

第5章 のり砕工

第1節 総 則

のり砕工は、のり面の風化、浸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。

河砂技.設 p78

解 説

のり砕工には、のり面の安定を図る機能と緑化などによってのり面の環境を整え、景観をよくする機能とがある。

第2節 のり砕工の種類と構造

のり砕工は、プレキャスト砕工、吹付砕工、現場打コンクリート砕工に大別できる。

のり砕指針 p3

解 説

のり砕工の種類および特徴を表5-1に示す。

また、のり砕工の一般的な構造を表5-2に示す。

表5-1 のり砕工の種類 (のり砕指針 P4)

のり砕工の総称		施 工 法	枠の材料	枠の形状	備 考
プレキャスト砕工	プレキャストコンクリート砕工	工場製品の枠の部材をのり面上で組み立てる工法	プレキャストコンクリート	格子、多角円、その他	特殊な例として、枠接点の構造が強固で、もたれ式擁壁に近い機能をもつものがある。
	軽量砕工		鋼板	格子、多角	
			金網	格子、多角、円	
		プラスチック	格子、その他	-	
吹付砕工		のり面に型枠を設置し、モルタルまたはコンクリートで、吹付施工する工法	モルタルまたはコンクリート	格子	型枠としては金網がよく用いられるが、そのほか地山に掘り込んだ溝を利用したり、鋼板や耐水性ダンボールあるいは発泡プラスチックなどを用いることもある。
現場打コンクリート砕工		のり面に型枠を設置し、コンクリートポンプなどでコンクリートを打設する工法	コンクリート	格子	-

表 5-2 のり枠工の構造と留意点 (新斜面崩壊 P181～188、のり枠指針 p11～20)

箇所	項目	内容
構造設計	適用箇所 (のり枠指針 p11,17) (新斜面崩壊 p181)	湧水を伴う風化岩などの長期にわたる安定が疑問と思われるのり面において、風化、侵食の防止、のり面表層の崩壊などを抑制する。 以下の項目に該当する場合に適用されることが多い。 ・植生工のみでは侵食、崩壊などに対処できない場合。 ・のり面勾配との関係で植生工がつかない場合。 ・植生に不適な地質ののり面を緑化するための植生基盤材を安定保持しなければならない場合。 ・のり面からの湧水が、土砂流出などを助長してのり面を不安定にするおそれがある場合で、のり面を被覆するための石材などを固定保持する必要がある場合。 ・グラウンドアンカーによりのり面の安定化をはかるときに、グラウンドアンカー支承構造物を兼ねる場合。
	安定計算 (新斜面崩壊 p182～183)	フレームの梁の計算は設置地盤によって下記のように計算する。 地山が硬岩のときや擁壁補強など ----- 弾性床上の梁 その他の場合 ----- 支点を考えて行う梁 設計の詳細は「のり枠指針」などを参照のこと。
	抑止力が必要な場合 (新斜面崩壊 p182)	風化の進んだ岩盤、のり覆いで浮石を止めることのできない場合などで安定勾配に切土ができない場合、ロックボルトやグラウンドアンカーの併用が必要となる。 この場合の枠部材の断面は、ロックボルトやグラウンドアンカーが必要とされる抑止力に基づいて設計する。
その他	基礎工 (新斜面崩壊 p183)	のり枠の基礎は沈下・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。 基礎擁壁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、それ以外の場合是一般に0.3～1.0m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が望ましい。 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。
	中詰 (新斜面崩壊 p184, 188)	植生工が望ましいが、状況に応じて、栗石、コンクリートなどで中詰を行う。 植生については本編第3章植生工を参照のこと。 栗石による中詰は施工後数年を経て緩み、中抜け、崩落の危険を伴うことがある。栗石をもって中詰をする場合は、栗石の脱落を極力防ぐよう配慮する。
	排水処理 (新斜面崩壊 p188)	中詰をコンクリート系で設計した場合は、吸出し防止を施した水抜き孔を設置する。 水抜き孔は、のり面の面積2～4m ² に1箇所程度とし、孔の大きさは外径75mmとする。 湧水が多い場合は暗渠を設けるとともに、吸出し防止材などで十分に処理するものとする。

第3節 工法の選定

3.1 のり枠工の選定

のり枠工を適用するにあたっては、各工種の特徴を十分理解し、現地の条件に合った適切な工法を選定する。

のり枠指針 p14

解説

のり枠工の選定における留意点を表 5-3 に示す。

表 5-3 のり枠工の選定における留意点

箇所	項目	内容
プレキャスト 枠工 (本編p -34 参照)	適用箇所 (新斜面崩壊 p181 ~ 185) (のり枠指針 p18)	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に用いる。 土圧に対して抵抗できない。 原則として 1:1.0 より緩勾配で整形が可能な斜面に適用する。
	のり高 (新斜面崩壊 p185)	原則として、直高 5m 以下の斜面に用いるものとする。 直高 5m を超える斜面の場合は、のり面縦方向に現場打ちの隔壁を 10m ごとに設置するとともに、必要に応じて横隔壁も設置するものとする。 のり下端よりおおむね直高 1/3 までの部分を部材を緊結して一体化を図ることが望ましい。
	安定計算	「のり枠指針」p26~31 により計算を行う。
	注意点 (のり枠指針 p14~ 15)	・枠と地山が密着しにくいいため、枠と地山の間に洗掘されて土が流出しやすい。 ・凹凸および曲面のあるのり面では施工が難しい。
吹付枠工 (本編p -37 参照)	適用箇所 (のり枠指針 p17)	整形の困難な凹凸の多い長大のり面や岩質のり面における小規模な崩壊や、薄い表層の崩壊の防止を目的として選定する。
	特徴(利点) (のり枠指針 p15)	・枠の交点が一体化されているため、プレキャスト枠工に比較して曲げおよびせん断強さが大きい。 ・凹凸のある不整形の斜面にも施工でき、枠と地山との密着性がよいので洗掘などに強い。 ・高い斜面で凹凸のあるのり面でも施工が可能である。 ・基礎コンクリートを必要としない。
	施工方法 (新斜面崩壊 p184)	吹付枠工法は金網などの材料を用いた型枠で、地山の形状に順応させて張り付けてコンクリートまたはモルタルを直接吹付けて造成するものである。
	断面形状 (フルーム工法設計・ 施工の手引き p14)	一般に幅厚さとも 0.15~0.6m のものが多い。スパンは 1.2~3m が多く、アンカーなどと併用する場合は計算により求める。
現場打コンク リート枠工 (本編p -43 参照)	適用箇所 (新斜面崩壊 p182) (のり枠指針 p19)	のり面の風化、侵食防止、表層部の崩落防止のため用いる。 以下の場合に支保工的役割を期待して用いる。 ・切土のり面の安定勾配がとれない急斜面や長大斜面の場合。 ・湧水を伴う場合。 ・土質が良好でない場合。 ・節理、割目などの発達した岩盤で吹付工などでは浮石を止めることができない場合。
	断面形状 (新斜面崩壊 p138)	一般に幅 0.3~0.6m、厚さは同程度以上のものが多い。スパンは 1~4m の範囲を標準とする。
	安定計算 (のり枠指針 p43)	・表層崩壊防止タイプ ----- 吹付のり枠工の計算に準じる。 ・もたれ式擁壁タイプ ----- もたれ式擁壁の計算に準じる。 一般にのり勾配が 1:0.8 より急なところに用いるものをもたれ式擁壁タイプとすることが多い。
	特徴(利点) (のり枠指針 p16)	・枠と地山との密着性がよいので、洗掘などに強い。 ・高品質の強度が得られやすい。 ・かなり急なのり面でも施工が可能である。
	注意点 (のり枠指針 p16)	・勾配が緩やかな場合などは特に施工性に留意し設計する。 ・高い斜面でかつ凹凸のあるのり面では施工が難しい。 ・基礎コンクリートを必要とするため、工期が長い。

(新斜面崩壊 p138~185, のり枠指針 p14~19, フリーフレーム手引き p14)

