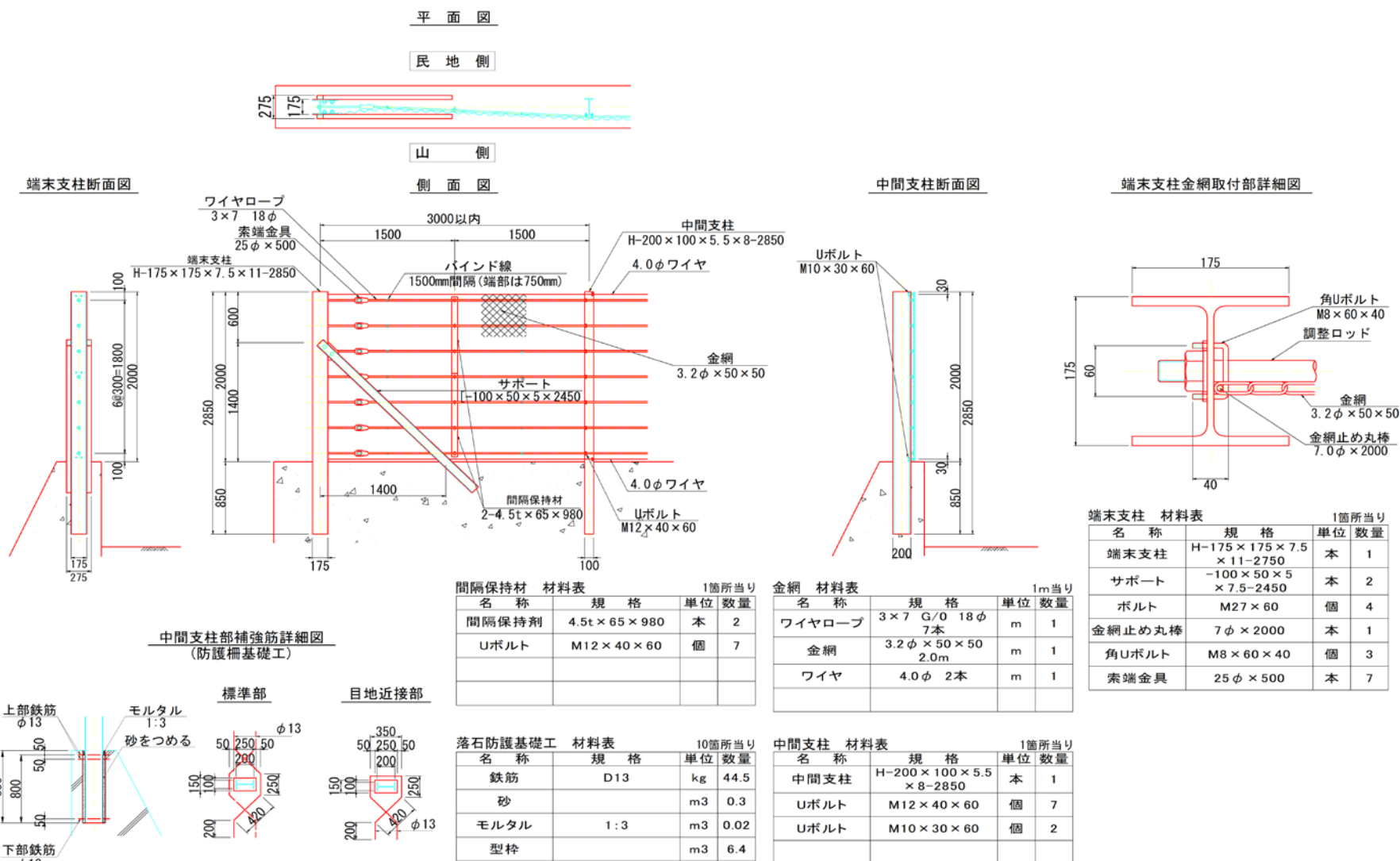


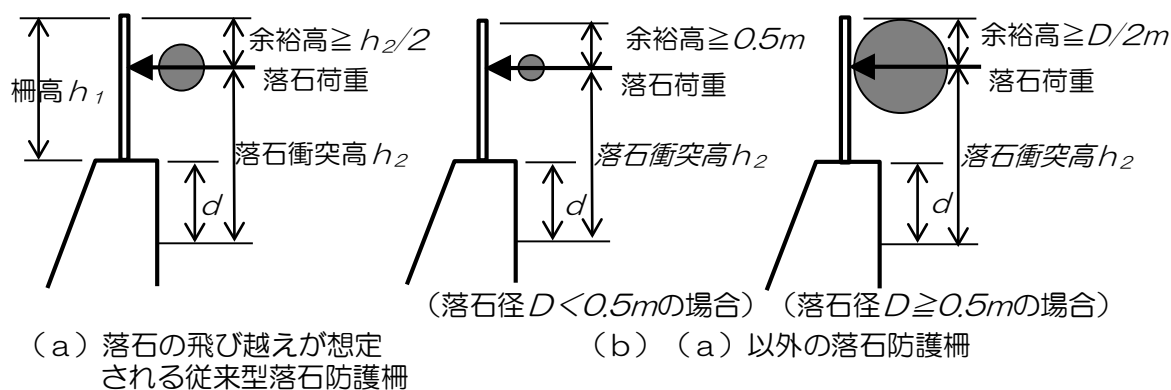
図4. 3-152 待受式擁壁に設置する落石防護柵の標準タイプ (単位: mm)

解説

(1) 待受式擁壁に設置する落石防護柵の標準タイプ

旧基準では、県内の落石の発生状況を踏まえて、待受式擁壁に設置する落石防護柵の高さは $2.0m$ を標準としてきた。現在までに待受式擁壁を設置した箇所において落石の被害が発生していないことから、本手引きにおいても落石防護柵の高さは $2.0m$ を標準とする。

また、本手引きにおける落石防護柵の標準タイプは下図(a)に該当し、落石衝突高 $h_2=2.0m$ の場合、余裕高は $1.0m (=2.0m/2)$ となり、ポケット高(d)の最小値は $1.0m$ であることから、防護柵の高さは $h=2.0m$ となる。なお、ポケット高(d)が $1.0m$ 以上となる場合、防護柵の高さを $2.0m$ より低くすることが可能であるが、落石跳躍高の不確定さを考慮し、防護柵の高さは $2.0m$ を採用するものとする。



出典「落石対策便覧」P177

図4. 3-153 落石防護柵の作用位置と余裕高

(2) 落石の荷重

旧基準では、想定する落石荷重を $11 t \cdot m$ 、落石の作用位置は落石防護柵の $2/3$ として待受式擁壁の外力として用いてきた。これは、落石防護柵が座屈するまでは擁壁にその衝撃力が伝達されるが、それ以上の荷重が作用した場合は防護柵が変形し、擁壁には荷重が伝達されないという考え方で部材耐力から逆算したものであり、落石 $350kg$ 、落差 $30m$ 、傾斜角 45° 相当の落石を想定していることとなる。

しかしながら、本手引きにおいては、待受式擁壁の外力に落石荷重を用いないことから、基本的に落石荷重を算出する必要はないものとする。

巻末記載の落石エネルギー早見表は、落石荷重の作用位置を防護柵の $1/2$ とし、落石重量、落下高さおよび斜面勾配別に標準タイプの適用範囲を示したものである。標準タイプの適用を判断する際の参考資料として活用されたい。

なお、標準タイプを用いない場合や現地の状況等により標準タイプの適用範囲外となる場合は、9.7.2により落石荷重の計算を行うものとする。

(3) 落石の作用位置

本手引きにおいては、落石荷重と同様、基本的に落石作用位置を算出する必要はないものとする。

参考までに、落石荷重の作用位置（落石の衝突位置 h_2 ）は下図（b）より $h_2=h_1$ となる。本手引きでは、落石の最大跳躍量 $h_1=2.0m$ 、擁壁のポケット高 $d=1.0m$ を基本とすることから、落石荷重の作用位置は防護柵の根元（擁壁天端）から $1.0m$ の点となる。なお、ポケット高が $1.0m$ 以上の場合は、落石荷重の作用位置は $1.0m$ 以下となるが、防護柵の応力計算上、安全側となることから、ポケット高が $1.0m$ 以上の場合であっても標準タイプを用いる場合は、落石作用位置の算出は必要ないものとする。

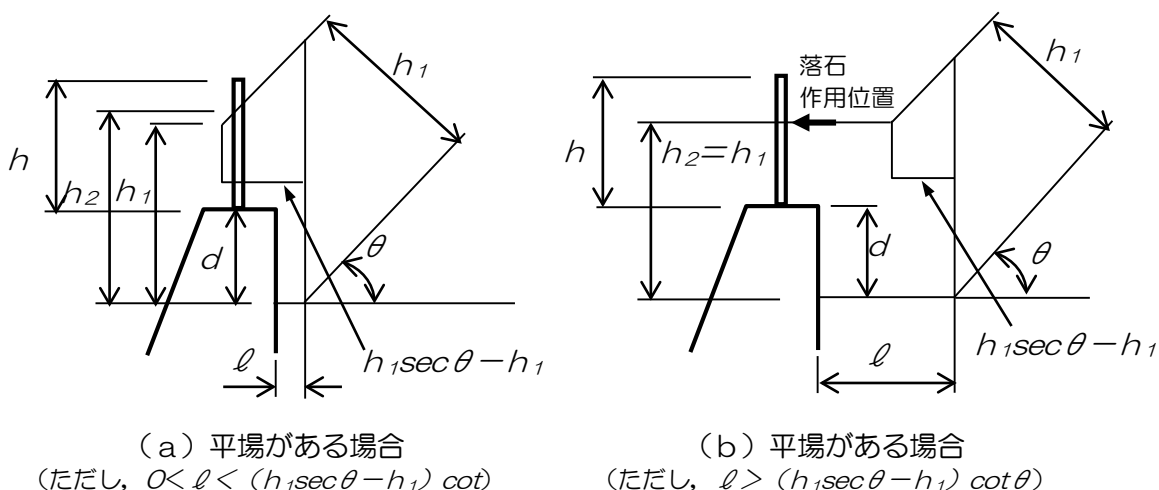
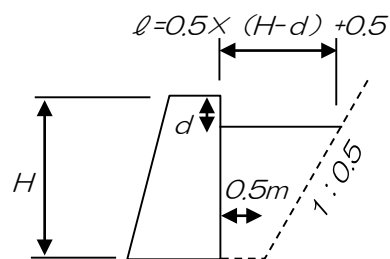


図4. 3-154 落石衝突高の計算条件

上図において、 $h_1=2.0m$ 、 $\theta=64^\circ$ （ $\div 1:0.5$ ）のとき、
 $(2.0 \sec 64^\circ - 2.0) \cot 64^\circ = 1.25m$
 $h_1=2.0m$ 、 $\theta=30^\circ$ （ $\div 1:1.7$ ）のとき、
 $(2.0 \sec 30^\circ - 2.0) \cot 30^\circ = 0.53m$
 となり、右図にて $H=3.0m$ 、 $d=1.0m$ のとき、

$\ell = 0.5 \times (3.0 - 1.0) + 0.5 = 1.5m$
 となることから、待受式擁壁のほとんどが上図（b）の条件に該当するものと考えられる。



9.7.7 コンクリート製防護擁壁工の設計

コンクリート製落石防護擁壁は、落石が斜面下端に落下することを防止する最終的な防護工として用いられるので、主として家屋の側近に設置されるものである。また、落石防護擁壁は、その背後にポケット部を設け、ある程度の落石や崩土を堆積させることができる構造とすることが望ましいことから、対象とする背面地形は斜面勾配が緩やかである場所や、あるいは斜面下端に余裕のある場所が好条件となる。

コンクリート製落石防護擁壁は、通常マッシブな重力式コンクリート擁壁としてつくられ、落石のもつ運動エネルギーを防護擁壁躯体および支持地盤の変形エネルギーに換えて吸収することにより、落石を停止させる機能を有するものである。したがって、その構造および設置場所は図4. 3-155が基本となるが、図4. 3-156に示すようにコンクリート擁壁と落石防護柵を併用する場合が多い。

落石防護擁壁の設計は地形・地質のほか、落石にあっては予想される落石の重量・落下高さ、防護擁壁の安定および躯体断面の補強について検討を行う必要がある。しかし、剛性の高い構造物に落石が衝突する場合の設計手法は現在のところ確立していないのが実情であり、多くは近隣地での成功例等を参考にして実施している。

落石防護擁壁の設置範囲は地形およびこれまでの落石実態などを勘案して定める必要があり、十分な安全性が確保できる範囲を考えなければならない。



図4. 3-155 落石防護壁

コンクリート擁壁と落石防護柵を組み合わせたもの。

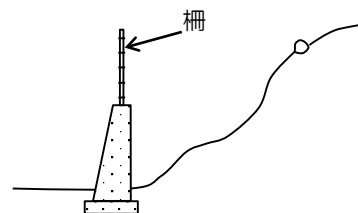


図4. 3-156 柵と併用された
コンクリート擁壁

9.8 他工法との関連

9.8.1 擁壁工に併用される落石防護柵工

一般に、ある程度の規模の崩壊に対して、重力式およびもたれ擁壁工等で対策がなされても、図4. 3-157に示すように、斜面の一部の小規模な崩壊および落石の発生の危険性残る場合がある。このような場合には、のり面保護工や落石予防工等で対応することが多い。しかし、環境等の問題によりそのような対策がとれないことも多く、落石防護柵工が擁壁工上に併用される。

また、擁壁工より上部斜面にのり面保護工等が施工されたとしても、例えば、のり枠中詰め土砂や石等の小崩落が発生する可能性がないとはいえないので、このような場合にも一般的には転落防護柵と兼用の形で落石防護柵工（ストーンガード）を設置することが望ましい。

ストーンガードの設計は、斜面状況等を考慮して落石防護柵工の設計に準じて考えればよいが、一般には落石の規模および跳躍高等を考慮して高さ 1～3m のものが多く、本県では 2m を標準とする。（9.2.3 および 9.7.6 参照）

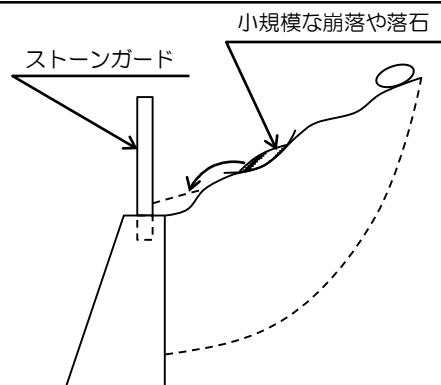


図4. 3-157 擁壁天端に設置されるストーンガードの機能

第10節 その他の工種的设计

10.1 杭工, 土留柵工および編柵工

10.1.1 目的と概要

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的に杭工, 土留柵工があり, これらは主として機能(目的)により表4.3-53のように分類される。

表4.3-53 杭工, 土留柵工および編柵工の特徴

工程	機能(目的)	規模	枕の材料	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土塊のすべり力に抵抗し, 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 流れ盤の岩盤 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直線状すべり・円弧すべりや, 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裏込め材等により地下水位の上昇を抑える。	中	鋼管杭 H形鋼杭	挿入	比較的斜面長が長く, かつ緩斜面で表土層の薄い斜面	行う (曲げ杭)
編柵工	①切土後ののり面などに植生を導入する場合, 植生が十分に発育するまでのり面の侵食を防止するために用いる。	小	木杭 合成樹脂製杭 H形鋼杭 プレキャスト鉄筋 コンクリート杭	打込	緩斜面で比較的小規模なのり面 表面侵食の恐れのあるのり面	ほとんど行わない

出典「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」P305

10.1.2 杭工の計画, 調査および設計

(1) 計画

杭工は, 急傾斜地崩壊防止工事では地すべり性崩壊斜面や流れ盤となっている岩盤斜面の崩壊防止などの特別な場合に用いられる。杭工を計画する場合には他の切土工や排水工などと併用することが望ましい。また, 他の工種との施工性や工費等を十分比較検討し, 適当と考えられる場合に用

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

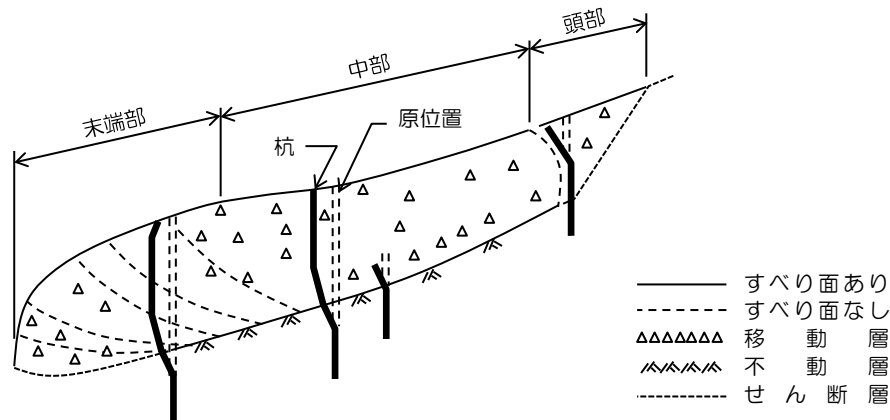


図4. 3-158 地すべりと杭の概念図

(2) 調査

杭工の調査は、主としてすべり面の想定と根入れ地盤および不動地盤の位置と地盤定数の推定を目的として、ボーリング、サウンディング、弾性波探査および孔内水平載荷試験などを必要に応じて行う。

(3) 設計

- 一般に急傾斜地崩壊防止工事では、地盤に有害な振動を与えないようプレボーリング実施後に建て込みを行う挿入杭が用いられる。
- 原則として地すべりに用いられている設計方法を準用する。ただし、急傾斜地崩壊防止工事に用いる杭は原則として曲げ杭で設計し、モーメントとせん断の両方に対して安全となるように杭の断面を決定する。
- 特に杭を急斜面に施工する場合、杭背面（谷側）の地盤反力を期待することは一般に困難で、抑え杭として曲げに耐えられるよう十分検討する必要がある。
- 杭の変位量を算定することを原則とする。その際の許容変位量はすべり面において2 cm程度とすることが望ましい。
- 杭工の設計の詳細については、「新版 地すべり鋼管杭設計要領」を参照のこと。

10.1.3 土留柵工の計画、調査および設計

(1) 計画

土留柵工は一般に比較的緩傾斜で表土層が薄い斜面に用いられ、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し、また、その拡大を防止するために用いられる。土留柵工により斜面上に降雨水や湧水等が滞留したり、新たな水みちができて崩壊を引き起こしたりしないよう斜面の地形や土留柵工の構造に十分注意するとともに、適切な排水工を合わせて計画する。

(2) 調査

土留柵工の調査は、すべり面の想定と根入れ地盤の位置と強度を推定することを目的として、ボーリング、サウンディングおよび弾性波探査等を必要に応じて行う。また、表面水の流れを把握するため、地形を検討し、地下水や湧水等の調査も行う。

(3) 設計

- 地盤に有害な振動を与えないため、プレボーリングによる挿入杭が一般的に用いられる。
- 杭および杭間の土留柵部の設計を計算により行う場合には、対象とする土留柵工の目的に応じてそれらに作用する外力（土圧、積雪圧等）を適正に算定し、それ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ように設計する。
- 土留柵部は侵食された土砂や積雪の下方への移動を防止するため、天端には高さ $1m$ 程度の崩土防止横材（落石防護柵）を設置する。また、柵部には一般に鋼矢板やH形鋼等が用いられる。
- 杭の根入れ長は根入れ地盤の破壊が起こらないように十分とる。
- 杭の間隔は一般に表土層が薄く、また、杭径も小さいことが多いため、土塊の中抜けを防止するため $1.5m$ 程度とする。
- 杭の配列間隔は表土層の厚さや斜面の傾斜度を考慮して決定するが、一般に小段があれば小段ごとに、小段がない場合は間隔が直高で $5\sim7m$ 程度になるように配置する。（図4. 3-159 参照）
- 削孔した孔とH形鋼等の杭の間にモルタル等を充填して杭を地盤に固定するとともに、防錆の効果を期待する。
- 土留柵工の標準的な構造の例を図4. 3-160 に示す。

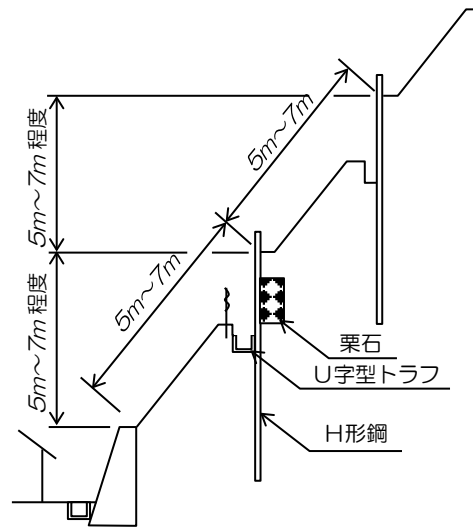


図4. 3-159 土留柵工の標準的な配置例

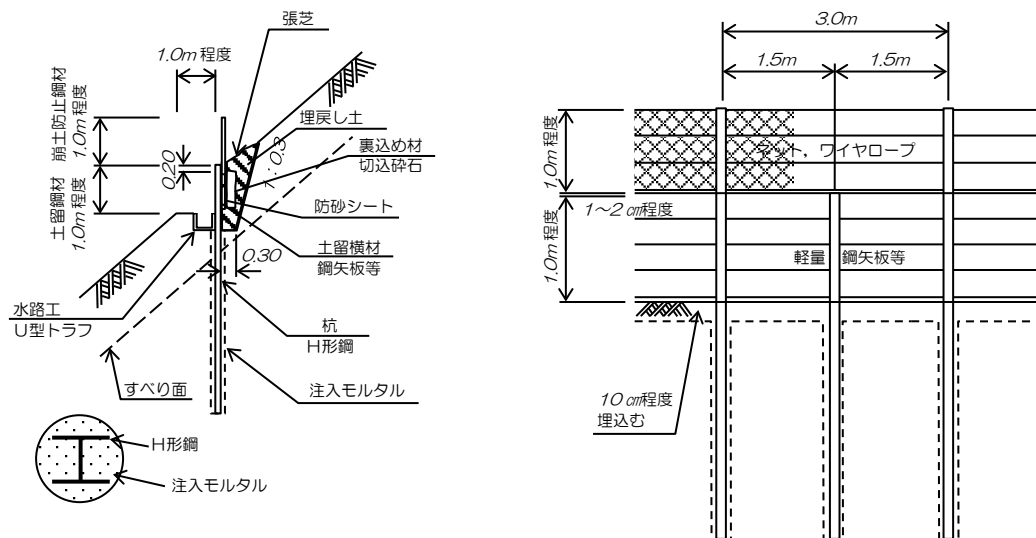


図4. 3-160 土留柵工の標準的な構造

10.1.4 編柵工の計画および設計

(1) 計画

編柵工は、植生工の補助として降雨や地表流水による斜面表土の侵食を防止するために用いられる。したがって、切土工、排水工、植生工などと併用される場合が多い。

また、土留柵工と同様に斜面上に降雨水や湧水等が滞留したり、新たな水みちができて侵食を引き起こしたりしないように、斜面の地形や編柵工の構造に十分注意するとともに、適切な排水工をあわせて計画する。

編柵工の杭や柵の材料は、短期に植生が活着繁茂することが予想される場合は松丸太や粗朶、竹柵でよいが、植生の活着までに比較的長期間を要すると考えられる場合、あるいは特に斜面が不安定と考えられる場合は、合成樹脂製品の杭や柵あるいはH形鋼などを用いる。

(2) 設計

- ・編柵工の杭は一般に径も小さく長さも短いことから、打込方式により設置されることが多い。
- ・木杭の場合の杭長は $0.5\sim 1.5m$ 程度、杭の太さは径 $9\sim 15cm$ 、杭間隔は $0.5\sim 1.0m$ を標準とする。
- ・杭の配列間隔は傾斜度や杭の長さにより異なるが、一般に斜面長方向に $1.5\sim 3.0m$ 程度とする（以上、図4. 3-161、図4. 3-162 参照）。
- ・杭の根入れは下段の杭頂と同じ深さ程度とするのが望ましいが、斜面の安定上問題がないと考えられる場合はこの限りでない。杭は全長の $2/3$ 以上は埋め込まなければならない（図4. 3-163 参照）。
- ・杭の打込方向は鉛直方向と斜面直角方向の間とする（図4. 3-164 参照）。

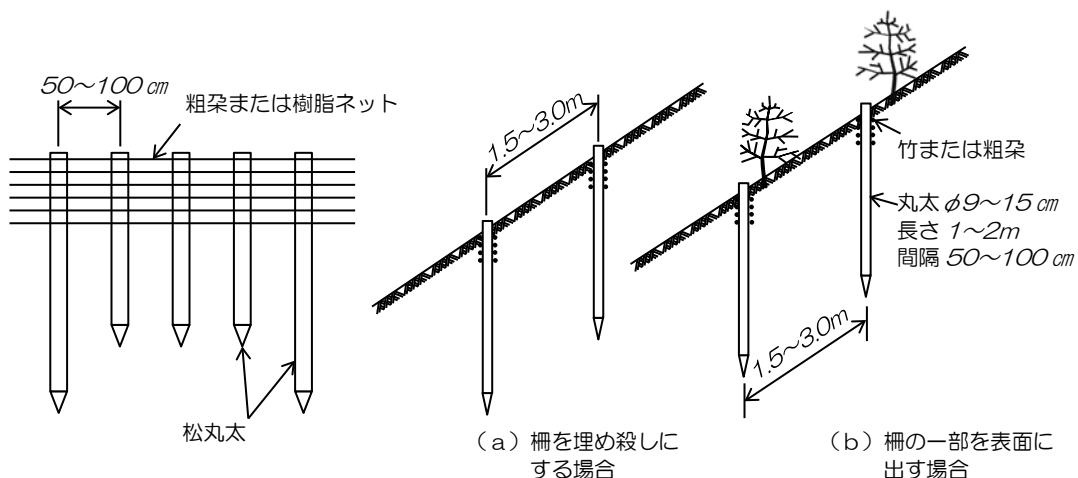


図4. 3-162 編柵工の例

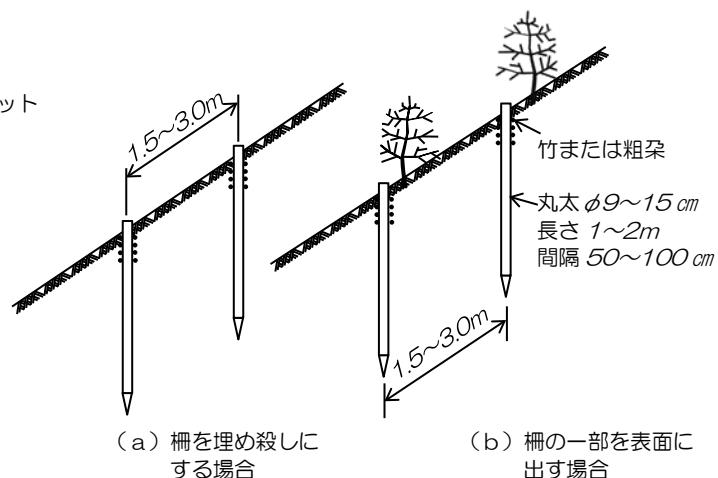


図4. 3-161 編柵工の打ち込み方法

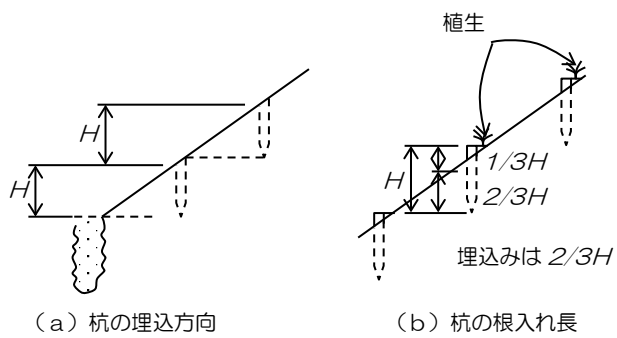


図4. 3-163 編柵工の打込深さ

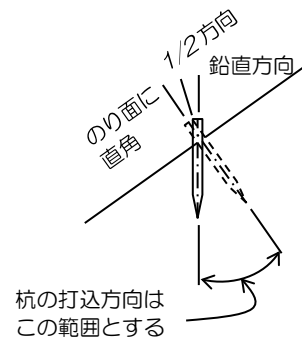


図4. 3-164 杭の打込方向

10.2 吹付工

10.2.1 吹付工の目的と概要

(1) 目的

吹付工の目的は、斜面の侵食を防止するとともに、斜面を外気および雨水等から遮断することにより風化を防止し、斜面を形成する地盤の強度低下を防ぐことを目的とする。つまり、切土した時点では安定した外観をしているが、そのままの状態にしておく著しく風化が進みやすい岩質とか、すでにある程度風化が進行していて崩壊の恐れのある岩盤で、植生工やプレキャスト枠工程度では不十分な場合の斜面やのり面の保護をすることにある。

(2) 適用

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おり、軟岩以上の岩盤に適用することを基本とする。

抑止力が必要とされる箇所への適用に際しては、のり枠工およびグラウondアンカー工、地山補強土工などの併用が必要である。吹付工の種類としては、モルタル吹付とコンクリート吹付がある。

(3) 概要

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

解説

湧水が多い場合、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。したがって、このような箇所での吹付工の適用は避けることが望ましく、適用する場合でも適切な湧水処理を行う必要がある。

また、本工法では施工上、斜面に繁茂している草樹木類をすべて伐採することになり、照り返しが強くなるため、斜面に近接する家屋の住民が吹付工施工前より暑さを感じる等の問題が発生したり、「緑」がなくなることにより周囲との調和がとれず、著しく環境を損なうという問題が発生したりすることもあるので、本工法の選択に当たっては、このような問題点についても事

前に十分調査，検討することが必要である。

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

最近では，ポンプ圧送による吹付工は，圧送距離や圧送高さについて一般の吹付工法より 1.5～2.0 倍の施工が可能である。また，一般の吹付に比べ品質のバラツキなどの短所はかなり改善されている。吹付工では，ラス（金網）を使用するが，その代替として，グラスファイバーやスチールファイバー，合成繊維などを用いて強化されたものも施工されている。

10.2.2 設計における一般的留意事項

設計吹付厚は，斜面勾配，凹凸の程度，岩質，亀裂とその方向，斜面の緩み，風化の程度，気象，地形，斜面の安定性，施工性や経済性も考慮して決定する。

解説

一般に切土後ののり面の状態はのり面全体が均質な場合は少なく，風化の著しい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，収縮等が若干異なる場合があるので注意が必要である。重要度によって，鉄筋，ワイヤーラス，ワイヤーメッシュなどの補強材を選定し，場合によっては有機繊維や鋼繊維などによる補強も考慮する。

吹付けには乾式工法と湿式工法とがあるが，のり面で施工されているのはバラツキの少ない湿式工法が主流である。

10.2.3 吹付厚と補強

吹付厚は、のり面の保護期間、岩盤の状況や凍結深等の現場条件を考慮して決定するが、一般的には下表によるものとする。ただし、繊維補強材の混合により補強された吹付工の吹付厚はこの限りではない。

表4. 3-54 吹付厚の標準

使い分け	吹付厚	適用
コンクリート吹付工	10~20 cm	標準：10 cm, 岩の凹凸が著しい場合：15~20 cm
モルタル吹付工	8~10 cm	標準：8 cm, 寒冷地域等の場合：10 cm以上
モルタル吹付工（仮設のり面に適用）	3~5 cm	標準：3 cm

出典：「道路構造の手引き」P.8-36 に一部加筆

解説

(1) 吹付厚

一般に吹付厚は、コンクリート吹付工の場合は 10~20 cm, モルタル吹付工の場合は 8~10 cm が標準とされている。事例としては、1:0.3 程度の斜面では 7~10 cm のモルタル吹付、1:0.5 程度の軟岩などの斜面では 10~15 cm のコンクリート吹付が多い。また、硬岩より軟岩の方が吹付厚が厚い場合が多い。なお、寒冷地域等気象条件の厳しい地域におけるモルタル吹付工の吹付厚は 10 cm 以上とする。

(2) 補強

吹付厚を 15 cm 以上とする場合には、図4. 3-165 に示すように補強鉄筋を入れることが多い。詳細は以下のとおり。

① ラス（金網）

一般に菱形 $\phi 2 \sim 3.2$ mm, 網目 50~100 mm を使用する。

② アンカーピン

一般に D-16~22 の鉄筋で、長さ 50~100 cm のものが 0.5~2 本/ m^2 に設置される。本手引きにおいては D16, 長さ 40 cm, 30 本/100 m^2 の設置を標準とする。

③ 補助アンカーピン

$\phi 9 \sim 13$ mm, 長さ 15~30 cm が一般に使用され、1~3 本/ m^2 を目安に設置する。本手引きにおいては $\phi 9$, 長さ 20 cm, 150 本/100 m^2 の設置を標準とする。

④ 検測ピン

吹付厚さの管理を行うために 1 本/2 m^2 程度を目安に設置する。グラウンドアンカー工や地山補強土工を併用する時は桁付コンクリート吹付を用いることもある。この場合は強度計算が必要である。

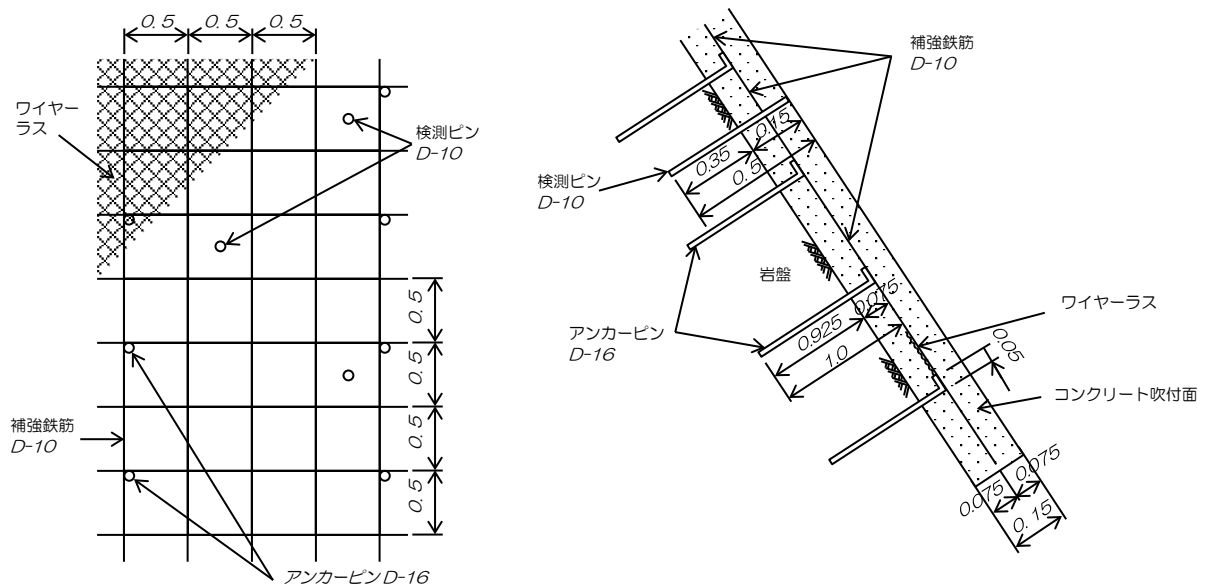


図4. 3-165 コンクリート吹付工の例（単位：m）

10.2.4 伸縮目地および水処理

(1) 伸縮目地

凹凸の著しい斜面に伸縮目地を設置するのは困難であり、斜面の凹凸により温度変化による膨張・収縮はある程度吸収されるものの、伸縮目地はのり面縦方向に 10m 程度の間隔で設置することが望ましい。（下図参照）

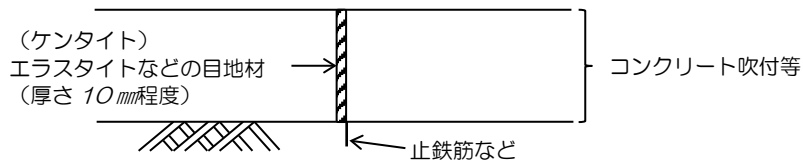


図4. 3-166 伸縮目地の例

(2) 水処理

吹付工には水抜きパイプを設置して背面の浸透水などを排除する。水抜きパイプは外径 $\phi 50 \text{ mm}$ (VP50) で、 3 m^2 に 1 箇所以上を目安に設置する。

解説

のり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4. 3-167、図4. 3-168 のような処理方法などを行うことが重要である。なお、湧水が懸念される場合は、開放型の工法を検討することも重要である。