3.2 中詰工の選定

枠内斜面への浸透水の防止、降雨および表流水による侵食防止、風化による劣化防止および緑化のため、適切な中詰工を選定する。

のり枠指針 p21

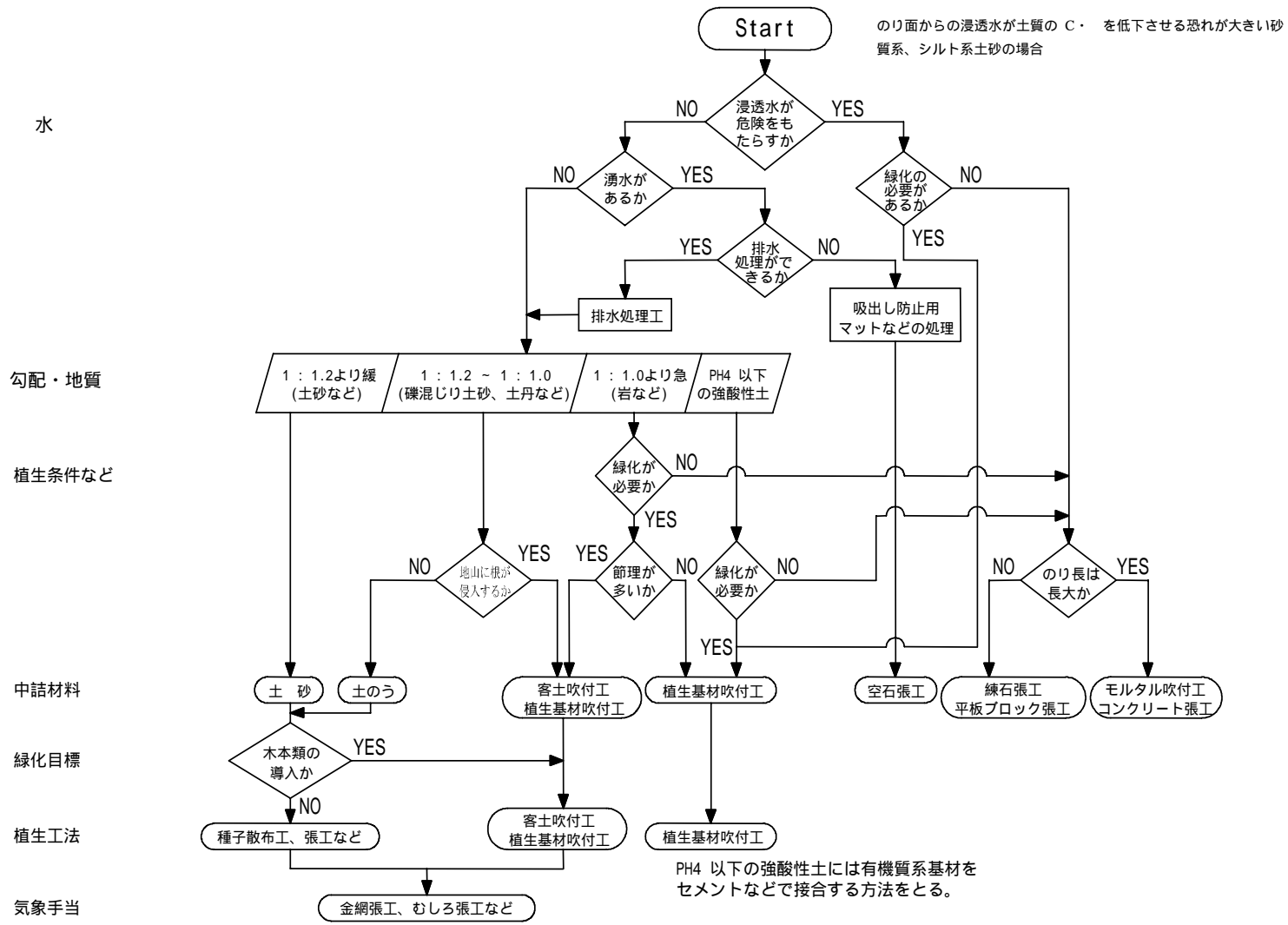
解 説

切土のり面における中詰工選定の留意点を以下に示す。

- 1) のり面勾配が1:1.2より緩い土砂のり面では、一般に土砂詰工を施工して緑化を行うのがよい。
- 2) のり面勾配が1:1.2~1:1.0の締まった土砂や節理の多い岩などでは、土のう積工や客土吹付工、厚層基材吹付工によって緑化を図る。
- 3) のり面勾配が1:1.0より急な岩質のり面などでは、のり面への接着性が強い厚層基材吹付工などの植生工で緑化を図るか練石張工や平板ブロック張工、コンクリート張工（モルタル吹付を含む）を行う。
- 4) 風化しやすい軟岩などのように浸透水によってのり面の安定が低下するおそれのある場合には、練石張工やコンクリート張工（モルタル吹付を含む）などの不透水性材料で被覆する。
- 5) のり面からの湧水が多い場合には、暗渠やフィルターによる地下排水施設を設置したのち空石張工などによる中詰工を施工する。
- 6) 枠のスペンが1.5m以上となる場合には、客土の移動や沈下を防ぐために、枠内を更にプレキャスト枠で区切るなど客土の移動防止の処置を施すことが望ましい。
- 7) 枠内へ土のうを設置するときには、土のうの沈下や移動のないように密に施工し、のり面から15~20cm程度以上の厚みが保てるように施工する。
- 8) のり面流下水などが客土や土のうの安定に悪影響をおよぼすと予想される場合には、別に排水処理を行う。

以上述べた中詰工法選定手順の目安を、図5-1に示す。

また、中詰工の種類を表5-4に示す。

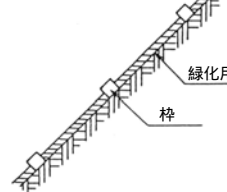


注) 植生工法は使用植物などによって変わることがある。
(のり枠指針 p60)

図 5-1 中詰工法の選定手順の目安 (のり枠指針 p60)

表 5-4 中詰工の種類

(のり枠指針 p7~10)

種 類	説 明	概 要 図	
土砂詰工	枠内に土砂を詰める工法		
土のう積工	土のうに土砂を詰め枠内に敷きならべる工法		
客土吹付工	枠内に種子・肥料などを混入した客土を 1~3cm 程度の厚さで吹付ける工法		
空石張工	枠内に栗石、粗石などを詰める工法		
平板ブロック張工	枠内にプレキャストコンクリート板を敷きならべる工法		
練石張工	枠内に栗石、粗石などを詰め間隔をコンクリートで充填する工法		
コンクリート張工 (モルタル吹付工を含む)	枠内に現場打コンクリート(またはモルタル吹付)を打設する工法		
植生基材吹付工	枠内に緑化用基材を 5~10cm 程度の厚さで吹付ける工法		

第4節 のり砕工の設計

4.1 プレキャスト砕工

プレキャスト砕工法は、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に用い、土圧などは考慮しない。

河砂技.設 p78、新斜面崩壊 p185

解 説

プレキャスト砕工設計の留意点を以下に示す。

(1) のり面勾配および高さ

原則として、1:1.0より緩やかなのり勾配とし、直高5m以下の斜面に用いる。

(2) 隔壁工(図5-2参照)

1) 切土のり面において一連のり高が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ごとに設置するとともに、必要に応じて横隔壁も設置する。

2) 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およぶのを防ぐことができる。

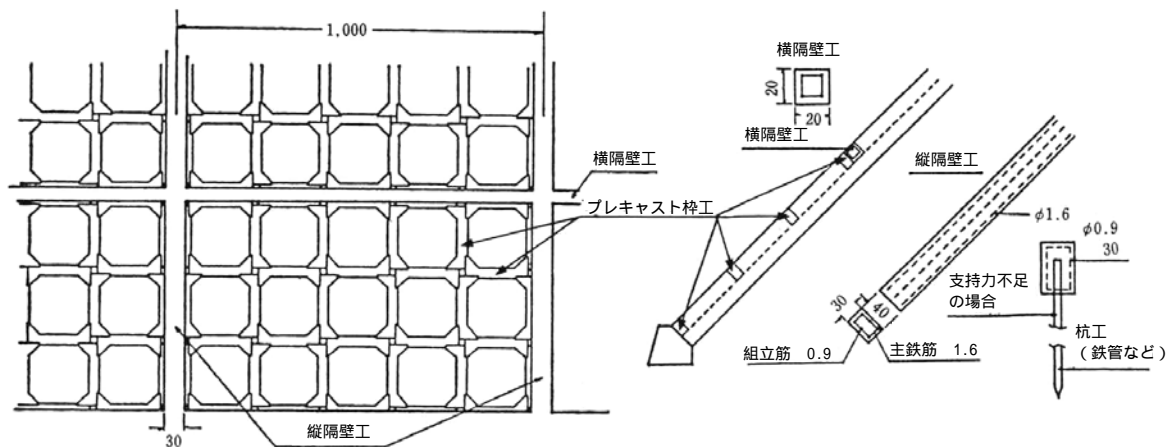


図5-2 隔壁工の例 (単位:cm) (新斜面崩壊 p187)

(3) 基礎工(図5-3参照)

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し、上部からの荷重に十分対応できる構造とする。本編 p -80 の基礎擁壁工により決定する。
- 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砕石基礎または均しコンクリートを施す。
- 3) 基礎の根入れ深さは地盤の状況により決定するが、岩盤の場合は風化部分を取除く程度、それ以外の場合は、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が望ましい。
- 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。安全性に疑問がある場合は既設部分から切り離して、新設の基礎を設置したほうがよい。

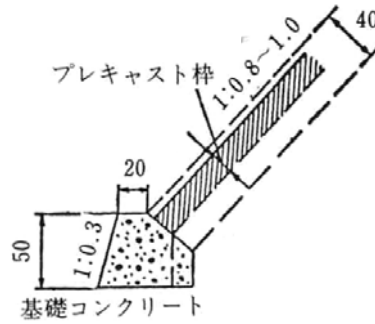
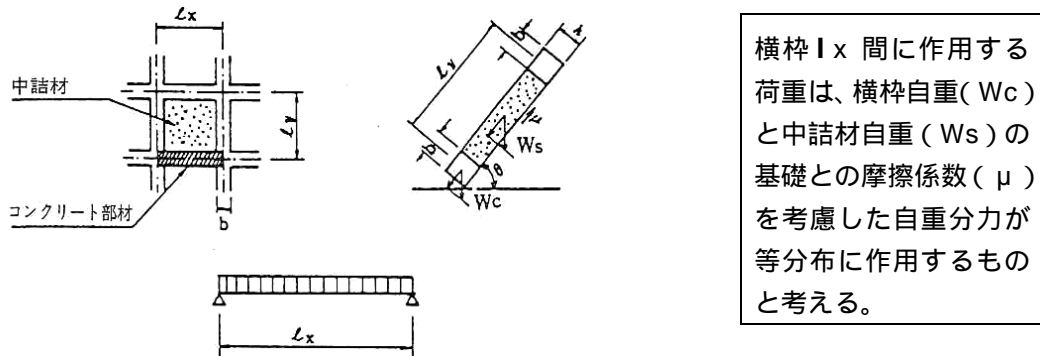


図 5-3 のり枠工の基礎工の一例
(新斜面崩壊 p186)

(4) 横枠の強度検討に用いる荷重条件の設定

- 1) 設計荷重は、横枠および中詰材の自重とする。
- 2) 横枠に作用する荷重は、設計荷重ののり面方向の分力として、等分布に作用する。(図 5-4 参照)
- 3) 地山と中詰材および横枠との間の摩擦を考慮する(表 5-5 参照)
横枠に作用する荷重および壁体底面と基礎との摩擦係数(μ)の考え方を以下に示す。



横枠 Lx 間に作用する荷重は、横枠自重(Wc)と中詰材自重(Ws)の基礎との摩擦係数(μ)を考慮した自重分力が等分布に作用するものとする。

図 5-4 横枠に作用する荷重 (のり枠指針 p28)

表 5-5 壁体底面と基礎との摩擦係数(μ)
(土質工学会：土質工学ハンドブック)

基盤の種類		施工法	場所打ち	場所打ちでないもの
土とコンクリート	シルトなしの粗砂	tan	tan	0.55
	シルトを含む粗砂			0.45
	シルト			0.35
玉石とコンクリート			0.5	0.5
割石とコンクリート			0.6	0.6
岩とコンクリート			0.6	0.6

注) 中詰材と地山の摩擦については、平板ブロック張工およびコンクリート張工は壁体とみなすがそれ以外の中詰材については無視する。

(5) 横枠の応力度の検討

- 1) 設定された荷重条件に対して単純ばりによる曲げ応力度、せん断応力度を算出する。
- 2) 横枠に生じる引張応力度が許容応力度内であることを確認する。
- 3) 引張応力度がコンクリートの許容引張応力度より大きい場合には、曲げモーメントに対する必要鉄筋量を鉄筋コンクリートとして配筋し、応力度の検討を行う。

(6) 最下端の縦枠の強度検討に用いる荷重条件の設定 (図 5-5 参照)

- 1) 設定荷重 (W) は、縦枠、横枠および中詰材の自重とする。
- 2) 作用荷重 (R) は、設定荷重ののり面方向の分力とする。
- 3) 地山と縦枠、横枠および中詰材との摩擦を考慮する。

最下端の縦枠に作用する荷重は、式 5-1 により算出する。

$$R = W \cdot (\sin \theta - \cos \theta \cdot \mu) \dots\dots\dots \text{式 5-1}$$

- R : 最下端の縦枠に作用する荷重 (kN/m)
 W : 設定荷重 (kN/m)
 θ : のり勾配 (度)
 μ : 地山と枠などとの摩擦係数 (表 5-5 参照)

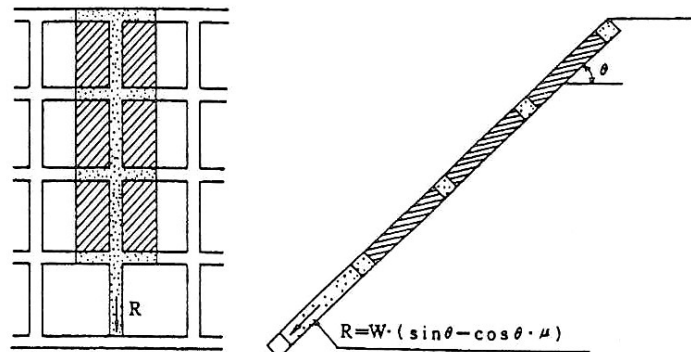


図 5-5 最下端の縦枠に作用する荷重

(のり枠指針 p31)

(7) 縦枠の応力度の検討

- 1) 設定された荷重条件に対して、縦枠最下端部の軸方向荷重を算出する。
 - 2) 軸方向荷重が許容軸方向荷重内であることを検証する。
- 許容軸方向荷重は式 5-2 より求める。

$$Po = 1/3 \cdot (0.83 \cdot ck \cdot Ac + sy \cdot As) \dots\dots\dots \text{式 5-2}$$

- ここに、 Po : 許容軸方向荷重 (N/mm²)
 Ac : コンクリート断面積 (mm²)
 sy : 軸方向鉄筋の圧縮降伏点応力度 (N/mm²)
 As : 軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)
 ck : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

(8) 枠接点は、上部の荷重を確実に下部へ伝える構造とする。

プレキャスト製品の交差部分には、すべり止め杭またはアンカー筋を施す。

(9) コンクリートおよび鉄筋の許容応力度は「道路土工 - 擁壁工指針」による。

ただし、無筋コンクリートの許容曲げ引張応力度(ba)は式 5-3 による。

$$ba = ck/80 \dots\dots\dots \text{式 5-3}$$

- ここに、 ck : プレキャスト枠に用いたコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

(10) コンクリートの最小かぶり厚は3.5cm以上とすることが望ましい。

4.2 吹付砕工

整形の困難な凹凸の多いのり面や岩質のり面における小規模な崩壊や、薄い表層の崩壊を防止するのり面に用いる。

のり砕指針 p32

解 説

吹付砕工設計の留意点を以下に示す。

(1) 留意事項

- 1) のり面勾配が1:1.0より緩やかでのり長が10m以下の箇所に、緑化基礎工や石張工基礎としてプレキャスト砕工の代わりに使用する。
- 2) 予想される崩壊の規模が非常に小さい場合には、断面が15cm×15cm～20cm×20cm程度で、砕スパンが1.2m程度を標準とする。
- 3) 砕内をモルタル吹付工または厚層基材吹付工とする場合には、砕スパンを1.5mまで拡大することができる。
- 4) 砕スパンが上記の値を上まわる場合や、のり面勾配が1:1.0より急な場合は、「4.1 プレキャスト砕工」と同様の方法で横砕の強度の検討を行う。

(2) 設計

上記(1)で述べたケース以外は、土圧が働くおそれが高いため、原則として設計計算を行う。崩壊防止を目的とした吹付砕工の縦砕の設計計算には、以下の種類がある。

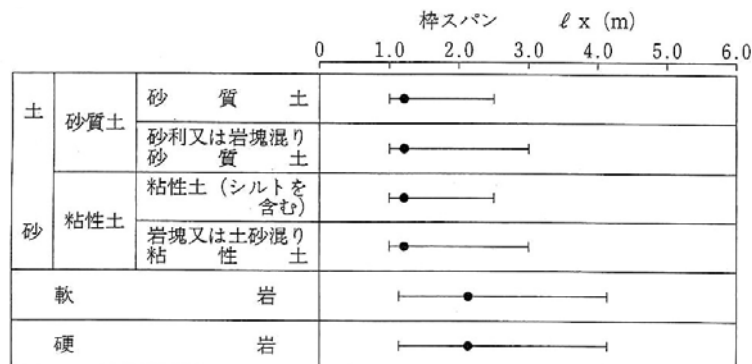
- 1) のり肩からの崩壊の防止を目的としたもの。
- 2) のり中間からの崩壊の防止を目的としたもの。

それぞれの計算方法の一例を示すと表5-7、表5-8のとおりである。

なお、計算に先立ち砕のスパンは表5-6を目安とするが、崩壊の規模が大きい場合には、スパンを広くするとともに砕の断面を大きくして対応することができる。断面は縦砕に作用する崩壊土塊などの荷重により検討する。

また、のり中間からの崩壊の場合の砕の自重は、周囲の砕に支えられると考えられるので考慮しない。

表5-6 吹付砕工における地質と砕スパンとの関係

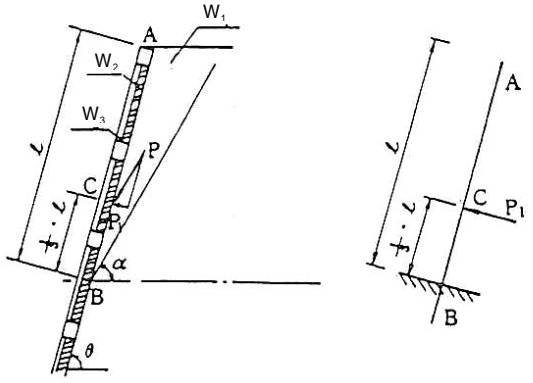


*過去の実績によるもので「—」は範囲を示し、「●」印は頻度の多いものを示している。

((社)全国特定法面保護協会の調査による)

表 5-7 のり肩からの崩壊に対する検討例

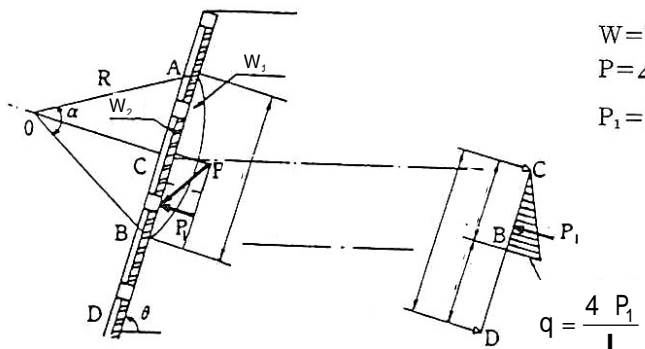
(のり枠指針 p34 ~ 35)

項目	検討内容
荷重設定	設定荷重は、想定されるすべり土塊、中詰材、縦枠と横枠の自重とする。
作用荷重	(1)縦枠に作用する荷重は、設定荷重のすべり面方向の分力に現況安全率と計画安全率との差分 F_s を乗じたものとする。 (2)作用荷重はすべり面方向に集中荷重として作用するものとし、作用位置は、土塊の長さの 1/3 とする。
枠断面の検討	縦枠に垂直に作用する分力に対し、枠の応力検討を行う。 縦枠の一部を下图に示すような片持ばりとし、縦枠とすべり線との交点を固定点として検討を行う。
作用荷重の模式図	 <p> $W = W_1 + W_2 + W_3$ $P = \Delta F_s \cdot W \cdot \sin \alpha$ $P_1 = P \cdot \sin(\theta - \alpha)$ W : 設定荷重 W_1 : すべり土塊自重 W_2 : 中詰材自重 W_3 : 縦枠と横枠の自重 P : 作用荷重 P_1 : 作用荷重の分力 </p>

(設計の詳細は参考資料編 p -84 のり枠工の設計計算例および「フリーフレーム手引きを参照)

表 5-8 のり中間からの崩壊検討例

(のり枠指針 p35 ~ 36)

項目	検討内容
荷重設定	設定荷重は、想定されるすべり土塊、中詰材の自重とする。 (枠の自重は周辺の枠に支えられるとして考慮しないものとする)
作用荷重	(1)縦枠に作用する荷重は、設定荷重に現況安全率と計画安全率の差分 F_s を乗じたものとする。 (2)作用荷重は縦枠とすべり面との交点にすべり面方向に作用する。
枠断面の検討	縦枠に垂直に作用する分力に対し、枠の応力検討を行う。 枠の一部を単純ばりとし、作用分力をスパン中央で最大、交点でゼロとなる三角形分布荷重におきかえて検討する。
作用荷重の模式図	 <p> $W = W_1 + W_2$ $P = \Delta F_s \cdot W \cdot \sin \theta$ $P_1 = P \cdot \cos \frac{180 - \alpha}{2}$ $q = \frac{4 P_1}{l}$ W : 設定荷重 W_1 : すべり土塊自重 W_2 : 中詰材自重 P : 作用荷重 P_1 : 作用荷重の分力 </p>

(設計の詳細は参考資料編 p -84 のり枠工の設計計算例および「フリーフレーム手引きを参照)

崩壊検討例(表5-7,表5-8)の考え方に従って、標準的であると考えられる断面、鉄筋量をもつ吹付砕工で抑止可能な崩壊の規模を計算すると、表5-9のようになる。従って、この範囲の崩壊防止を目的とする場合には、それに見合った断面、スパン、鉄筋量の吹付砕工を表5-9からよみとって使用すれば、応力度の検討を省くことができる。

現況安全率と計画安全率の差分 F_s は表5-10をもとに決定する。

表5-9 標準的な吹付工で抑止可能な崩壊の規模 (のり砕指針 p40)

のり砕工の諸元	断面(cm)	20.0		30.0		40.0		50.0	
	スパン(m)	1.2		2.0		2.5		3.0	
増加される安全率	有効高(cm)	15.5		23.5		31.5		41.0	
	使用鉄筋	D10×上下各2本		D13×上下各2本		D13×上下各4本		D16×上下各4本	
$\Delta F_s=1.0$ の場合	のり肩からの崩壊(くさび形)	深さd(m)	長さℓ(m)	深さd(m)	長さℓ(m)	深さd(m)	長さℓ(m)	深さd(m)	長さℓ(m)
		0.5	4.1	0.5	6.8	0.5	10.6	0.5	14.4
		1.0	2.1	1.0	2.7	1.0	4.6	1.0	6.4
		1.5	1.6	1.5	2.0	1.5	3.1	1.5	4.2
	のり中間からの崩壊(円弧形)	0.5	1.4	2.0	1.8	2.0	2.6	2.0	3.4
		2.0	1.5	0.5	2.1	0.5	4.1	0.5	6.8
$\Delta F_s=0.5$ の場合	のり肩からの崩壊(くさび形)	0.5	8.4	0.5	10.9	0.5	17.4	0.5	23.2
		1.0	3.4	1.0	4.6	1.0	8.1	1.0	12.1
		1.5	2.4	1.5	3.1	1.5	5.0	1.5	7.3
		2.0	2.1	2.0	2.6	2.0	3.9	2.0	5.5
	のり中間からの崩壊(円弧形)	0.5	2.5	0.5	3.8	0.5	8.1	0.5	14.0
		1.0	—	1.0	—	1.0	2.9	1.0	4.2
$\Delta F_s=0.2$ の場合	のり肩からの崩壊(くさび形)	0.5	15.4	0.5	19.8	0.5	52.7	0.5	70.0
		1.0	7.3	1.0	10.4	1.0	19.8	1.0	33.6
		1.5	4.4	1.5	6.0	1.5	11.0	1.5	16.0
		2.0	3.4	2.0	4.5	2.0	7.6	2.0	11.1
	のり中間からの崩壊(円弧形)	0.5	5.8	0.5	8.9	0.5	19.5	0.5	34.8
		1.0	2.3	1.0	3.2	1.0	5.8	1.0	9.1
		1.5	—	1.5	—	1.5	3.6	1.5	5.2

F_s : すべりに対してのり砕で増加される安全率

d : 崩壊の深さ(m)

ℓ : 崩壊の長さ(m)

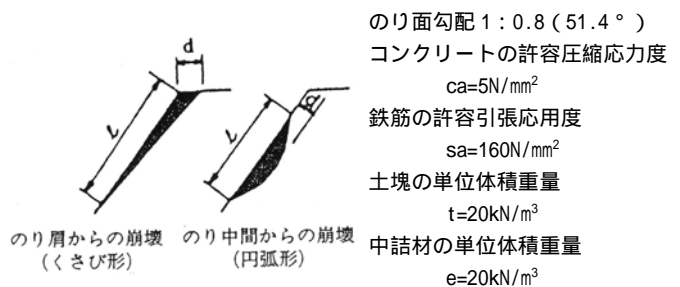


表 5-10 増加される安全率 F_s の取り方 (のり枠指針 p36~37)