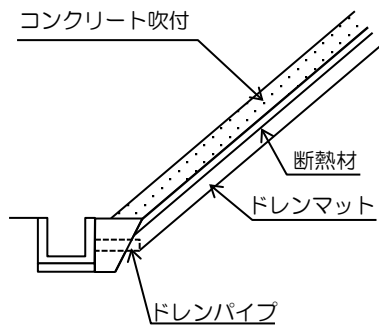


図4. 3-167 水処理の例

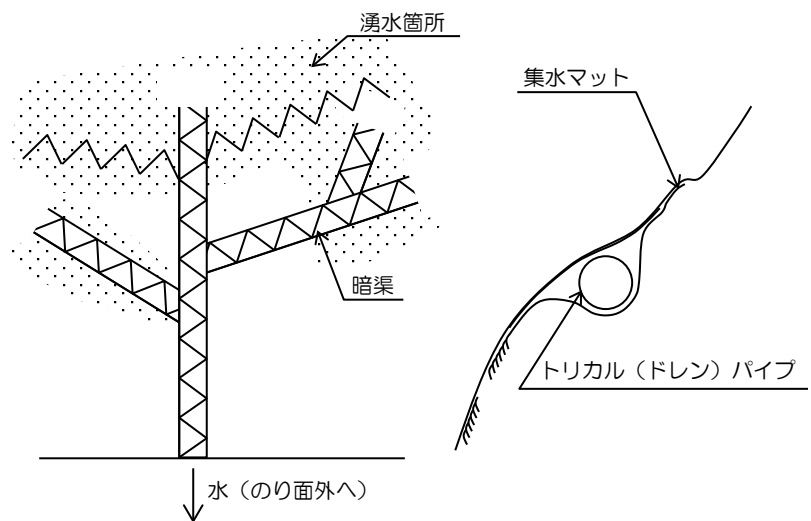


図4. 3-168 湧水処理の例

10.2.5 のり肩およびのり尻の処理

図4. 3-169に示すように、のり肩では地山に沿って吹付工を巻き込み、吹付工の上には水路工を設けることが望ましい。

吹付工ののり尻では、吹付工表面の流水による侵食を防止するため、排水路と一体となるように設計する。

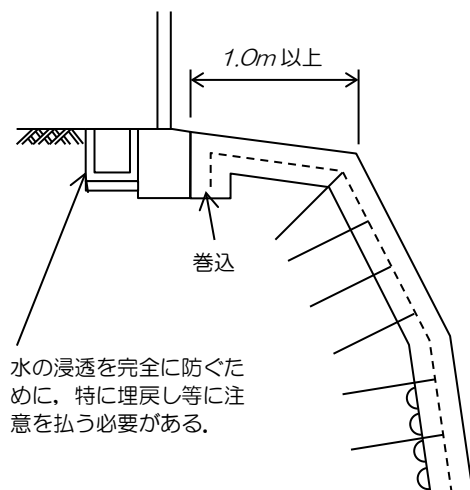


図4. 3-169 のり肩の処理の例

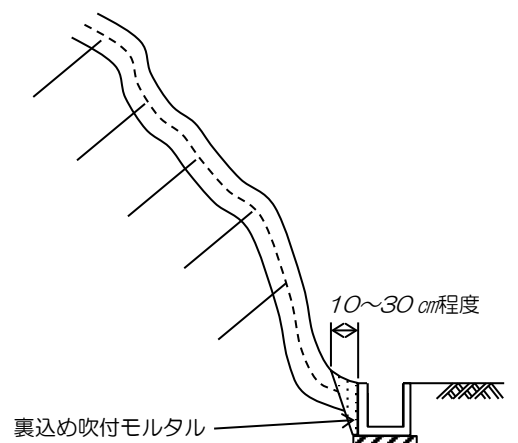


図4. 3-170 のり尻処理の例

第5編 施工・その他編

第1章 工事中の安全管理

第1節 仮設防護柵

1.1 仮設防護柵の設置および目的

急傾斜地崩壊防止工事の実施にあたっては、施工途中において最も斜面が不安定な状態になるため、降雨等により崩壊が誘発され、本来保全すべき人家等に被害を与えることがないように措置する必要がある。

そのため、施工においては必ず仮設防護柵を設置することとし、万が一崩壊が発生しても工事区域外に被害が生じないように努めなければならない。その構造は、設置可能なスペース、斜面の高さ、傾斜勾配などを考慮の上、高さおよび構造を決定する。また、施工時の安全を確保するため、防護柵以外にも仮排水など必要な安全対策を講じること。

1.2 仮設防護柵の設置幅および人家等との離隔

急傾斜地崩壊防止施設の設置にあたっては、現況地盤を極力掘削しないことが望ましい。しかし、人家等建築物が近接している場合が多く、擁壁工を設置する際などは、現況地山を掘り込むことが多い。そのような場合でも擁壁前面と人家との離隔は仮設防護柵の設置に必要な $1.5m$ 程度に抑えることを原則とし、それ以上の掘削は避けなければならない（図5. 1-1 参照）。ただし、片押し施工などでやむを得ず進入路としての幅を確保する必要がある場合はこの限りでない。また、人家のひさしの位置を測量や設計時に確認し、防護柵とひさしが干渉しない離隔を確保することに留意すること。

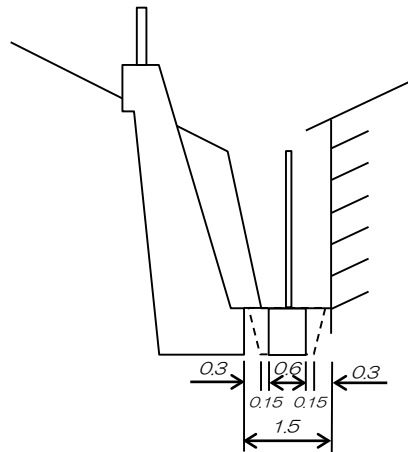


図5. 1-1 待受式擁壁の例（単位：m）

また、構造物にグラウンドアンカー工を併用する場合、原則として $4.5m$ の足場幅（機械設置幅 $3.5m$ + 余裕 $1.0m$ ）を確保する（図5. 1-2 参照）。ただし、部分的で、かつ作業条件や掘削土質等を考慮して安全が確保できると判断できる場合は、 $3.0\sim 3.5m$ 程度に減することができるものとする。

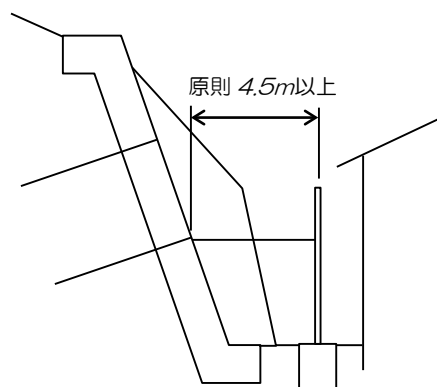


図5. 1-2 グラウンドアンカーにおける足場幅

仮設防護柵の例を以下に示す。仮設防護柵の設置範囲、高さおよび構造は、設置可能なスペースや斜面の高さおよび勾配を考慮して決定する。

以下に仮設防護柵の設置例を示す。



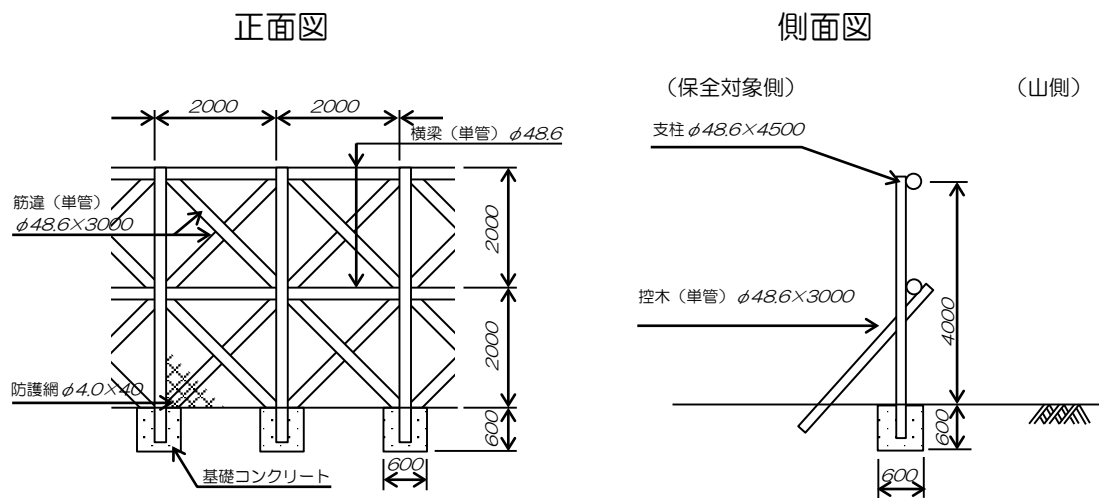


図5. 1-5 仮設防護柵の例3 (単位: mm)

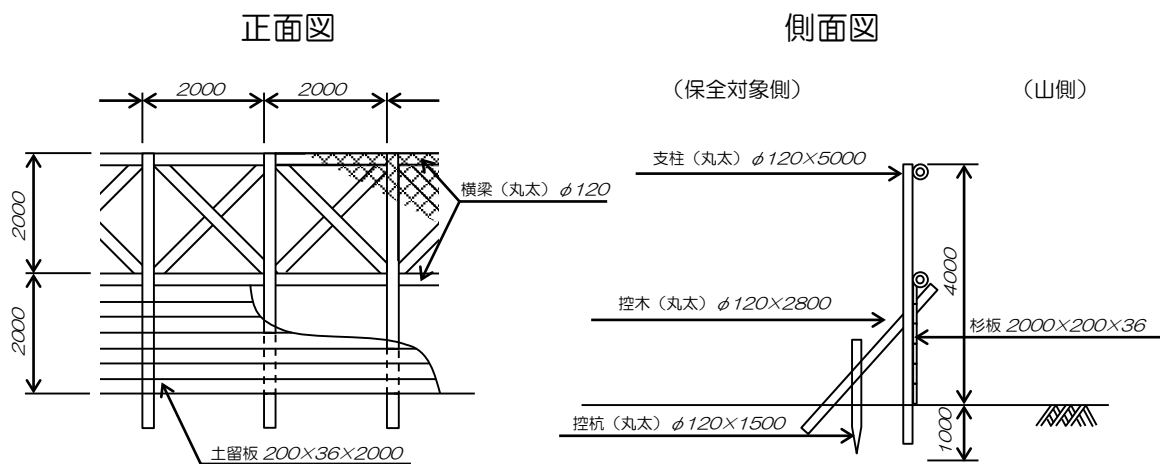


図5. 1-6 仮設防護柵の例4 (単位: mm)

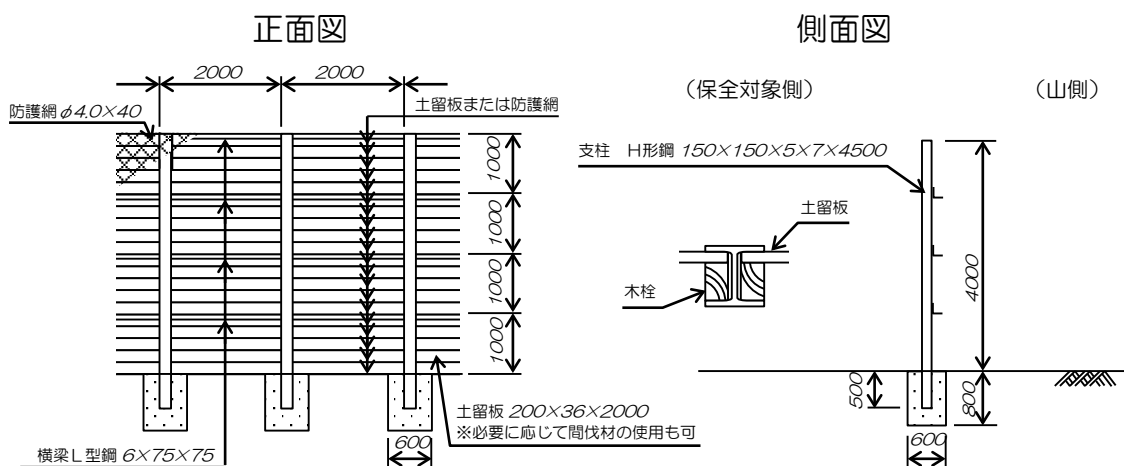


図5. 1-7 仮設防護柵の例5 (単位: mm)

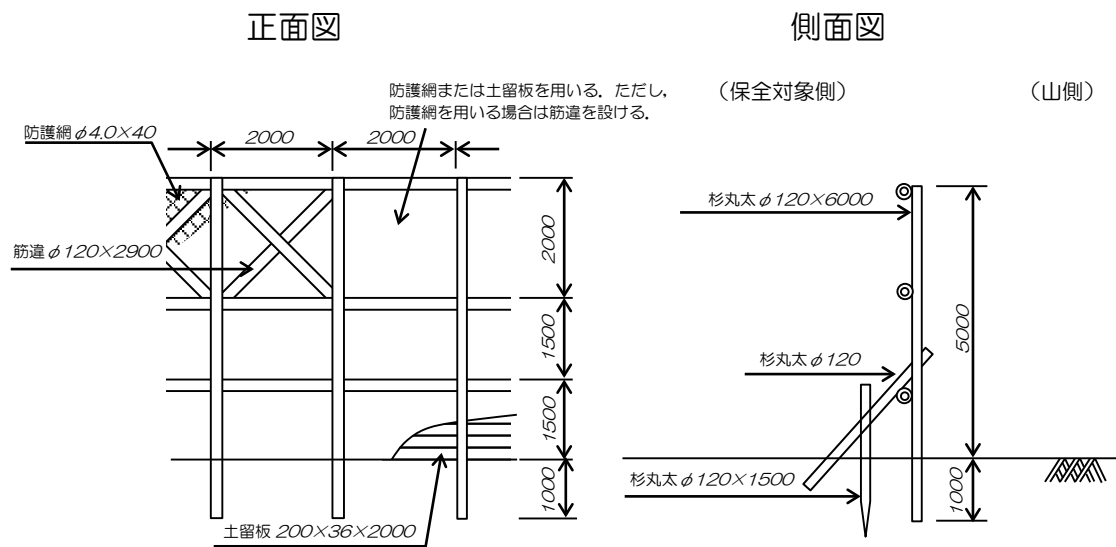


図5. 1-8 仮設防護柵の例6 (単位: mm)

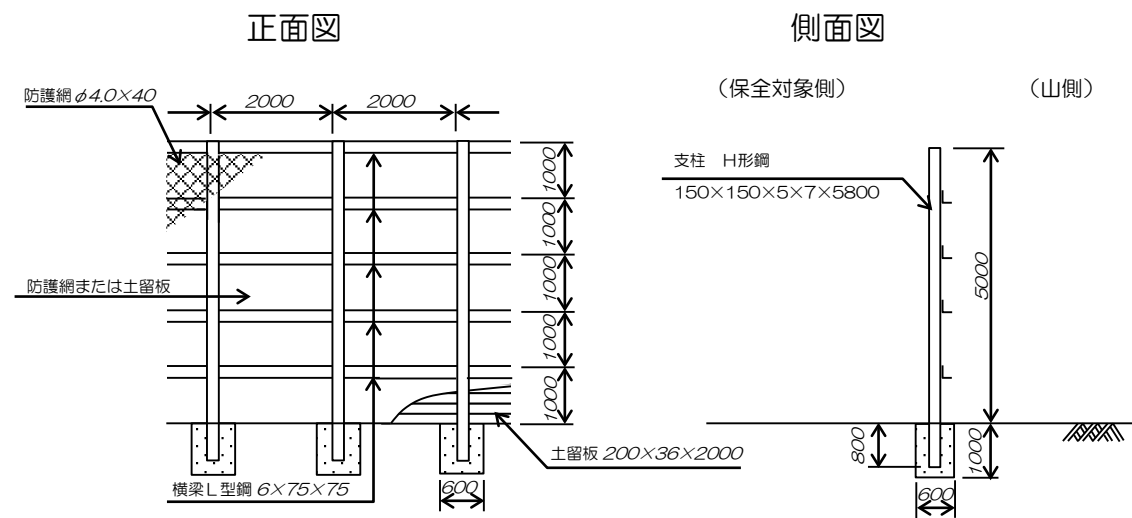


図5. 1-9 仮設防護柵の例7 (単位: mm)

第2節 仮設時における安全対策

2.1 施工延長

仮設防護柵を設置しても工事中においては掘削斜面を長期間放置すべきではない。そのため、なるべく区間を区切って（おおむね 10~20m）施工するようにし、一度に長い区間を掘削しないよう努めるものとする。

2.2 掘削面処理

構造物設置の際の床掘り勾配は下表を基本とする。やむを得ず一出水期を経過するなど長期に渡って掘削斜面を放置せざるを得ない場合は、必要に応じて以下の対策を実施し、斜面の安定を図らなければならない。

- ① 仮設モルタル工の実施（標準厚 3 cm, 表 4.3-54 参照）
- ② 仮設用地山補強土工の実施（仮設時所要安全率 1.05~1.10）

表5. 1-1 土質区分ごとの掘削面高さ、床掘り勾配、小段の幅

土質区分	掘削面の高さ	床掘り勾配	小段の幅
中硬岩・硬岩	5m未満	直	—
	全掘削高 5m以上	1 : 0.3	下から H=5m 毎に 1m
軟岩Ⅰ・軟岩Ⅱ	1m未満	直	—
	1m以上 5m未満	1 : 0.3	—
	全掘削高 5m以上	1 : 0.3	下から H=5m 毎に 1m
しき質土・砂質土 粘性土・岩塊玉石	1m未満	直	—
	1m以上 5m未満	1 : 0.5	—
	全掘削高 5m以上	1 : 0.6	下から H=5m 毎に 1m
砂	5m未満	1 : 1.5	—
	全掘削高 5m以上	1 : 1.5	下から H=5m 毎に 2m
発破などにより崩壊しやすい状態になっている地山	2m未満	1 : 1.0	下から H=2m 毎に 2m

注) 上記により難しい場合は、別途考慮できる。

出典「土木工事数量算出要領（案）」P.1-2-15

2.3 排水処理

施工に先立ちまたは施工途中においても斜面の状態，背後地からの地表水の流入経路，湧水箇所等を把握し，施工途中において施工区域内への雨水等の流入を避けるよう排水計画を検討の上，仮排水路などを適切に設置するものとする。

2.4 グラウンドアンカー工の留意点

グラウンドアンカー工の施工計画に際し，下記の事項について留意する。

- 施工する場所は一般に傾斜が急で施工位置も高所になる場合が多いので，しっかりした足場を確保できる施工計画とする。
- 設計書に記された所定の初期有効緊張力で定着することから，初期緊張力が限界引張力以下の設定となっているか確認する。なお，限界引張力は，鋼材の場合で降伏点の 90%，連続繊維補強材の場合で極限引張荷重の 75%を目安とする。

第2章 その他

第1節 急傾斜地崩壊危険区域指定に関する事項

1.1 目的

急傾斜地崩壊危険区域の指定は、急傾斜地法による急傾斜地崩壊対策の出発点となるものであり、危険区域を指定することによって、法律の効力が発生する土地となる。なお、危険区域の指定は、急傾斜地法の目的を達成するために必要な最小限度のものでなければならない。

解説

急傾斜地崩壊危険区域の指定については、本手引きのほか、「砂防指定地等管理事務の手引」第3編急傾斜地崩壊危険区域関係によるものとする。

1.2 指定基準

急傾斜地崩壊危険区域の指定基準は以下のとおり。

- ① 急傾斜地の高さが $5m$ 以上のもの。
- ② 急傾斜地の崩壊により危害が生ずるおそれのある人家が 5 戸以上あるもの、または 5 戸未満であっても、官公署、学校、病院、旅館等に危害が生ずるおそれのあるもの。

解説

急傾斜地崩壊危険箇所の抽出方法に準じ、人家 5 戸以上とは一連の急傾斜地の人家密集地区で 5 戸以上あるものとする。人家が $50m$ よりも互いに離れている場合は、原則として別の区域とする。（「がけ崩れ対策の手引き」P59～参照）

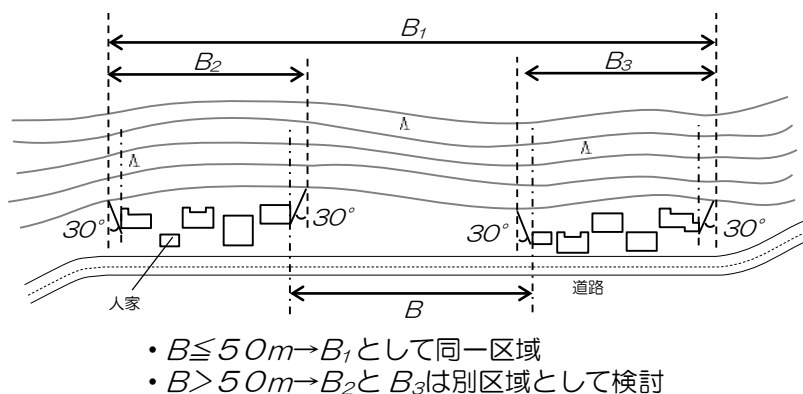


図5. 2-1 人口密集地区の考え方

保全人家戸数は、がけ崩れ災害により被害を受ける戸数を算定する。

その際、建物の構造、がけの高さ、がけとの近接状況、過去の被害状況、人命への影響等について考慮するが、一般的な算定方法は下記の通りである。

表5. 2-1 人家戸数の算定方法

建物の種類	算定方法
集合住宅（RC造）	1階の世帯のみ
集合住宅（木造）	入居している全ての世帯
寺社・神社	人が生活している場合もしくは、避難場所に指定されている場合のみ 1戸
公共施設（郵便局、学校、病院、公民館、旅館等）	基本的に 1戸
離れ	母屋と別世帯で日常的に生活している場合 1戸

出典「がけ崩れ対策の手引き」P265、266

1.3 他法令との関係

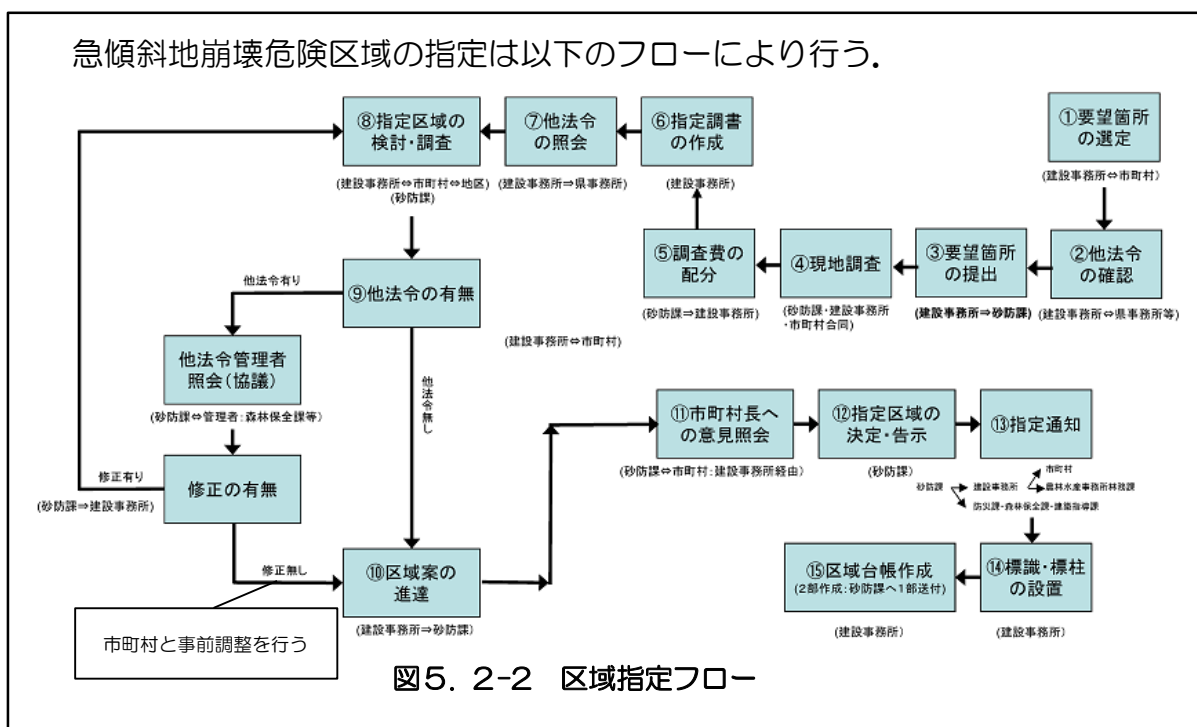
急傾斜地法と特に関係のある既存の法律としては、宅地造成等規制法、砂防法、地すべり等防止法および森林法等があるが、これらの法律は、急傾斜地法のように総合的な急傾斜地対策を講ずるものではないので、これらの法律による宅地造成工事規制区域、砂防指定地、地すべり防止区域、保安林および保安施設地区と急傾斜地崩壊危険区域とは重複して指定することができる。ただし、重複指定する場合は、新たに急傾斜地法による規制を追加する理由を整理することとし、明確な理由がない場合は重複指定しないことを基本とする。

解説

上記のとおり、砂防指定地、地すべり防止区域、保安林および保安施設地区と急傾斜地崩壊危険区域の重複指定は可能であるが、これらの区域内では、県が施行する急傾斜地崩壊防止工事を行わないこととなっている（法第12条第2項）。これは、砂防法、森林法、地すべり等防止法に基づく工事によって、急傾斜地の崩壊を防止するための工事と同様の効果が確保されるからである。

よって、砂防指定地、保安林および保安施設地区、地すべり防止区域内で急傾斜地崩壊防止工事を施行する場合は、事前にこれら区域を解除する必要がある。

1.4 区域指定の手順



解説

他法令の指定がかかっている場合、急傾斜地崩壊危険区域の指定ができないことがあるため、他法令の有無を確認すること。なお、保安林や治山施設がない場合でも所管の農林水産事務所への照会は必ず行うこと。

表5. 2-2 確認を要する他法一覧

他法令による指定区域	確認方法および協議先
①漁港区域	農林大臣
②国有林野および国有林野官公造林地	各所轄の愛知県農林水産事務所の担当者
③保安林	
④保安施設地区	
⑤保安林予定森林	
⑥保安施設地区予定地	
⑦保安林指定計画地	
⑧その他の森林でこれらに準ずるもの	
⑨地すべり防止区域	
⑩地すべり防止区域	砂防課（各所属の河川砂防図で確認）
⑪砂防指定地	砂防課（各所属の砂防指定地の区域図で確認）
⑫ほた山崩壊防止区域	各所轄の愛知県農林水産事務所の担当者
⑬港湾隣接地域	港湾管理者の長
⑭鉄道もしくは軌道用地又は飛行場	陸運局又は地方航空局長
⑮鉱業権設定地又は採取場	中部経済産業局
⑯海岸保全区域	海岸管理者
⑰農用地	都道府県の農地担当部局
⑱農業用施設が存在する区域	

1.5 必要書類

1.5.1 審査時の必要書類

以下の資料の電子データを砂防課保全グループ急傾斜担当に提出すること。

- ① 平面図：A3版 1部
- ② 横断図：A3版 1部
- ③ 写真等：適宜

1.5.2 進達時の必要書類

以下の資料を砂防課管理グループ急傾斜担当に提出すること。

- ① 砂防課への進達文：1部
- ② 農林水産事務所と保安林・治山施設の有無について協議した文書：一式
(保安林や治山施設が無い場合でも、協議文書は必要となる。)
- ③ 確定測量図(区域・地番を記入)：A1版あるいはA0版 10部
(部数は要相談)
縮小版電子データ(A3版 PDF)
- ④ 指定台帳：1部(砂防課の控え)
(平面図等には区域が記入されているか確認すること。)
- ⑤ 標柱を設置する地番の一覧表と区域指定面積(A4自由様式)
- ⑥ 標識座標：所定のエクセルデータ

解説

告示される区域名については、危険箇所名ではなく区域の存する小字までの所在地で基本的に過去の公報登載記載例による。(例：〇〇市〇〇町〇〇区域)

区域内に小字が複数存在する場合は、危険箇所名の小字を優先する。既に同じ小字が区域名に指定されている場合は、ローマ数字を括弧で後ろに付けて区別する。

また、区域の所在地は今回指定の範囲のみではなく最終的な事業計画の範囲で検討すること。

1.6 区域指定図面の作成方法

1.6.1 審査用横断面図

斜面の最急勾配線による横断面図で、以下の項目に従って作成する。（図5. 2-3 参照）。なお、斜面途中に平地がある場合の取り扱いについては「かけ崩れ対策の手引き」P61～65 を参照のこと。

- ① う点＝法尻を設定する。（う点に関する留意事項は図5. 2-5 参照）
- ② あ、い、え点を設定する。
- ③ 斜面長が $50m$ 以上となる場合は「う点」からの斜面長が $50m$ となる地点に「え点」を設定する。（図5. 2-4 参照）

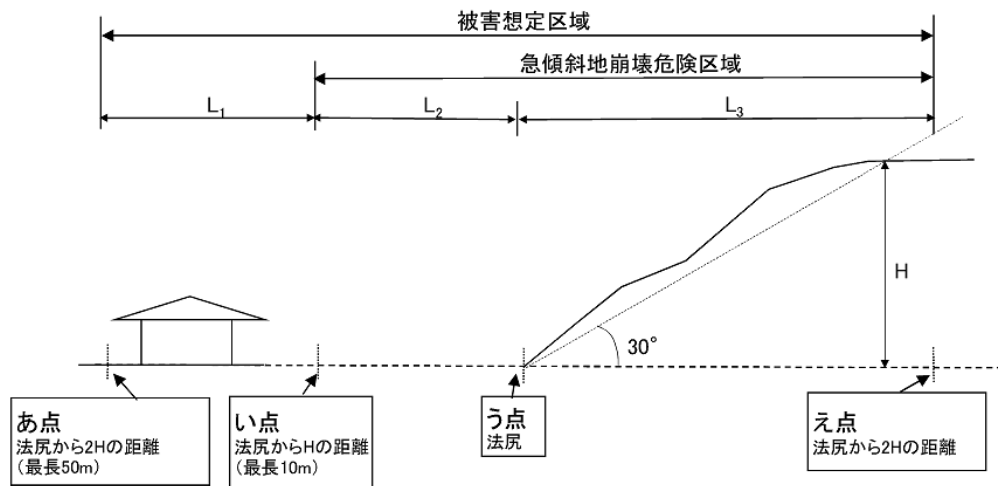


図5. 2-3 あ～え点の設定方法

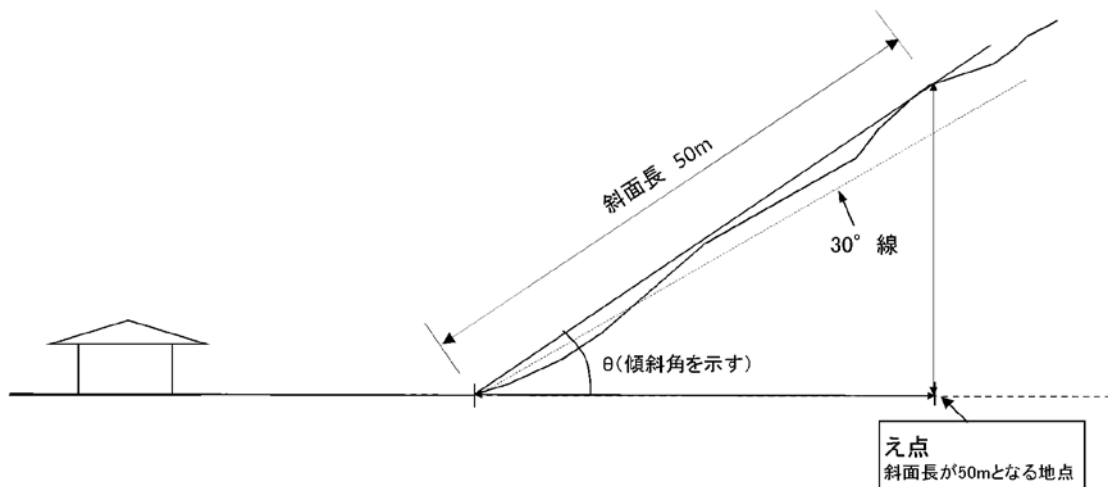
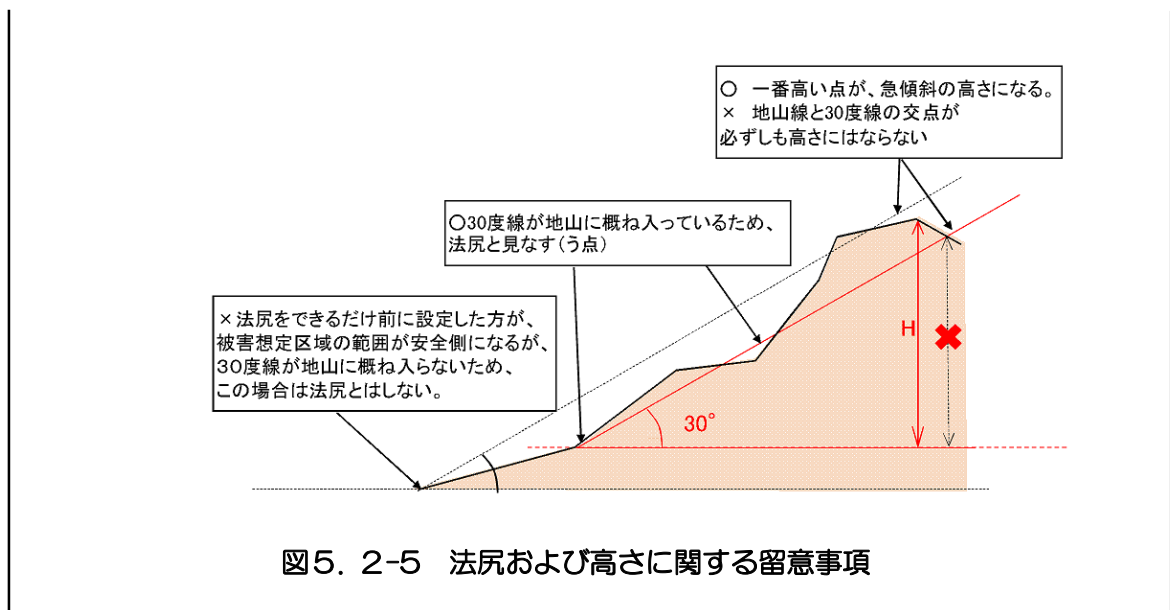
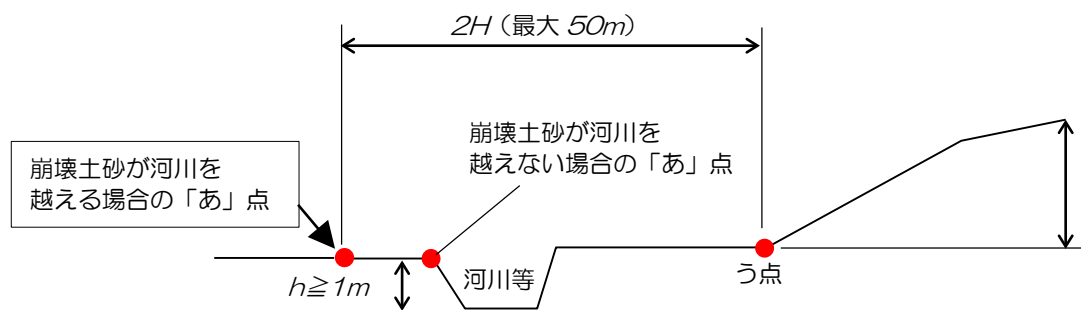


図5. 2-4 斜面長が $50m$ 以上ある場合のえ点の設定方法



解説

被害想定区域内に河川が存在し、単位幅あたりの崩壊土量が河川断面に満たない場合は、被害想定区域は河川を越えないものとする。（図5. 2-6 参照）



1.6.2 審査用平面図

審査用の平面図は、下表により作成すること。なお、基図には確定測量図（地番記載）を用いること。また、図面は可能な限り斜面が上（被害想定区域を下）になるように配置すること。

表5. 2-3 記載項目と作図方法

記載項目	着色	作図方法
横断線	茶線	あ～え点を図示し、あ～え点別に結線する。
急傾斜地崩壊防止施設	赤線	施設の端部根拠を記載する。
保全対象	橙色	着色する。
急傾斜地崩壊危険区域	赤線	い～え点を包括し、かつ折れ点（標柱設置位置）の数になるべく少なくなるように区域の範囲を決定する。区域の端部は等高線に直交となるようにする。また、構造物からの離隔は掘削影響等を考慮して5m程度確保することが望ましい。
標柱	赤丸	標柱番号を時計回りにつける。標柱の設置位置の選定に際しては、土地利用上支障がない位置か、設置可能な位置となっているか留意する。なお、標柱の標準図を図5. 2-8に示す。
被害想定区域	黄土色	あ点を結ぶ形を基本とするが、あ点の位置が横断線ごとに著しく凹凸している場合は、崩壊土砂の拡散角度 30° が包括されているか留意する必要がある。また、被害想定区域の端部は法尻（う点）より土砂拡散角度 30° を考慮して設定する。
他法令指定	指定なし	凡例をつけて記載する。