安全率の差分	のり面の状態	設計の考え方
$F_s = 1.0$	すでに崩壊の発生の徴候を示していたり、隣接斜面で実際に崩壊が生じているような場合でかつ切取施工中に崩壊が予想される場合など	すべり面でのすべり抵抗を考慮せず崩壊土塊の全荷重をのり枠で抑止する。
$F_s = 0.5$	すでに崩壊の発生の徴候を示していたり、あるいは隣接斜面で実際に崩壊が生じている場合、切取中は崩壊の発生がないと判断される場合など	すべり面での抵抗を考慮して、崩壊土塊の全荷重の 5 割をのり枠で抑止する。
$F_s = 0.2$	現在は安定していても将来の風化などによって不安が生じる場合	すべり面での抵抗を考慮して、崩壊土塊の全荷重の 2 割をのり枠で抑止する

想定される崩壊の規模が表 5-9 の目安を超える場合や、断面の鉄筋量を増しても吹付砕工だけでは抑止できないと判断される場合には、吹付工とグラウンドアンカー工との併用あるいは、もたれ式擁壁タイプの現場打コンクリート砕工とグラウンドアンカー工との併用などを検討する。

以上述べた吹付砕工の設計の目安をフローで示すと図 5-6 のようになる。横枠については、一般に縦枠と同様の断面とし、その場合は枠スパンが極端に大きなものでなければ、縦枠の強度を満足していれば横枠の強度も満足するので、横枠の強度検討は省くことができる。ただし、枠スパンが極端に大きい場合は、横枠強度の検討を行わなければならない。

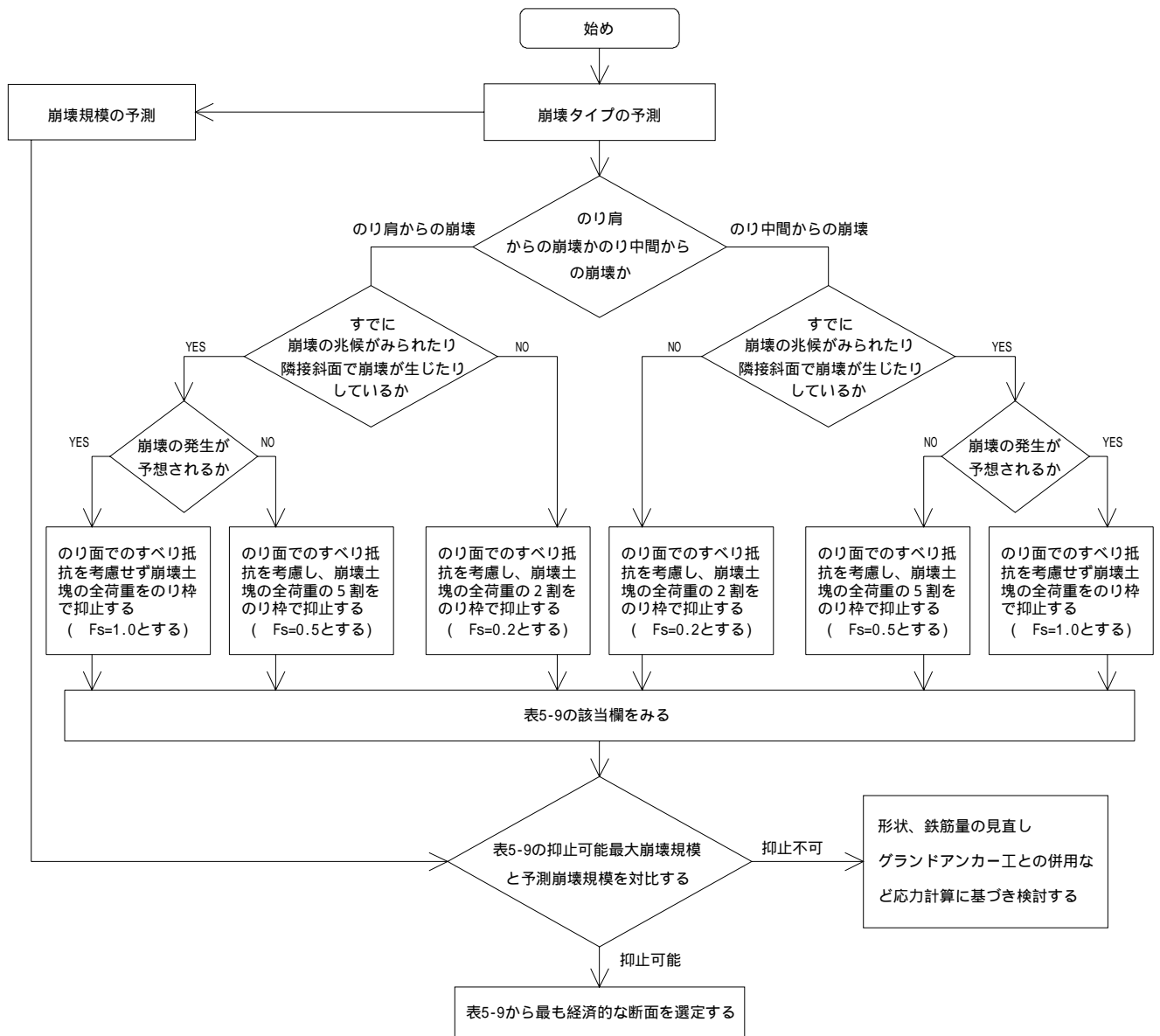


図 5-6 表 5-9 の使い方 (のり枠指針 p41)

(5) 設計基準強度

設計計算に使用する吹付コンクリートの設計基準強度は、次の値を用いることを標準とする。(コンクリートの設計基準強度 (ck)= 15N/mm²の場合)

1) 鉄筋の計算をしない場合

コンクリートの曲げ引張り応力度(ba)= 0.19N/mm²

2) 鉄筋コンクリートとして計算する場合

コンクリートの許容圧縮応力度(ca)= 5N/mm²

コンクリートの許容せん断応力度(a)= 0.33N/mm²

コンクリートの許容付着応力度(ba)= 1.3N/mm²(異形鉄筋)
= 0.65N/mm²(普通丸鋼)

鉄筋の許容引張応力度(sa)= 160N/mm²(異形鉄筋)
= 140N/mm²(普通丸鋼)

鉄筋の降伏強度(sy)= 300N/mm²(異形鉄筋)
= 240N/mm²(普通丸鋼)

ただし、試験施工の結果や、十分な湿潤養生を行うなどして大きなコンクリート強度の発現が可能となるように計画された場合は、これよりも大きな許容応力度を使用することもできる。また、型枠に使用する材料およびその固定金具などは設計計算からは除外し、鉄筋コンクリートの最小かぶりの設計値は4cm以上とする。

(6) モルタルの配合

コンクリートの設計基準強度 ck = 15N/mm²の場合のモルタルの配合は、表 5-11 の条件で配合を決定する。

表 5-11 配合条件

(のり枠指針 p37)

水セメント比	60%以下
単位セメント量	400kg/m ³ 以上
コンシステンシー	JISR5201(セメントの物理試験方法)に示される フロー実験でフロー値 120 程度の硬練り。
空気量	AE 剤または減水剤を用いた方がよい。一般的には 4% 程度を仮定する。

(7) 型枠の構造および取付け方法

吹付枠工の型枠は、モルタルまたはコンクリートを密実に充填できる構造のものを使用する。またのり面に凹凸がある場合には、吹付作業および硬化までに変状が生じない構造および取付け方法を有するものでなければならない。

金網を使用する場合には、線径2.0mm以上のもので網目は最小幅10mm程度を標準とする。

また、すべり止め鉄筋は吹付けおよび硬化するまで型枠が変状を生じない程度に固定する。(図 5-7 参照)

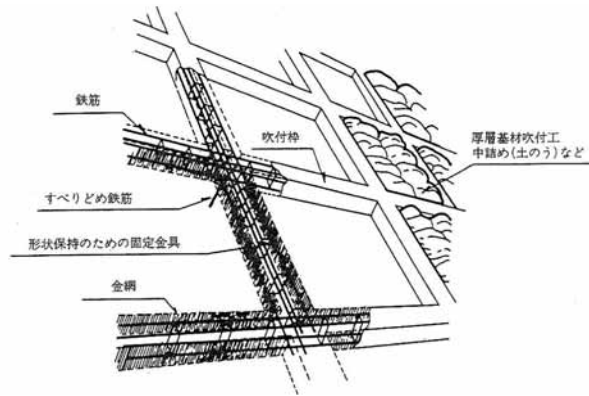


図 5-7 吹付枠工に使用するすべり止め鉄筋、金具類
(のり枠指針 p42)

4.3 現場打コンクリート枠工

比較的整形が容易なのり面における小規模な崩壊などを防止するのり面に用いる。

のり枠指針 p43

解 説

1) 現場打コンクリート枠工は、地形や施工条件などの制約を受け、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、土質が良好でない場合に用いられるほか、節理、亀裂などの発達した岩盤、コンクリート吹付工などで浮石を止めることのできない場合にも、ロックボルトやグラウンドアンカー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。(図 5-8 参照)

現場打コンクリート枠工には、表層崩壊防止タイプともたれ式擁壁タイプがあり、前者は吹付枠工の計算に準じ、後者はもたれ式擁壁に準じた計算を行う。一般に、のり面勾配が 1 : 0.8 より急なところに用いるものをもたれ式擁壁タイプとする。

2) 現場打ちのり枠工には次のような設計基準強度 c_k (レディミクストコンクリートの場合には呼び強度) のコンクリートを使用する。

無筋コンクリートの場合 c_k 18N/mm²

鉄筋コンクリートの場合 c_k 24N/mm²

鉄筋の最小かぶり厚は 4cm 以上に設計することが望ましい。

3) 枠のスパンは表 5-12 を目安とするが、崩壊の規模が大きい場合には、スパンを広くするとともに枠の断面を大きくして対応することができる。断面は、のり面勾配と縦枠に作用する崩壊土塊などの荷重により図 5-9 を参考に検討する。

基礎は、本編 p -80 により決定する。

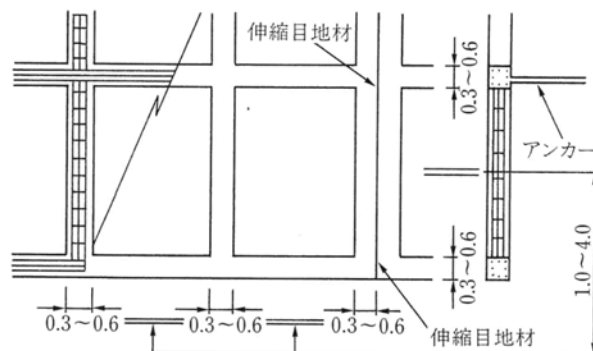


図 5-8 現場打コンクリート枠工の例 (単位:m) (新斜面崩壊 p182)

表 5-12 現場打コンクリート枠工における地質と枠スパンの関係
 (建設省土木研究所の調査資料による)

		枠スパン $l \times$ (m)	
		0	1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0
土	砂質土	砂質土	1.0 ~ 2.0
		砂利又は岩塊混り砂質土	1.0 ~ 5.0
砂	粘性土	粘性土 (シルトを含む)	1.0 ~ 3.0
		岩塊又は土砂混り粘性土	1.5 ~ 4.0
軟岩		1.0 ~ 5.0	
硬岩		1.5 ~ 4.0	

*過去の実績によるもので——は範囲を示し、●印は頻度の多いものを示している。

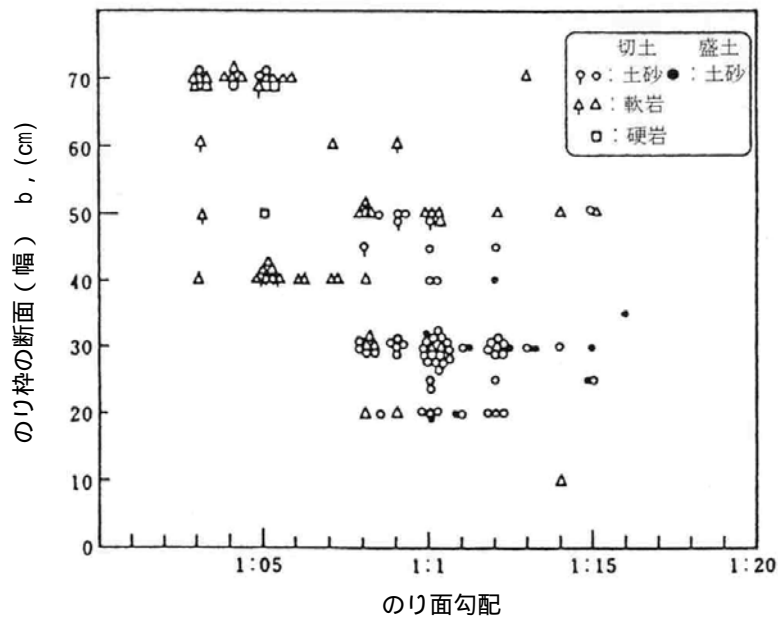


図 5-9 施工例からみた現場打コンクリート枠工ののり面勾配とのり枠の断面の関係
 (建設省土木研究所の調査資料による)

第6章 吹付工

第1節 総 則

吹付工は、斜面の侵食を防止するとともに、斜面を外気および雨水など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。

河砂技.設 p76

解 説

吹付工は、切土した時点で安定しているのり面に、湧水がなく当面崩落する恐れはないが、風化しやすい岩、風化してはく落する恐れのある岩、土丹などで植生工が適当でないのり面の風化、侵食を防止するとともに、地表水が切土のり面に浸透することを防止して、のり面を形成する地盤の強度低下を防ぐことを目的とする。

切土した時点では安定した外観をしているが、切りっぱなしの状態でおくと著しく風化が進みやすい岩質とか、すでにある程度風化が進行していて、崩落の恐れのある岩盤で植生工やプレキャストのり枠工程では不十分な場合の斜面の保護をする。

ただし、地質的には複雑で、また、脆弱である場合については、他の工法を十分比較検討し注意する。

第2節 吹付工の設計

2.1 設計

吹付工における吹付厚は、切土のり面の勾配、凹凸の程度、岩質、割目とその方向、のり面の緩み、風化の程度、気象、地形、斜面の安定性、施工性、経済性を考慮して設計する。

河砂技.設 p76

解 説

吹付工の設計上の留意点および構造を以下に示す。

(1) 留意点

- 1) 湧水がない岩盤で、亀裂が小さく崩壊が予想されないところに適している。湧水が多いと吹付けされた層と地盤との間の密着、一体化が阻害され、さらに凍結・融解を繰り返すことによって剥離をきたすため、このような箇所での吹付工の施工に際しては、湧水処理を行う必要がある。
- 2) 年間を通じて最高・最低の温度に激しい差がある地方では、吹付工（特に厚さが薄いモルタル吹付工）の耐久性に問題が多い。
- 3) 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などの問題が発生することがある。
- 4) 草樹木類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場合は緑化を検討する。

(2) 吹付厚

- 1) 勾配が1:0.3程度の斜面では7~10cmのモルタル吹付とする。
- 2) 1:0.5程度の軟岩などの斜面では10~15cmのコンクリート吹付とする。
- 3) 硬岩より軟岩の方が吹付厚の厚い場合が多い。
- 4) 寒冷地においては、15cm以上の厚さを採用している例もある。
- 5) 15cm以上の場合には、図6-1に示すように補強鉄筋を入れる。

(3) 補強 (図 6-1 参照)

切土後ののり面の状態は、一般にのり面全体が均質なことは少なく、風化の著しい部分、土の部分などが介在しており、場所により気温の変化による膨張・収縮などが若干異なるので、吹付層の中間付近に原則として鉄筋を入れた上に、ワイヤラス、ワイヤーメッシュなどの補強金網を張り付けたり、桁吹付工または部分的に特殊現場打のり枠工を組み入れる。

- 1) アンカーピンはD 16～22の鉄筋で、長さ50～100cmのものを0.5～2本/m²に設置する。
- 2) 補助アンカーピンは9～13mm、長さ15～30cmを1～3本/m²を目安に設置する。
- 3) 検測ピンは吹付厚さの管理を行うために1本/2m²程度を目安に設置する。
- 4) ラスはコンクリートなどのスペーサーを使用し、地山から離すよう設置する。

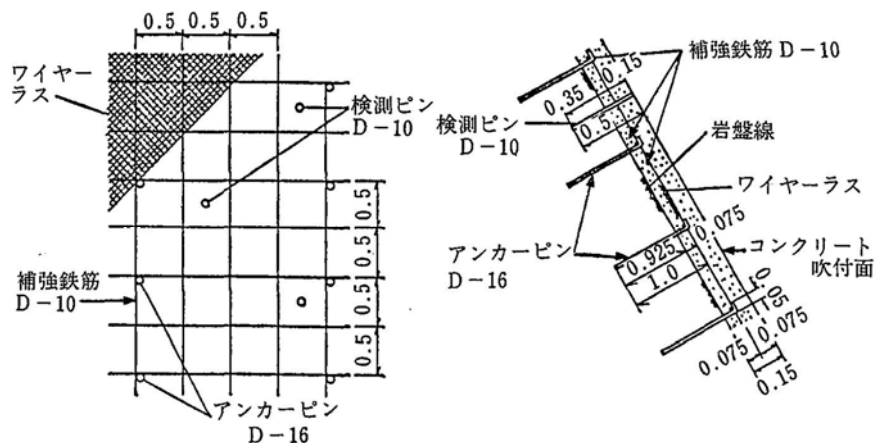


図 6-1 コンクリート吹付工の一例 (単位 : m)

(新斜面崩壊 p192)

(4) 伸縮目地および水処理

- 1) 伸縮目地はのり面縦方向に5～10m間隔 (標準 10mとする。) で設置する (図 6-2 参照) 。
- 2) のり面の安定を保つためには水処理が必要であり、湧水などが局所的にある場合などは図 6-3、図 6-4 のような処理方法などを行う。
- 3) その他の箇所については水抜きパイプを設置し背面の浸透水などを排除する。
- 4) 水抜きパイプは外径 50mm (V P 50) 以上で、2～4m²に1本程度を目安に設置する。

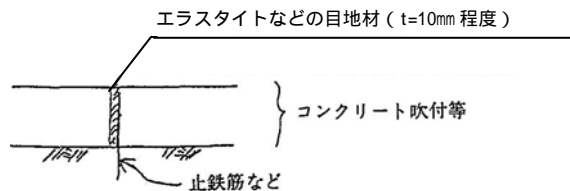


図 6-2 伸縮目地の一例 (断面図) (新斜面崩壊 p193)

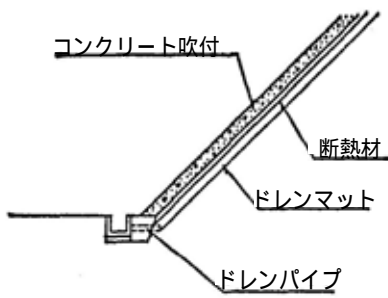


図 6-3 水処理の一例 (断面図)

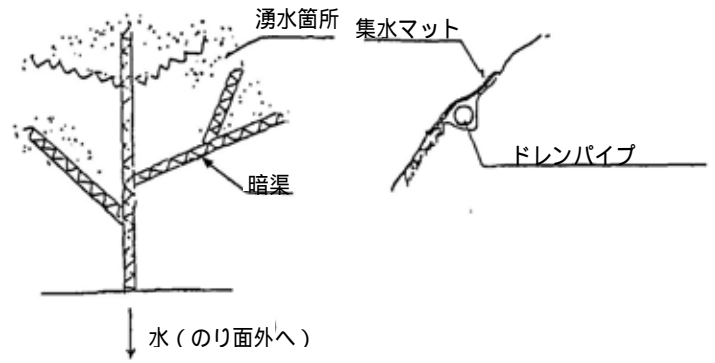


図 6-4 湧水処理の一例
(上記両図とも新斜面崩壊 p193)

(5) のり肩およびのり尻の処理

- 1) 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。(図 6-5 参照)
- 2) 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 6-6 参照)

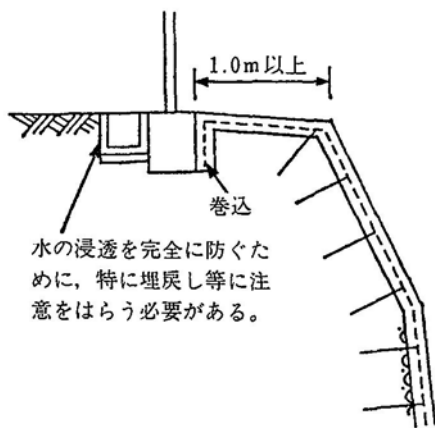


図 6-5 のり肩の処理の一例

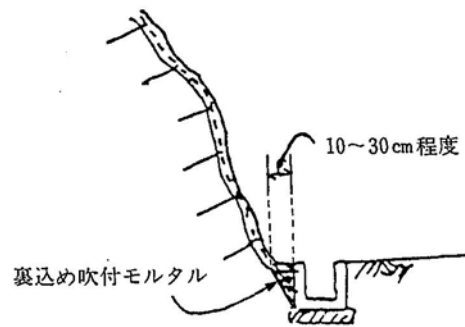


図 6-6 のり尻処理の一例
(上記両図とも新斜面崩壊 p193)

2.2 環境配慮

吹付工採用による周辺環境への影響に配慮する。

新斜面崩壊 p195

解説

- 1) 風化防止のためのモルタル吹付などを施工することによって、周辺の環境との不釣り合いを生じる場合は、緑化を検討する。(図 6-7 参照)
- 2) 緑化対策の一例として、途中にポット状の構造を設ける方法、ツタなどの植物をはわせる方法、のり枠などの併用により厚層基材を吹付ける方法などがある。

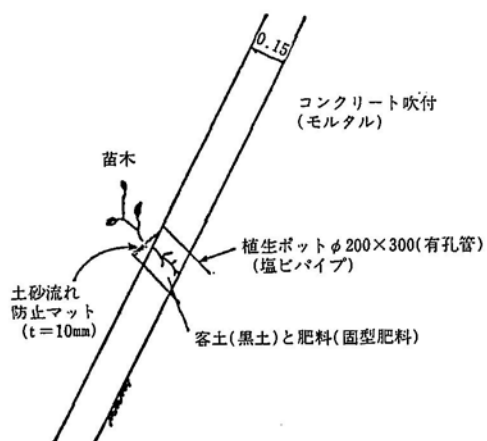


図 6-7 のり面の緑化工の一例 (新斜面崩壊 p195)