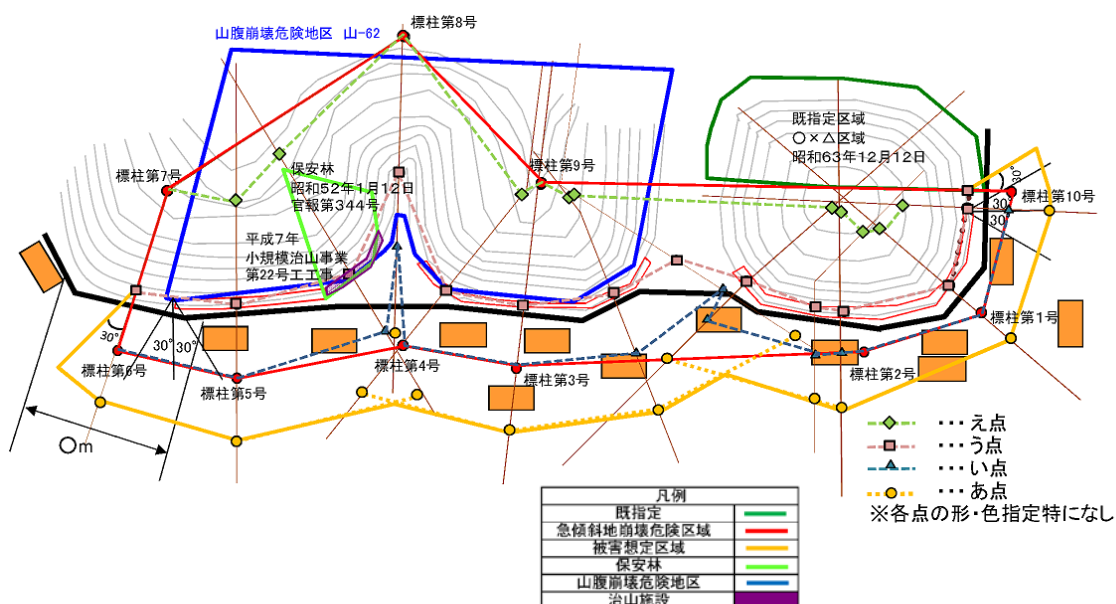
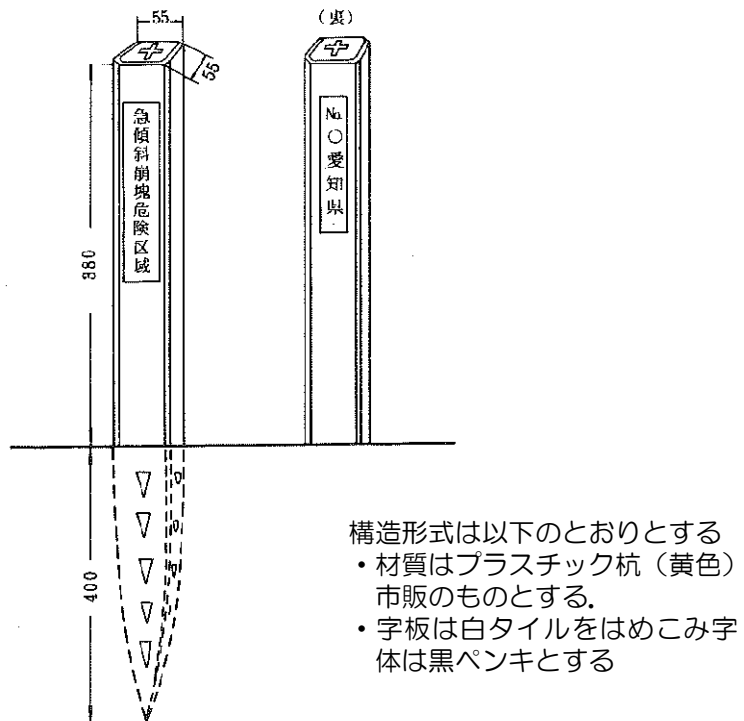


図5. 2-7 審査用平面図の例

解説

標柱は下図を基本とする。



出典「砂防指定地等管理事務の手引き」P200

図5. 2-8 標柱の標準図

1.6.3 進達用平面図

進達用平面図は一般に公開する場合があることから、審査用平面図から土地所有者の氏名等、個人情報削除して作成する。

【進達用平面図の記載項目】

- ・ 保全対象（橙色）
- ・ 急傾斜地崩壊危険区域（赤線）
- ・ 標柱（赤丸）
- ・ 被害想定区域（黄土色線）
- ・ 他法令指定

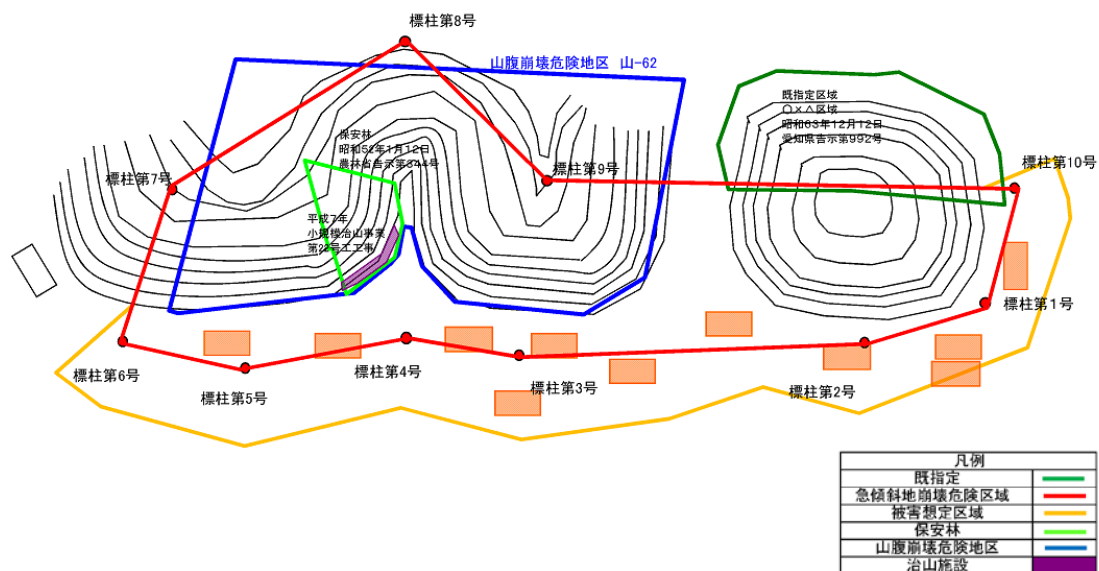


図5. 2-9 進達用平面図の例

参 考 資 料

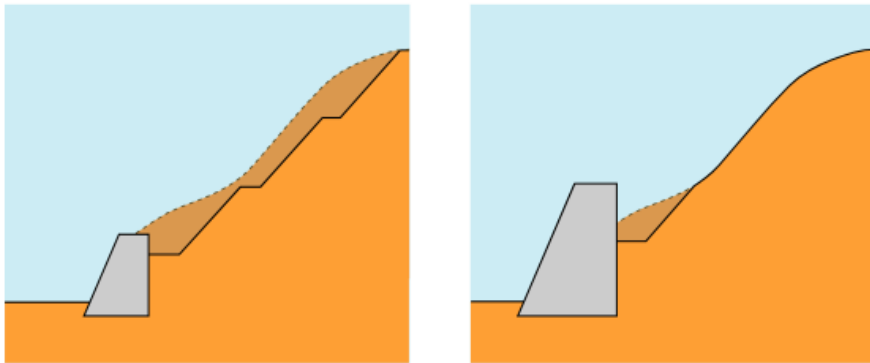
1. 設計計算例

主要工種の設計計算例として、待受式もたれ式擁壁工及び落石防護柵工の計算例を示す。

Ⅰ．待受式もたれ式擁壁工

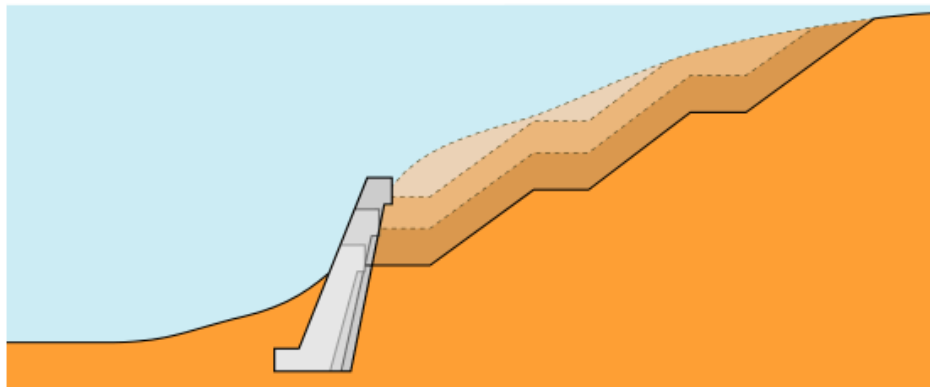
1. 設計概要

一般に背後に山地を抱えた擁壁では、擁壁の造成とともに切土法面が生ずる。多くの場合、擁壁の高さによって切土法面の大きさや形状は大きく左右される。



模式図

近年、コスト縮減が求められるなか、擁壁の設置位置や形状は非常に重要な要素となる。そのため、「擁壁の設置位置・高さと切土のり面」についていろいろなケースを想定し、経済的な比較検討を踏まえ、擁壁の最適案を検討した一例を示す。



模式図

2. 検討条件

2.1 検討する断面モデル

本検討では、斜面下部の地表近くに比較的硬い地盤が分布し、中～上部には崖錘性堆積物の分布する斜面を想定し、斜面法尻にて崩壊土砂を抑える「待受式擁壁」を配置した場合の設計計算を行う。

検討する地形断面、地質構成及び各層の強度定数を以下のようにモデル化した。

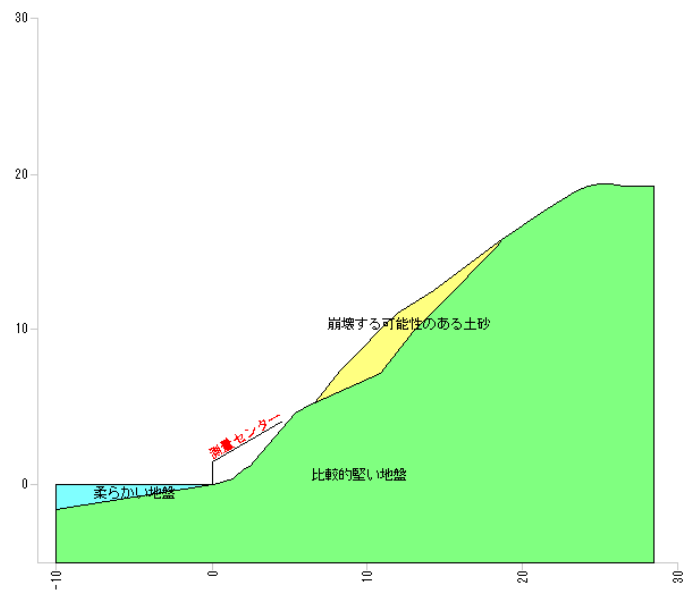


図 検討する断面モデル

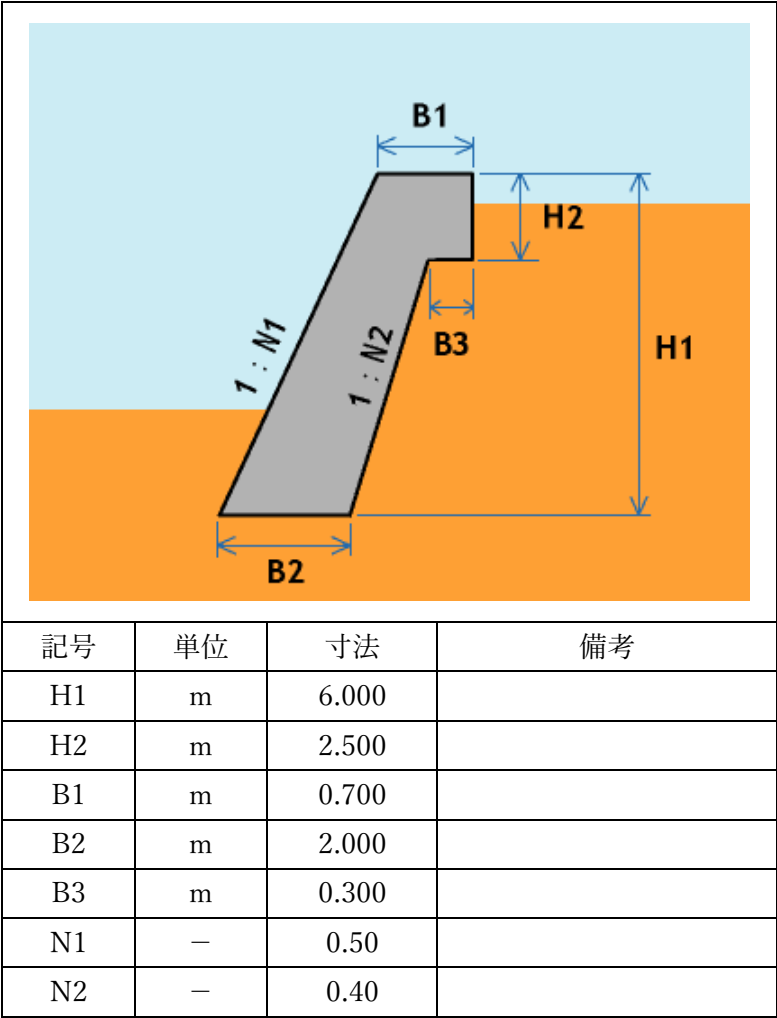
表 検討断面における土質定数

地層名	土質名	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
崩壊する可能性のある土砂	砂質土	18.0	0.0	30.0
比較的硬い地盤	礫質土	20.0	0.0	35.0
柔らかい地盤	砂質土	18.0	0.0	30.0

2.2 擁壁形状の設定

検討する擁壁タイプは待受式もたれ式擁壁とし、基本とする寸法を以下に示す。

表 擁壁形状

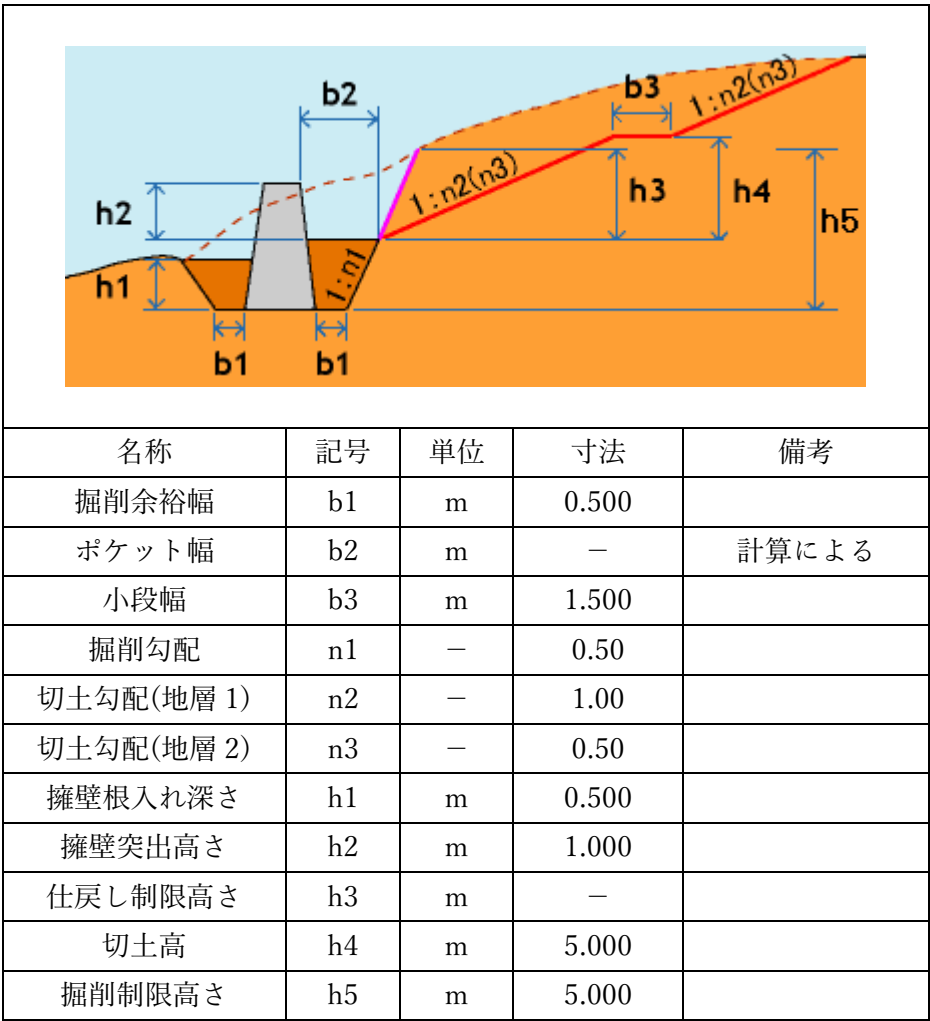


2.3 掘削・切土の形状

擁壁に対して、掘削・切土形状を計画し、土工量を算出する。今回の検討例では、労働安全衛生基準による掘削制限高さを考慮する。

掘削・切土形状の条件は、次の値で考える。

擁壁形状



2.4 土圧の考え方

(1) 土圧の算出方法

土圧は試行くさび法にて算出する。擁壁に作用する土圧は、盛土部土圧と切土部土圧に大別されるが、今回の検討では地山（切土面）が安定していると考え、切土部土圧にて算出する。

(2) 土圧算出に用いる土質定数

土圧算出に用いる土質定数は次のように設定する。

表 土圧算出に用いる土質定数

土質名	土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	土のせん断抵抗角 ϕ (°)
礫質土	20.0	0.0	35.0

(3) 試行くさびの検討範囲

試行くさびの検討範囲は次のように考える。

表 試行くさび設定

項目	開始角度 (°)	終了角度 (°)	増加ピッチ (°)
すべり面角度 ω	35	80	1

また、試行くさび法の開始点は擁壁底面から $h_s = 3.5$ m 離れた位置とする。

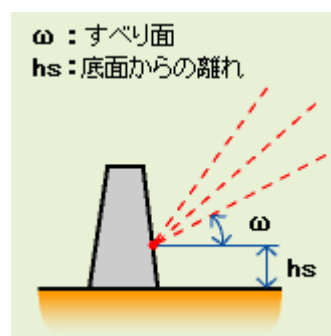


図 試行くさびの模式図

2.5 崩壊土砂の考え方

本検討では崩壊土砂が擁壁に作用する状態を検討する。検討方法は「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」(財団法人 砂防フロンティア整備推進機構)から引用する。

崩壊土砂の検討としては、次の3項目について行う。

○崩壊土砂捕捉容量の検討

崩壊が予想される量が擁壁背面に堆積することが可能かどうか

○衝撃力作用時の安定性の検討

崩壊した土砂が擁壁背面に衝突する際の衝撃力によって擁壁の安定が確保できるかどうか

○崩壊した土砂が、擁壁背面に堆積した場合の検討

堆積した土砂の土圧を算出し、擁壁の安定が確保できるかどうか

崩壊土砂に対する条件は次のように設定する。

検討項目	記号	単位	値
土石等の密度	ρ_m	t/m ³	1.8
重力加速度	g	m/s ²	9.81
土石等の比重	σ	—	2.6
土石等の容積濃度	c	—	0.50
流体抵抗係数	fb	—	0.025
土砂等の移動の高さ	hsm	m	0.72
待受け擁壁における衝撃力緩和係数	α'	—	0.5
崩壊土砂の単位体積重量	γ_d	kN/m ³	18.0
崩壊土砂のせん断抵抗角	ϕ_d	°	30.0

なお、単位奥行き当りの崩壊土砂量は下表と断面図から求めた値の小さい方を採用する。

表 斜面高さ毎の崩壊土砂量

斜面高 (m)	崩壊土砂量 V (m ³)	崩壊幅 W (m)
5 ≤ H < 10	40.0	14.0
10 ≤ H < 15	80.0	17.0
15 ≤ H < 20	100.0	19.0
20 ≤ H < 25	150.0	21.0
25 ≤ H < 30	210.0	24.0
30 ≤ H < 40	240.0	25.0
40 ≤ H < 50	370.0	29.0
50 ≤ H	500.0	32.0

※ 斜面高が 5m 未満の場合は、5 ≤ H < 10 の値を採用する

2.6 その他の条件

その他、本検討で考慮した定数や条件は以下の通りである。

表 その他の定数・条件

項目	単位	定数・条件		備考
		常時	地震時	
堆積勾配	°	—	—	
粘着力の考慮	—	考慮しない	—	
粘着高の考慮	—	考慮しない	—	
地下水位の考慮	—	考慮しない		
壁面摩擦角	°	$\delta = 2\phi / 3$	—	

3. 最適擁壁の検討

3.1 検討方法と範囲

これまでに設定した各種の条件を用い、繰り返し計算を実施する。擁壁高を固定、設置位置を可変として、擁壁形状と切土量との関係を検討する。

擁壁の設置位置は以下の通りとした。

表 設置位置の可動範囲

項目	開始座標 (m)	終了座標 (m)	増加ピッチ (m)
X 座標	3.500	5.000	0.2
Y 座標	7.000	5.000	-0.1

3.2 安定度が確保できない場合の増強方法

繰り返し条件によって複数のパターンで検討を行うと、基本の擁壁形状で安定度を確保できない場合がでてくる。このような場合、一般的には擁壁の前面・背面勾配を緩くするか、天端幅・底版幅を広くする。今回の検討では、天端幅を可変させて増強を行うものとした。以下にその範囲とピッチを記す。

表 擁壁増強における可変条件

項目	開始幅 (m)	終了幅 (m)	増加ピッチ (m)
天端幅	0.70	1.00	0.20

3.3 落石防護柵についての考え方

本手引きにおいて、擁壁工の標準タイプに定められているとおり、落石防護柵工を併用するものとした。

落石防護柵の柵高は、本手引きで定められているとおり 2.0m とした。

3.4 検討結果

これまでに設定した各条件で繰り返し計算を行った。繰り返し件数を 189 件行った結果、以下の形状が最適であると判断した。

表 最適な擁壁形状と設置位置

項目	記号	単位	決定値	備考
座標	X	m	3.900	
	Y	m	5.400	
擁壁高	H1	m	6.000	
天端幅	B1	m	0.700	
前面勾配	N1	—	0.50	
背面勾配	N2	—	0.40	
落石防護柵高	h	m	2.00	
切土高	C _H	m	4.925	

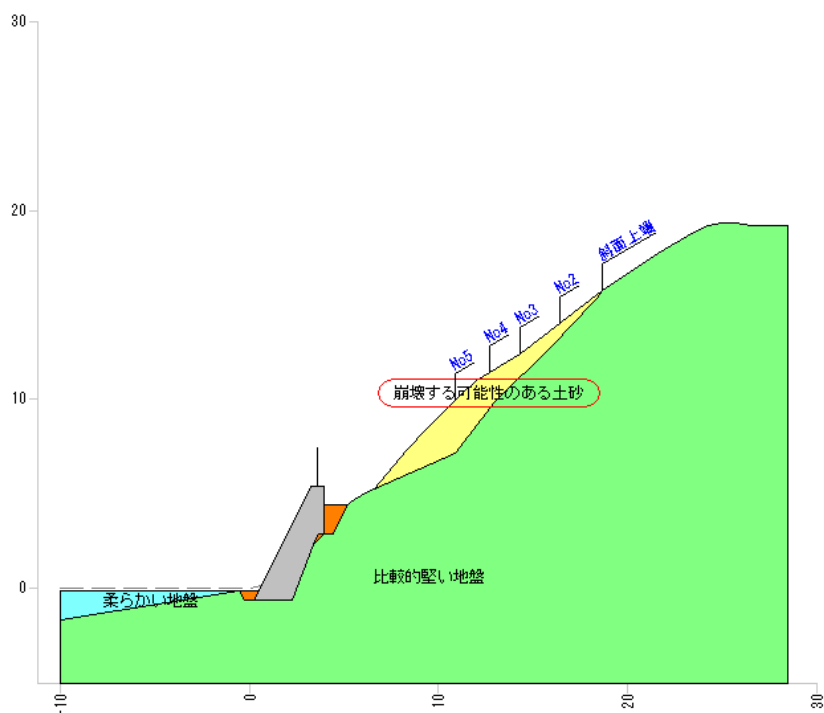


表 検討結果一覧（擁壁の配置が可能なケースのみを表示）

番号	座標(絶対座標)		擁壁形状				切土高 C _H (m)	切土法肩 X座標 X(m)	落石防 護柵高 h(m)	判定					数量(m ³ /10.0m)		工事費(千円/10.0m)		
	X(m)	Y(m)	擁壁高 H1(m)	前面勾配 1:N1	背面勾配 1:N2	天端幅 B1(m)				擁壁 配置	安定 計算	応力度	落石 防護柵	土砂捕 捉容量	掘削量	CO 量	全体	土工 法面工	擁壁工
1	4.900	5.600	6.000	0.50	0.40	0.700	5.545	6.422	2.00	○	○	○	○	○	72.5	97.0	3,377	518	2,689
2	5.000	5.600	6.000	0.50	0.40	0.700	5.613	6.557	2.00	○	○	○	○	○	77.6	97.0	3,408	549	2,689
3	4.100	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.107	5.404	2.00	○	○	○	○	○	39.8	97.0	3,184	325	2,689
4	4.300	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.257	5.678	2.00	○	○	○	○	○	48.8	97.0	3,240	381	2,689
5	4.500	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.404	5.952	2.00	○	○	○	○	○	58.5	97.0	3,299	440	2,689
6	4.700	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.541	6.221	2.00	○	○	○	○	○	68.4	97.0	3,359	500	2,689
7	4.900	5.500	6.000	0.50	0.40	0.700	5.679	6.490	2.00	○	○	○	○	○	78.7	97.0	3,420	561	2,689
8	3.900	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	4.925	5.112	2.00	○	○	○	○	○	46.5	97.0	3,035	176	2,689
9	4.100	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.245	5.472	2.00	○	○	○	○	○	55.0	97.0	3,264	405	2,689
10	4.300	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.394	5.747	2.00	○	○	○	○	○	64.6	97.0	3,324	465	2,689
11	4.500	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.538	6.019	2.00	○	○	○	○	○	74.6	97.0	3,384	525	2,689
12	4.700	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.676	6.288	2.00	○	○	○	○	○	84.8	97.0	3,446	587	2,689
13	4.900	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	5.813	6.557	2.00	○	○	○	○	○	95.3	97.0	3,510	651	2,689
14	3.900	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.160	5.230	2.00	○	○	○	○	○	61.2	97.0	3,280	421	2,689
15	4.100	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.382	5.541	2.00	○	○	○	○	○	70.4	97.0	3,347	488	2,689
16	4.300	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.532	5.816	2.00	○	○	○	○	○	80.4	97.0	3,408	549	2,689
17	4.500	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.673	6.086	2.00	○	○	○	○	○	90.6	97.0	3,471	612	2,689
18	4.700	5.300	6.000	0.50	0.40	0.700	5.810	6.355	2.00	○	○	○	○	○	101.1	97.0	3,534	675	2,689
19	3.700	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	4.855	4.877	2.00	○	○	○	○	○	67.9	97.0	3,127	268	2,689
20	3.900	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.370	5.335	2.00	○	○	○	○	○	76.3	97.0	3,370	511	2,689
21	4.100	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.519	5.610	2.00	○	○	○	○	○	86.1	97.0	3,431	572	2,689
22	4.300	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.669	5.885	2.00	○	○	○	○	○	96.3	97.0	3,494	635	2,689
23	4.500	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.807	6.153	2.00	○	○	○	○	○	106.7	97.0	3,555	696	2,689
24	4.700	5.200	6.000	0.50	0.40	0.700	5.945	6.422	2.00	○	○	○	○	○	117.5	97.0	3,621	762	2,689
25	3.700	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.090	4.995	2.00	○	○	○	○	○	82.2	97.0	3,363	504	2,689
26	3.900	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.507	5.404	2.00	○	○	○	○	○	91.5	97.0	3,452	593	2,689
27	4.100	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.657	5.678	2.00	○	○	○	○	○	101.7	97.0	3,515	656	2,689
28	4.300	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.804	5.952	2.00	○	○	○	○	○	112.1	97.0	3,578	719	2,689
29	4.500	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	5.941	6.221	2.00	○	○	○	○	○	122.9	97.0	3,643	784	2,689
30	4.700	5.100	6.000	0.50	0.40	0.700	6.079	6.490	2.00	○	○	○	○	○	133.9	97.0	3,792	933	2,689
31	3.700	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	5.325	5.112	2.00	○	○	○	○	○	97.0	97.0	3,453	594	2,689
32	3.900	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	5.645	5.472	2.00	○	○	○	○	○	107.0	97.0	3,535	676	2,689
33	4.100	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	5.794	5.747	2.00	○	○	○	○	○	117.4	97.0	3,599	740	2,689
34	4.300	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	5.938	6.019	2.00	○	○	○	○	○	128.1	97.0	3,664	805	2,689
35	4.500	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	6.076	6.288	2.00	○	○	○	○	○	139.1	97.0	3,730	871	2,689
36	4.700	5.000	6.000	0.50	0.40	0.700	6.213	6.557	2.00	○	○	○	○	○	150.4	97.0	3,879	1,020	2,689

※表中網掛け：最適ケース（経済性で優位なケースを選定）

表 最適ケースの詳細一覧

座標（絶対座標）		形状データ						
X(m)	Y(m)	擁壁高 H1(m)	前面勾配 1:N1	背面勾配 1:N2	天端幅 B1(m)	切土高 C _H (m)	切土法肩 X座標 (m)	防護柵高 h(m)
3.900	5.400	6.000	0.50	0.40	0.700	4.925	5.112	2.00

斜面高 H(m)	移動の 高さ hsm(m)	斜面勾配		斜面下端から 擁壁までの距 離 Xb(m)	流速 Vs(m/s)	移動の力 Fsm(kN/m ²)	堆積高 さ hd(m)	単位当 たり 崩壊断面 積 v(m ²)
		$\theta_u(^{\circ})$	$\theta_d(^{\circ})$					
7.033	0.72	43	0	1.278	6.10	48.3	1.84	4.71

	判定		判定	滑動		転倒		支持	
擁壁配置	OK	常時	OK	26.77	1.50	2.106	1.000	153	300
落石防護柵	OK	地震時	—	—	—	—	—	—	—
土砂捕捉容量	OK	衝撃力作用時	OK	6.02	1.00	1.692	0.666	153	450
		崩壊土砂堆積時	OK	4.71	1.20	1.699	0.666	160	450

概算工事費(10.0m 当たり)						
工種	種別	規格	単位	数量	単価	金額
土工	掘削	オープンカット,軟岩	m ³	46.5	1,300	60,450
	埋戻		m ³	17.7	1,700	30,090
	残土処理		m ³	28.8	3,000	86,400
			小計(千円丸め)			176,000
擁壁工	コンクリート打設	ポンプ車打設	m ³	97.0	16,300	1,581,100
	型枠	一般型枠, 無筋・鉄筋構造物	m ²	129.8	8,350	1,083,830
	基礎材	再生クラッシュラン,17.5<t≤20.0	m ²	22.0	1,100	24,200
			小計(千円丸め)			2,689,000
落石防護柵工	中間支柱設置	柵高 2.00m	本	3.3	21,700	71,610
	ロープ金網設置	柵高 2.00m	m	10.0	9,850	98,500
			小計(千円丸め)			170,000
			合計			3,035,000

4. 安定計算

4.1 安定計算（常時）

4.1.1 設計条件

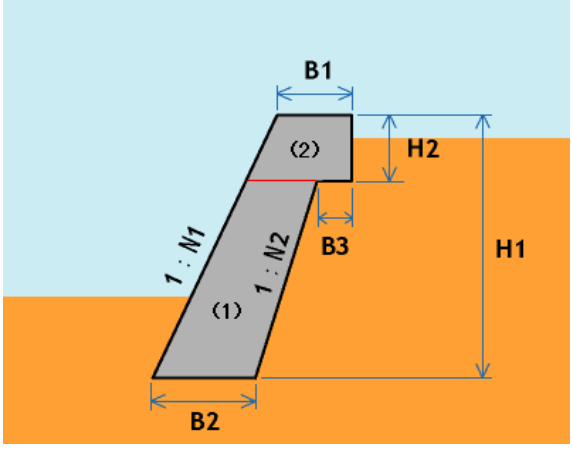
以下の条件にて安定計算を行う。

表 設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(常時)
擁壁形状		H1	m	6.000
		H2	m	2.500
		B1	m	0.700
		B2	m	2.000
		B3	m	0.300
		N1	—	0.50
		N2	—	0.40
	擁壁の単位体積重量		γ_c	kN/m ³
裏込土	裏込土の単位体積重量	γ_t	kN/m ³	20.0
	裏込土のせん断抵抗角	ϕ	°	35.0
	裏込土の粘着力	C	kN/m ²	0.0
その他条件	壁面摩擦角	δ	°	23.333
	地山との境界における壁面摩擦角	δ'	°	23.333
	擁壁背面と鉛直面のなす角	α	°	0.000
	底面と土の摩擦係数	μ	—	0.60
	底面と土の付着力	C _B	kN/m ²	0.0
	粘着高	Z	m	—
	地下水位の考慮	—	—	考慮しない
	水の単位体積重量	γ_w	kN/m ³	9.8
	試行くさび角度	ω	°	35~80(増分ピッチ 1)
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面より 3.5m
その他荷重		—	—	—
許容値	滑動に対する安全率	F _s	—	1.50
	転倒に対する d の許容範囲	—	—	1.000
	許容支持力度	q _a	kN/m ²	300

4.1.2 自重およびモーメントの算出

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

		計算補助 分割(1) 高さ $h1 = H1 - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$ 分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$
面積	$A(1) = (b1 + B2) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$	
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$	
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B2) / (b1 + B2) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H1 - H2)$	
アーム位置 X	$X(1) = B2 / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$	
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$	

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出

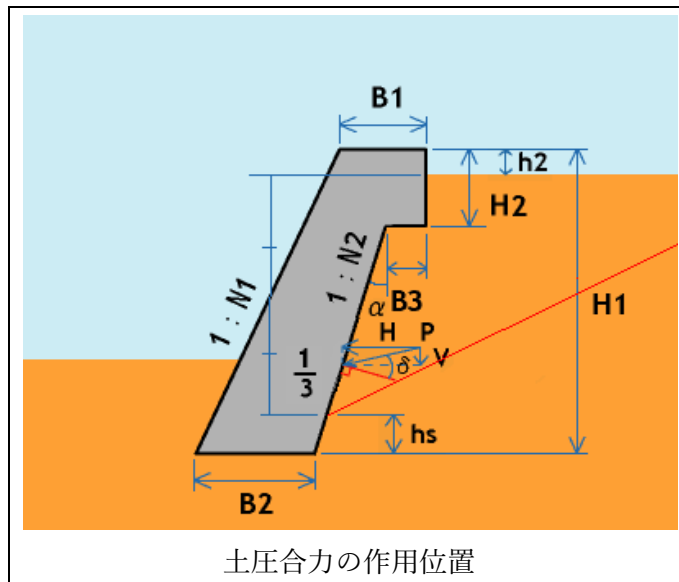
分割番号	面積 $A(m^2)$	単位体積重量 $\gamma_c(kN/m^3)$	鉛直力 $V(kN)$	アーム位置 $X(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$
(1)	6.388	23.00	146.924	1.762	258.880
(2)	3.313	23.00	76.199	2.988	227.683
合計	9.701		223.123		486.563

$$\begin{aligned}
 \text{擁壁の作用位置} \quad X &= \frac{Mr}{V} = \frac{486.563}{223.123} \\
 &= 2.181 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4.1.3 最大土圧の算出

擁壁に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」（日本道路協会）では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。

土圧合力は土圧分布の重心位置に作用するが、「道路土工－擁壁工指針」では土圧分布を三角形分布と仮定している。よって、土圧合力は土圧分布下端より分布高さの 1/3 の位置に作用する。



アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - h_s - h2)}{3} + h_s = 4.000 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ $h2 = 1.000 \text{ m}$)

$Y \geq (H1 - H2)$ の場合

$$X = B2 + N2 \times (H1 - H2) + B3$$

$Y < (H1 - H2)$ の場合

$$X = B2 + N2 \times Y$$

よって、 $X = 3.700 \text{ (m)}$

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta + \alpha)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\delta + \alpha)$$

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

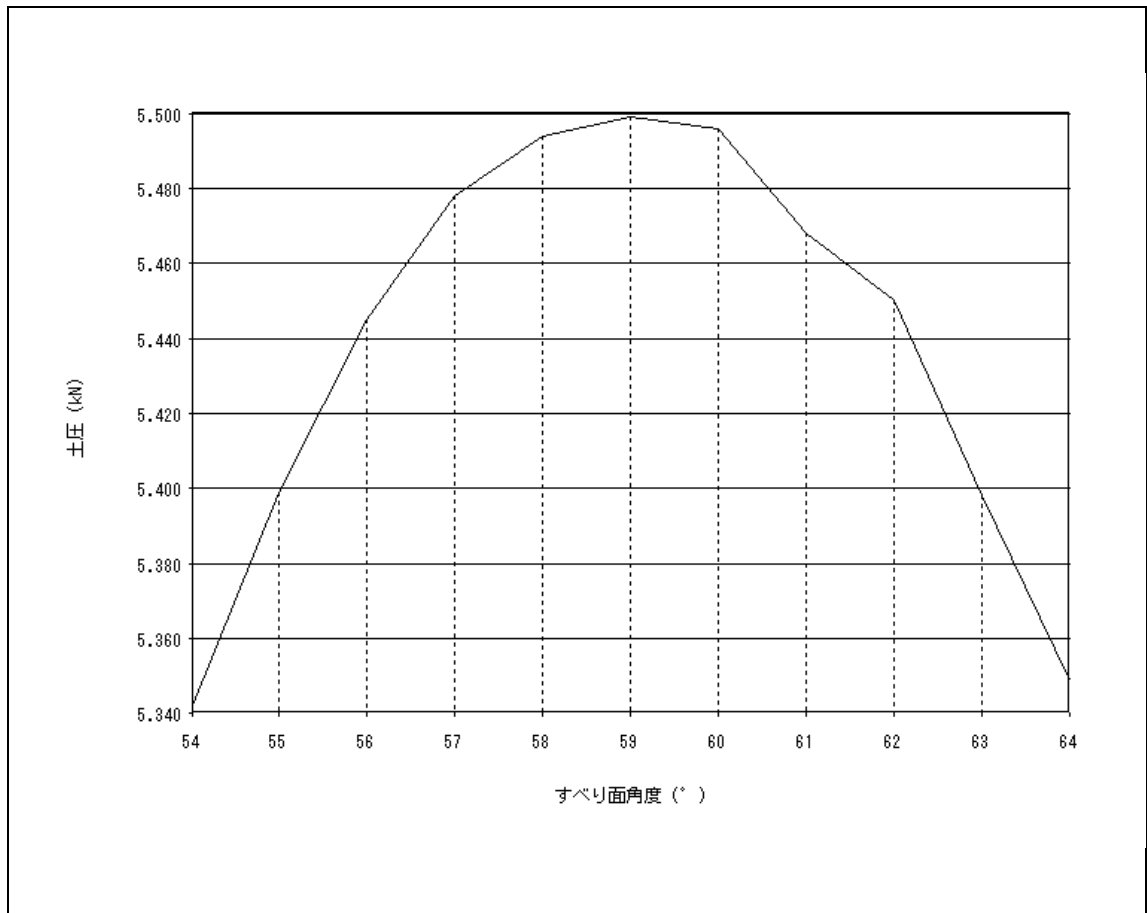


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} A &: \text{土塊面積 (m}^2\text{)} \\ \gamma &: \text{土塊の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} W &: \text{土くさびの重量 (kN/m)} \\ \omega &: \text{すべり面角度 (}^\circ\text{)} \\ \phi &: \text{裏込土のせん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \\ \alpha &: \text{擁壁背面と鉛直面とのなす角 (}^\circ\text{)} \\ \delta &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

4.1.4 安定計算

(1) 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

表 荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	水平成分 H(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	223.123	2.181	486.563	—	—	—
土圧	2.178	3.700	8.059	5.049	4.000	20.196
計	225.301		494.622	5.049		20.196

(2) 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{494.622 - 20.196}{225.301} = 2.106 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

(3) 滑動に対する検討

擁壁には、擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

擁壁に対する安全率 F_s は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \mu + C_B \times B'}{\Sigma H} = \frac{225.301 \times 0.60 + 0.0 \times 0.000}{5.049} = 26.77$$

ここに

μ : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

C_B : 擁壁底版と支持地盤との間の粘着力 (kN/m²)

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m)

$$B' = B_2 - 2e = 2.000 - 2 \times 1.106 \\ = 0.000 \quad (B' < 0 \text{ のときは } B' = 0 \text{ とする})$$

B_2 : 擁壁の底版幅 (m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)
(ただし、絶対値とする)

以上の結果が所定の安全率 1.50 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 26.77 \geq 1.50 \quad \cdots \text{OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

(4) 転倒に対する検討

擁壁の転倒に対する照査は、つま先から荷重の合力作用位置までの距離 d で評価する。
常時の場合、 d の値が擁壁底面幅 B_2 の $1/2$ より後方($d \geq B_2/2$)になければならない。

$$d = 2.106 \geq \frac{B_2}{2} = 1.000 \quad \dots \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

なお、底版中央からの偏心距離 e は以下のようになる。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 2.106 \\ &= -1.106 \text{ (m)} \\ |e| &= 1.106 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(5) 地盤の支持力に対する検討

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、「道路土工 擁壁工指針」のもたれ式擁壁における簡便法にて地盤反力度を次式にて算出する。

$$\begin{aligned}
 Q_t &= \frac{(\sum M_r - \sum M_o) - \kappa_d \cdot B^2 \cdot \sum V}{B^2 \cdot \sin(|\alpha|) \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot (1 - \frac{\kappa_l}{3})} \\
 &= \frac{(494.622 - 20.196) - 0.56 \times 2.000 \times 225.301}{2.000 \times \sin(0.000) \times (1 - 0.56) + 5.000 \times (1 - \frac{0.60}{3})} = 55.522 \text{ (kN/m)} \\
 Q_v &= \sum V - Q_t \cdot \sin(|\alpha|) = 225.301 - 55.522 \times \sin(0.000) = 225.301 \text{ (kN/m)} \\
 Q_H &= \sum H + Q_t \cdot \cos(|\alpha|) = 5.049 + 55.522 \times \cos(0.000) = 60.571 \text{ (kN/m)} \\
 q_{v1} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B^2} = \frac{2 \times 225.301 \times (2 - 3 \times 0.56)}{2.000} = 72.096 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_{v2} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B^2} = \frac{2 \times 225.301 \times (3 \times 0.56 - 1)}{2.000} = 153.205 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに

壁面地盤反力度が発生する区間長と壁面長 l との比 $\kappa_l = 0.60$

擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と擁壁底面幅との比

$\kappa_d = 0.56$

壁面長

$l = 5.000 \text{ (m)}$

$$l = \frac{H_1 - h_2}{\cos \alpha} \text{ (突出あり)} \quad l = \frac{H_1}{\cos \alpha} \text{ (突出なし)}$$

※なお、壁面長 l は、壁面反力が得られる長さとする。

以上の結果が許容支持力 q_a の値以下であれば安定と判定する。

$$q_{v2} = 153.205 \leq q_a = 300 \quad \dots \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

(6) 擁壁の安定結果

以上の結果より、この擁壁は安定構造物である。

4.1.5 応力度の照査

応力度の照査は、たて壁について行う。擁壁の検討断面において、作用する土圧、自重、その他外力等により生じる応力度がコンクリートの許容応力度以下となるように設計する。

(たて壁)

検討断面において、コンクリート断面の縁応力度 σ_c およびせん断応力度 τ_m が次式を満足するように設計する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' - \tan \gamma')$$

ここに

N : 軸方向力 (N)

A : コンクリートの全断面積 (mm²)

e : コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離
(mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

β' : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)

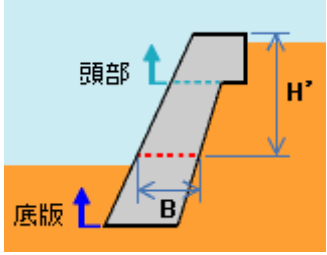
γ' : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (°)

τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

S : 検討断面に作用する単位幅当たりのせん断力 (N)

(1) 検討位置

擁壁形状の任意点による応力度の照査を行う。検討する位置は次のとおりとする。

たて壁の検討位置					
検討位置	基準となる位置	離れ (m)	壁高 H'(m)	幅 B(m)	
1	頭部	0.000	2.500	1.950	
2	底板	1.000	5.000	1.900	

(2) コンクリート部材の許容応力度

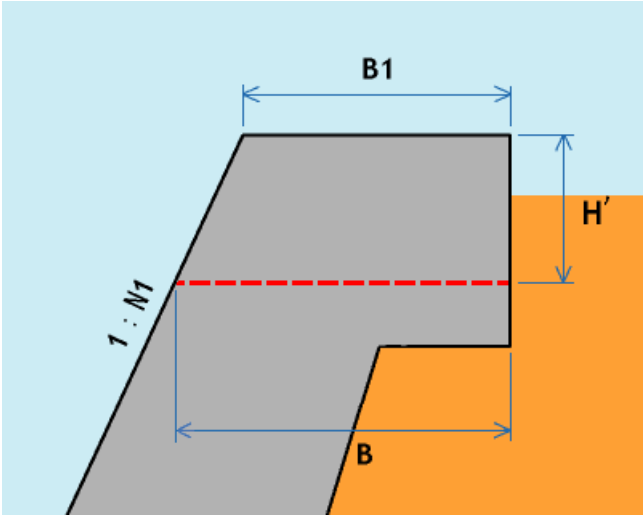
コンクリートの許容応力度は次のとおりとする。

応力度の種類	記号	許容応力度 (N/mm ²)	備考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	4.50	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 18(\text{N/mm}^2)$
許容曲げ引張応力度	σ_{cat}	0.22	
許容せん断応力度	τ_{ca}	0.33	

(3) たて壁の検討

1) たて壁の自重計算

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状の重心位置から算出する。擁壁の作用位置は重心位置となる。算出方法を以下に記す。

		計算補助 なし
面積	$A = (B1+B) \times H'/2$	
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times \gamma_c$	
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B) / (B1 + B) \times H' / 3$	
アーム位置 X	$X = B/2 + N1/2 \times Y$	
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$	

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 1)

	面積 A(m ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
たて壁	3.313	23.00	76.199	1.238	94.334

擁壁の作用位置 $X = 1.238$ (m)

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

	<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H' - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B) / (b1 + B) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H' - H2)$
アーム位置 X	$X(1) = B / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 2)

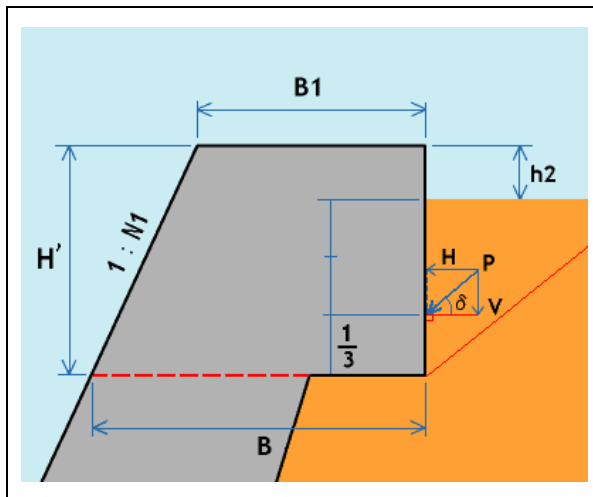
分割番号	面積 $A(m^2)$	単位体積重量 $\gamma_c(kN/m^3)$	鉛直力 $V(kN)$	アーム位置 $X(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$
(1)	4.438	23.00	102.074	1.499	153.009
(2)	3.313	23.00	76.199	2.488	189.583
合計	7.751		178.273		342.592

擁壁の作用位置
$$X = \frac{Mr}{V} = \frac{342.592}{178.273} = 1.922 (m)$$

2) たて壁における最大土圧の算出

検討断面に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」(日本道路協会)では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。

土圧合力は土圧分布の重心位置に作用するが、「道路土工－擁壁工指針」では土圧分布を三角形分布と仮定している。よって、土圧合力は土圧分布下端より分布高さの 1/3 の位置に作用する。



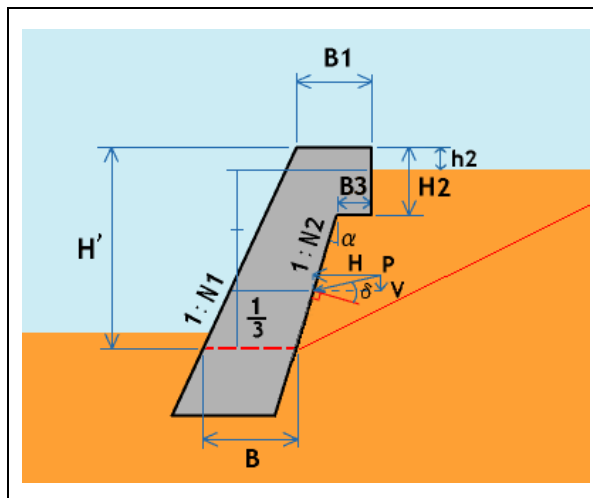
アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3} \quad (H_1 - H' > h_s \text{ の場合})$$

$$Y = \frac{(H_1 - h_2 - h_s)}{3} + (H' + h_s - H_1) \quad (H_1 - H' \leq h_s \text{ の場合})$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = B$$



アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3} \quad (H_1 - H' > h_s \text{ の場合})$$

$$Y = \frac{(H_1 - h_2 - h_s)}{3} + (H' + h_s - H_1) \quad (H_1 - H' \leq h_s \text{ の場合})$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = H' \times N_1 + B_1 \quad (Y \geq H' - H_2 \text{ の場合})$$

$$X = B + N_2 \times Y \quad (Y < H' - H_2 \text{ の場合})$$

検討位置	壁高 $H'(\text{m})$	幅 $B(\text{m})$	アーム位置	
			X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	1.950	0.500
2	5.000	1.900	3.200	3.000

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta + \alpha)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\delta + \alpha)$$

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧(検討位置 1)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

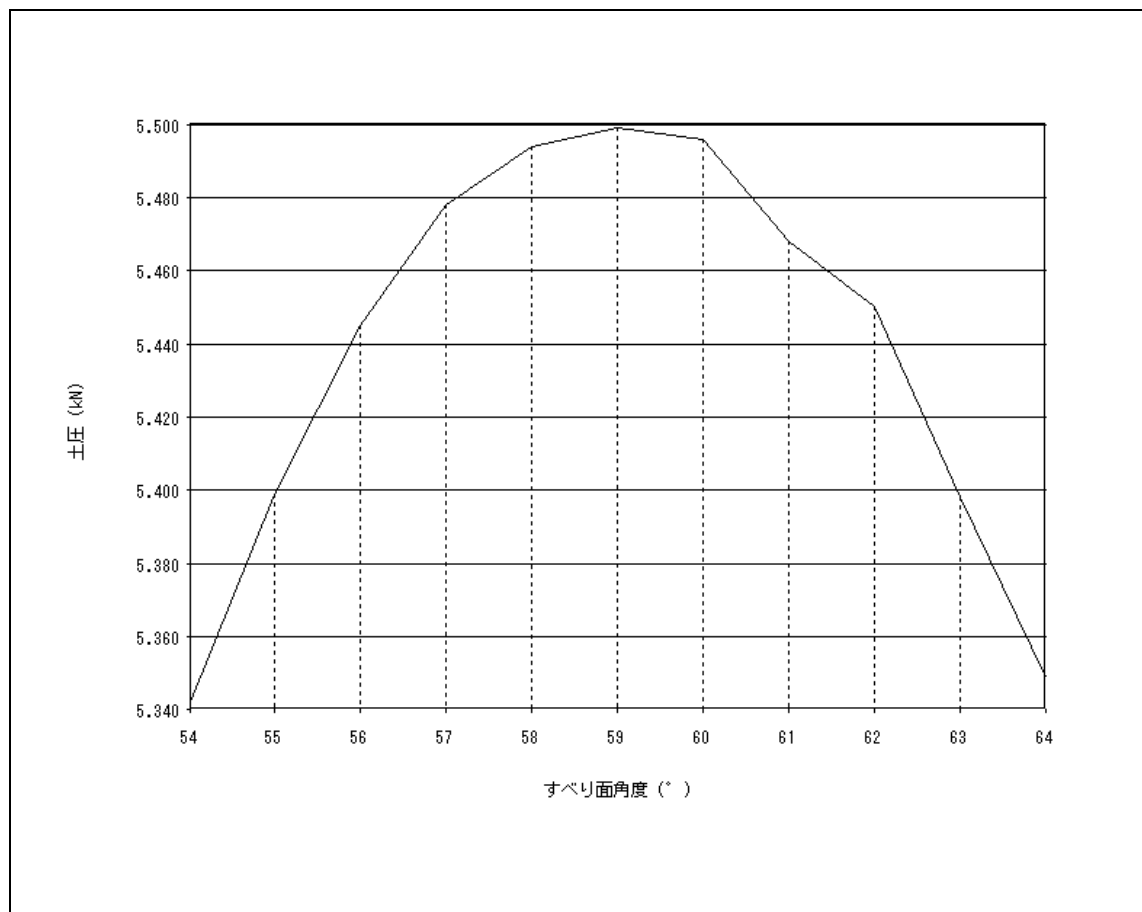


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} A &: \text{土塊面積 (m}^2\text{)} \\ \gamma &: \text{土塊の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} W &: \text{土くさびの重量 (kN/m)} \\ \omega &: \text{すべり面角度 (}^\circ\text{)} \\ \phi &: \text{裏込土のせん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \\ \alpha &: \text{擁壁背面と鉛直面とのなす角 (}^\circ\text{)} \\ \delta &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

表 すべり面角度と土圧(検討位置 2)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

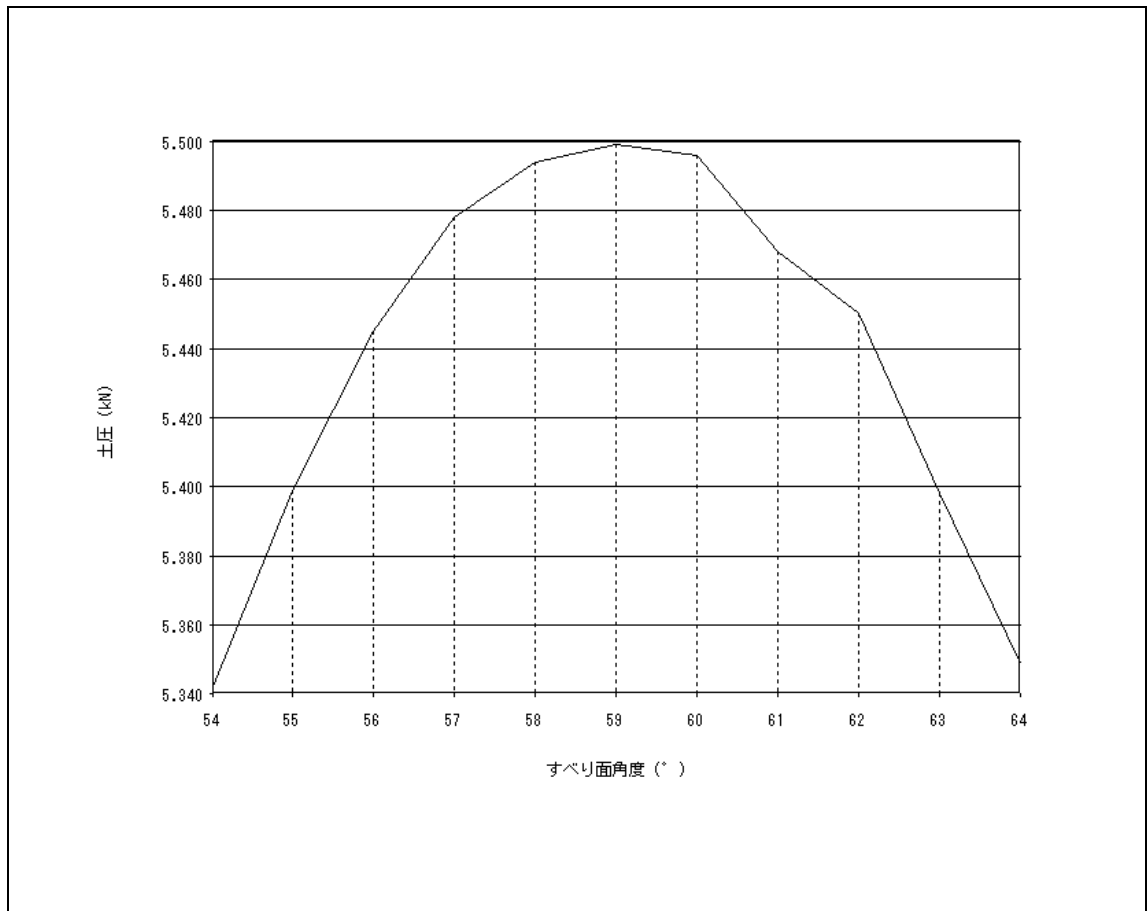


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} A &: \text{土塊面積 (m}^2\text{)} \\ \gamma &: \text{土塊の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} W &: \text{土くさびの重量 (kN/m)} \\ \omega &: \text{すべり面角度 (}^\circ\text{)} \\ \phi &: \text{裏込土のせん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \\ \alpha &: \text{擁壁背面と鉛直面とのなす角 (}^\circ\text{)} \\ \delta &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

3) たて壁における壁面地盤反力度の算出

検討断面に作用する壁面地盤反力を算出する。壁面地盤反力は、 l_2 の範囲で三角形分布していると仮定し、算出する。なお、擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力 q_t は、支持力に対する検討の値を用いると次の結果となった。

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 55.522}{0.60 \times 5.000} = 37.015 \text{ (kN)}$$

$$l_2 = \kappa_1 \cdot l = 0.60 \times 5.000 = 3.000 \text{ (m)}$$

より、各検討位置における壁面地盤反力度は、以下のようになった。

検討 位置	壁高 H'(m)	幅 B(m)	Z_l (m)	q_t' (kN/m ²)	Q_t' (kN/m ²)	$Q_t'V$ (kN/m ²)	$Q_t'H$ (kN/m ²)	l_{qt} (m)	アーム位置	
									X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	1.500	18.508	41.642	0.000	41.642	0.833	1.950	0.833
2	5.000	1.900	4.000	0.000	55.522	0.000	55.522	3.000	1.900	3.000

$$Z_l = \frac{(H' - h_2 + h_d)}{\cos \alpha} \quad (h_2 - h_d \leq 0 \text{ の時は } Z_l = \frac{H'}{\cos \alpha})$$

【 $Z_l < l_2$ の時】

$$q_t' = \frac{q_t \cdot (l_2 - Z_l)}{l_2} \quad Q_t' = \frac{(q_t + q_t')}{2} \cdot Z_l \quad l_{qt} = \frac{q_t' + 2 \cdot q_t}{q_t' + q_t} \cdot \frac{Z_l}{3}$$

【 $Z_l \geq l_2$ の時】

$$q_t' = 0 \quad Q_t' = Q_t \quad l_{qt} = Z_l - \frac{l_2}{3}$$

$$\begin{aligned} Q_t'V &= -Q_t' \cdot \sin \alpha & Q_t'H &= Q_t' \cdot \cos \alpha \\ Y &= l_{qt} \cdot \cos \alpha & X &= Y \cdot \tan \alpha + B \end{aligned}$$

ここに

- Z_l : 壁面地盤反力の作用長 (m)
- h_2 : 擁壁突出高さ (m)
- h_d : 堆積高さ (m)
- α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (正值) (°)
- q_t' : 照査位置における壁面地盤反力度 (kN/m²)
- Q_t' : 照査位置における壁面地盤反力 (kN/m²)
- $Q_t'V$: 壁面地盤反力の鉛直成分 (kN/m²)
- $Q_t'H$: 壁面地盤反力の水平成分 (kN/m²)
- l_{qt} : 照査位置からの作用長 (m)

4) たて壁における断面力の集計

検討位置における、荷重(断面力)の集計は次のようになる。

(検討位置 1)

荷重名称	軸力 N(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	せん断力 S(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	76.199	1.238	94.334	—	—	—
土圧	2.178	1.950	4.247	5.049	0.500	2.525
壁面地盤反力度	0.000	1.950	0.000	41.642	0.833	34.688
計	78.377		98.581	46.691		37.213

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma N} = \frac{98.581 - 37.213}{78.377}$$

$$= 0.783 \text{ (m)}$$

(検討位置 2)

荷重名称	軸力 N(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	せん断力 S(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	178.273	1.922	342.592	—	—	—
土圧	2.178	3.200	6.970	5.049	3.000	15.147
壁面地盤反力度	0.000	1.900	0.000	55.522	3.000	166.566
計	180.451		349.562	60.571		181.713

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma N} = \frac{349.562 - 181.713}{180.451}$$

$$= 0.930 \text{ (m)}$$

5) たて壁の応力度照査

応力度の判定は、断面力集計から行う。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' + \tan \gamma')$$

※1 $S_h < 0$ は $S_h = 0$ とする。

※2 B は接合部の幅

検討位置	軸力 N(kN)	せん断力 S(kN)	モーメント M(kN・m)	検討位置 の幅 B(m)	つま先か らの離れ d(m)	偏心 距離 e(m)	単位幅の 断面積 A(m ²)	β' (°)	γ' (°)	備考
1	78.377	46.691	61.368	1.650	0.783	0.042	1.650	26.565	0.000	※2
2	180.451	60.571	167.849	1.900	0.930	0.020	1.900	26.565	21.801	

$$M = \Sigma M_r - \Sigma M_o$$

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

$$W = \frac{1.0 \times B^2}{6}$$

上表より検討位置での判定は次のようになった。

(検討位置 1)

$$\begin{array}{llllll} \sigma_{c1} & = & 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} & = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} & = & 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} & = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \text{ OK} \\ \tau_m & = & 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} & = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \text{ OK} \end{array}$$

(検討位置 2)

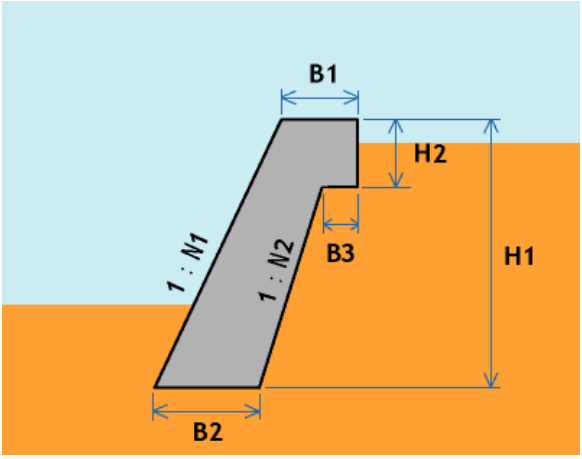
$$\begin{array}{llllll} \sigma_{c1} & = & 0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} & = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} & = & 0.09 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} & = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \text{ OK} \\ \tau_m & = & 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} & = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \cdots \text{ OK} \end{array}$$

4.2 安定計算（衝撃力作用時）

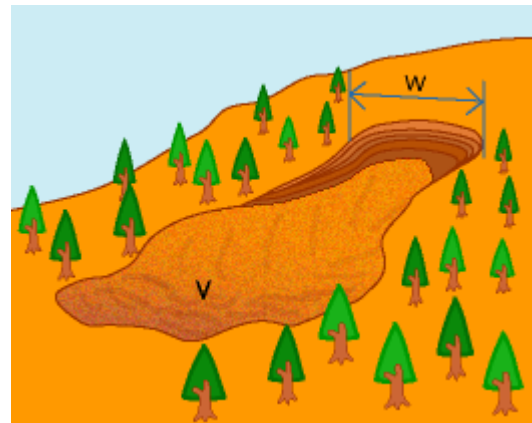
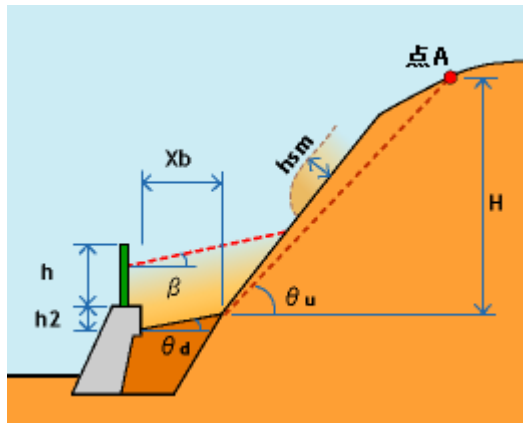
4.2.1 設計条件

以下の条件にて安定計算を行う。

表 設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(衝撃・土砂堆積時)	
擁壁形状		H1	m	6.000	
		H2	m	2.500	
		B1	m	0.700	
		B2	m	2.000	
		B3	m	0.300	
		N1	—	0.50	
		N2	—	0.40	
	擁壁の単位体積重量	γ_c	kN/m ³	23.00	
裏込土	裏込土の単位体積重量	γ_t	kN/m ³	20.0	
	裏込土のせん断抵抗角	ϕ	°	35.0	
	裏込土の粘着力	C	kN/m ²	0.0	
その他条件	壁面摩擦角	δ	°	23.333	
	地山との境界における壁面摩擦角	δ'	°	23.333	
	擁壁背面と鉛直面のなす角	α	°	0.000	
	底面と土の摩擦係数	μ	—	0.60	
	底面と土の付着力	C_B	kN/m ²	0.0	
	粘着高	Z	m	—	
	地下水位の考慮	—	—	考慮しない	
	水の単位体積重量	γ_w	kN/m ³	9.8	
	試行くさび角度	ω	°	35～80(増分ピッチ 1)	
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面より 3.5m	
	その他荷重	—	—	—	
許容値	滑動に対する安全率(衝撃・土砂堆積時)	Fs	—	1.00	1.20
	転倒に対する d の許容範囲(衝撃・土砂堆積時)	—	—	0.666	0.666
	許容支持力度(衝撃・土砂堆積時)	q_a	kN/m ²	450	450

また、衝撃力作用時および崩壊土砂堆積時の条件を以下に記す。



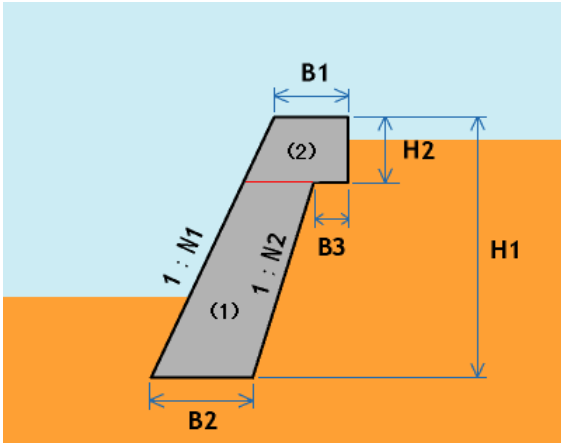
点 A：斜面上端

検討項目		記号	単位	値(常時)
地形・形状条件	斜面高 *	H	m	7.033
	斜面勾配 *	θ_u	°	43
	斜面下端から平坦部の傾斜度	θ_d	°	0
	斜面下端から擁壁までの距離	Xb	m	1.278
	堆積勾配	β	°	0
	落石防護柵高	h	m	2.00
	擁壁突出高さ	h2	m	1.000
崩壊土砂条件	移動の高さ *	hsm	m	0.72
	土砂等の密度	ρ_m	t/m ³	1.8
	土砂等の比重	σ	—	2.6
	土砂等の容積濃度	c	—	0.50
	重力加速度	g	m/s ²	9.81
	流体抵抗係数	fb	—	0.025
	待受け擁壁における衝撃力緩和係数	α'	—	0.5
	移動時における土砂等のせん断抵抗角	ϕ_k	°	30.0
	崩壊土砂量 *	V	m ³	80.0
	崩壊幅	W	m	17.0
	崩壊土砂の単位体積重量	γ_d	kN/m ³	18.0
	崩壊土砂のせん断抵抗角	ϕ_d	°	30.0
	壁面摩擦角	δ_d	°	20.000
	地山との境界における壁面摩擦角	δ_d'	°	20.000
	擁壁背面と鉛直面のなす角	α_d	°	0.000
	試行くさび角度	ω_d	°	30～80(増分ピッチ 1)

* 複数の値を検討した結果、本ケースで採用した値

4.2.2 自重およびモーメントの算出

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

		<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H1 - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B2) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$	
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$	
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B2) / (b1 + B2) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H1 - H2)$	
アーム位置 X	$X(1) = B2 / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$	
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$	

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出

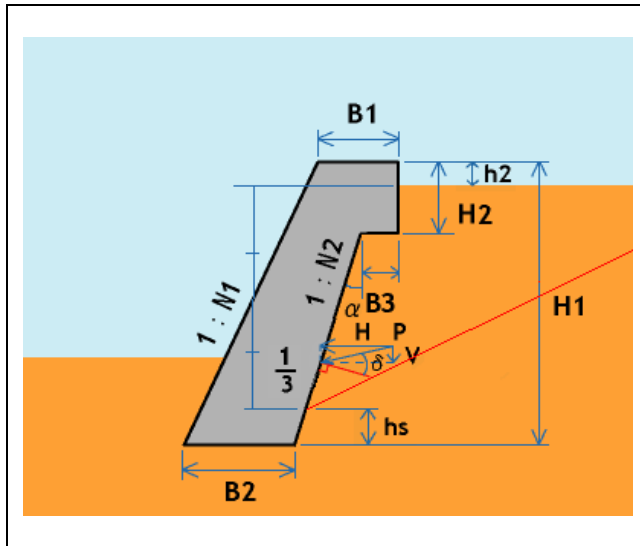
分割番号	面積 $A(m^2)$	単位体積重量 $\gamma_c(kN/m^3)$	鉛直力 $V(kN)$	アーム位置 $X(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$
(1)	6.388	23.00	146.924	1.762	258.880
(2)	3.313	23.00	76.199	2.988	227.683
合計	9.701		223.123		486.563

$$\begin{aligned}
 \text{擁壁の作用位置} \quad X &= \frac{Mr}{V} = \frac{486.563}{223.123} \\
 &= 2.181 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4.2.3 最大土圧の算出（衝撃力作用時）

擁壁に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」（日本道路協会）では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。

土圧合力は土圧分布の重心位置に作用するが、「道路土工－擁壁工指針」では土圧分布を三角形分布と仮定している。よって、土圧合力は土圧分布下端より分布高さの 1/3 の位置に作用する。



土圧合力の作用位置

アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - h_s - h_2)}{3} + h_s = 4.000 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$Y \geq (H1 - H2)$ の場合

$$X = B_2 + N_2 \times (H1 - H2) + B_3$$

$Y < (H1 - H2)$ の場合

$$X = B_2 + N_2 \times Y$$

よって、 $X = 3.700 \text{ (m)}$

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta + \alpha)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\delta + \alpha)$$

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^\circ)$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