第7章 擁壁工

第1節 総 則

1.1 目的

擁壁工は、斜面下部の安定、小規模崩壊の抑止、のり面保護工の基礎、崩壊土砂のしゃ断（人家におよぶことを防止する）、押さえ盛土の補強などを目的とする。

河砂技・設p83

1.2 選定

擁壁工の主なものとして以下に示すものがあり、経済性・施工性・地盤条件を考慮して選定する。

石積・ブロック積擁壁、重力式コンクリート擁壁、もたれ式コンクリート擁壁、待受式コンクリート擁壁、井桁組擁壁

新斜面崩壊 p197

解 説

基礎地盤が堅牢な場合には背後地の地盤条件、施工性、経済性などを考慮して、重力式コンクリート擁壁、もたれ式コンクリート擁壁などを計画する。基礎地盤が軟弱で湧水が多い場合には、井桁組擁壁工などの屈撓性のある工法を計画する。各擁壁工の特徴および選定の目安を以下に示す（表7-1参照）。

石積・ブロック積擁壁

石あるいはブロックを積み重ね、のり勾配を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变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が、土圧の大きい所では採用しない。

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、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も使われることが多い。

もたれ式コンクリート擁壁

自立できないコンクリート製の擁壁で、擁壁背面が比較的良好的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。

待受式コンクリート擁壁

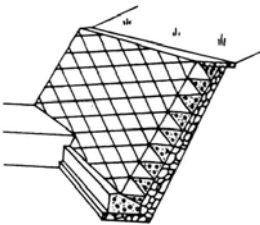
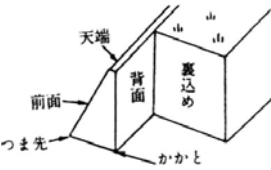
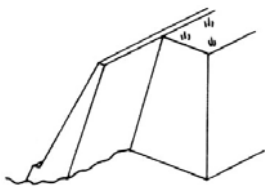
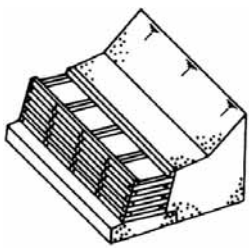
構造的には重力式擁壁工と同じものであり、小規模な崩壊が生じても擁壁背面に設けられているポケットで止めて人家などに被害を及ぼさないようにするものである。この工法は斜面地山の切土量が比較的少なくてポケットを確保できる。

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。

表 7-1 擁壁工の選定の目安の一例

(道路擁壁工 p11～12)

種 類	形 状	一般的な適用高さ	特 徴	採用上の留意点
ブロック積(石積)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。 ・原則として急傾斜地の対策には用いない。
<ul style="list-style-type: none"> ・重力式擁壁 ・待受式擁壁 		<ul style="list-style-type: none"> ・原則として5m以下とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・自重によって土圧に抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・底板反力が大きい場合支持地盤が良好な箇所を用いる。 ・杭基礎となる場合には適していない。
もたれ式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> ・原則として8m以下とする。 ・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。 ・8mを超える場合は地震時の検討を行う。
井桁組擁壁		<ul style="list-style-type: none"> ・15m程度以下 	<ul style="list-style-type: none"> ・プレキャストコンクリートなどの部材を井桁状に組み中詰材を充填するもので透水性に優れる。 ・部材および中詰材の重量により水平荷重に抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・たわみ性壁に働く土圧の詳細が不明であるため、設計に際しては相当十分な安全率を考慮する必要がある。 ・原則として急傾斜地の対策には用いない。

1.3 位置

擁壁工は、施工時に斜面下部の切り取りをできるだけ避けるような位置に設置する。

河砂技.設 p83

解 説

擁壁は原則として斜面下部(脚部)に設置するが、斜面中段に基礎となる堅固な地盤が得られ、擁壁の設置が斜面全体の安定に悪影響がない場合で、下部の斜面に崩落の恐れがなく、想定される崩壊が上部斜面、下部斜面で独立している場合には、斜面中段に擁壁を設置することができる。

1.4 排水

擁壁工を設置する場合は、背面からの浸透水を十分排水させるよう措置しなければならない。

河砂技.設 p83

1.5 設計諸定数の設定

擁壁設計に用いる設計諸定数を以下に示す。

- (1) 土圧などの計算に用いる定数
 - 1) 土のせん断定数
 - 2) 土の単位体積重量
- (2) 衝撃力の計算に用いる定数
 - 1) 崩壊土砂の移動の力
 - 2) 待受け擁壁における衝撃力緩和係数
- (3) 基礎の支持力計算に用いる定数
 - 1) 地盤の許容支持力
 - 2) 基礎底面と地盤との間の摩擦角 δ と付着力 C_B
 - 3) 杭基礎の支持力計算に用いる定数
- (4) 全体の安定の検討に用いる定数
- (5) 沈下の検討に用いる定数
- (6) 地盤の液状化の判定に用いる定数
- (7) 許容応力度他

道路擁壁工 p18

解 説

- (1) 土圧などの設計に用いる定数

擁壁設計に用いる土圧は、原則として土質試験および標準貫入試験を行うなど十分に検討して求められた定数により算出する。

粘着力 C を期待する場合は、施工中の地盤の乱れの影響などを考慮し、過大評価にならないよう注意する必要がある。

1) 土のせん断定数

一軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土の場合、一軸圧縮試験によって粘着力Cを求める。

$$C = \frac{1}{2} q_u \dots\dots\dots \text{式 7-1}$$

ここに C : 粘着力(kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強さ(kN/m²)

三軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土、砂質土については乱さない試料、突き固めた試料ともに圧密非排水三軸試験を行い、C、φを求める。

この時のせん断強さは式 7-2で示される。

$$S = C + \sigma_v \tan \phi \dots\dots\dots \text{式 7-2}$$

ここに S : せん断強さ(kN/m²)

σ_v : せん断面に作用する全垂直応力(kN/m²)

C : 土の粘着力(kN/m²)

φ : 土の内部摩擦角(度)

標準貫入試験によるN値から推定するせん断定数

標準貫入試験によるN値から、式 7-3、式 7-4 により求めた値を用いてもよいが、礫質土の場合にはN値を過大評価しないようにする。

粘性土の粘着力 : C = 6N ~ 10N (kN/m²) 式 7-3

砂質土の内部摩擦角 : φ = 15 + √(15 · N) / 45 ただし、N > 5 式 7-4

C : 土の粘着力 (kN/m²)

φ : 土の内部摩擦角 (度)

裏込め土のせん断定数

裏込め土のせん断定数は原則として土質試験により求める。ただし高さ 8m 以下の擁壁については表 7-2 の値を用いてもよい。

表 7-2 裏込め土のせん断定数 (道路擁壁工 p19)

裏込め土の種類	内部摩擦角(φ)	粘着力(C) ^{注2)}
礫質土 ^{注1)}	35°	-
砂質土	30°	-
粘性土(ただし $U_L < 50\%$) ^{注3)}	25°	-

注 1) きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

注 2) せん断定数をこの表から推定する場合、粘着力Cを無視する。

注 3) U_L は液性限界

崩積土砂のせん断定数

過去の災害からの再現計算によりせん断定数が求められない場合は、表 7-3 の値を用いてもよい。

表 7-3 崩積土砂の単位体積重量と内部摩擦角

土質分類	単位体積重量 (: kN/m ³)	内部摩擦角 (: 度)	地質の適用・地盤の状態
礫質土	18	35	中・古生層 ・風化、ゆるみが進んだ岩盤。 花崗岩類 ・節理面沿いに風化が進み、玉石状風化が進む。 湖東流紋岩類 ・風化し、ゆるみが進んだ岩盤。 鮎河層群 ・分布域全体に適用する。 古琵琶湖層群 ・固結した粘土、砂層からなる。 石灰岩礫層 ・分布域全体に適用する。 段丘堆積物・崖錐層 ・礫を主体とする。
砂質土	17	30	中・古生層 ・風化し、全体に土砂化が進む。 花崗岩類 ・全体にマサ土化が進む。 湖東流紋岩類 ・風化し、全体に土砂化が進む。 古琵琶湖層群 ・軟質な砂層および砂・粘土の互層からなる。 段丘堆積物・崖錐層 ・砂を主体とする。一部、粘土を挟むこともある。
粘性土	17	25	古琵琶湖層群 ・軟質な粘土層からなる。
		20	中・古生層 ・石灰岩地域にみられる風化残留土 花崗岩類・湖東流紋岩類など ・規模の大きな変質帯や特に脆弱な断層破砕帯

(土基調指針 p40)

2) 土の単位体積重量

土圧の計算に用いる土の単位体積重量 (kN/m³) は、原則として土質試験により求める。ただし高さ 8m 以下の擁壁については表 7-3 および表 7-4 の値を用いてもよい。

表 7-4 土の単位体積重量 (kN/m³) (道路擁壁工 p20)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛 土	砂および砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土(ただし $\gamma < 50\%$)	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。

(2) 衝撃力の計算に用いる定数

1) 崩壊土砂の移動の力

過去の災害からの再現計算により土質定数が求められない場合は、表 7-5 の値を用いて崩積土砂の移動の力を求めてもよい。

作用位置：崩積土砂による衝撃力は、崩積土砂の先頭部が裏込め土の地表面から水平方向に擁壁背面に作用させる（図 7-1 参照）。

移動の高さ：崩積土砂の移動の高さは、近隣の崩壊実績、地質調査などの結果から最大崩壊深の推定が可能な場合は、最大崩壊深の 1/2 とする。推定が困難な場合は、これまでの本県の災害実績、地質調査結果などから定めている下記の値を用いる。

最大崩壊深：2m

移動の高さ：1m

（注：擁壁背面の空き高さは崩積土砂の移動高さ以上を確保する。）

衝撃力の算出：衝撃力は式 7-5 により算出する。

安定計算の検討：衝撃力の作用時の安定性の検討には、衝撃力作用時間が短時間であるため、崩積土砂の自重は無視して安定計算を行う。

急傾斜地の崩壊の移動による力(Fsm)は、式 7-5 により計算する。

$$F_{sm} = m g h_{sm} \left\{ \frac{bu}{a} (1 - \exp(-2 a H/h_{sm} \sin u)) \cos^2(u - d) \right\} \\ \exp(-2 a X/h_{sm}) + \frac{bd}{a} (1 - \exp(-2 a X/h_{sm})) \dots \dots \dots \text{式 7-5}$$

式 7-5 における半数は以下に示すとおりである。

$$a = \frac{2}{(-1) C + 1} f_b \dots \dots \dots \text{式 7-6}$$

$$bu = \cos u \left\{ \tan u - \frac{(-1) C}{(-1) C + 1} \tan \dots \dots \dots \text{式 7-7}$$

$$bd = \cos d \left\{ \tan d - \frac{(-1) C}{(-1) C + 1} \tan \dots \dots \dots \text{式 7-8}$$

Fsm：急傾斜地の崩壊に伴う土石など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/m²)

bu、bd：b の定義式に含まれる にそれぞれ u、 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)

hsm：急傾斜地の崩壊に伴う土石などの高さ(m)

このとき、h は 1.0m（ただし、堆積勾配での堆積土砂高が 1.0m 未満の場合は堆積勾配での堆積土砂高さを用いる）。

：傾斜度(度)

u：急傾斜地の傾斜度(度)

d : 当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度(度)

注)擁壁は通常敷地を平坦にして施工するのが普通であることから、原則として $d=0$ とする(ただし、傾斜度を有したまま施工することが明らかと判断される場合には、その傾斜度を用いて計算する)。

m : 土石などの密度(t/m^3) (表 7-5 参照)

g : 重力加速度(m/s^2)

: 急傾斜地の崩壊に伴う土石などの比重 (表 7-5 参照)

C : 急傾斜地の崩壊に伴う土石などの容積濃度 (表 7-5 参照)

fb : 急傾斜地の崩壊に伴う土石などの流体抵抗係数 (表 7-5 参照)

: 急傾斜地の崩壊に伴う土石などの内部摩擦角(度) (表 7-5 参照)

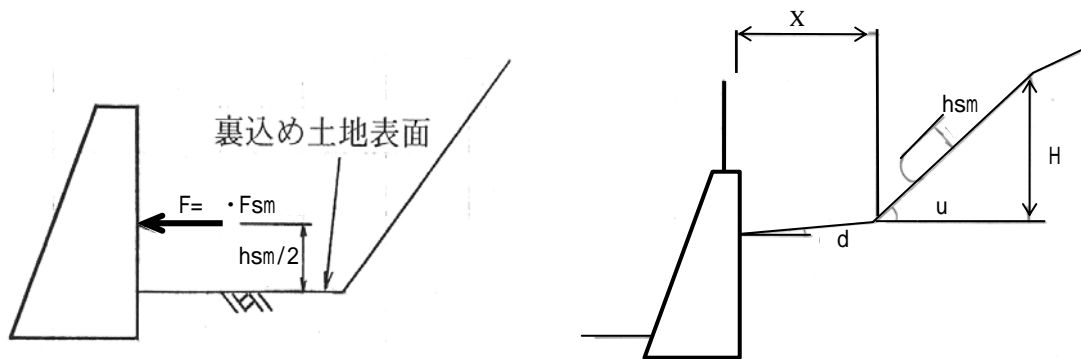


図 7-1 衝撃力作用位置 (待受擁壁設 p7)

表 7-5 崩積土砂の移動の力の算定に用いる土質定数の一覧

項 目	記 号	単 位	設 定 値
土石などの比重		-	2.6
土石などの容積濃度	c	-	0.5
土石などの密度	m	t/m^3	1.8
土石などの内部摩擦角		度	20 ~ 35
土石などの流体抵抗係数	fb	-	0.025
建築物の壁面摩擦角		度	$\times 2/3$

(土基調指針 p39)

2) 待受け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様でないなどのことにより、単位長さ当たりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。

衝撃力緩和係数はこのような点を考慮し、被災実態に基づき検討した値として、 $\alpha = 0.5$ を用いる。

(3) 基礎の支持力計算に用いる定数

1) 地盤の許容支持力(kN/m²)

地盤の許容支持力は原則として土質試験より求める。ただし高さ 8m 以下の擁壁については表 7-6 の値を用いてもよい。

衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時および地震時は、表 7-6 の値を 1.5 倍したものをを用いてもよい。

標準貫入試験のN値から、目安として地盤の許容支持力を求める方法に関しては参考資料編 p -232 を参照すること。

表 7-6 支持地盤の種類と許容支持力度(常時値) (道路擁壁工 p21)

支持地盤の種類		許容支持力度 qa (kN/m ²)	備考	
			qu (kN/m ²)	N 値
岩盤	亀裂が少ない均一な硬岩	1000	10000 以上	-
	亀裂の多い硬岩	600	10000 以上	-
	軟岩・土丹	300	1000 以上	-
砂礫	密なもの	600	-	-
	密でないもの	300	-	-
砂質	密なもの	300	-	30~50
	中位なもの	200	-	20~30
粘性土	非常に堅いもの	200	200~400	15~30
	堅いもの	100	100~200	10~15

注)N 値は標準貫入試験の N 値を示す。

2) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ と付着力 C_B (kN/m²)

基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ は高さ 8m 以下の場合は表 7-7 を用いてもよい。土質試験を行った場合は表 7-8 により求める。付着力 C_B は原則として考慮しない。

また、土のせん断定数は、地震時でも常時と同じであると考えてよい。

表 7-7 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力(土質試験をしない場合)(道路擁壁工 p21)

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \delta$	付着力 C_B
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割り栗石または砕石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

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

表 7-8 擁壁底版と地盤との間の摩擦角 δ 、 C_B ($C \cdot \delta$ が算定される場合) (道路擁壁工 p21)

擁壁製作方法	摩擦角 δ	付着力 C_B	
		基礎地盤が土	
場所打ちコンクリート擁壁の場合	$\delta =$	$\mu \geq 0.6$	
プレキャストコンクリート擁壁の場合	$\delta = (2/3)$ かつ $\mu \geq 0.6$	-	
但し、基礎コンクリートおよび敷きモルタル が良質な材料で適切に施工されている場合	$\delta =$ かつ $\mu \geq 0.6$	-	

ここに、摩擦係数 $\mu = \tan \delta$

: 施工時の地盤の乱れなどを考慮して決定する。(一般には考慮しない)

3) 杭基礎の支持力計算に用いる定数

杭基礎の支持力計算に用いる地盤定数は、「道路橋示方書・同解説 下部構造編」を参照すること。

(4) 全体の安定の検討用いる定数

擁壁などを含めた地盤全体の長期安定を検討するときは一般に円弧すべりの計算を行う。安全率は式7-9により求める。

有効応力表示の場合、

$$F_s = \frac{\sum \{ C' l + \tan \phi' W \cos \theta - u l \}}{\sum W \sin \theta} \dots\dots\dots \text{式 7-9}$$

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/m²)
 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 (度)

W : 土の細片の重量 (kN/m)

u : 間隙水圧 (kN/m²)
 θ : 細片底面が水平面となす角 (度)

l : 細片底面の長さ (m)

全応力度表示の場合、

$$F_s = \frac{\sum (C l + W \cos \theta \tan \phi)}{\sum W \sin \theta} \dots\dots \text{式 7-10}$$

C : すべり面の粘着力 (kN / m²)
 φ : すべり面の内部摩擦角 (度)

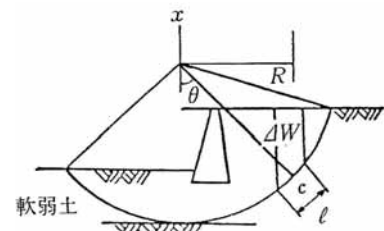


図7-2 すべり面
 (新斜面崩壊 p203)

(5) 沈下の検討に用いる定数

軟弱地質上の擁壁で、圧密沈下に対する検討が必要となる場合は、「道路土工 - 擁壁工指針」などの関連文献を参照すること。

(6) 地盤の液状化の判定に用いる定数

液状化性地盤の判別のためには様々な手法があるが、ここでは微地形やN値による簡易な判定手法を示す。

1) 地形・地質などに基づいた概略の判別

過去の地震時の被災記録などから、沖積低地、旧河道、埋立地などの飽和した緩い砂質地盤では、特に液状化が生じやすい。

2) N値、粒度試験結果などに基づく概略の判別

諸指針に用いられた限界N値の特性および液状化を生じやすい粒度分布の特性を組合わせた種々のものがある。

なお、具体的な検討を行う場合には「道路土工 - 軟弱地盤対策工指針」を参考にする。

(7) 許容応力度他

1) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材に用いるコンクリートの設計基準強度は、24N/mm²を標準とする。各設計基準強度に対するコンクリートの許容圧縮応力度、許容せん断応力度および許容付着応力度は、表7-9(1)に示す値とする。

表 7-9(1) コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7	8	9	10
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合	0.36	0.39	0.42	0.45
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.9	0.95	1.0
付着応力度	異形棒鋼に対して	1.4	1.6	1.7	1.8

注)許容付着応力度は直径 51mm 以下の鉄筋に対して適用する。

(道路擁壁工 p49)

2) 無筋コンクリート部材

無筋コンクリート部材に用いるコンクリートの設計基準強度は、18N/mm²を標準とする。コンクリートの各許容応力度は表 7-9(2)に示す値とする。

表 7-9(2) 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	許容応力度	備 考
圧縮応力度	4.5	$\frac{S_{ck}}{4}$ 5.5
曲げ引張応力度	0.225	$\frac{S_{ck}}{80}$ 0.3
せん断応力度	0.33	$\frac{S_{ck}}{100} + 0.15$
支圧応力度 (全面載荷)	5.4	$0.3S_{ck}$ 6

(道路擁壁工p50)

3) 鉄筋

鉄筋コンクリート部材に用いる鉄筋は、SD345を標準とする。

各種類の鉄筋の許容応力度は表 7-10 に示す値とする。

表 7-10 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類		SD295A SD295B	SD345
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	一般部材 注1)	180
		厳しい環境下の部材 注2)	160
	荷重の組合せに衝突荷重や地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値	180	200
	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合	180	200
圧縮応力度		180	200

注 1) 通常環境や常時水中、土中の場合

注 2) 一般環境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水水位以下の土中の場合(海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する)

(道路擁壁工 p52)

ガス圧接継手の許容応力度は、十分な管理を行う場合、母材の許容応力度と同等としてよい。その他の材料の許容応力度などについては関連文献を参照すること。

4) 荷重の組合せによる許容応力度の割増し

地震の影響、風荷重、衝撃力および堆積土圧を考慮した場合の許容応力度は、表 7-9(1)、表 7-9(2)に規定する許容応力度に、荷重の組合せに応じて表 7-11 に示す割増し係数を乗じた値とする。

表 7-11 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
地震の影響を考慮する場合	1.50
風荷重を考慮する場合	1.25
衝撃力および堆積土圧を考慮する場合	1.50

1.6 設計外力

擁壁の設計で考慮する外力は、自重、載荷重、土圧、地震時の影響および崩壊土砂の衝撃力であり、各検討ケースにより外力を組合せて作用させる。

道路擁壁工 p25、新斜面崩壊 p205、待受擁壁設 p5

解 説

各検討ケース毎の作用荷重の組合せを、表 7-12 に示す。

表 7-12 荷重組合せ一覧表 (待受擁壁設 p5 を修正加筆)

作用荷重	平常時	地震時	衝撃力作用時	崩壊土砂堆積時
擁壁自重(W)				
載荷重(活荷重)(q)				
常時土圧(Pa)				
崩壊土砂の堆積土圧(Pd)				
-1 地震時慣性力(kh・W)				
-2 地震時土圧(Pae)				
崩壊土砂の衝撃力				
形 状 図				

- 注) ・地震時の検討は擁壁高が 8m を超えるものおよび重要度の高い擁壁について考慮する。
 ・載荷重(活荷重)は状況に応じて考慮する。
 ・落石による衝撃荷重を考慮する場合は「H12 年落石対策便覧」を参照すること。

各荷重の基本的な考え方を以下に示す。

(1) 擁壁自重 W

自重の算出に用いる鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリートの単位体積重量は、近隣施設の施工実績により求める事が望ましいが、一般に次の値を用いてよい。

- ・鉄筋コンクリート 24.5kN/m³
- ・無筋コンクリート 22.5kN/m³

(2) 荷重 q

設計に用いる荷重として活荷重などを考慮する場合は、以下の値を用いる。

・活荷重 $q = 10 \text{ kN/m}^2$ (道路擁壁工 p26 参照)

(3) 常時土圧 P_a

一般に擁壁の安定検討には主動土圧を用いる。

斜面における土圧の分類

斜面において擁壁に作用する常時土圧は以下の5種類に分類できる (図 7-3 参照)