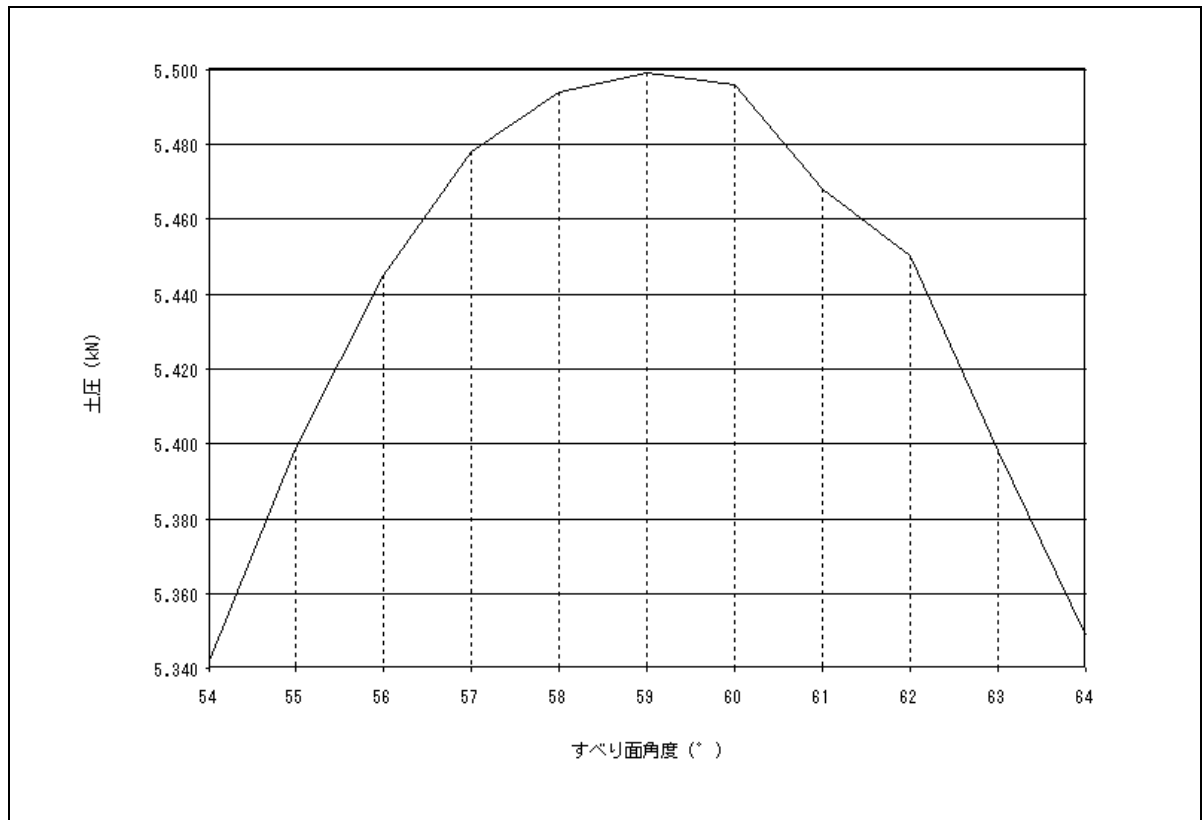


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} A &: \text{土塊面積 (m}^2\text{)} \\ \gamma &: \text{土塊の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} W &: \text{土くさびの重量 (kN/m)} \\ \omega &: \text{すべり面角度 (}^\circ\text{)} \\ \phi &: \text{裏込土のせん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \\ \alpha &: \text{擁壁背面と鉛直面とのなす角 (}^\circ\text{)} \\ \delta &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

4.2.4 衝撃力の算出

崩壊土砂による衝撃力は、崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用する。
擁壁に作用する衝撃力は以下の通りとする。

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

ここに

F : 待受け擁壁に作用する衝撃力 (kN/m²)

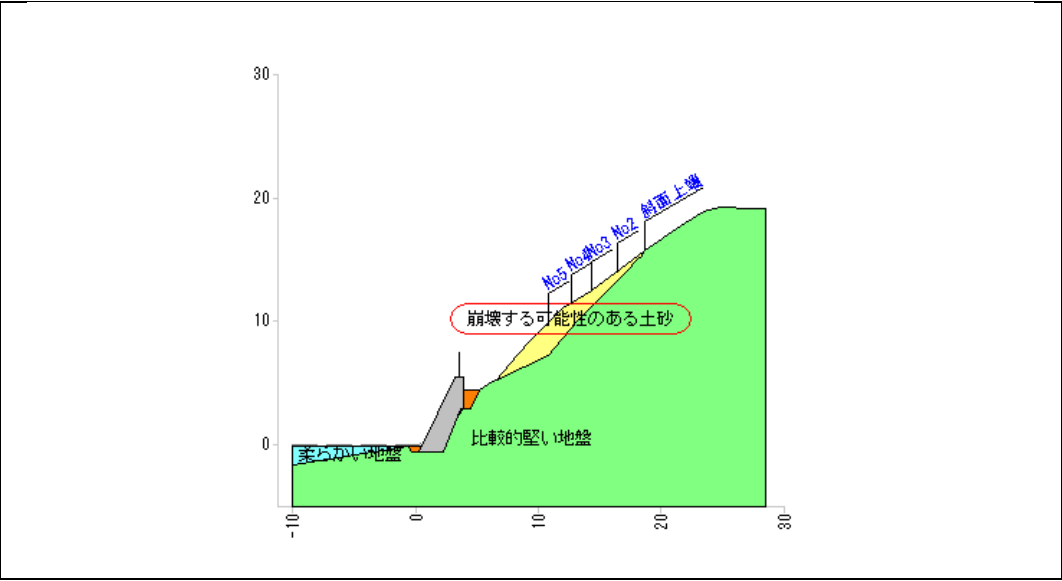
F_{sm} : 移動の力 (kN/m²)

(国土交通省告示第 332 号(平成 13 年 3 月 28 日)に示される算出式による移動の力)

α' : 待受け擁壁における衝撃力緩和係数

(1) 移動の力 Fsm の算出

擁壁に作用する移動の力 Fsm は、地点毎に算出し、その中から最大の値を採用する。



番号	採用	地点名称	斜面高 H(m)	崩壊の恐れ のある層厚 hp(m)	崩壊深 さ D(m)	移動の 高さ hsm(m)	斜面勾配 $\theta_u(^{\circ})$	移動の力 Fsm(kN/m ²)
1		斜面上端	11.450	0.000	0.00	0.00	40	0.0
2		No2	9.694	0.702	0.53	0.27	41	22.3
3		No3	8.028	1.222	0.93	0.47	41	40.3
4	○	No4	7.033	1.953	1.43	0.72	43	48.3
5		No5	5.523	2.751	1.98	0.99	44	44.2

移動の高さ:hsm は各地点での想定される崩壊深:D の $\frac{1}{2}$ として以下の式によって算出す

る。

$$D = hp \times \cos \theta_u$$

$$hsm = \frac{D}{2}$$

ここに

- hsm : 土石等の移動の高さ (m)
- D : 想定される崩壊深 (m)
- hp : 崩壊の恐れのある層厚 (m)
- θ_u : 崖下端から上端点までの勾配 (°)

移動の力は「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」により次式によって算出する。
(番号4のケース)

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

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

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

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

ここに

土石等の密度	ρ_m	=	1.8 (t/m ³)
重力加速度	g	=	9.81 (m/s ²)
土石等の比重	σ	=	2.6
土石等の容積濃度	c	=	0.50
移動時における土石等のせん断抵抗角	ϕ_k	=	30.0 (°)
流体抵抗係数	fb	=	0.025
斜面高	H	=	7.033 (m)
移動の高さ	h_m	=	0.72 (m)
斜面勾配	θ_u	=	43 (°)
斜面下端から平坦部の傾斜度	θ_d	=	0 (°)
斜面下端から擁壁までの距離	X_b	=	1.278 (m)

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} fb = \frac{2}{(2.6 - 1) \times 0.50 + 1} \times 0.025 = 0.028$$

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

$$= \cos(43) \times \left\{ \tan(43) - \frac{(2.6-1) \times 0.50}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times \tan(30.0) \right\}$$

$$= 0.49$$

$$\text{bd} = \cos \theta_{\text{d}} \left\{ \tan \theta_{\text{d}} - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan \phi_{\text{k}} \right\}$$

$$= \cos(0) \times \left\{ \tan(0) - \frac{(2.6-1) \times 0.50}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times \tan(30.0) \right\}$$

$$= -0.26$$

よって、移動の力 Fsm は次のようになる。

$$\text{Fs}_{\text{m}} = \rho_{\text{m}} \cdot g \cdot \text{hsm} \left[\left\{ \frac{\text{bu}}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot H}{\text{hsm} \cdot \sin \theta_{\text{u}}}\right) \right) \cos^2(\theta_{\text{u}} - \theta_{\text{d}}) \right\} \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot Xb}{\text{hsm}}\right) \right.$$

$$\left. + \frac{\text{bd}}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot Xb}{\text{hsm}}\right) \right) \right]$$

$$= 1.8 \times 9.81 \times 0.72 \times \left[\left\{ \frac{0.49}{0.028} \times \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 7.033}{0.72 \times \sin(43)}\right) \right) \right. \right.$$

$$\left. \times \cos^2(43-0) \right\} \times \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 1.278}{0.72}\right)$$

$$+ \frac{-0.26}{0.028} \times \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 1.278}{0.72}\right) \right) \right]$$

$$= 48.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

また、参考として、流速 Vs は次のようになる。

$$\text{Fsm} = \rho_{\text{m}} \times \text{hsm} \times V_{\text{s}}^2 \text{ より}$$

$$V_{\text{s}} = \sqrt{\frac{\text{Fsm}}{\rho_{\text{m}} \cdot \text{hsm}}} = \sqrt{\frac{48.3}{1.8 \times 0.72}}$$

$$= 6.10 \text{ (m/s)}$$

(2) 衝撃力 F の算出

擁壁に作用する衝撃力は次のようになる。

$$\begin{aligned} F &= \alpha' \cdot F_{sm} \\ &= 0.5 \times 48.3 \\ &= 24.2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに

$$\text{衝撃力緩和係数} \quad \alpha' = 0.5$$

擁壁背面には、衝撃力 F に崩壊土砂の高さを乗じた力が水平力として擁壁に作用する。

$$\begin{aligned} F_H &= F \cdot h_{sm} \text{ (奥行き 1.0m 当たり)} \\ &= 24.2 \times 0.72 \\ &= 17.4 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに

$$\text{移動の高さ} \quad \begin{matrix} h_s \\ m \end{matrix} = 0.72 \text{ (m)}$$

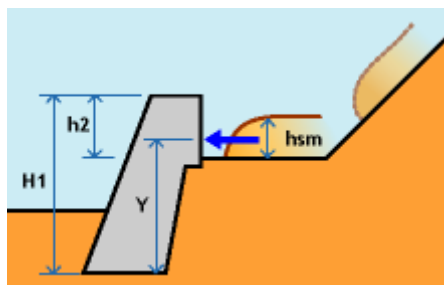
アーム位置

$$\begin{aligned} Y &= H_1 - h_2 + \frac{h_{sm}}{2} \\ &= 6.000 - 1.000 + \frac{0.72}{2} \\ &= 5.360 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\text{擁壁高さ} \quad H_1 = 6.000 \text{ (m)}$$

$$\text{擁壁突出高さ} \quad h_2 = 1.000 \text{ (m)}$$



4.2.5 安定計算（衝撃力作用時）

（１）荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

表 荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	水平成分 H(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	223.123	2.181	486.563	—	—	—
土圧	2.178	3.700	8.059	5.049	4.000	20.196
衝撃力	—	—	—	17.400	5.360	93.264
計	225.301		494.622	22.449		113.460

（２）作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{494.622 - 113.460}{225.301} = 1.692 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

（３）滑動に対する検討

擁壁には、擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

擁壁に対する安全率 F_s は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \mu + C_B \times B'}{\Sigma H} = \frac{225.301 \times 0.60 + 0.0 \times 0.616}{22.449} = 6.02$$

ここに

μ : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

C_B : 擁壁底版と支持地盤との間の粘着力 (kN/m²)

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m)

$$B' = B_2 - 2e = 2.000 - 2 \times 0.692$$

$$= 0.616 \quad (B' < 0 \text{ のときは } B' = 0 \text{ とする})$$

B_2 : 擁壁の底版幅 (m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)

(ただし、絶対値とする)

以上の結果が所定の安全率 1.00 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 6.02 \geq 1.00 \quad \cdots \text{OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

(4) 転倒に対する検討

擁壁の転倒に対する照査は、つま先から荷重の合力作用位置までの距離 d で評価する。

衝撃力作用時の場合、 d の値が擁壁底面幅 B_2 の $1/3$ より後方($d \geq B_2/3$)になければならない。

$$d = 1.692 \geq \frac{B_2}{3} = 0.666 \cdots \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

なお、底版中央からの偏心距離 e は以下のようになる。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 1.692 \\ &= -0.692 \text{ (m)} \\ |e| &= 0.692 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(5) 地盤の支持力に対する検討

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、「道路土工 擁壁工指針」のもたれ式擁壁における簡便法にて地盤反力度を次式にて算出する。

$$\begin{aligned}
 Q_t &= \frac{(\sum M_r - \sum M_o) - \kappa_d \cdot B^2 \cdot \sum V}{B^2 \cdot \sin(|\alpha|) \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot (1 - \frac{\kappa_l}{3})} \\
 &= \frac{(494.622 - 113.460) - 0.56 \times 2.000 \times 225.301}{2.000 \times \sin(0.000) \times (1 - 0.56) + 5.000 \times (1 - \frac{0.60}{3})} = 32.206 \text{ (kN/m)} \\
 Q_v &= \sum V - Q_t \cdot \sin(|\alpha|) = 225.301 - 32.206 \times \sin(0.000) = 225.301 \text{ (kN/m)} \\
 Q_H &= \sum H + Q_t \cdot \cos(|\alpha|) = 22.449 + 32.206 \times \cos(0.000) = 54.655 \text{ (kN/m)} \\
 q_{v1} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B^2} = \frac{2 \times 225.301 \times (2 - 3 \times 0.56)}{2.000} = 72.096 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_{v2} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B^2} = \frac{2 \times 225.301 \times (3 \times 0.56 - 1)}{2.000} = 153.205 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに

壁面地盤反力度が発生する区間長と壁面長 l との比 $\kappa_l = 0.60$
 擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と擁壁底面幅との比 $\kappa_d = 0.56$
 壁面長 $l = 5.000 \text{ (m)}$

$$l = \frac{H_1 - h_2}{\cos \alpha} \text{ (突出あり)} \quad l = \frac{H_1}{\cos \alpha} \text{ (突出なし)}$$

※なお、壁面長 l は、壁面反力が得られる長さとする。

以上の結果が許容支持力 q_a の値以下であれば安定と判定する。

$$q_{v2} = 153.205 \leq q_a = 450 \quad \dots \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

(6) 擁壁の安定結果

以上の結果より、この擁壁は衝撃力作用時において安定構造物である。

4.2.6 応力度の照査（衝撃力作用時）

応力度の照査は、たて壁について行う。擁壁の検討断面において、作用する土圧、自重、その他外力等により生じる応力度がコンクリートの許容応力度以下となるように設計する。

（たて壁）

検討断面において、コンクリート断面の縁応力度 σ_c およびせん断応力度 τ_m が次式を満足するように設計する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' - \tan \gamma')$$

ここに

N : 軸方向力 (N)

A : コンクリートの全断面積 (mm²)

e : コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離
(mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

β' : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)

γ' : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (°)

τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

S : 検討断面に作用する単位幅当たりのせん断力 (N)

(1) 検討位置

擁壁形状の任意点による応力度の照査を行う。検討する位置は次のとおりとする。

たて壁の検討位置					
検討位置	基準となる位置	離れ (m)	壁高 H'(m)	幅 B(m)	
1	頭部	0.000	2.500	1.950	
2	底板	1.000	5.000	1.900	

(2) コンクリート部材の許容応力度

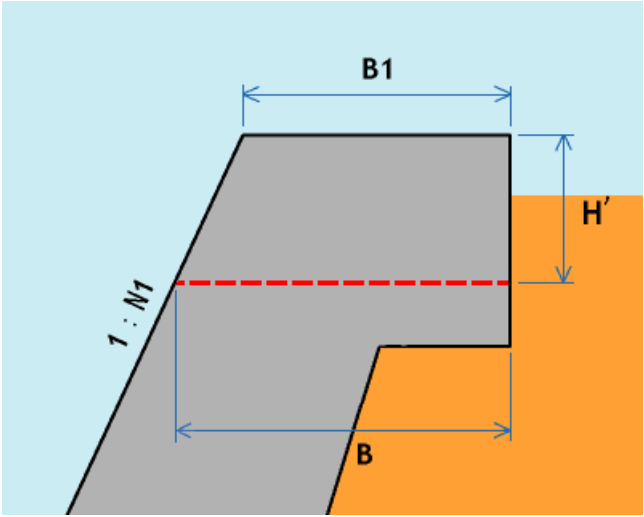
コンクリートの許容応力度は次のとおりとする。

応力度の種類	記号	許容応力度 (N/mm ²)	備考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	6.75	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 18(\text{N/mm}^2)$ 割増し係数 1.50 (ただし、 τ_{ca} は除く)
許容曲げ引張応力度	σ_{cat}	0.33	
許容せん断応力度	τ_{ca}	0.33	

(3) たて壁の検討

1) たて壁の自重計算

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状の重心位置から算出する。擁壁の作用位置は重心位置となる。算出方法を以下に記す。

		計算補助 なし
面積	$A = (B1+B) \times H'/2$	
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times \gamma_c$	
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B) / (B1 + B) \times H' / 3$	
アーム位置 X	$X = B/2 + N1/2 \times Y$	
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$	

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 1)

	面積 A(m ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
たて壁	3.313	23.00	76.199	1.238	94.334

擁壁の作用位置 $X = 1.238$ (m)

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

	<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H' - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B) / (b1 + B) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H' - H2)$
アーム位置 X	$X(1) = B / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出（検討位置 2）

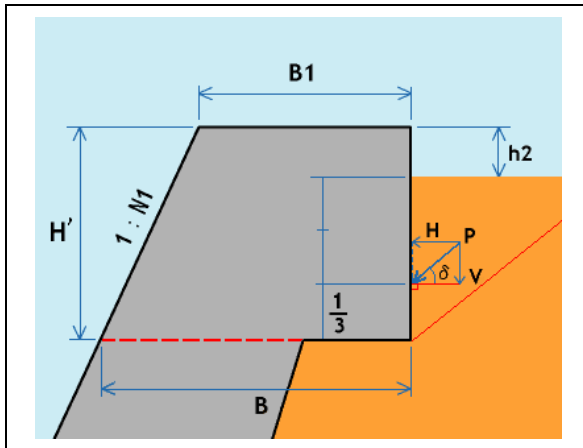
分割番号	面積 $A(m^2)$	単位体積重量 $\gamma_c(kN/m^3)$	鉛直力 $V(kN)$	アーム位置 $X(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$
(1)	4.438	23.00	102.074	1.499	153.009
(2)	3.313	23.00	76.199	2.488	189.583
合計	7.751		178.273		342.592

擁壁の作用位置 $X = \frac{Mr}{V} = \frac{342.592}{178.273} = 1.922 (m)$

2) たて壁における最大土圧の算出（衝撃力作用時）

検討断面に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」（日本道路協会）では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。

土圧合力は土圧分布の重心位置に作用するが、「道路土工－擁壁工指針」では土圧分布を三角形分布と仮定している。よって、土圧合力は土圧分布下端より分布高さの 1/3 の位置に作用する。



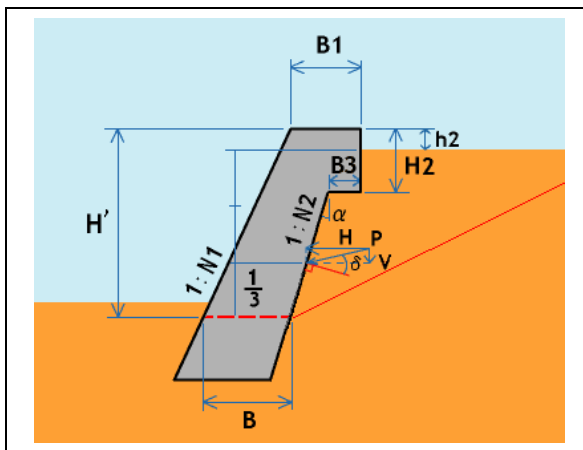
アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3} \quad (H_1 - H' > h_s \text{ の場合})$$

$$Y = \frac{(H_1 - h_2 - h_s)}{3} + (H' + h_s - H_1) \quad (H_1 - H' \leq h_s \text{ の場合})$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = B$$



アーム位置

$$Y = \frac{(H' - h_2)}{3} \quad (H_1 - H' > h_s \text{ の場合})$$

$$Y = \frac{(H_1 - h_2 - h_s)}{3} + (H' + h_s - H_1) \quad (H_1 - H' \leq h_s \text{ の場合})$$

(擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = H' \times N_1 + B_1 \quad (Y \geq H' - H_2 \text{ の場合})$$

$$X = B + N_2 \times Y \quad (Y < H' - H_2 \text{ の場合})$$

検討位置	壁高 $H'(\text{m})$	幅 $B(\text{m})$	アーム位置	
			X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	1.950	0.500
2	5.000	1.900	3.200	3.000

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta + \alpha)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\delta + \alpha)$$

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^\circ)$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧(検討位置 1)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

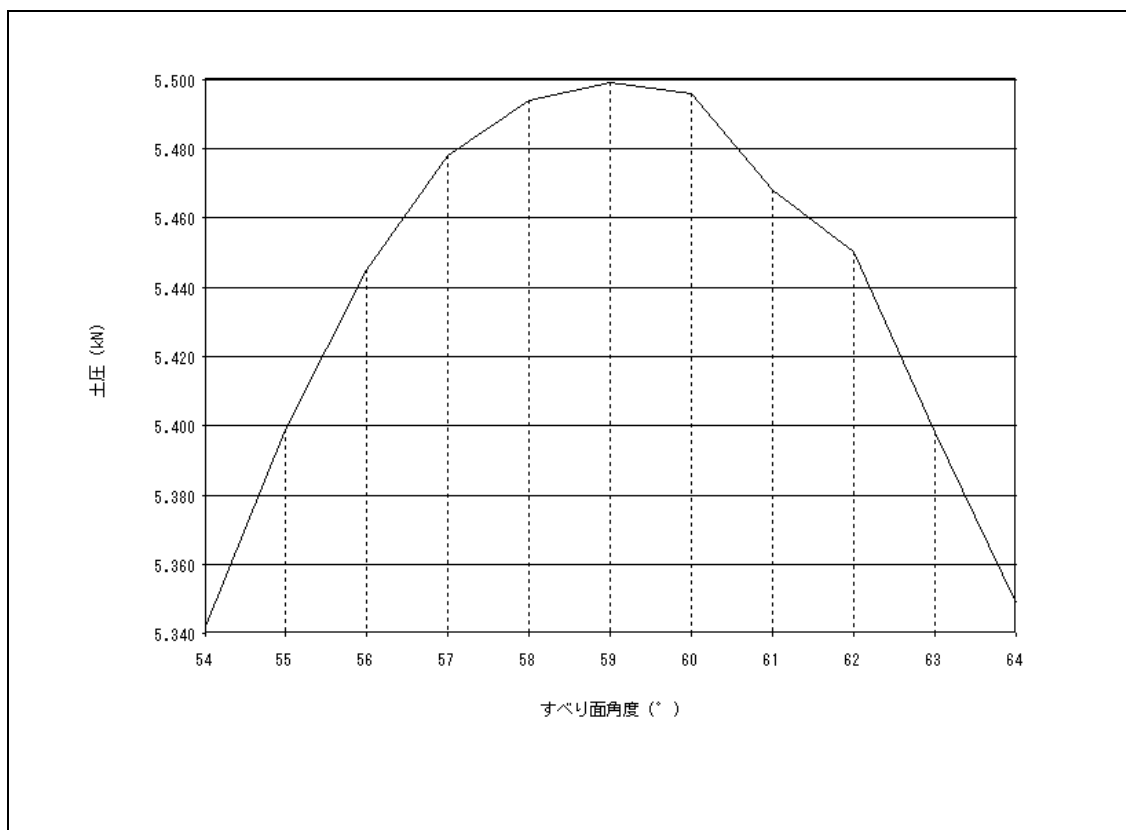


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} A &: \text{土塊面積 (m}^2\text{)} \\ \gamma &: \text{土塊の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} W &: \text{土くさびの重量 (kN/m)} \\ \omega &: \text{すべり面角度 (}^\circ\text{)} \\ \phi &: \text{裏込土のせん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \\ \alpha &: \text{擁壁背面と鉛直面とのなす角 (}^\circ\text{)} \\ \delta &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

表 すべり面角度と土圧(検討位置 2)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
54	5.342	2.116	4.905	
55	5.399	2.138	4.957	
56	5.445	2.157	5.000	
57	5.478	2.170	5.030	
58	5.494	2.176	5.045	
59	5.499	2.178	5.049	最大土圧
60	5.496	2.177	5.047	
61	5.468	2.166	5.021	
62	5.450	2.159	5.004	
63	5.398	2.138	4.957	
64	5.349	2.119	4.912	

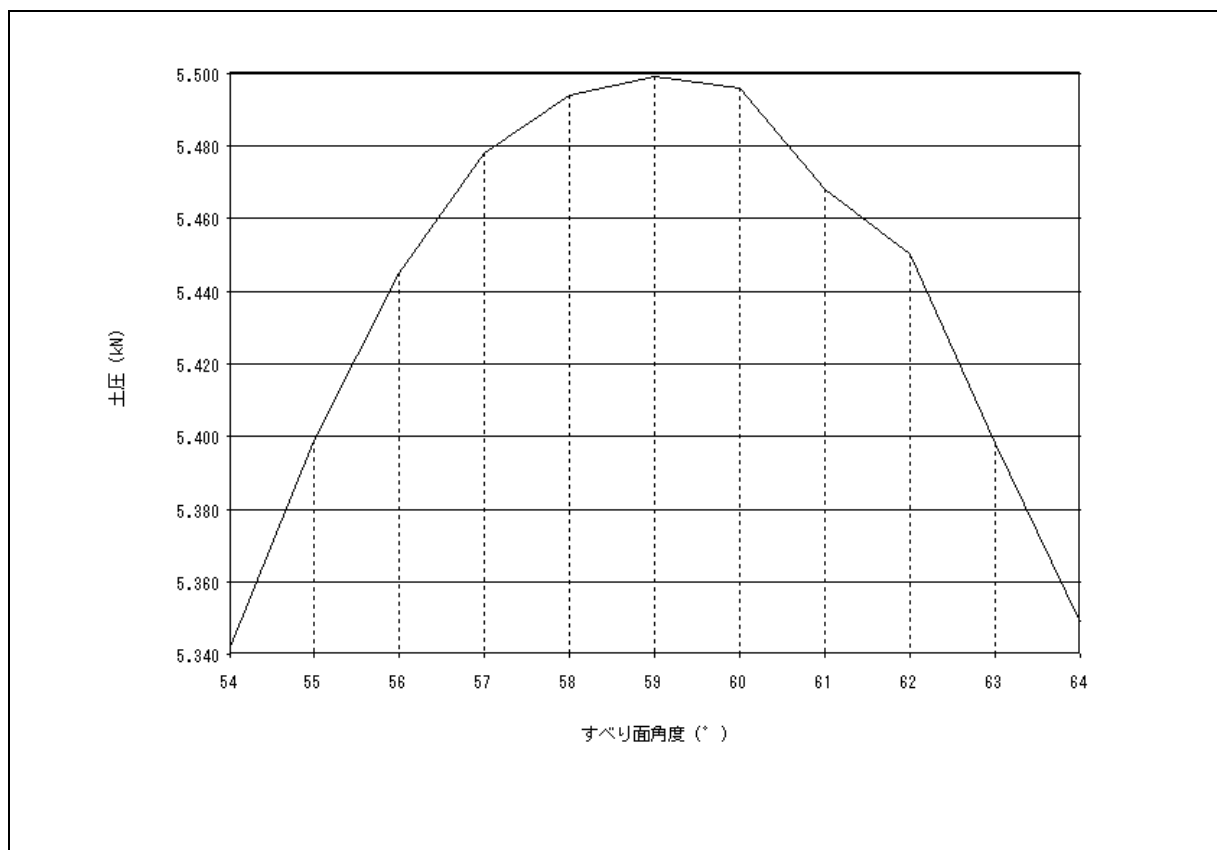


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 59(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma = 0.676 \times 20.0 \\ &= 13.520 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} A &: \text{土塊面積 (m}^2\text{)} \\ \gamma &: \text{土塊の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{13.520 \times \sin(59 - 35.0)}{\cos(59 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 5.499 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} W &: \text{土くさびの重量 (kN/m)} \\ \omega &: \text{すべり面角度 (}^\circ\text{)} \\ \phi &: \text{裏込土のせん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \\ \alpha &: \text{擁壁背面と鉛直面とのなす角 (}^\circ\text{)} \\ \delta &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

3) たて壁における壁面地盤反力度の算出

検討断面に作用する壁面地盤反力を算出する。壁面地盤反力は、 l_2 の範囲で三角形分布していると仮定し、算出する。なお、擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力 q_t は、支持力に対する検討の値を用いると次の結果となった。

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 32.206}{0.60 \times 5.000} = 21.471 \text{ (kN)}$$

$$l_2 = \kappa_1 \cdot l = 0.60 \times 5.000 = 3.000 \text{ (m)}$$

り、各検討位置における壁面地盤反力度は、以下のようになった。

検討位置	壁高 H'(m)	幅 B(m)	Z _l (m)	q _t ' (kN/m ²)	Q _t ' (kN/m ²)	Q _t 'V (kN/m ²)	Q _t 'H (kN/m ²)	l _{qt} (m)	アーム位置	
									X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	1.500	10.736	24.155	0.000	24.155	0.833	1.950	0.833
2	5.000	1.900	4.000	0.000	32.206	0.000	32.206	3.000	1.900	3.000

$$Z_l = \frac{(H' - h_2 + h_d)}{\cos \alpha} \quad (h_2 - h_d \leq 0 \text{ の時は } Z_l = \frac{H'}{\cos \alpha})$$

【 $Z_l < l_2$ の時】

$$q_t' = \frac{q_t \cdot (l_2 - Z_l)}{l_2} \quad Q_t' = \frac{(q_t + q_t')}{2} \cdot Z_l \quad l_{qt} = \frac{q_t' + 2 \cdot q_t}{q_t' + q_t} \cdot \frac{Z_l}{3}$$

【 $Z_l \geq l_2$ の時】

$$q_t' = 0 \quad Q_t' = Q_t \quad l_{qt} = Z_l - \frac{l_2}{3}$$

$$\begin{aligned} Q_t'V &= -Q_t' \cdot \sin \alpha & Q_t'H &= Q_t' \cdot \cos \alpha \\ Y &= l_{qt} \cdot \cos \alpha & X &= Y \cdot \tan \alpha + B \end{aligned}$$

ここに

- Z_l : 壁面地盤反力の作用長 (m)
- h₂ : 擁壁突出高さ (m)
- h_d : 堆積高さ (m)
- α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (正值) (°)
- q_t' : 照査位置における壁面地盤反力度 (kN/m²)
- Q_t' : 照査位置における壁面地盤反力 (kN/m²)
- Q_t'V : 壁面地盤反力の鉛直成分 (kN/m²)
- Q_t'H : 壁面地盤反力の水平成分 (kN/m²)
- l_{qt} : 照査位置からの作用長 (m)

4) たて壁における断面力の集計

検討位置における、荷重(断面力)の集計は次のようになる。

(検討位置 1)

荷重名称	軸力 N(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	せん断力 S(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	76.199	1.238	94.334	—	—	—
土圧	2.178	1.950	4.247	5.049	0.500	2.525
衝撃力	—	—	—	17.400	1.860	32.364
壁面地盤反力度	0.000	1.950	0.000	24.155	0.833	20.121
計	78.377		98.581	46.604		55.010

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma N} = \frac{98.581 - 55.010}{78.377}$$

$$= 0.556 \text{ (m)}$$

(検討位置 2)

荷重名称	軸力 N(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	せん断力 S(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	178.273	1.922	342.592	—	—	—
土圧	2.178	3.200	6.970	5.049	3.000	15.147
衝撃力	—	—	—	17.400	4.360	75.864
壁面地盤反力度	0.000	1.900	0.000	32.206	3.000	96.618
計	180.451		349.562	54.655		187.629

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma N} = \frac{349.562 - 187.629}{180.451}$$

$$= 0.897 \text{ (m)}$$

5) たて壁の応力度照査

応力度の判定は、断面力集計から行う。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' + \tan \gamma')$$

※1 $S_h < 0$ は $S_h = 0$ とする。

※2 B は接合部の幅

検討位置	軸力 N(kN)	せん断力 S(kN)	モーメント M(kN・m)	検討位置 の幅 B(m)	つま先か らの離れ d(m)	偏心 距離 e(m)	単位幅の 断面積 A(m ²)	β' (°)	γ' (°)	備考
1	78.377	46.604	43.571	1.650	0.556	0.269	1.650	26.565	0.000	※2
2	180.451	54.655	161.933	1.900	0.897	0.053	1.900	26.565	21.801	

$$M = \Sigma M_r - \Sigma M_o$$

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

$$W = \frac{1.0 \times B^2}{6}$$

上表より検討位置での判定は次のようになった。

(検討位置 1)

$$\begin{array}{llllll} \sigma_{c1} & = & 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} & = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} & = & 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} & = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m & = & 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} & = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

(検討位置 2)

$$\begin{array}{llllll} \sigma_{c1} & = & 0.12 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} & = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} & = & 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} & = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m & = & 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} & = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{array}$$

4.2.7 崩壊土砂捕捉容量の検討

崩壊土砂が落石防護柵を含めた擁壁背後の空間に堆積する。

したがって、崩壊土砂が溢れることのないよう、崩壊土砂量を十分に捕捉できる空間を確保する。よって、次式を満足するようにする。

$$V_d \geq v$$

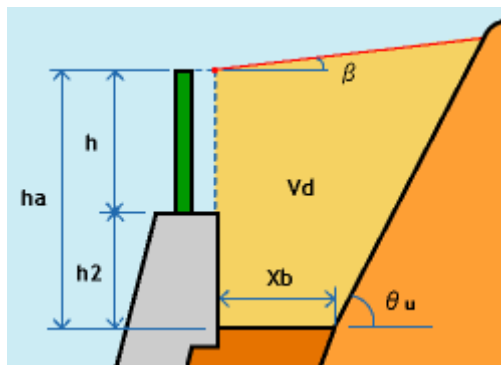
ここに、

V_d : 土砂捕捉容量 (m^2)

v : 単位幅当たり崩壊断面積 (m^2)

(1) 土砂捕捉容量の算出

土砂捕捉容量 V_d は、以下のモデルにて算出する。



X_b	=	1.278 (m)	: 斜面下端から擁壁までの距離
θ_u	=	43 (°)	: 斜面勾配
β	=	0 (°)	: 堆積勾配
h_2	=	1.000 (m)	: 擁壁突出高さ(擁壁の空き高さ)
h	=	2.00 (m)	: 落石防護柵高
h_a	=	3.000 (m)	: 落石防護柵高さを含めた空き高さ

よって、土砂捕捉容量は次のようになる。

$$V_d = 9.32 (\text{m}^2)$$

※土砂捕捉容量 V_d は、地形から座標計算にて算出した。

(2) 崩壊断面積の算出

崩壊断面積は全国の斜面崩壊データでの斜面高さ毎に区分した崩壊土砂量(下表参照)より求める。

斜面高 $H = 11.450 \text{ m}$ より (11.450 m)

崩壊土砂量 $V = 80.0 \text{ (m}^3\text{)}$

崩壊幅 $W = 17.0 \text{ (m)}$

単位幅当たり崩壊断面積 $v1 = \frac{V}{W}$

$= 4.71 \text{ (m}^2\text{)}$

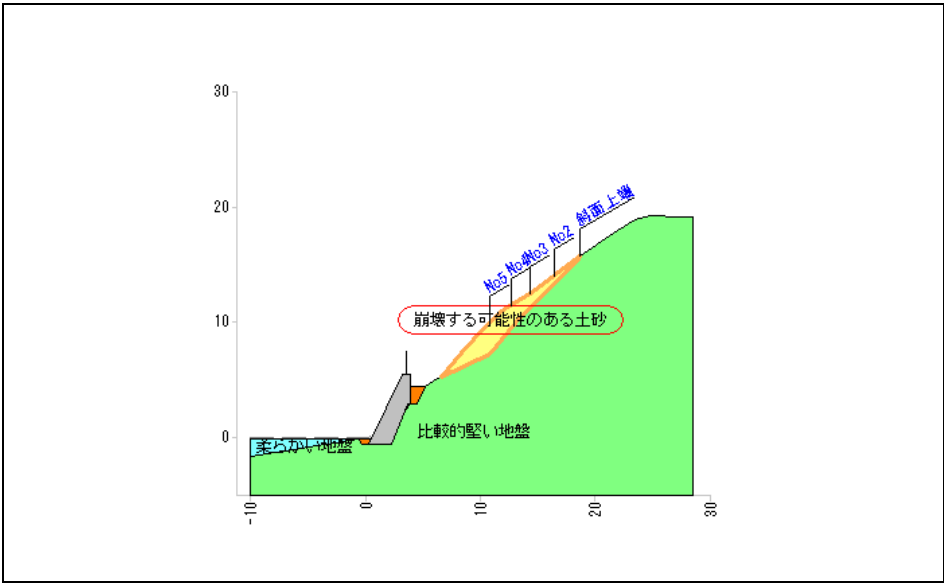
表 斜面高さ毎の崩壊土砂量

斜面高 (m)	崩壊土砂量 V (m ³)	崩壊幅 W (m)
5 ≦ H < 10	40.0	14.0
10 ≦ H < 15	80.0	17.0
15 ≦ H < 20	100.0	19.0
20 ≦ H < 25	150.0	21.0
25 ≦ H < 30	210.0	24.0
30 ≦ H < 40	240.0	25.0
40 ≦ H < 50	370.0	29.0
50 ≦ H	500.0	32.0

※ 斜面高が 5m 未満の場合は、5≦H<10 の値を採用する。

(3) 崩壊断面積の算出(断面図)

崩壊断面積は下図に示した地層の面積とする。
なお、このときの崩壊断面積は $v2 = 16.43 \text{ (m}^2\text{)}$ となった。



(4) 崩壊断面積の決定

今回は、参考表と断面図を比較し、少ない値を崩壊土砂量として採用する。

表 崩壊土砂量の採用値

参考表 v1(m ²)	断面積 v2(m ²)	採用値 v(m ²)
4.71	16.43	4.71

(5) 捕捉容量の判定

崩壊断面積 v と土砂捕捉容量 V_d の関係は次のようになる。

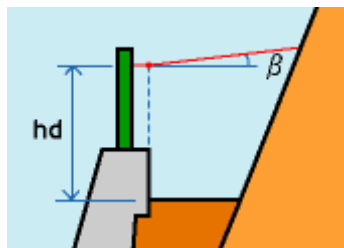
$$V_d \geq v \quad \dots \text{OK}$$

よって、崩壊土砂量に対して捕捉容量を確保しており安全である。

また、崩壊土砂の堆積高さは次のようになる。

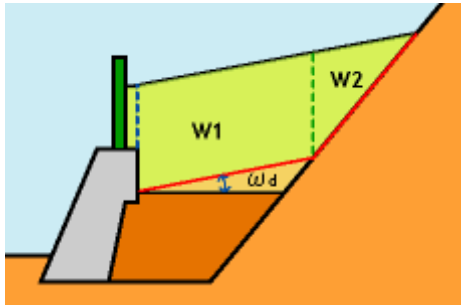
$$h_d = 1.84 \text{ (m)}$$

※ 堆積高さ h_d は、地形から座標計算にて算出した。



(6) 崩壊土砂による堆積土圧の算出

崩壊土砂の土圧を試行くさび法(切土部土圧)にて算出する。



また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta_d + \alpha_d)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\delta_d + \alpha_d)$$

試行くさび角度 ω_d を $30 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧

すべり面角度 $\omega_d(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
51	8.845	3.025	8.312	
52	8.926	3.053	8.388	
53	8.987	3.074	8.445	
54	9.027	3.087	8.483	
55	9.049	3.095	8.503	
56	9.061	3.099	8.515	最大土圧
57	9.048	3.095	8.502	
58	9.028	3.088	8.484	
59	8.994	3.076	8.452	
60	8.929	3.054	8.391	
61	8.859	3.030	8.325	

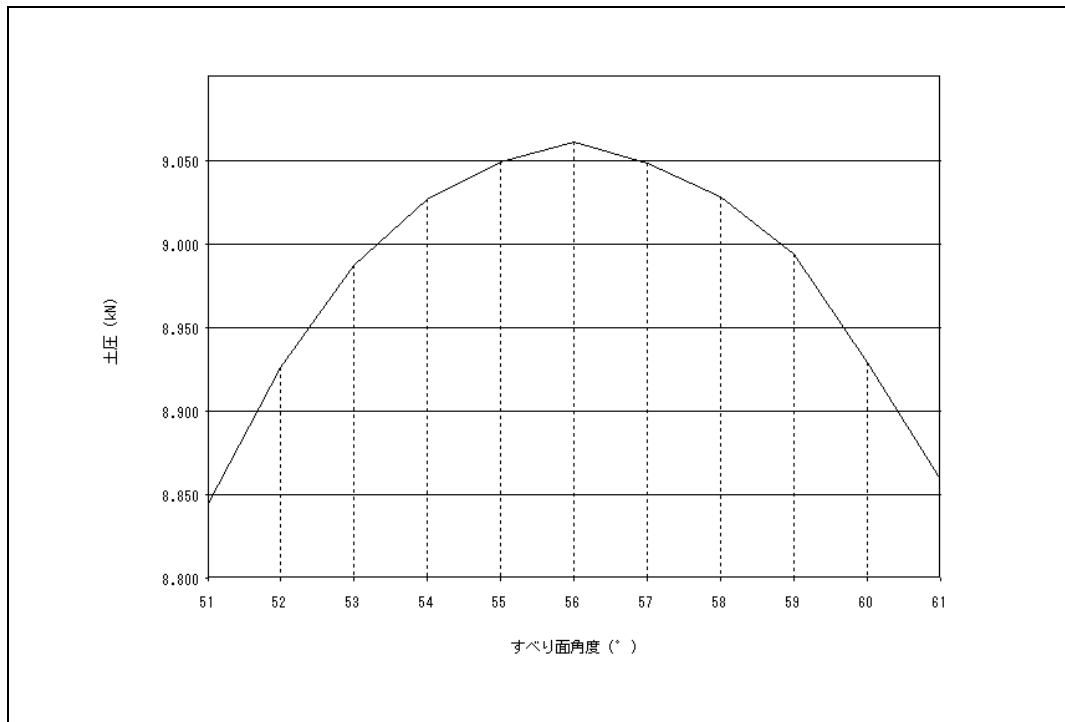


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega_d = 56(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A_d \times \gamma_d = 1.142 \times 18.0 \\ &= 20.556 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} A_d &: \text{崩壊土砂の土塊面積 (m}^2\text{)} \\ \gamma_d &: \text{土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\omega_d - \phi_d)}{\cos(\omega_d - \phi_d - \alpha_d - \delta_d)} \\ &= \frac{20.556 \times \sin(56 - 30.0)}{\cos(56 - 30.0 - 0.000 - 20.000)} \\ &= 9.061 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} W &: \text{土くさびの重量 (kN/m)} \\ \omega_d &: \text{すべり面角度 (}^\circ\text{)} \\ \phi_d &: \text{裏込土のせん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \\ \alpha_d &: \text{擁壁背面と鉛直面とのなす角 (}^\circ\text{)} \\ \delta_d &: \text{壁面摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

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

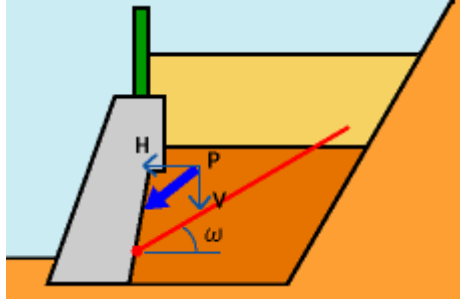
崩壊土砂の土圧係数

$$\text{水平方向 } K_{adh} = \frac{2 \cdot P_H}{\gamma_d \cdot h d^2} = \frac{2 \times 8.515}{18.0 \times 1.84^2} = 0.279$$

$$\text{鉛直方向 } K_{adv} = \frac{2 \cdot P_V}{\gamma_d \cdot h d^2} = \frac{2 \times 3.099}{18.0 \times 1.84^2} = 0.102$$

(7) 壁面全体に作用する土圧の算出

擁壁に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」(日本道路協会)では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。



土圧合力の作用位置

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta + \alpha)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\delta + \alpha)$$

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
35	32.754	12.973	30.075	最大土圧
36	32.613	12.917	29.946	
37	32.452	12.853	29.798	
38	32.290	12.789	29.649	
39	32.094	12.712	29.469	
40	31.903	12.636	29.294	

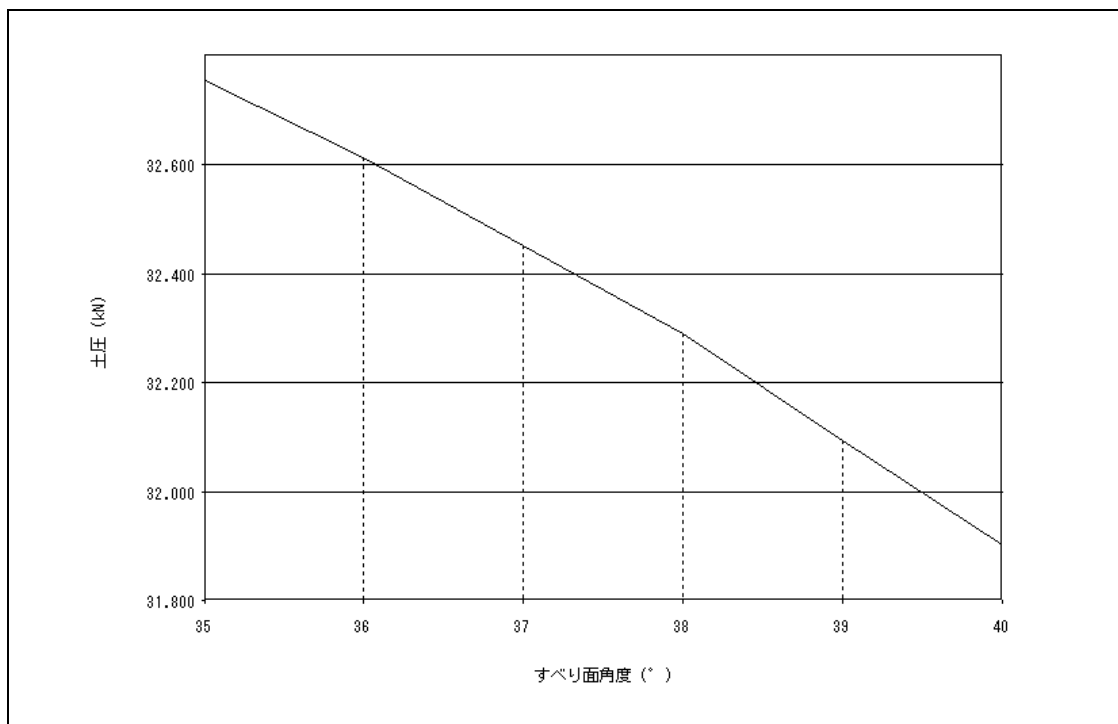


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 35(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W_1 、 W_2 は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma + A_{d1} \times \gamma_d = 0.947 \times 20.0 + 1.415 \times 18.0 \\ &= 44.410 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma + A_{d2} \times \gamma_d = 0.230 \times 20.0 + 1.731 \times 18.0 \\ &= 35.758 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

A_1, A_2 : 土塊面積 (m^2)

A_{d1}, A_{d2} : 崩壊土砂の土塊面積 (m^2)

γ : 土塊の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_d : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m^3)

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \times \cos \lambda} \times (W_1 + X \sin \delta_1) \\ &= \frac{\sin(35 - 35.0 + 34.107)}{\cos(35 - 35.0 - 23.333 - 0.000) \times \cos(34.107)} \times (44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)) \\ &= 32.754 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$X = \frac{\sin(\varepsilon - \delta')}{\cos(\varepsilon - \delta' - \delta_1)} \times W_2 = \frac{\sin(63.4 - 23.333)}{\cos(63.4 - 23.333 - 0.0)} \times 35.758 = 30.076 \text{ (kN/m)}$$

$$\lambda = \tan^{-1}\left(\frac{X \cos \delta_1}{W_1 + X \sin \delta_1}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{30.076 \times \cos(0.0)}{44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)}\right) = 34.107 (^\circ)$$

ここに

W_1 ,
 W_2 : 土くさびの重量 (kN/m)

ω : すべり面角度 ($^\circ$)

ϕ : 裏込土のせん断抵抗角 ($^\circ$)

α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ_1 : 仮想背面における擁壁摩擦角 ($^\circ$)

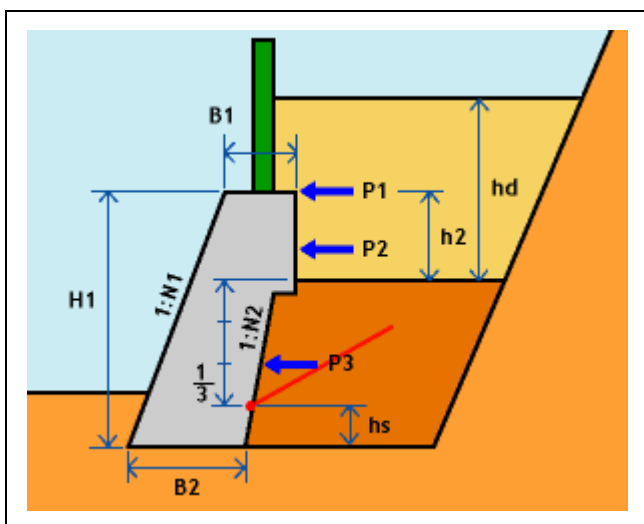
$\delta_1 = \beta$ ただし $\beta > \phi$ のときは $\delta_1 = \phi$ とする

ε : 切土面角度 ($^\circ$)

4.2.8 土圧の集計

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

土圧の種類	$P_V(\text{kN/m})$	$P_H(\text{kN/m})$
壁面全体に作用する土圧	12.973	30.075
崩壊土砂による土圧	3.099	8.515
裏込め土による土圧	9.874	21.560



・各作用位置における土圧の算出

土圧の種類	鉛直成分 V(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	水平成分 H(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
P1	0.648	3.700	2.398	1.772	6.000	10.632
P2	1.542	3.700	5.705	4.218	5.500	23.199
P2'	0.918	3.700	3.397	2.511	5.333	13.391
P3	9.874	3.700	36.534	21.560	4.000	86.240
計	12.982		48.034	30.061		133.462

<鉛直・水平成分の算出式>

$$\begin{aligned}
 P1_V &= \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times K_{adv} \times \gamma_d & P1_H &= \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times K_{adh} \times \gamma_d \\
 P2_V &= (hd - h2) \times K_{adv} \times h2 \times \gamma_d & P2_H &= (hd - h2) \times K_{adh} \times h2 \times \gamma_d \\
 P2'_V &= \frac{1}{2} \times h2^2 \times K_{adv} \times \gamma_d & P2'_H &= \frac{1}{2} \times h2^2 \times K_{adh} \times \gamma_d
 \end{aligned}$$

<アーム位置の算出式>

$$\begin{aligned}
 Y_{P1} &= H1 & X_{P1} &= H1 \times N1 + B1 \\
 Y_{P2} &= H1 - \frac{h2}{2} & X_{P2} &= H1 \times N1 + B1 \\
 Y_{P2'} &= H1 - h2 + \frac{h2}{3} & X_{P2'} &= H1 \times N1 + B1 \\
 Y_{P3} &= \frac{(H1 - h2 - hs)}{3} + hs & X_{P3} &= B2 + Y_{P3} \times N2 \quad (Y_{P3} \leq H1 - H2 \text{ の場合}) \\
 (hs &= 3.5 \text{ m}) & X_{P3} &= H1 \times N1 + B1 \quad (Y_{P3} > H1 - H2 \text{ の場合})
 \end{aligned}$$

4.3 安定計算（崩壊土砂堆積時）

4.3.1 安定計算

（１）荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

表 荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	水平成分 H(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	223.123	2.181	486.563	—	—	—
土圧	12.982	3.700	48.034	30.061	4.440	133.462
計	236.105		534.597	30.061		133.462

（２）作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{534.597 - 133.462}{236.105} = 1.699 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

（３）滑動に対する検討

擁壁には、擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

擁壁に対する安全率 F_s は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \mu + C_B \times B'}{\Sigma H} = \frac{236.105 \times 0.60 + 0.0 \times 0.602}{30.061} = 4.71$$

ここに

μ : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

C_B : 擁壁底版と支持地盤との間の粘着力 (kN/m²)

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m)

$$B' = B_2 - 2e = 2.000 - 2 \times 0.699$$

$$= 0.602 \quad (B' < 0 \text{ のときは } B' = 0 \text{ とする})$$

B_2 : 擁壁の底版幅 (m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)

(ただし、絶対値とする)

以上の結果が所定の安全率 1.20 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 4.71 \geq 1.20 \quad \cdots \text{ OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

(4) 転倒に対する検討

擁壁の転倒に対する照査は、つま先から荷重の合力作用位置までの距離 d で評価する。

崩壊土砂堆積時の場合、 d の値が擁壁底面幅 B_2 の $1/3$ より後方($d \geq B_2/3$)になければならない。

$$d = 1.699 \geq \frac{B_2}{3} = 0.666 \cdots \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

なお、底版中央からの偏心距離 e は以下のようになる。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 1.699 \\ &= -0.699 \text{ (m)} \\ |e| &= 0.699 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(5) 地盤の支持力に対する検討

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、「道路土工 擁壁工指針」のもたれ式擁壁における簡便法にて地盤反力度を次式にて算出する。

$$\begin{aligned}
 Q_t &= \frac{(\sum M_r - \sum M_o) - \kappa_d \cdot B^2 \cdot \sum V}{B^2 \cdot \sin(|\alpha|) \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot (1 - \frac{\kappa_l}{3})} \\
 &= \frac{(534.597 - 133.462) - 0.56 \times 2.000 \times 236.105}{2.000 \times \sin(0.000) \times (1 - 0.56) + 5.000 \times (1 - \frac{0.60}{3})} = 34.174 \text{ (kN/m)} \\
 Q_v &= \sum V - Q_t \cdot \sin(|\alpha|) = 236.105 - 34.174 \times \sin(0.000) = 236.105 \text{ (kN/m)} \\
 Q_H &= \sum H + Q_t \cdot \cos(|\alpha|) = 30.061 + 34.174 \times \cos(0.000) = 64.235 \text{ (kN/m)} \\
 q_{v1} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B^2} = \frac{2 \times 236.105 \times (2 - 3 \times 0.56)}{2.000} = 75.554 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_{v2} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B^2} = \frac{2 \times 236.105 \times (3 \times 0.56 - 1)}{2.000} = 160.551 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに

壁面地盤反力度が発生する区間長と壁面長 l との比 $\kappa_l = 0.60$
 擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と擁壁底面幅との比 $\kappa_d = 0.56$
 壁面長 $l = 5.000 \text{ (m)}$

$$l = \frac{H_1 - h_2}{\cos \alpha} \text{ (突出あり)} \quad l = \frac{H_1}{\cos \alpha} \text{ (突出なし)}$$

※なお、壁面長 l は、壁面反力が得られる長さとする。

以上の結果が許容支持力 q_a の値以下であれば安定と判定する。

$$q_{v2} = 160.551 \leq q_a = 450 \quad \dots \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

(6) 擁壁の安定結果

以上の結果より、この擁壁は崩壊土砂堆積時において安定構造物である。

4.3.2 応力度の照査（崩壊土砂堆積時）

応力度の照査は、たて壁について行う。擁壁の検討断面において、作用する土圧、自重、その他外力等により生じる応力度がコンクリートの許容応力度以下となるように設計する。

（たて壁）

検討断面において、コンクリート断面の縁応力度 σ_c およびせん断応力度 τ_m が次式を満足するように設計する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' - \tan \gamma')$$

ここに

N : 軸方向力 (N)

A : コンクリートの全断面積 (mm²)

e : コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離
(mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

β' : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)

γ' : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (°)

τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

S : 検討断面に作用する単位幅当たりのせん断力 (N)

(1) 検討位置

擁壁形状の任意点による応力度の照査を行う。検討する位置は次のとおりとする。

たて壁の検討位置					
検討位置	基準となる位置	離れ (m)	壁高 H'(m)	幅 B(m)	
1	頭部	0.000	2.500	1.950	
2	底板	1.000	5.000	1.900	

(2) コンクリート部材の許容応力度

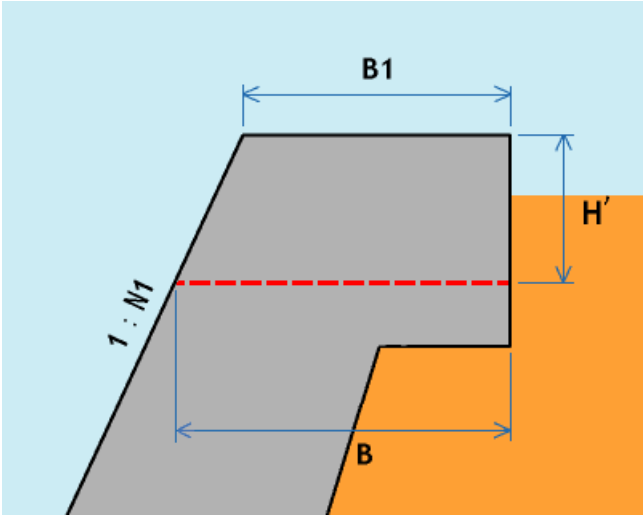
コンクリートの許容応力度は次のとおりとする。

応力度の種類	記号	許容応力度 (N/mm ²)	備考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	6.75	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 18(\text{N/mm}^2)$ 割増し係数 1.50 (ただし、 τ_{ca} は除く)
許容曲げ引張応力度	σ_{cat}	0.33	
許容せん断応力度	τ_{ca}	0.33	

(3) たて壁の検討

1) たて壁の自重計算

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状の重心位置から算出する。擁壁の作用位置は重心位置となる。算出方法を以下に記す。

		計算補助 なし
面積	$A = (B1 + B) \times H' / 2$	
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times \gamma_c$	
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B) / (B1 + B) \times H' / 3$	
アーム位置 X	$X = B / 2 + N1 / 2 \times Y$	
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$	

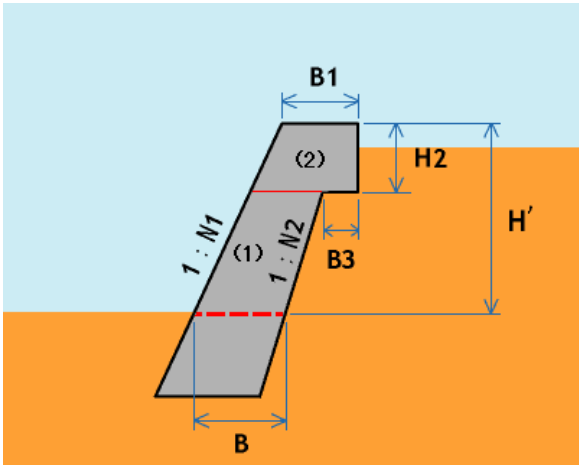
以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出 (検討位置 1)

	面積 A(m ²)	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	アーム位置 X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)
たて壁	3.313	23.00	76.199	1.238	94.334

擁壁の作用位置 $X = 1.238$ (m)

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状を分割し、個別の重心位置から算出する。モーメントの合計を擁壁自重で除した数値が擁壁の作用位置となる。算出方法を以下に記す。

		<p>計算補助</p> <p>分割(1) 高さ $h1 = H' - H2$ 上底 $b1 = B1 - B3 + N1 \times H2$</p> <p>分割(2) 下底 $b2 = B1 + N1 \times H2$</p>
面積	$A(1) = (b1 + B) \times h1 / 2$ $A(2) = (B1 + b2) \times H2 / 2$ $A = A(1) + A(2)$	
鉛直力(重量)	$V(1) = W(1) = A(1) \times \gamma_c$ $V(2) = W(2) = A(2) \times \gamma_c$ $V = V(1) + V(2)$	
アーム位置 Y	$Y(1) = (2 \times b1 + B) / (b1 + B) \times h1 / 3$ $Y(2) = (2 \times B1 + b2) / (B1 + b2) \times H2 / 3 + (H' - H2)$	
アーム位置 X	$X(1) = B / 2 + (N1 + N2) / 2 \times Y(1)$ $X(2) = b2 / 2 + N1 / 2 \times (Y(2) - h1) + N1 \times h1$	
抵抗モーメント	$Mr(1) = V(1) \times X(1)$ $Mr(2) = V(2) \times X(2)$ $Mr = Mr(1) + Mr(2)$	

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

表 擁壁の自重および抵抗モーメント算出（検討位置 2）

分割番号	面積 $A(m^2)$	単位体積重量 $\gamma_c(kN/m^3)$	鉛直力 $V(kN)$	アーム位置 $X(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$
(1)	4.438	23.00	102.074	1.499	153.009
(2)	3.313	23.00	76.199	2.488	189.583
合計	7.751		178.273		342.592

擁壁の作用位置
$$X = \frac{Mr}{V} = \frac{342.592}{178.273} = 1.922 (m)$$

2) たて壁における最大土圧の算出

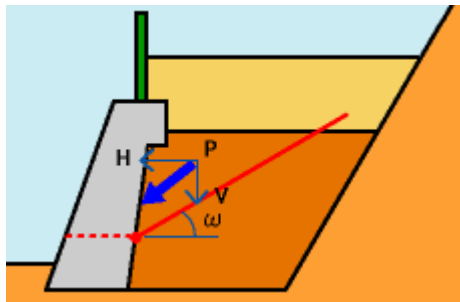
(検討位置 1)

① 崩壊土砂による土圧

崩壊土砂堆積部における土圧は既に算出されている土圧を採用する。

② 壁面全体に作用する土圧

壁面全体に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」(日本道路協会)では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。



土圧合力の作用位置

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta + \alpha)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\delta + \alpha)$$

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧(検討位置 1)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
35	32.754	12.973	30.075	最大土圧
36	32.613	12.917	29.946	
37	32.452	12.853	29.798	
38	32.290	12.789	29.649	
39	32.094	12.712	29.469	
40	31.903	12.636	29.294	

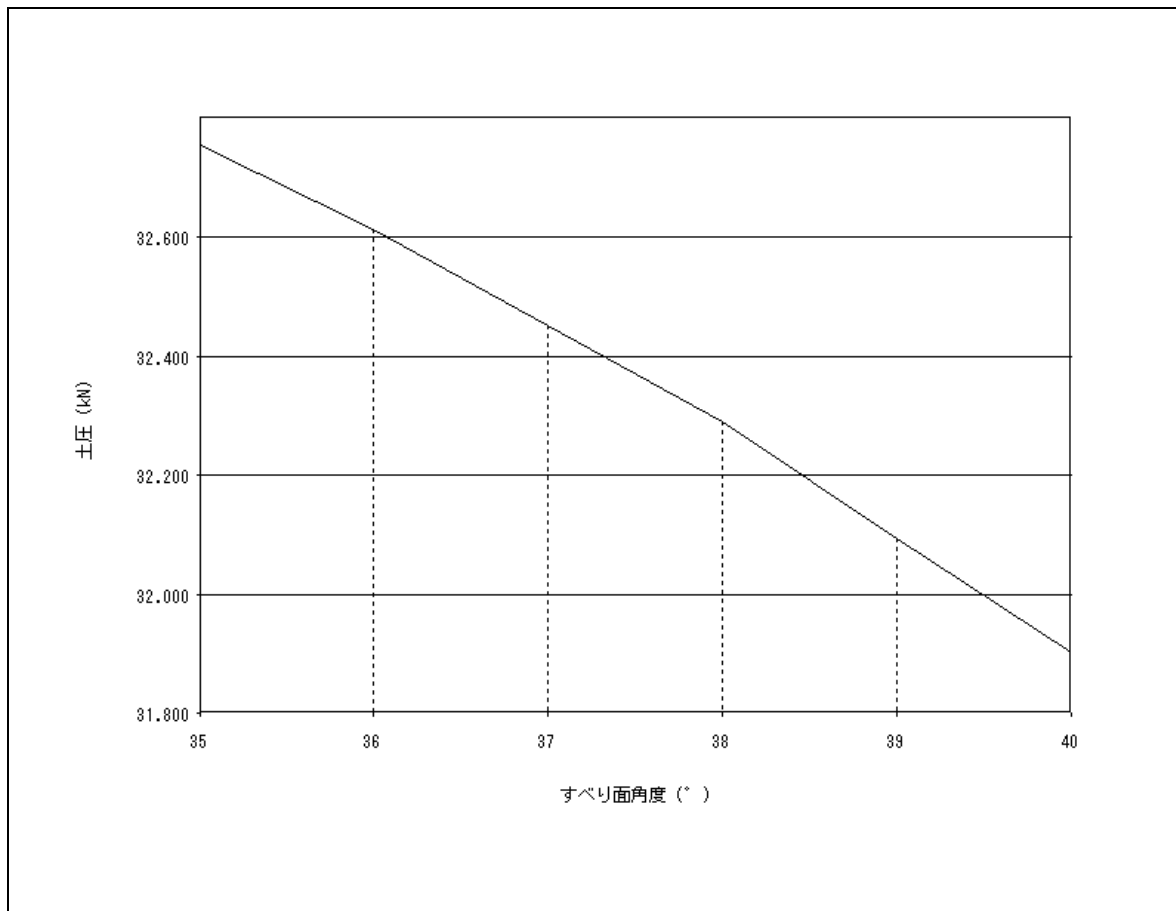


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 35(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W_1 、 W_2 は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma + A_{d1} \times \gamma_d = 0.947 \times 20.0 + 1.415 \times 18.0 \\ &= 44.410 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma + A_{d2} \times \gamma_d = 0.230 \times 20.0 + 1.731 \times 18.0 \\ &= 35.758 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

A_1, A_2 : 土塊面積 (m^2)

A_{d1}, A_{d2} : 崩壊土砂の土塊面積 (m^2)

γ : 土塊の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_d : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m^3)

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \times \cos \lambda} \times (W_1 + X \sin \delta_1) \\ &= \frac{\sin(35 - 35.0 + 34.107)}{\cos(35 - 35.0 - 23.333 - 0.000) \times \cos(34.107)} \times (44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)) \\ &= 32.754 \text{ (kN/m)} \\ X &= \frac{\sin(\varepsilon - \delta')}{\cos(\varepsilon - \delta' - \delta_1)} \times W_2 = \frac{\sin(63.4 - 23.333)}{\cos(63.4 - 23.333 - 0.0)} \times 35.758 = 30.076 \text{ (kN/m)} \\ \lambda &= \tan^{-1}\left(\frac{X \cos \delta_1}{W_1 + X \sin \delta_1}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{30.076 \times \cos(0.0)}{44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)}\right) = 34.107 (^\circ) \end{aligned}$$

ここに

W_1, W_2 : 土くさびの重量 (kN/m)

ω : すべり面角度 ($^\circ$)

ϕ : 裏込土のせん断抵抗角 ($^\circ$)

α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ_1 : 仮想背面における擁壁摩擦角 ($^\circ$)

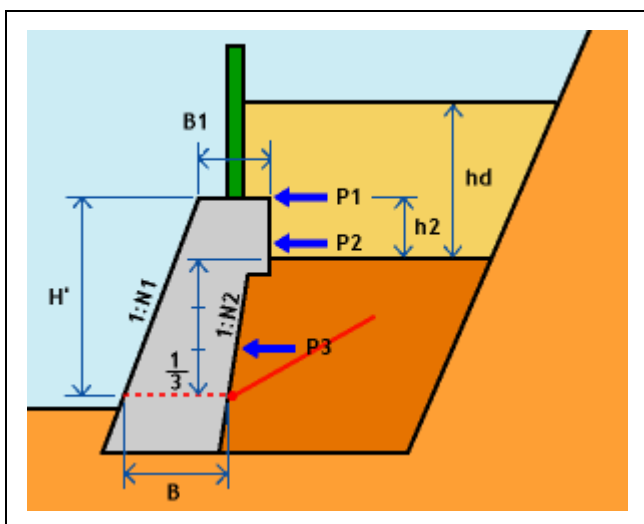
$\delta_1 = \beta$ ただし $\beta > \phi$ のときは $\delta_1 = \phi$ とする

ε : 切土面角度 ($^\circ$)

③ 土圧の集計

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

土圧の種類	$P_V(\text{kN/m})$	$P_H(\text{kN/m})$
壁面全体に作用する土圧	12.973	30.075
崩壊土砂による土圧	3.099	8.515
裏込め土による土圧	9.874	21.560



・各作用位置における土圧の算出

土圧の種類	鉛直成分 V(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	水平成分 H(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
P1	0.648	1.950	1.264	1.772	2.500	4.430
P2	1.542	1.950	3.007	4.218	2.000	8.436
P2'	0.918	1.950	1.790	2.511	1.833	4.603
P3	9.874	1.950	19.254	21.560	0.500	10.780
計	12.982		25.315	30.061		28.249

<鉛直・水平成分の算出式>

$$P1_v = \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times K_{adv} \times \gamma_d \quad P1_H = \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times K_{adh} \times \gamma_d$$

$$P2_v = (hd - h2) \times K_{adv} \times h2 \times \gamma_d \quad P2_H = (hd - h2) \times K_{adh} \times h2 \times \gamma_d$$

$$P2'_v = \frac{1}{2} \times h2^2 \times K_{adv} \times \gamma_d \quad P2'_H = \frac{1}{2} \times h2^2 \times K_{adh} \times \gamma_d$$

<アーム位置の算出式>

$$Y_{P1} = H' \quad X_{P1} = H' \times N1 + B1$$

$$Y_{P2} = H' - \frac{h2}{2} \quad X_{P2} = H' \times N1 + B1$$

$$Y_{P2'} = H' - h2 + \frac{h2}{3} \quad X_{P2'} = H' \times N1 + B1$$

$$Y_{P3} = \frac{(H' - h2)}{3} \quad X_{P3} = H' \times N1 + B1 \quad (Y_{P3} \geq H' - H2 \text{ の場合})$$

$$X_{P3} = B + Y_{P3} \times N2 \quad (Y_{P3} < H' - H2 \text{ の場合})$$

※照査位置から試行くさびを開始しない場合の裏込土の作用位置は衝撃力作用時と同値とする。

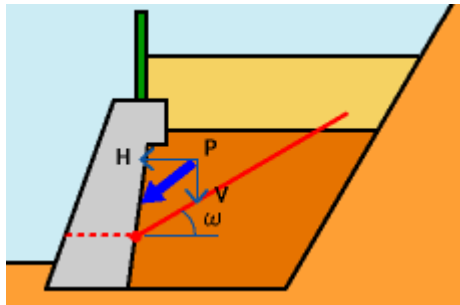
(検討位置 2)

① 崩壊土砂による土圧

崩壊土砂堆積部における土圧は既に算出されている土圧を採用する。

② 壁面全体に作用する土圧

壁面全体に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工－擁壁工指針」(日本道路協会)では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。



土圧合力の作用位置

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

$$\text{鉛直土圧力 } P_V = P \times \sin(\delta + \alpha)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\delta + \alpha)$$

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

表 すべり面角度と土圧(検討位置 2)

すべり面角度 $\omega(^{\circ})$	土圧合力 $P(\text{kN/m})$	鉛直成分 $P_V(\text{kN/m})$	水平成分 $P_H(\text{kN/m})$	備考
35	32.754	12.973	30.075	最大土圧
36	32.613	12.917	29.946	
37	32.452	12.853	29.798	
38	32.290	12.789	29.649	
39	32.094	12.712	29.469	
40	31.903	12.636	29.294	

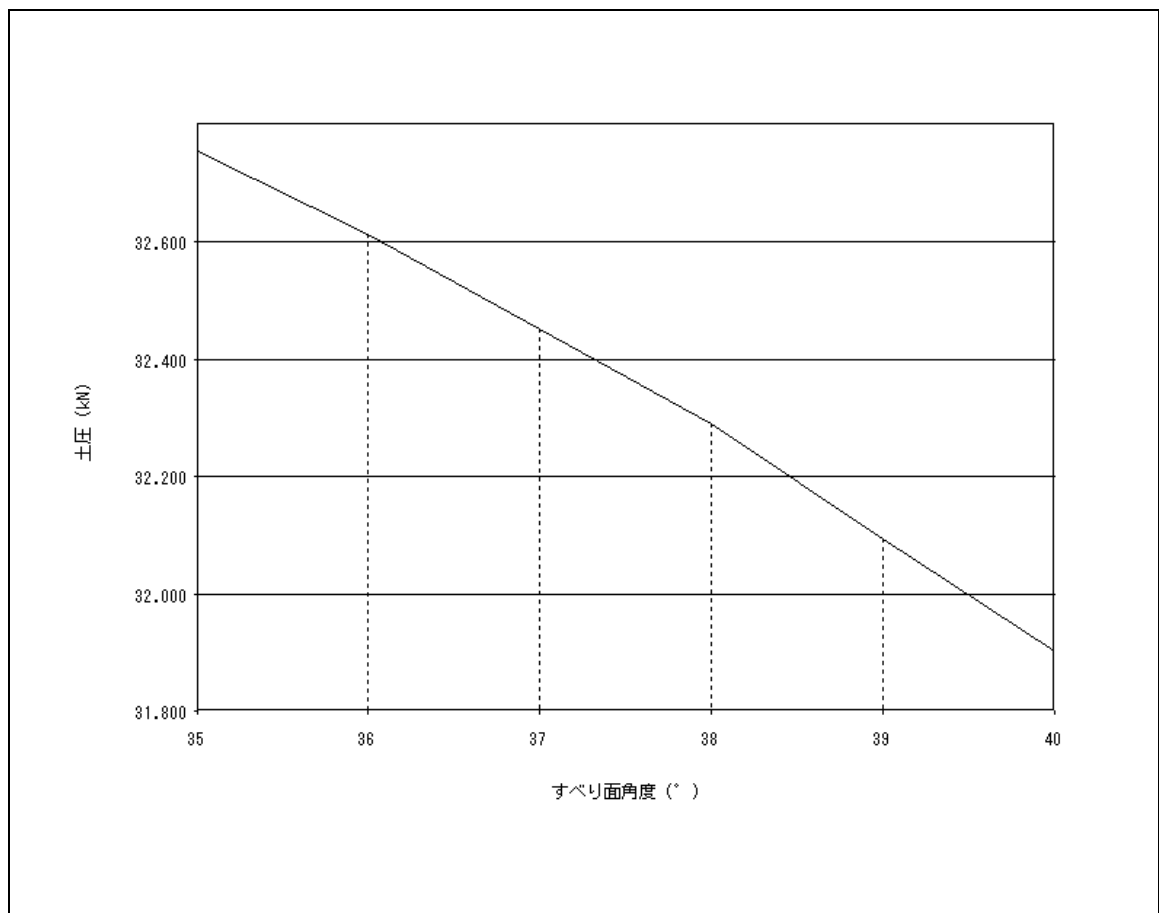


図 すべり面角度－土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $\omega = 35(^{\circ})$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W_1 、 W_2 は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma + A_{d1} \times \gamma_d = 0.947 \times 20.0 + 1.415 \times 18.0 \\ &= 44.410 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma + A_{d2} \times \gamma_d = 0.230 \times 20.0 + 1.731 \times 18.0 \\ &= 35.758 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

A_1, A_2 : 土塊面積 (m^2)

A_{d1}, A_{d2} : 崩壊土砂の土塊面積 (m^2)

γ : 土塊の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_d : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m^3)

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \times \cos \lambda} \times (W_1 + X \sin \delta_1) \\ &= \frac{\sin(35 - 35.0 + 34.107)}{\cos(35 - 35.0 - 23.333 - 0.000) \times \cos(34.107)} \times (44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)) \\ &= 32.754 \text{ (kN/m)} \\ X &= \frac{\sin(\varepsilon - \delta')}{\cos(\varepsilon - \delta' - \delta_1)} \times W_2 = \frac{\sin(63.4 - 23.333)}{\cos(63.4 - 23.333 - 0.0)} \times 35.758 = 30.076 \text{ (kN/m)} \\ \lambda &= \tan^{-1}\left(\frac{X \cos \delta_1}{W_1 + X \sin \delta_1}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{30.076 \times \cos(0.0)}{44.410 + 30.076 \times \sin(0.0)}\right) = 34.107 (^\circ) \end{aligned}$$

ここに

W_1, W_2 : 土くさびの重量 (kN/m)

ω : すべり面角度 ($^\circ$)

ϕ : 裏込土のせん断抵抗角 ($^\circ$)

α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ' : 地山との境界における壁面摩擦角 ($^\circ$)

δ_1 : 仮想背面における擁壁摩擦角 ($^\circ$)

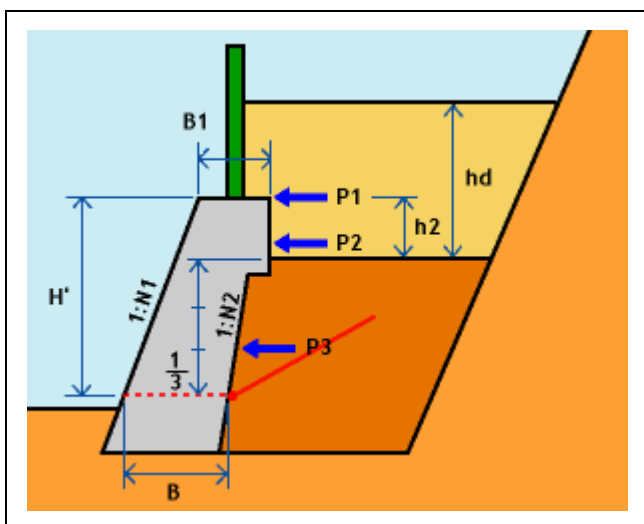
$\delta_1 = \beta$ ただし $\beta > \phi$ のときは $\delta_1 = \phi$ とする

ε : 切土面角度 ($^\circ$)

3) 土圧の集計

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

土圧の種類	$P_V(\text{kN/m})$	$P_H(\text{kN/m})$
壁面全体に作用する土圧	12.973	30.075
崩壊土砂による土圧	3.099	8.515
裏込め土による土圧	9.874	21.560



・各作用位置における土圧の算出

土圧の種類	鉛直成分 V(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	水平成分 H(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
P1	0.648	3.200	2.074	1.772	5.000	8.860
P2	1.542	3.200	4.934	4.218	4.500	18.981
P2'	0.918	3.200	2.938	2.511	4.333	10.880
P3	9.874	3.200	31.597	21.560	3.000	64.680
計	12.982		41.543	30.061		103.401

<鉛直・水平成分の算出式>

$$\begin{aligned}
 P1_v &= \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times Kadv \times \gamma_d & P1_H &= \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times Kadh \times \gamma_d \\
 P2_v &= (hd - h2) \times Kadv \times h2 \times \gamma_d & P2_H &= (hd - h2) \times Kadh \times h2 \times \gamma_d \\
 P2'_v &= \frac{1}{2} \times h2^2 \times Kadv \times \gamma_d & P2'_H &= \frac{1}{2} \times h2^2 \times Kadh \times \gamma_d
 \end{aligned}$$

<アーム位置の算出式>

$$\begin{aligned}
 Y_{P1} &= H' & X_{P1} &= H' \times N1 + B1 \\
 Y_{P2} &= H' - \frac{h2}{2} & X_{P2} &= H' \times N1 + B1 \\
 Y_{P2'} &= H' - h2 + \frac{h2}{3} & X_{P2'} &= H' \times N1 + B1 \\
 Y_{P3} &= \frac{(H' - h2)}{3} & X_{P3} &= H' \times N1 + B1 \quad (Y_{P3} \geq H' - H2 \text{ の場合}) \\
 & & X_{P3} &= B + Y_{P3} \times N2 \quad (Y_{P3} < H' - H2 \text{ の場合})
 \end{aligned}$$

※照査位置から試行くさびを開始しない場合の裏込土の作用位置は衝撃力作用時と同値とする。

4.3.3 たて壁における壁面地盤反力度の算出

検討断面に作用する壁面地盤反力を算出する。壁面地盤反力は、 l_2 の範囲で三角形分布していると仮定し、算出する。なお、擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力 q_t は、支持力に対する検討の値を用いると次の結果となった。

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 34.174}{0.60 \times 5.000} = 22.783 \text{ (kN)}$$

$$l_2 = \kappa_1 \cdot l = 0.60 \times 5.000 = 3.000 \text{ (m)}$$

より、各検討位置における壁面地盤反力度は、以下のようになった。

検討位置	壁高 H'(m)	幅 B(m)	Z_l (m)	q_t' (kN/m ²)	Q_t' (kN/m ²)	$Q_t'V$ (kN/m ²)	$Q_t'H$ (kN/m ²)	l_{qt} (m)	アーム位置	
									X(m)	Y(m)
1	2.500	1.950	2.500	3.797	33.225	0.000	33.225	1.548	1.950	1.548
2	5.000	1.900	5.000	0.000	34.174	0.000	34.174	4.000	1.900	4.000

$$Z_l = \frac{(H' - h_2 + hd)}{\cos \alpha} \quad (h_2 - hd \leq 0 \text{ の時は } Z_l = \frac{H'}{\cos \alpha})$$

【 $Z_l < l_2$ の時】

$$q_t' = \frac{q_t \cdot (l_2 - Z_l)}{l_2} \quad Q_t' = \frac{(q_t + q_t')}{2} \cdot Z_l \quad l_{qt} = \frac{q_t' + 2 \cdot q_t}{q_t' + q_t} \cdot \frac{Z_l}{3}$$

【 $Z_l \geq l_2$ の時】

$$q_t' = 0 \quad Q_t' = Q_t \quad l_{qt} = Z_l - \frac{l_2}{3}$$

$$\begin{aligned} Q_t'V &= -Q_t' \cdot \sin \alpha & Q_t'H &= Q_t' \cdot \cos \alpha \\ Y &= l_{qt} \cdot \cos \alpha & X &= Y \cdot \tan \alpha + B \end{aligned}$$

ここに

- Z_l : 壁面地盤反力の作用長 (m)
- h_2 : 擁壁突出高さ (m)
- hd : 堆積高さ (m)
- α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (正值) (°)
- q_t' : 照査位置における壁面地盤反力度 (kN/m²)
- Q_t' : 照査位置における壁面地盤反力 (kN/m²)
- $Q_t'V$: 壁面地盤反力の鉛直成分 (kN/m²)
- $Q_t'H$: 壁面地盤反力の水平成分 (kN/m²)
- l_{qt} : 照査位置からの作用長 (m)

4.3.4 たて壁における断面力の集計

検討位置における、荷重(断面力)の集計は次のようになる。

(検討位置 1)

荷重名称	軸力 N(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	せん断力 S(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	76.199	1.238	94.334	—	—	—
土圧	12.982	1.950	25.315	30.061	0.940	28.249
壁面地盤反力度	0.000	1.950	0.000	33.225	1.548	51.432
計	89.181		119.649	63.286		79.681

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma N} = \frac{119.649 - 79.681}{89.181}$$

$$= 0.448 \text{ (m)}$$

(検討位置 2)

荷重名称	軸力 N(kN)	アーム X(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	せん断力 S(kN)	アーム Y(m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	178.273	1.922	342.592	—	—	—
土圧	12.982	3.200	41.543	30.061	3.440	103.401
壁面地盤反力度	0.000	1.900	0.000	34.174	4.000	136.696
計	191.255		384.135	64.235		240.097

合力の作用位置は次のようになる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma N} = \frac{384.135 - 240.097}{191.255}$$

$$= 0.753 \text{ (m)}$$

4.3.5 たて壁の応力度照査

応力度の判定は、断面力集計から行う。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

$$\tau_m = \frac{S_h}{A} \leq \tau_{ca} \quad S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta' + \tan \gamma')$$

※1 $S_h < 0$ は $S_h = 0$ とする。

※2 B は接合部の幅

検討位置	軸力 N(kN)	せん断力 S(kN)	モーメント M(kN・m)	検討位置 の幅 B(m)	つま先か らの離れ d(m)	偏心距離 e(m)	単位幅の 断面積 A(m ²)	β' (°)	γ' (°)	備考
1	89.181	63.286	39.968	1.650	0.448	0.377	1.650	26.565	0.000	※2
2	191.255	64.235	144.038	1.900	0.753	0.197	1.900	26.565	21.801	

$$M = \Sigma M_r - \Sigma M_o$$

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

$$W = \frac{1.0 \times B^2}{6}$$

上表より検討位置での判定は次のようになった。

(検討位置 1)

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ |\sigma_{c2}| &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{cat} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m &= 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

(検討位置 2)

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \sigma_{c2} &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \\ \tau_m &= 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \leq & \tau_{ca} = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} & \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

4.4 落石防護柵の検討

4.4.1 設計条件

堆積高	h_d	=	1.84	(m)
擁壁突出高	h_2	=	1.000	(m)
天端からの堆積高さ	$h_d - h_2$	=	0.84	(m)
崩壊土砂の有効作用幅	B_s	=	3.00	(m)
崩壊土の単位堆積重量	γ_d	=	18.0	(kN/m ³)
土圧係数	K_{adh}	=	0.279	

4.4.2 荷重計算

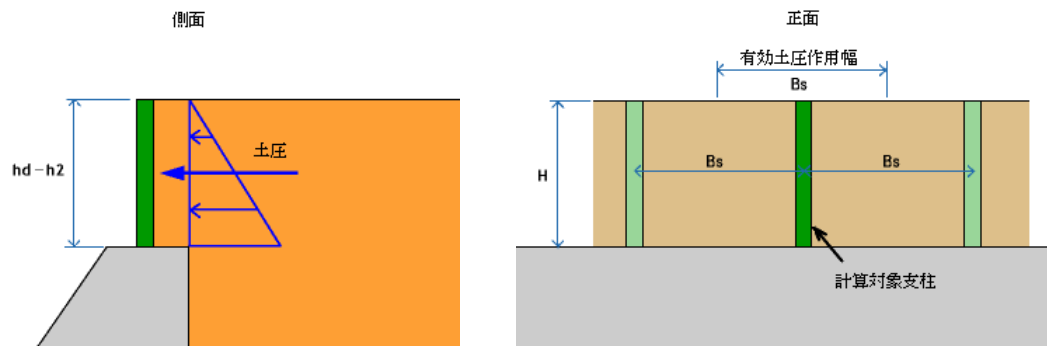
水平方向土圧合力 $P_{dh} = \frac{1}{2} \times K_{adh} \times \gamma_d \times (h_d - h_2)^2 = 1.77 \text{ (kN/m)}$

土圧作用位置 $y = \frac{(h_d - h_2)}{3} = 0.280 \text{ (m)}$

付け根部での断面力 $S = P_{dh} \times B_s = 5.310 \text{ (kN)}$

せん断合力

曲げモーメント $M_1 = y \times S = 1.487 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$



4.4.3 使用材料

	使用材料	断面係数 Z	断面積 A
中間支柱	= H- 200× 200×8.0×12	472.0 (cm ³)	63.53 (cm ²)
鋼材の許容引張応力度	σ_{sa} =	210 (N/mm ²)	
鋼材の許容せん断応力度	τ_{sa} =	120 (N/mm ²)	

4.4.4 支柱の断面計算

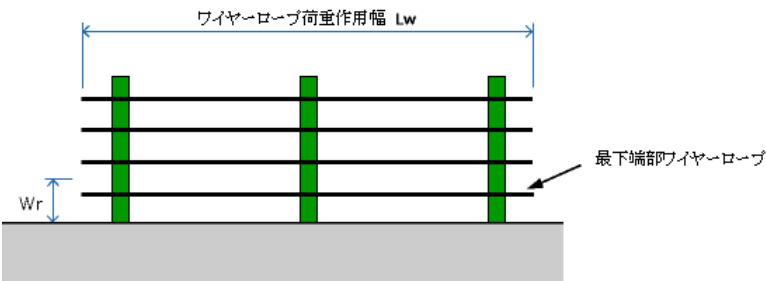
鋼材の引張応力度の照査

$$\sigma_s = \frac{M_1 \times 10^3}{Z} = 3.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \text{OK}$$

鋼材のせん断強度の照査

$$\tau_s = \frac{S \times 10}{A} = 0.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{sa} = 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \text{OK}$$

4.4.5 ワイヤロープの破断の検討



Wr : 最下端部ワイヤロープが受け持つ土圧範囲

ワイヤロープ規格 $3 \times 7G / 0 \phi 18$

破断荷重 $T_b = 157.0 \text{ (kN)}$

ワイヤロープ荷重作用幅 $L_w = 30.0 \text{ (m)}$

最下端部ワイヤロープが
受け持つ土圧範囲 $W_r = 0.40 \text{ (m)}$

最下端部ワイヤロープ
単位幅当たり土圧 $P_w = W_r \times \gamma_d \times K_{adh} \times \left(\frac{2 \times (h_d - h_2) - W_r}{2} \right)$
 $= 1.3 \text{ (kN/m)}$

最下端部ワイヤロープ張力 $T = P_w \times L_w = 39.0 \text{ (kN)}$

$T = 39.0 \text{ (kN)} \leq T_b = 157.0 \text{ (kN)} \cdots \text{OK}$

4.4.6 支柱の付け根部の照査

落石防護柵の根入れ深さ	dn	=	850 (mm)
かぶり厚	l	=	250 (mm)
フランジ幅	bf	=	200 (mm)

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = S \times 10^3 \times \left(y \times 10^3 + \frac{dn}{2} \right) = 3743550 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$\text{コンクリートの面積} \quad A_{sg} = bf \times dn = 170000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリートの断面係数} \quad Z_{sg} = bf \times \frac{dn^2}{6} = 24083333 \text{ (mm}^3\text{)}$$

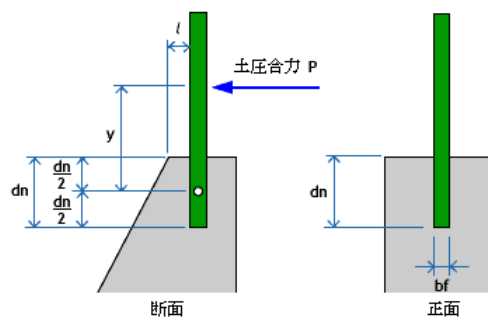
コンクリートの圧縮応力度に対する検討

$$\sigma_c = \frac{S \times 10^3}{A_{sg}} + \frac{M_2}{Z_{sg}} = 0.187 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \text{OK}$$

コンクリートのせん断強度の照査

$$\tau_c = \frac{S \times 10^3}{(2 \times l \times dn)} = 0.013 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.49 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \text{OK}$$

(許容応力度の割増し係数 1.50)



よって、落石防護柵は安定である。

Ⅱ. 落石防護柵工

「落石対策便覧（H29.12）」に基づき、標準タイプの落石防護柵工の設計計算を行う。

1. 設計概要

本県で適用する落石防護柵工の標準タイプに対する設計計算例を示す。

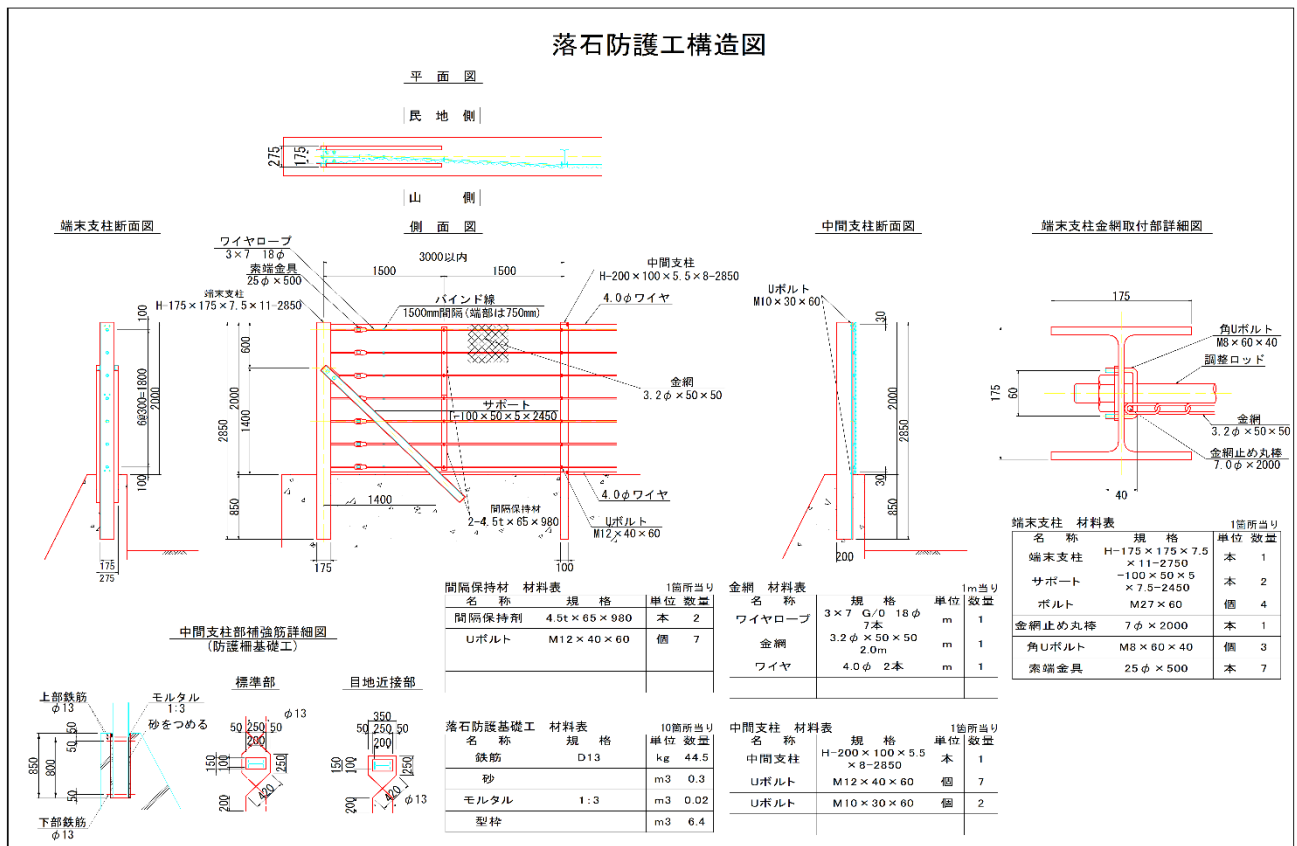


図 落石防護柵の標準タイプ

2. 検討条件

2.1 防護柵仕様（標準タイプ）

落石防護柵高	$h = 2.000 \text{ m}$	
支柱間隔	$a = 3.000 \text{ m}$	
柵全長	$L = 30.000 \text{ m}$	
ワイヤロープ	$3 \times 7G / O \phi 18$	
断面積	$A = 129.00 \text{ mm}^2$	(落石対策便覧 P184)
降伏応力度	$T_y = 118.0 \text{ kN}$	(落石対策便覧 P184)
支柱	$H - 200 \times 100 \times 5.5 \times 8$	(長さ 2,850mm)
断面係数	$Z = 181.0 \text{ cm}^3$	(部材の断面形状がもつ特性値)
断面二次モーメント	$I = 1810 \text{ cm}^4$	(部材の断面形状がもつ特性値)
降伏応力度	$\sigma_y = 235.0 \text{ N/mm}^2$	(鋼材の許容応力度)

2.2 落石条件

落石の跳躍量	$h_1 = 2.000 \text{ m}$	
斜面勾配	$\theta = 45.000^\circ$	
落下高さ	$H = 30.000 \text{ m}$	
等価摩擦係数	$\mu = 0.25$	(下表参照)

表 斜面の種類と等価摩擦係数 (μ) の値

区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の範囲
A	硬岩, 丸状: 凹凸小, 立木なし	0.05	0~0.1
B	軟岩, 角状~丸状: 凹凸中~大, 立木なし	0.15	0.11~0.2
C	土砂・崖錐, 丸状~角状: 凹凸小~中, 立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖錐・巨礫混じり崖錐, 角状: 凹凸大~中, 立木なし~あり	0.35	0.31~

落石重量

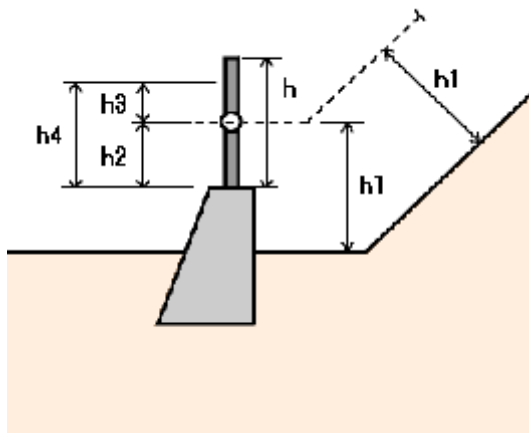
$$\begin{aligned} \text{落石の体積} \quad V &= a^3 \cdot \pi / 6 = 0.6323 \times \pi / 6 \\ &= 0.132 \text{ m}^3 \end{aligned}$$



$$\text{落石の単位体積重量} \quad \gamma = 26.000 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{落石重量} \quad m &= V \cdot \gamma = 0.132 \times 26.000 = 3.432 \text{ kN} \\ &\quad (\text{約 } 350\text{kg}) \end{aligned}$$

3. 落石防護柵高の検討



h：落石防護柵高（m）

$$h1 = 2.000 \text{ m}$$

$$h2 = 1.000 \text{ m}$$

$$h3 = 1.000 \text{ m} \quad (h2 / 2 = 1.0 \text{ m})$$

$$h4 = 1.000 + 1.000 \\ = 2.000 \text{ m}$$

ここに、

h1：落石衝突高（落石跳躍量）（m）

h2：防護柵の根元からの高さ（m）

h3：余裕高（m）

h4：必要柵高（m）

$$h4 = 2.000 \text{ m} \leq h = 2.000 \text{ m} \quad \text{OK}$$

4. 防護柵の安定性の照査

落石が防護柵に衝突する場合の安定性の照査は、落石防護柵の可能吸収エネルギー（ E_t ）が落石運動エネルギー（ E_i ）を上回ることを確認することにより行う。

4.1 落石の全運動エネルギー

落石の全運動エネルギーは下式により算出する。

$$E_i = \gamma \cdot (1 + \beta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) m \cdot H$$

ただし、 $(1 + \beta) \cdot (1 - \mu / \tan \theta) \leq 1.0$

$$\begin{aligned} (1 + \beta) \cdot (1 - \mu / \tan \theta) &= (1 + 0.1) \times (1 - 0.25 / \tan 45.0^\circ) \\ &= 0.825 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$E_i = 0.45 \times (1 + 0.1) \left(1 - \frac{0.25}{\tan 45.0^\circ}\right) \times 3.432 \times 30.0$$

$$= 38.224 \text{ kJ}$$

β ：回転エネルギーと線運動エネルギーの比（0.1としてよい）

γ ：速度エネルギー比 $\gamma = 0.45$

※落石が平場に衝突してから防護工に衝突する場合には落石エネルギーの値を0.45倍することができる（落石対策便覧 P.358）

4.2 落石防護柵の可能吸収エネルギーの算定

落石が最大跳躍高で防護柵に衝突するものとして、落石防護柵の可能吸収エネルギー（ E_t ）は、次式により計算する。

$$E_t = E_P + E_R + E_N$$

ここに、
 E_P ：中間支柱の吸収エネルギー
 E_R ：ワイヤロープの吸収エネルギー
 E_N ：金網の吸収エネルギー

なお、落石の衝突位置は、支柱間の中央で防護柵の下端から 1m の位置とし、落石の衝突方向は防護柵に直角とする。

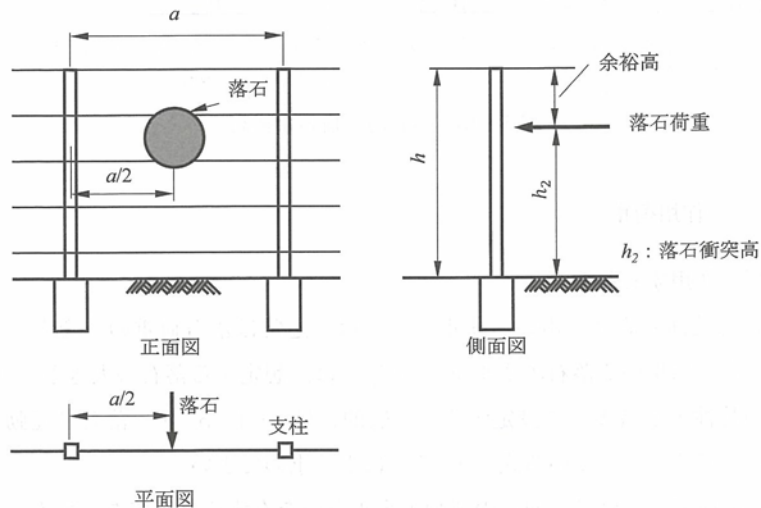


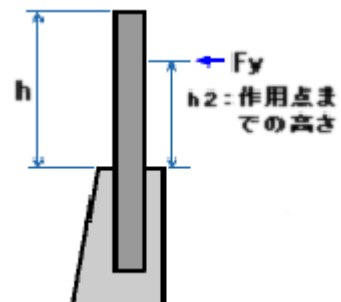
図 落石荷重の作用位置（落石対策便覧 P178）

4.2.1 中間支柱及びワイヤロープの吸収エネルギー

中間支柱及びワイヤロープの吸収エネルギーは、「中間支柱の下端が塑性ヒンジを形成するのに要する力 F_y 」と「ワイヤロープの降伏張力 T_y が作用したときの支柱への反力 R 」を比較して算出する。

（１） 中間支柱の下端が塑性ヒンジを形成するのに要する力 F_y

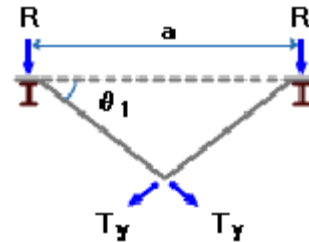
$$\begin{aligned} F_y &= \frac{MO}{h_2} = \frac{\sigma_y \cdot Z}{h_2} \\ &= \frac{235.0 \times 181.0 \times 10^3}{1.000 \times 10^3} = 42535 \text{ N} = 42.535 \text{ kN} \end{aligned}$$



(2) ワイヤロープに降伏張力 T_y が作用したときの支柱への反力 R

ワイヤロープに降伏張力 T_y が作用したときの支柱への反力 R を求める。2 本のワイヤロープが共同して働くものとして算定する。

$$\begin{aligned} R &= 2T_y \cdot \sin \theta_1 \\ &= 2 \times 118.0 \times \sin 23.624^\circ \\ &= 94.6 \text{ kN} \end{aligned}$$



ここで、 θ_1 は下式より算出する。

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T_y \cdot L}{2E \cdot A} \right) \cos \theta_1 = \frac{a}{2}$$

$$\left(\frac{3.0 \times 10^3}{2} + \frac{118.0 \times 30.0 \times 10^3}{2 \times 1.0 \times 10^5 \times 129.0} \right) \cos \theta_1 = \frac{3.0 \times 10^3}{2}$$

$$\theta_1 = 23.624^\circ$$

E : ワイヤロープの弾性係数 (N/mm²)

(3) 支柱及びワイヤロープの吸収エネルギー

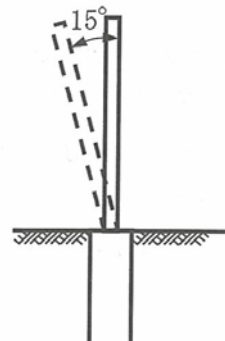
以上までの計算により、「 $R = 94.6 \text{ kN} \geq F_y = 42.535 \text{ kN}$ 」であることから、中間支柱が先に塑性変形するものとして、支柱及びワイヤロープの吸収エネルギーを次のように算定する。

1) 支柱の吸収エネルギー E_p

支柱 (2 本分) の吸収エネルギー E_p は下式より求める。

$$\begin{aligned} E_p &= 2F_y \cdot \delta = 2F_y \cdot h_2 \cdot \tan 15^\circ \\ &= 0.54 \cdot h_2 \cdot F_y \\ &= 0.54 \times 1.000 \times 10^3 \times 42.535 \times 10^3 \\ &= 22.968 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 22.968 \text{ kJ} \end{aligned}$$

ここに、支柱の許容最大変位角は 15 度とする。



2) ワイヤロープの吸収エネルギー E_R

ワイヤロープ (2 本分) の吸収エネルギー E_R は下式より求める。

$$E_R = \frac{L}{E \cdot A} (T^2 - T_0^2)$$

ここに、 T : F_y に見合ったロープ張力で次の 2 式を解いて求める

T_0 : 初期張力 (5.0 kN)

$$T = \frac{F_y}{2 \sin \theta_2}$$

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T \cdot L}{2E \cdot A} \right) \cos \theta_2 = \frac{a}{2}$$

2 式より T を求める。

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T \cdot L}{2E \cdot A} \right) \sqrt{1 - \frac{F_y^2}{4T^2}} = \frac{a}{2}$$

$$\left(\frac{3.0 \times 10^3}{2} + \frac{T \times 30.0 \times 10^3}{2 \times 1.0 \times 10^5 \times 129.0} \right) \sqrt{1 - \frac{42535^2}{4T^2}} = \frac{3.0 \times 10^3}{2}$$

$$T = 68042 \text{ N} = 68.042 \text{ kN}$$

$$E_R = \frac{30.0 \times 10^3}{1.0 \times 10^5 \times 129.0} (68042^2 - 5000^2)$$

$$= 10.708 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 10.708 \text{ kJ}$$

4.2.2 金網の吸収エネルギー E_N

金網の吸収エネルギーは、「落石対策便覧 P186」より $E_N = 25.0 \text{ kJ}$ とする。

4.2.3 全吸収エネルギー E_T の計算

$$\begin{aligned} E_T &= E_P + E_R + E_N \\ &= 22.968 + 10.708 + 25.000 \\ &= 58.676 \text{ kJ} \end{aligned}$$

$$E_i = 38.224 \leq E_T = 58.676 \quad \dots \text{OK}$$

5. 基礎によるかぶりの照査

5.1 設計条件

落石荷重	$F_y =$	42.535 kN
落石防護柵高	$h =$	2.000 m
防護柵の根入長	$d =$	0.850 m
支柱のフランジ幅	$b =$	0.100 m
設計基準強度	$\sigma_{ck} =$	18 N/mm ²
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} =$	4.50 N/mm ²
許容せん断応力度	$\tau_a =$	0.33 N/mm ²

5.2 曲げモーメントに対する照査

支柱の根入れ深さの半分の点を中心として回転すると仮定すると、支柱の曲げモーメント M は下式で表される。

$$\begin{aligned}
 M &= F_y \left(h + \frac{d}{2} \right) \\
 &= 42.535 \times \left(1.00 + \frac{0.85}{2} \right) \\
 &= 60.612 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

したがって、支柱基礎の B 点における曲げ圧縮応力度 σ は、

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{F_y}{A} + \frac{M}{Z} \\
 &= \frac{42.535 \times 10^3}{85000} + \frac{60.612 \times 10^6}{12041667} \\
 &= 5.534 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

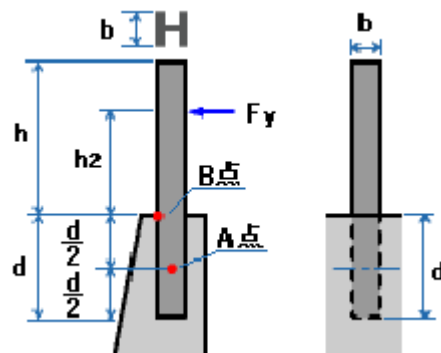
$$A = b \cdot d \text{ (} b \text{ は H 鋼のフランジ幅)}$$

$$= 100 \times 850 = 85000 \text{ mm}^2$$

$$Z = \frac{b \cdot d^2}{6} \text{ (断面係数)}$$

$$= \frac{100 \times 850^2}{6} = 12041667 \text{ mm}^3$$

となり、 σ がコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} より小さければよい。



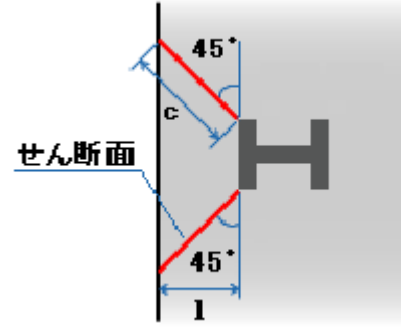
$$\sigma = 5.534 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} \times 1.5 = 4.50 \times 1.5 = 6.750 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \quad \text{OK}$$

5.3 押し抜きせん断に対する照査

落石に対して、擁壁にせん断面が形成されると仮定すると、この場合のせん断面に発生するせん断応力度 τ は下式で表される。

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{F_y}{2ld} \\ &= \frac{42.535 \times 10^3}{2 \times 0.20 \times 0.85 \times 10^6} \\ &= 0.126 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c &= \sqrt{2} \cdot l = \sqrt{2} \times 0.20 = 0.283 \text{ m} \\ l &= (0.60 - 0.20) / 2 = 0.20 \text{ m}\end{aligned}$$



この τ がコンクリートの許容せん断応力度 τ_a より小さければよい。

$$\tau = 0.126 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a \times 1.5 = 0.33 \times 1.5 = 0.495 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

6. 落石エネルギー早見表

本県で適用する落石防護柵の標準タイプについて、その適用範囲の早見表を次頁以降に示した。早見表は、種々の条件による落石エネルギーに対して、標準タイプの適用範囲内であるものを着色している。

【落石防護柵の標準タイプ】

本県における落石防護柵の標準タイプは柵高2.0m、擁壁ポケット高1.0mであり、落石衝突高2.0mとすると落石荷重の作用位置は防護柵の根本から1.0mの位置となる。防護柵の部材ごとの規格と吸収可能エネルギーを下表に示す。

表 落石防護柵の標準タイプ

部材	規格	吸収可能エネルギー
中間支柱	$H-200 \times 100 \times 5.5 \times 8-2850$	$22.968kJ$
ワイヤロープ	$3 \times 7 \quad G/0 \quad 18\phi$	$10.708kJ$
金網	$3.2\phi \times 50 \times 50$	$25.000kJ$
合計		$58.676kJ$

【落石荷重の計算】

落石エネルギーは、想定する落石の大きさや、斜面の特性等を踏まえて設定し、次式により求められる。

$$E = (1 + \beta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) mgH$$

$$\text{ここに、} (1 + \beta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

E：落石の全運動エネルギー

β ：回転エネルギー係数（0.1としてよい）

μ ：等価摩擦係数（下表参照）

θ ：斜面勾配（°）

m：落石の質量（t）

g：重力加速度（m/s²）

H：落石の落下高さ（m）

表 斜面の種類と等価摩擦係数 μ の値

区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ
A	硬岩，丸状，凹凸小，立木なし	0.05
B	軟岩，丸状～角状，凹凸中，立木なし	0.15
C	土砂・崖錐，角状，凹凸小～中，立木なし	0.25
D	崖錐巨礫混じり崖錐，角状，凹凸中～大，立木なし～あり	0.35

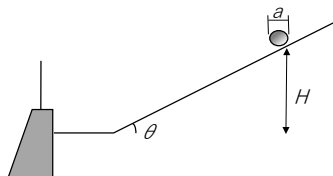
【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 30.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	6.89	13.77	20.66	27.55	34.43	41.32	48.21	55.09
	0.6	2.94	11.97	23.95	35.92	47.89	59.86	71.84	83.81	95.78
	0.7	4.68	19.07	38.14	57.21	76.28	95.36	114.43	133.50	152.57
	0.8	6.97	28.40	56.79	85.18	113.58	141.97	170.37	198.76	227.16
	0.9	9.93	40.47	80.95	121.42	161.89	202.37	242.84	283.31	323.78
	1.0	13.62	55.52	111.04	166.55	222.07	277.59	333.11	388.63	444.14
	1.1	18.12	73.85	147.70	221.54	295.39	369.24	443.08	516.93	590.78
	1.2	23.53	95.89	191.77	287.66	383.54	479.42	575.31	671.19	767.08
0.25	0.5	1.69	5.27	10.55	15.82	21.09	26.36	31.64	36.91	42.18
	0.6	2.94	9.17	18.33	27.50	36.67	45.83	55.00	64.17	73.33
	0.7	4.68	14.60	29.20	43.81	58.41	73.01	87.61	102.21	116.81
	0.8	6.97	21.74	43.48	65.22	86.96	108.70	130.44	152.18	173.92
	0.9	9.93	30.99	61.98	92.96	123.95	154.94	185.93	216.92	247.90
	1.0	13.62	42.51	85.01	127.52	170.03	212.54	255.04	297.55	340.06
	1.1	18.12	56.54	113.08	169.62	226.16	282.70	339.24	395.79	452.33
	1.2	23.53	73.41	146.83	220.24	293.66	367.07	440.48	513.90	587.31
0.35	0.5	1.69	3.67	7.34	11.00	14.67	18.34	22.00	25.67	29.34
	0.6	2.94	6.38	12.75	19.13	25.50	31.88	38.25	44.63	51.00
	0.7	4.68	10.16	20.31	30.47	40.62	50.78	60.93	71.09	81.25
	0.8	6.97	15.12	30.24	45.36	60.48	75.60	90.72	105.84	120.97
	0.9	9.93	21.55	43.11	64.66	86.21	107.76	129.32	150.87	172.42
	1.0	13.62	29.57	59.13	88.69	118.26	147.82	177.39	206.95	236.51
	1.1	18.12	39.33	78.65	117.98	157.30	196.62	235.95	275.27	314.60
	1.2	23.53	51.06	102.12	153.18	204.24	255.30	306.36	357.42	408.48

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）

※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

E ：落石の全運動エネルギー（ kJ ）

θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）

μ ：等価摩擦係数

θ ：斜面勾配（°）

m ：落石の質量（ t ）

g ：重力加速度（ m/s^2 ）

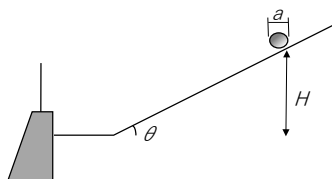
H ：落石の落下高さ（ m ）

【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 35.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	7.31	14.62	21.93	29.24	36.55	43.86	51.17	58.47
	0.6	2.94	12.71	25.41	38.12	50.83	63.54	76.24	88.95	101.66
	0.7	4.68	20.24	40.48	60.72	80.96	101.21	121.45	141.69	161.93
	0.8	6.97	30.14	60.27	90.41	120.55	150.68	180.82	210.96	241.09
	0.9	9.93	42.96	85.91	128.87	171.82	214.78	257.74	300.69	343.65
	1.0	13.62	58.92	117.85	176.77	235.70	294.62	353.54	412.47	471.39
	1.1	18.12	78.38	156.76	235.13	313.51	391.89	470.27	548.64	627.02
	1.2	23.53	101.77	203.54	305.30	407.07	508.84	610.60	712.37	814.14
0.25	0.5	1.69	5.98	11.97	17.95	23.93	29.91	35.90	41.88	47.86
	0.6	2.94	10.40	20.80	31.20	41.60	52.00	62.40	72.80	83.21
	0.7	4.68	16.57	33.14	49.70	66.27	82.84	99.40	115.97	132.54
	0.8	6.97	24.67	49.33	74.00	98.67	123.33	148.00	172.67	197.33
	0.9	9.93	35.16	70.32	105.48	140.64	175.80	210.96	246.12	281.28
	1.0	13.62	48.23	96.46	144.69	192.92	241.15	289.37	337.60	385.83
	1.1	18.12	64.15	128.30	192.46	256.61	320.76	384.91	449.06	513.22
	1.2	23.53	83.30	166.59	249.89	333.19	416.48	499.78	583.07	666.37
0.35	0.5	1.69	4.66	9.31	13.97	18.62	23.28	27.94	32.59	37.25
	0.6	2.94	8.10	16.19	24.28	32.38	40.47	48.57	56.66	64.75
	0.7	4.68	12.89	25.79	38.68	51.57	64.47	77.36	90.25	103.15
	0.8	6.97	19.20	38.39	57.59	76.79	95.99	115.18	134.38	153.58
	0.9	9.93	27.36	54.73	82.09	109.45	136.81	164.18	191.54	218.90
	1.0	13.62	37.54	75.07	112.60	150.14	187.67	225.21	262.74	300.27
	1.1	18.12	49.93	99.85	149.78	199.71	249.63	299.56	349.48	399.41
	1.2	23.53	64.83	129.65	194.48	259.30	324.13	388.95	453.78	518.60

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で応用可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）
 ※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

ただし $(1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \leq 1.0$

E ：落石の全運動エネルギー（kJ）
 θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）
 μ ：等価摩擦係数
 θ ：斜面勾配（°）
 m ：落石の質量（t）
 g ：重力加速度（m/s²）
 H ：落石の落下高さ（m）

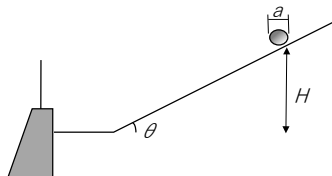
【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 40.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	7.64	15.28	22.92	30.56	38.19	45.83	53.47	61.11
	0.6	2.94	13.28	26.56	39.84	53.12	66.40	79.68	92.96	106.24
	0.7	4.68	21.15	42.31	63.46	84.62	105.77	126.92	148.08	169.23
	0.8	6.97	31.50	62.99	94.49	125.98	157.48	188.97	220.47	251.96
	0.9	9.93	44.89	89.79	134.68	179.57	224.46	269.36	314.25	359.14
	1.0	13.62	61.58	123.16	184.74	246.32	307.90	369.48	431.06	492.64
	1.1	18.12	81.91	163.82	245.74	327.65	409.56	491.47	573.38	655.29
	1.2	23.53	106.36	212.71	319.07	425.42	531.78	638.13	744.49	850.85
0.25	0.5	1.69	6.53	13.06	19.60	26.13	32.66	39.19	45.72	52.26
	0.6	2.94	11.36	22.71	34.07	45.42	56.78	68.13	79.49	90.84
	0.7	4.68	18.09	36.18	54.27	72.35	90.44	108.53	126.62	144.71
	0.8	6.97	26.93	53.86	80.79	107.73	134.66	161.59	188.52	215.45
	0.9	9.93	38.39	76.78	115.16	153.55	191.94	230.32	268.71	307.10
	1.0	13.62	52.66	105.31	157.97	210.63	263.28	315.94	368.60	421.26
	1.1	18.12	70.04	140.08	210.13	280.17	350.21	420.25	490.29	560.33
	1.2	23.53	90.94	181.89	272.83	363.77	454.72	545.66	636.61	727.55
0.35	0.5	1.69	5.43	10.85	16.28	21.70	27.13	32.55	37.98	43.40
	0.6	2.94	9.43	18.86	28.29	37.72	47.16	56.59	66.02	75.45
	0.7	4.68	15.02	30.05	45.07	60.09	75.11	90.14	105.16	120.18
	0.8	6.97	22.37	44.74	67.10	89.47	111.84	134.20	156.57	178.94
	0.9	9.93	31.88	63.76	95.65	127.53	159.41	191.29	223.17	255.05
	1.0	13.62	43.73	87.47	131.20	174.93	218.67	262.40	306.13	349.87
	1.1	18.12	58.17	116.34	174.52	232.69	290.86	349.03	407.20	465.37
	1.2	23.53	75.53	151.06	226.59	302.13	377.66	453.19	528.72	604.25

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）

※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

E ：落石の全運動エネルギー（kJ）

θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）

μ ：等価摩擦係数

θ ：斜面勾配（°）

m ：落石の質量（t）

g ：重力加速度（m/s²）

H ：落石の落下高さ（m）

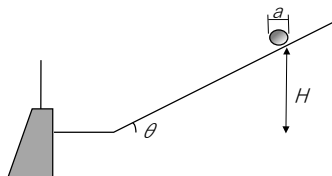
【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 45.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	7.90	15.80	23.70	31.60	39.50	47.41	55.31	63.21
	0.6	2.94	13.74	27.47	41.21	54.94	68.68	82.41	96.15	109.88
	0.7	4.68	21.88	43.76	65.64	87.52	109.40	131.27	153.15	175.03
	0.8	6.97	32.58	65.15	97.73	130.30	162.88	195.45	228.03	260.60
	0.9	9.93	46.43	92.87	139.30	185.73	232.16	278.59	325.03	371.46
	1.0	13.62	63.69	127.39	191.08	254.77	318.46	382.15	445.85	509.54
	1.1	18.12	84.72	169.44	254.16	338.88	423.60	508.32	593.04	677.76
	1.2	23.53	110.00	220.01	330.01	440.01	550.01	660.02	770.02	880.02
0.25	0.5	1.69	6.97	13.94	20.91	27.89	34.86	41.83	48.80	55.77
	0.6	2.94	12.12	24.24	36.36	48.48	60.60	72.72	84.84	96.95
	0.7	4.68	19.31	38.61	57.92	77.22	96.53	115.83	135.14	154.44
	0.8	6.97	28.74	57.49	86.23	114.97	143.72	172.46	201.20	229.94
	0.9	9.93	40.97	81.94	122.91	163.88	204.85	245.82	286.79	327.76
	1.0	13.62	56.20	112.40	168.60	224.80	281.00	337.19	393.39	449.59
	1.1	18.12	74.75	149.51	224.26	299.01	373.77	448.52	523.27	598.03
	1.2	23.53	97.06	194.12	291.18	388.25	485.31	582.37	679.43	776.49
0.35	0.5	1.69	6.04	12.08	18.13	24.17	30.21	36.25	42.29	48.33
	0.6	2.94	10.50	21.01	31.51	42.01	52.52	63.02	73.52	84.03
	0.7	4.68	16.73	33.46	50.19	66.92	83.66	100.39	117.12	133.85
	0.8	6.97	24.91	49.82	74.73	99.64	124.55	149.46	174.38	199.29
	0.9	9.93	35.51	71.01	106.52	142.03	177.54	213.04	248.55	284.06
	1.0	13.62	48.71	97.41	146.12	194.82	243.53	292.24	340.94	389.65
	1.1	18.12	64.79	129.57	194.36	259.15	323.93	388.72	453.50	518.29
	1.2	23.53	84.12	168.24	252.36	336.48	420.60	504.72	588.84	672.96

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）

※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

E ：落石の全運動エネルギー（kJ）

θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）

μ ：等価摩擦係数

θ ：斜面勾配（°）

m ：落石の質量（t）

g ：重力加速度（m/s²）

H ：落石の落下高さ（m）

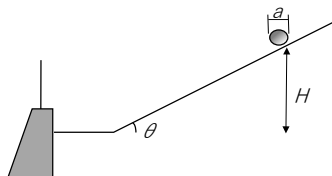
【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 50.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	8.13	16.26	24.39	32.52	40.65	48.77	56.90	65.03
	0.6	2.94	14.13	28.26	42.40	56.53	70.66	84.79	98.92	113.06
	0.7	4.68	22.51	45.02	67.53	90.04	112.55	135.07	157.58	180.09
	0.8	6.97	33.52	67.03	100.55	134.07	167.58	201.10	234.61	268.13
	0.9	9.93	47.77	95.55	143.32	191.09	238.87	286.64	334.41	382.18
	1.0	13.62	65.53	131.06	196.60	262.13	327.66	393.19	458.72	524.25
	1.1	18.12	87.17	174.33	261.50	348.67	435.84	523.00	610.17	697.34
	1.2	23.53	113.18	226.36	339.54	452.72	565.90	679.08	792.26	905.44
0.25	0.5	1.69	7.35	14.70	22.06	29.41	36.76	44.11	51.46	58.81
	0.6	2.94	12.78	25.56	38.34	51.12	63.90	76.68	89.46	102.24
	0.7	4.68	20.36	40.72	61.07	81.43	101.79	122.15	142.51	162.86
	0.8	6.97	30.31	60.62	90.93	121.24	151.55	181.87	212.18	242.49
	0.9	9.93	43.21	86.41	129.61	172.82	216.02	259.23	302.43	345.63
	1.0	13.62	59.27	118.53	177.79	237.06	296.32	355.59	414.85	474.12
	1.1	18.12	78.83	157.66	236.49	315.32	394.15	472.99	551.82	630.65
	1.2	23.53	102.36	204.71	307.07	409.42	511.78	614.13	716.49	818.84
0.35	0.5	1.69	6.57	13.13	19.70	26.26	32.83	39.39	45.96	52.53
	0.6	2.94	11.42	22.83	34.24	45.66	57.07	68.49	79.90	91.31
	0.7	4.68	18.18	36.36	54.55	72.73	90.91	109.09	127.27	145.46
	0.8	6.97	27.07	54.14	81.21	108.28	135.35	162.43	189.50	216.57
	0.9	9.93	38.59	77.17	115.76	154.34	192.93	231.52	270.10	308.69
	1.0	13.62	52.93	105.86	158.79	211.72	264.65	317.58	370.51	423.43
	1.1	18.12	70.40	140.81	211.21	281.62	352.02	422.42	492.83	563.23
	1.2	23.53	91.42	182.83	274.24	365.66	457.07	548.49	639.90	731.31

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T = 58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）

※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \leq 1.0$$

E ：落石の全運動エネルギー（kJ）

θ ：回転エネルギー係数（0.1とする）

μ ：等価摩擦係数

θ ：斜面勾配（°）

m ：落石の質量（t）

g ：重力加速度（m/s²）

H ：落石の落下高さ（m）

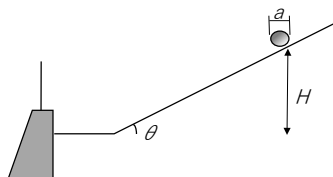
【落石エネルギー早見表】

斜面勾配： $\theta = 60.0^\circ$

摩擦係数 μ	落石直径 $a(m)$	落石重量 kN	落下高さ (H)							
			5	10	15	20	25	30	35	40
0.05	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.15	0.5	1.69	8.45	16.90	25.35	33.80	42.25	50.70	59.15	67.60
	0.6	2.94	14.69	29.38	44.07	58.76	73.45	88.14	102.83	117.52
	0.7	4.68	23.40	46.80	70.20	93.60	117.00	140.40	163.80	187.20
	0.8	6.97	34.84	69.68	104.52	139.36	174.20	209.04	243.88	278.72
	0.9	9.93	49.66	99.32	148.98	198.64	248.30	297.96	347.62	397.28
	1.0	13.62	68.12	136.24	204.36	272.48	340.60	408.72	476.84	544.96
	1.1	18.12	90.61	181.22	271.83	362.44	453.05	543.66	634.27	724.88
	1.2	23.53	117.65	235.30	352.95	470.60	588.25	705.90	823.55	941.20
0.25	0.5	1.69	7.96	15.92	23.88	31.84	39.80	47.76	55.72	63.68
	0.6	2.94	13.84	27.68	41.51	55.35	69.19	83.03	96.87	110.70
	0.7	4.68	22.04	44.09	66.13	88.17	110.21	132.26	154.30	176.34
	0.8	6.97	32.82	65.64	98.46	131.28	164.10	196.92	229.74	262.56
	0.9	9.93	46.78	93.56	140.34	187.12	233.90	280.68	327.46	374.24
	1.0	13.62	64.17	128.34	192.51	256.68	320.85	385.02	449.18	513.35
	1.1	18.12	85.36	170.71	256.06	341.42	426.77	512.13	597.48	682.84
	1.2	23.53	110.83	221.65	332.48	443.31	554.13	664.96	775.79	886.61
0.35	0.5	1.69	7.42	14.84	22.26	29.68	37.10	44.52	51.93	59.35
	0.6	2.94	12.90	25.80	38.69	51.59	64.49	77.39	90.29	103.18
	0.7	4.68	20.55	41.09	61.64	82.18	102.73	123.27	143.82	164.36
	0.8	6.97	30.59	61.18	91.77	122.36	152.95	183.54	214.13	244.72
	0.9	9.93	43.60	87.20	130.81	174.41	218.01	261.61	305.21	348.81
	1.0	13.62	59.81	119.62	179.43	239.24	299.05	358.86	418.67	478.48
	1.1	18.12	79.56	159.11	238.67	318.22	397.78	477.33	556.89	636.45
	1.2	23.53	103.30	206.59	309.89	413.19	516.48	619.78	723.08	826.37

※ 落石防護柵の標準タイプ（柵の吸収エネルギー $E_T=58.68kJ$ ）で適応可能な範囲を赤で表示（ $E \leq E_T$ ）

※ 落石が平場に衝突してから防護柵工に衝突する場合にはエネルギーの低減（ $E \times 0.45$ ）を考慮してもよい。



$$E = (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \cdot m \cdot g \cdot H$$

$$\text{ただし } (1 + \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \leq 1.0$$

E ：落石の全運動エネルギー（ kJ ）

θ ：回転エネルギー係数（ 0.1 とする）

μ ：等価摩擦係数

θ ：斜面勾配（ $^\circ$ ）

m ：落石の質量（ t ）

g ：重力加速度（ m/s^2 ）

H ：落石の落下高さ（ m ）

2. 通知事項等

平成13年8月27日

関係土木事務所長殿

建設部長

急傾斜地崩壊対策事業に関する用地の権原取得方法等の変更について（通知）

急傾斜地崩壊対策事業については、都道府県は、急傾斜地崩壊防止工事のうち急傾斜地の所有者、管理者若しくは占有者又は急傾斜地の崩壊により被害を受けるおそれのある者が施行することが困難又は不相当と認められるものを施行することとなっています。

しかしながら、平成13年4月1日に施行された土砂災害防止法により、指定区域において住宅を建築するためには防災工事が必要とされ、そのため、土地を無償提供してでも県に防災工事をしてほしい、との要望が増えることが予想される等の状況が生じています。

また、急傾斜地崩壊防止施設（以下「防止施設」という。）に付随する流末排水路について、管理者が不明確であることからトラブルとなる例が見られます。

これらのことから、昭和61年8月28日付け管理課長から部内各地方機関の長あての事務連絡のうち、急傾斜地崩壊防止施設設置契約書第8条第2項及び第3項について別紙1のとおり改め、昭和62年4月9日付け62砂第36号の通知のうち、記の「2 急傾斜地崩壊対策工事について」の（1）及び（3）を下記のとおり改め、（2）及び資料2の「買収」を「権原取得」と読み替えます。

なお、この改正については、平成14年度新規事業着手箇所から適用することとします。

また、土木事務所にあつては関係市町村、地元住民に十分な周知を図ってください。

記

1 防止施設用地の権原取得について

（1）一般的な方針

土地の権原取得は、原則として、寄付又は使用貸借により行うこととする。

ただし、現に工事を行っている箇所については、その箇所内で均衡を図るため、現に土地の権原を取得している方法で取得することができるものとする。

また、急傾斜地崩壊の危険度が高く緊急に防災工事を行う必要があるにもかかわらず、客観的に見て、寄付又は使用貸借による用地権原の取得が困難である場合等、事業を実施せざるを得ない特殊な事情があるときは、用地権原の取得方法等について建設部長（砂防課）に協議することとする。

（2）被災箇所

上記（1）にかかわらず、被災した箇所事業を実施する場合は、土地の権原取得方法は、寄付又は使用貸借に限るものとする。

2 契約書の作成

従来、土地の権原について、契約書を作成することなく施設を設置したため、トラブルとなる例があった。このため、土地の権原に関する事項は、施設の設置工事に着手する前に書面で定めておくこと（書式については、別紙1及び愛知県建設部用地事務取扱要領様式第49号の1、第49号の2、第62号の1及び第62号の2参照）。

3 防止施設に付随する流末排水路について

（1）流末排水路の整備

防止施設を設置したことに伴い、流末排水路を整備する場合、流末排水路は防止施設の設置により必要となったのであるから急傾斜地崩壊危険区域の内外を問わず、県が施工する。

（2）流末排水路の管理

流末排水路は、原則として市町村の管理とする。

そのためには、地方自治法第2条第2項及び第3項の規定により、市町村は地域における事務を処理することとされていることから、流末排水路を公共の用に供するものとして整備する必要がある。

したがって、県は、原則として、流末排水路の底地の権原を市町村が取得するなど市町村に流末排水路の管理体制が整い、防止施設の設置後、管理が適正に行われと判断されない限り、防止施設及び流末排水路を設置しないこととする。

市町村の管理とすることが妥当でない場合、既設の流末排水路を整備して利用するときは、その流末排水路の管理者に管理させる。新たに流末排水路を整備するときは、それが防止施設専用の施設であるときは、県がこれを管理する。

上記に該当しない場合は、流末排水路の利用による受益の状況により、土地所有者と協議して管理体制（日常の維持管理は土地所有者、修繕は県等）を定める。

なお、管理体制は、後日のトラブル防止のため、関係者了承のうえ、事業採択前に決定しておくこと。

（3）管理者を定める時期、方法

従来、管理者を定めることなく、防止施設及び流末排水路を設置したため、設置後、その管理について、トラブルとなる例があった。

そのため、流末排水路の管理に関する事項は、防止施設及び流末排水路の設置工事に着手する前に書面で定めておくこと（書式については、別紙2から5参照）。

担当 砂防課総務・管理グループ（内線2743）

同 傾斜地・防災グループ（内線2747）

急傾斜崩壊防止施設設置契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設（以下「この施設」という。）のため土地所有者を甲とし、愛知県を乙として、下記条項により契約を締結する。

記

（契約の目的）

第1条 乙は、甲の所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第12条の規定による急傾斜地崩壊防止工事を施行し、この施設の設置及び維持管理を行うため、この土地を無償で使用するものとする。

（契約の期間）

第2条 この契約の期間は、契約締結の日からこの施設の存続期間中とする。

（行為制限等）

第3条 甲は、乙の承諾なくこの施設に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

（土地の引渡、返還等）

第4条 この土地の引渡又は返還は、甲乙立会いの上、行うものとする。

2 この土地に乙の土地利用上支障となる物件があるときは、別に契約がある場合を除き引渡の日に放棄したものとし、乙において処分することができるものとする。

（契約の承継）

第5条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

（契約に関する紛争等の解決）

第6条 甲は、この土地について抵当権等の所有権以外の権利が存するときは、これらの権利者からこの土地を乙に使用させることの同意をあらかじめ得ておくものとする。

2 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

（公租公課の負担）

第7条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

（目的外使用等の禁止）

第8条 乙は、この土地を第1条の規定に定める目的以外に使用してはならないものとする。

2 乙は、この施設について善良な管理を行うものとする。

3 甲は、乙がこの施設を使用することができるよう、この土地について善良な管理を行
なわなければならない。

(契約締結の費用負担)

第9条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

(契約外の事項)

第10条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については、甲、乙
協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書二通を作成し各自一通を保有する。

年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者 愛知県 事務所長

印

郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積 (㎡)	摘 要

※この様式は、管理課用地担当において昭和61年8月28日に各土木事務所長に通知さ
れたものである。

(土地所有者、県、市町村の三者契約の場合)

急傾斜地崩壊防止施設流末排水路設置契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設の流末排水路のため土地所有者を甲、愛知県を乙、市（町・村）を丙として、下記条項により契約を締結する。

記

第 1 条 乙は、甲所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第 2 条第 2 項に規定する急傾斜地崩壊防止施設からの排水を公共用水路に流出するための排水路（以下「この施設」という。）設置工事を施行し、この施設を丙に引き渡すものとし、丙は、その管理を行うものとする。

2 この施設の設置及び管理のため、甲は、この土地を無償で使用するものとする。

第 2 条 この契約の期間は、契約が締結された日から急傾斜地崩壊防止施設が存続する期間とする。

第 3 条 甲は、乙及び丙の承諾なくこの施設に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙及び丙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

第 4 条 この土地の引渡又は返還は、甲乙丙立ち会いの上行うものとする。

2 この土地に乙又は丙の土地利用上支障となる物件があるときは、別に契約がある場合を除き引渡の日に放棄したものとし、乙又は丙において処分することができるものとする。

第 5 条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

第 6 条 甲は、この土地について抵当権等の所有権以外の権利が存するときは、これらの権利者からこの土地を乙及び丙に使用させることの同意をあらかじめ得ておくものとする。

2 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

第 7 条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

第 8 条 乙及び丙は、この土地を第 1 条に定める目的以外に使用してはならないものとする。

2 丙はこの施設について善良な管理を行なうものとする。

第9条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

第10条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については甲乙丙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書三通を作成し、各自一通を保有する。

平成 年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者 愛知県 事務所長

㊞

丙 ○○市（町・村）

代表者

郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積（㎡）	摘 要

- ※1 地積は、使用貸借する部分の土地の面積を記入すること。
- ※2 流末排水路敷及び流末排水路の位置関係及び状況がわかる図面（平面図、構造図等）並びに使用貸借する土地の求積図を添付すること。

(土地所有者と県の二者契約で土地所有者の既設排水路を利用する場合)

急傾斜地崩壊防止施設既設排水路使用契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設の排水のため土地所有者を甲とし、愛知県を乙として、下記条項により契約を締結する。

記

第 1 条 甲は、甲所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に存する排水路に乙が急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第 2 条第 2 項に規定する急傾斜地崩壊防止施設の水を排出すること（以下「この排水行為」という。）に同意する。

第 2 条 この契約の期間は、契約が締結された日から急傾斜地崩壊防止施設が存続する期間とする。

第 3 条 甲は、乙の承諾なくこの排水行為に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

第 4 条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

第 5 条 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

第 6 条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

第 7 条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

第 8 条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については甲、乙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書二通を作成し、各自一通を保有する。

平成 年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者 愛知県

事務所長

㊞

郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積（㎡）	摘 要

※ 既設排水路の位置関係及び状況がわかる図面（平面図、構造図等）を添付すること。

(土地所有者と県の二者契約で県が流末排水路を設置・管理する場合)

急傾斜地崩壊防止施設流末排水路設置契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設の流末排水路のため土地所有者を甲とし、愛知県を乙として、下記条項により契約を締結する。

記

第1条 乙は、甲所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第2条第2項に規定する急傾斜地崩壊防止施設からの排水を公共用水路に流出するための排水路（以下「この施設」という。）設置工事を施行し、この施設の維持管理を行うため、この土地を無償で使用するものとする。

第2条 この契約の期間は、契約が締結された日から急傾斜地崩壊防止施設が存続する期間とする。

第3条 甲は、乙の承諾なくこの施設に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

第4条 この土地の引渡又は返還は、甲乙立ち会いのうえ行うものとする。

2 この土地に乙の土地利用上支障となる物件があるときは、別に契約がある場合を除き引渡の日に放棄したものとし、乙において処分することができるものとする。

第5条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

第6条 甲は、この土地について抵当権等の所有権以外の権利が存するときは、これらの権利者からこの土地を乙に使用させることの同意をあらかじめ得ておくものとする。

2 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

第7条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

第8条 乙は、この土地を第1条に定める目的以外に使用してはならないものとする。

2 乙は、この施設について善良な管理を行うものとする。

第9条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

第10条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については甲、乙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書二通を作成し、各自一通を保有する。

平成 年 月 日

甲

乙 愛知県

代表者 愛知県 事務所長

印

郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積（㎡）	摘 要

※ 1 地積は、使用貸借する部分の土地の面積を記入すること。

※ 2 流末排水路敷及び流末排水路の位置関係及び状況がわかる図面（平面図、構造図等）
並びに使用貸借する土地の求積図を添付すること。

(土地所有者と県の二者契約で県が流末排水路を設置し、土地所有者がその日常管理を、県がその修繕を行う場合)

急傾斜地崩壊防止施設流末排水路設置契約書

愛知県が設置する急傾斜地崩壊防止施設の流末排水路のため土地所有者を甲とし、愛知県を乙として、下記条項により契約を締結する。

記

第1条 乙は、甲所有に係る末尾記載の土地（以下「この土地」という。）に急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第2条第2項に規定する急傾斜地崩壊防止施設からの排水を公共用水路に流出するための排水路（以下「この施設」という。）設置工事を施行するため、この土地を無償で使用するものとする。

第2条 この契約の期間は、契約が締結された日から急傾斜地崩壊防止施設が存続する期間とする。

第3条 甲は、乙の承諾なくこの施設に対して影響を及ぼすような行為をしてはならない。

2 甲が前項の規定に違反したときは、乙は甲に対して甲の負担において、その是正を求めることができる。

第4条 この土地の引渡又は返還は、甲乙立ち会いの上行うものとする。

2 この土地に乙の土地利用上支障となる物件があるときは、別に契約がある場合を除き引渡の日に放棄したものとし、乙において処分することができるものとする。

第5条 甲は、この契約の存続中に、この土地を第三者に譲渡する場合は、この契約を譲受人に承継させなければならない。

第6条 甲は、この土地について抵当権等の所有権以外の権利が存するときは、これらの権利者からこの土地を乙に使用させることの同意をあらかじめ得ておくものとする。

2 甲は、この契約に関し関係者から異議、求償等の申出があったときは、甲の責任において解決するものとする。

第7条 この土地に対する公租公課等の負担は、甲の負担とする。

第8条 乙は、この土地を第1条に定める目的以外に使用してはならないものとする。

2 この施設を適切に機能させるための日常的な維持管理については甲が、この施設の修繕については乙が行うものとする。

第9条 この契約締結に伴う費用は、乙の負担とする。

第10条 この契約に疑義を生じたとき又はこの契約に定めのない事項については甲、乙協議して定めるものとする。

この契約を証するため、契約書二通を作成し、各自一通を保有する。

平成 年 月 日

甲

乙 愛知県

代 表 者 愛 知 県 事 務 所 長



郡 町					
市 村 地内					
町、大字	丁目、字	地 番	地 目	地積（㎡）	摘 要

- ※ 1 地積は、使用貸借する部分の土地の面積を記入すること。
- ※ 2 流末排水路敷及び流末排水路の位置関係及び状況がわかる図面（平面図、構造図等）
並びに使用貸借する土地の求積図を添付すること。

24砂第276号
平成25年1月16日

関係建設事務所長殿

砂防課長

市町村が行う急傾斜地崩壊防止工事について（通知）

急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律（以下「急傾斜地法」という）第13条2項に基づき、市町村が急傾斜地崩壊防止工事を行う場合に、新たに急傾斜地崩壊危険区域（以下「区域」という）の指定が必要となる場合は、原則下記のとおりとします。

記

1. 調査の実施及び費用負担

新たに必要となる区域指定の調査等は市町村が負担し実施するものとする。

2. 区域の指定

区域指定は、急傾斜地法第3条に基づき県が行うが、必要となる書類については市町村が作成するものとする。

また、区域指定の範囲は、市町村の施設計画に基づく範囲とする。

3. 県との協議事項

市町村が行う急傾斜地崩壊防止工事は急傾斜地法第13条2項により、県へ通知を行うこととなっているが、区域指定範囲の根拠ともなる施設計画については、区域指定前に事前に県と協議を行うこととする。

4. 施設の管理

施設管理は市町村が行うものとする。

5. 区域の管理

区域指定後は、急傾斜地法第6条に基づき県で標識を設置する。

区域内行為の許可は、急傾斜地法第7条に基づき県で行う。

市町村管理施設の改変を伴う場合は、申請者に市町村の承諾が必要となる旨伝えること。

担当：業務・管理グループ 河田
保全グループ 鈴木、堤
内線：2750（業務・管理G）
2745、2749（保全G）

< 参 考 >

急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律

(昭和四十四年七月一日法律第五十七号)

(急傾斜地崩壊危険区域の指定)

第三条 都道府県知事は、この法律の目的を達成するために必要があると認めるときは、関係市町村長(特別区の長を含む。以下同じ。)の意見をきいて、崩壊するおそれのある急傾斜地で、その崩壊により相当数の居住者その他の者に危害が生ずるおそれのあるもの及びこれに隣接する土地のうち、当該急傾斜地の崩壊が助長され、又は誘発されるおそれがないようにするため、第七条第一項各号に掲げる行為が行なわれることを制限する必要がある土地の区域を急傾斜地崩壊危険区域として指定することができる。

(標識の設置)

第六条 都道府県は、急傾斜地崩壊危険区域の指定があつたときは、国土交通省令で定めるところにより、当該急傾斜地崩壊危険区域内にこれを表示する標識を設置しなければならない。

(行為の制限)

第七条 急傾斜地崩壊危険区域内においては、次の各号に掲げる行為は、都道府県知事の許可を受けなければ、してはならない。ただし、非常災害のために必要な応急措置として行なう行為、当該急傾斜地崩壊危険区域の指定の際すでに着手している行為及び政令で定めるその他の行為については、この限りでない。

- 一 水を放流し、又は停滞させる行為その他水のしん透を助長する行為
 - 二 ため池、用水路その他の急傾斜地崩壊防止施設以外の施設又は工作物の設置又は改造
 - 三 のり切、切土、掘さく又は盛土
 - 四 立木竹の伐採
 - 五 木竹の滑下又は地引による搬出
 - 六 土石の採取又は集積
 - 七 前各号に掲げるもののほか、急傾斜地の崩壊を助長し、又は誘発するおそれのある行為で政令で定めるもの
- 2** 都道府県知事は、前項の許可に、急傾斜地の崩壊を防止するために必要な条件を附することができる。
- 3** 急傾斜地崩壊危険区域の指定の際当該急傾斜地崩壊危険区域内においてすでに第一項各号に掲げる行為(非常災害のために必要な応急措置として行なう行為及び同項ただし書に規定する政令で定めるその他の行為を除く。)に着手している者は、その指定の日から起算して十四日以内に、国土交通省令で定めるところにより、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。
- 4** 国又は地方公共団体が第一項の許可を受けなければならない行為(以下「制限行為」という。)をしようとするときは、あらかじめ、都道府県知事に協議することをもつて足りる。

(都道府県以外の者の施行する工事)

第十三条 国又は地方公共団体以外の者が急傾斜地崩壊防止工事を施行しようとするときは、国土交通省令で定めるところにより、あらかじめ、その旨を都道府県知事に届け出なければならない。

2 国又は地方公共団体は、急傾斜地崩壊防止工事を施行しようとするときは、あらかじめ、その旨を都道府県知事に通知しなければならない。

28森保第818号

28砂第347号

平成29年2月1日

関係農林水産事務所長 殿

関係建設事務所長 殿

農林水産部農林基盤局森林保全課長

建設部砂防課長

保安林内で計画する急傾斜地崩壊対策事業の留意事項について

保安林内で計画する急傾斜地崩壊対策事業につきましては、事前に保安林の指定を解除する手続きが必要となります。保安林の指定を解除する手続きは時間を要しますので、下記の留意事項に従って事務所間で協議を行い、早期調整に努めてください。

なお、保安林の指定の解除権限者が農林水産大臣の場合には、まずは林野庁に保安林解除の事前相談を行う必要がありますので、ご承知ください。

記

- ① 地元の要望を十分に把握したうえで、治山事業での対応も含めて、事務所間で協議をすること。
- ② 対応方針が定まらない場合は、協議結果にその旨記載すること。
- ③ 協議結果は、早急に森林保全課及び砂防課へ別途報告すること。

担当 林地保全グループ

電話 052-954-6451

内線 3767

担当 保全グループ

電話 052-954-6559

内線 2745