- 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
- 5) 長大のり面を有する擁壁に作用する土圧

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斜面崩壊防止工事では、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必要である。

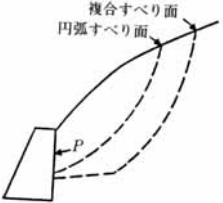
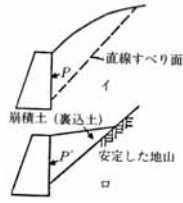
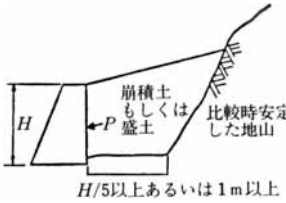
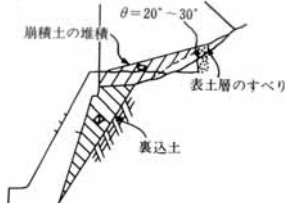
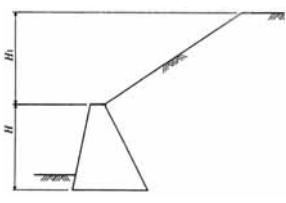
土 圧	1) 曲線すべり土塊による土圧	2) 直線すべり土塊による土圧
模式図		
適 用	円弧すべり面の場合には簡便法 (スライス法) が用いられる。	裏込め材による土圧およびポケット容量の小さな待受け擁壁にゆっくりと堆積した土塊からの土圧。
土 圧	3) 盛土部擁壁に作用する土圧	4) 表土の影響を考慮した土圧
模式図		
適 用	盛土部からの土圧およびポケット容量の大きい待受け擁壁にゆっくりと堆積した土塊からの土圧。	基岩の上に表土および崩積土が堆積した場合の土圧。残斜面が 5m 未満の土圧。 は標準 30° とする。
土 圧	5) 長大のり面を有する擁壁に作用する土圧	
模式図		
適 用	かさ上げ盛土高比 (H_1/H) が 1 を越える場合でも ($H + H_1$) が 15m までは、($H_1/H = 1$) として土圧を計算してもよい。	

図 7-3 斜面における土圧の分類 (新斜面崩壊 p206 を修正加筆)

1) 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方は、想定すべり面において安定度を検討（安全率を求める）し、それが擁壁工など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土圧を考える。

安定度の検討には想定すべり面の形により、以下の計算方法が用いられる。

円弧すべり面を有するものは、一般に簡便法(スライス法)が用いられる。

非円弧すべり面(複合すべり面)を有する場合の代表的な計算法にはヤンブー(Janbu)の方法などが用いられる。

斜面の現況安全率を $F_s=0.95 \sim 1.00$ （計画編p -11参照）とし、その崩壊形態から円弧すべり法または、直線すべり法により逆算法でせん断定数を求める。求められたせん断定数を用いて斜面安定計算を実施し、所定の安全率を保持できる抑止力(求めるべき土圧) P_r を計算する(図7-4参照)。

なお、逆算法については参考資料編 p -226を参照すること。

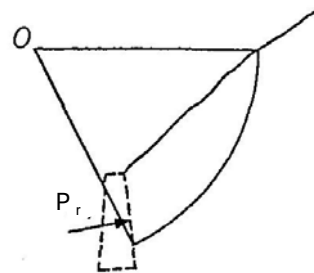


図7-4 抑止力
(新斜面崩壊 p206)

抑止力の算定式は、有効応力表示の場合は式 7-11、全応力表示の場合は式 7-12である。

(有効応力表示)

$$F_{sp} = \frac{\sum \{ C' l + (W \cos \alpha - u l) \tan \phi' \} + P_r}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots \text{式 7-11}$$

- ここに、 C' : 有効応力表示の土の粘着力(kN/m²)
- ϕ' : 有効応力表示の土の内部摩擦角(度)
- W : スライスの細片の重量(kN/m)
- u : スライス底面の間隙水圧(kN/m²)
- l : 細片底面の長さ(m)

(全応力表示)

$$F_{sp} = \frac{\sum \{ C l + W \cos \alpha \tan \phi \} + P_r}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots \text{式 7-12}$$

- ここに、 C : 全応力表示の土の粘着力(kN/m²)
- ϕ : 全応力表示の土の内部摩擦角(度)

計画安全率 (F_{sp}) は原則として1.2以上とする。

また、地震時では、1.0以上として検討を行う。

2) 直線すべり土塊による土圧

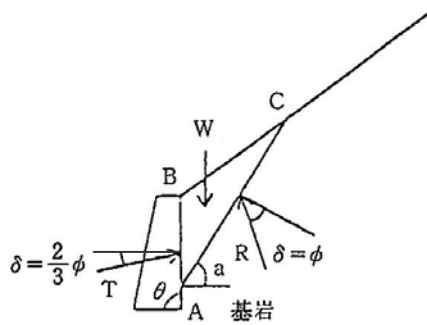
設計に際しては通常粘着力は無視する。ただし、土質試験などにより長期に亘って確実に粘着力が期待できる場合は考慮することができる。

直線すべり面を有する場合

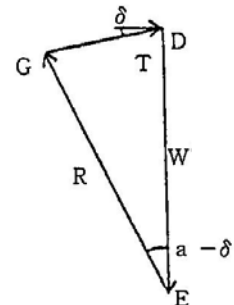
直線すべり面を有する場合の土圧は、擁壁の背後に切土面など裏込め土と異質面の境界面が接しており、土圧の大きさが境界面の存在を受け通常の盛土部の場合と異なってくる。

また、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に比較して切土面の位置、勾配、粗度、排水面などの状態により大きく変化する場合がある。図7-5に直線すべり土塊からの土圧の基本的な考え方を示す。

粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方

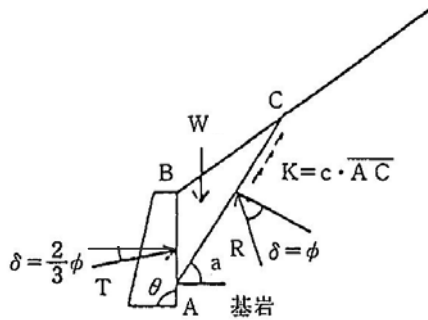


W：土塊の重量

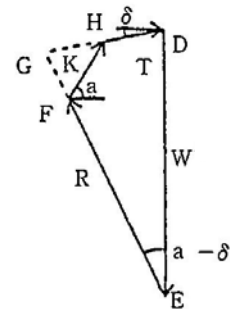


R：すべり面における反力
T：壁面に作用する土圧の反力

粘着力を考慮した場合のくさびの考え方（通常は粘着力を無視）



W：土塊の重量
K：すべり面に沿って作用する粘着力



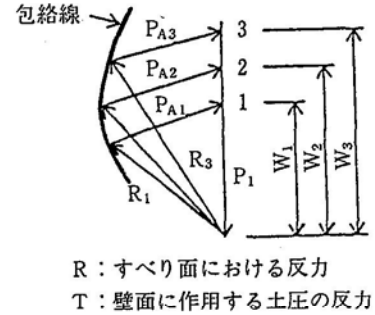
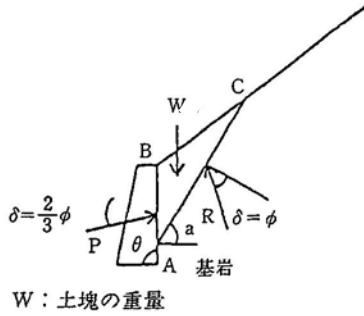
R：すべり面における反力
T：壁面に作用する土圧の反力

図7-5 直線すべり土塊からの土圧の解析（新斜面崩壊p208）

明確にすべり面が特定できない場合（試行くさび法）

すべり面の位置が特定できない場合には図7-6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。 図7-6に試行くさび法による土圧の基本的な考え方を示す。

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方（通常は粘着力を無視）

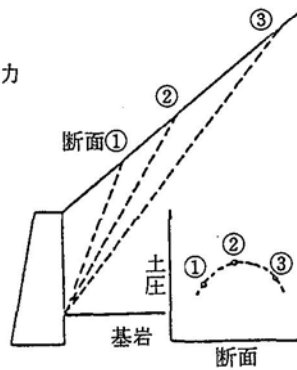
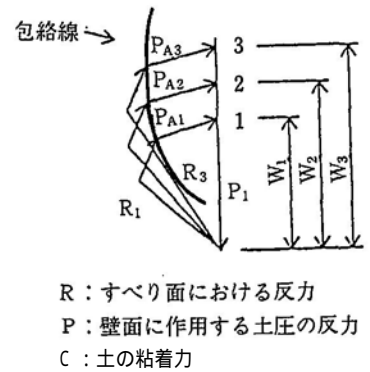
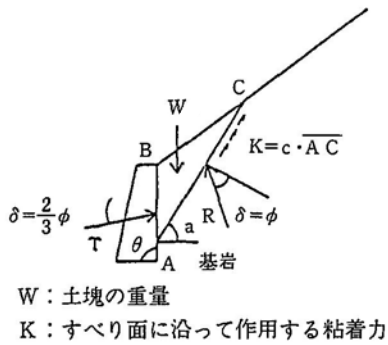


図7-6 試行くさび法による土圧の算定 (新斜面崩壊p210)

3) 盛土部擁壁に作用する土圧

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一般的な平地部の擁壁をいう。山岳地帯の斜面や切土部に設けられる擁壁の場合でも、切土部の勾配が緩く、その位置が擁壁背面に接近していないなどの理由で土圧に影響を与えることが少ないとみなせる場合には盛土部擁壁として考えることができる。

通常の擁壁に作用する土圧は試行くさび法により算定する。

試行くさび法はクーロン土圧を図解によって求める方法の一つであるが、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単位幅当たりの壁面に作用する土圧は、クーロンの主動土圧と一致する。(< の場合は、クーロン土圧公式は適用できない。)

参考として試行くさび法により算定した土圧係数を図 7-8(1) ~ (4) に示す。

また、クーロン土圧公式算定モデルを図 7-7 に示す。

○参 考

クーロン公式

単位幅の壁面に作用する主動土圧合力(P_A)は式 7-13 で与えられる(図 7-7 参照)。

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \dots\dots\dots \text{式 7-13}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \beta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots \text{式 7-14}$$

ただし、 $\beta < 0$ の場合、 $\sin(\alpha - \beta) = 0$
ここで、

- K_A : 主動土圧係数
- γ : 裏込め土の単位体積重量(kN/m³)
- 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(度)
- β : 裏込め表面と水平面のなす角(度)
- δ : 裏込め土の内部摩擦角(度)
- ϕ : 壁面摩擦角(度)

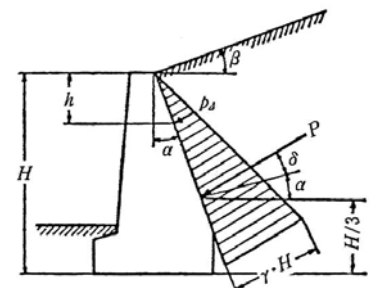


図 7-7 クーロン公式による土圧算定のモデル

(新斜面崩壊 p211)

重力式擁壁のように土圧が壁面に直接作用する場合は $\alpha = 2/3 \cdot \beta$ を標準とする。ただし擁壁の沈下が特に予想される場合は $\alpha = \beta/2$ とする。

なお、この公式を用いる場合一様な長大のり面をもつ盛土において、のり面勾配と裏込め土の内部摩擦角が近似してくると過大な土圧を与えるので注意を要する。

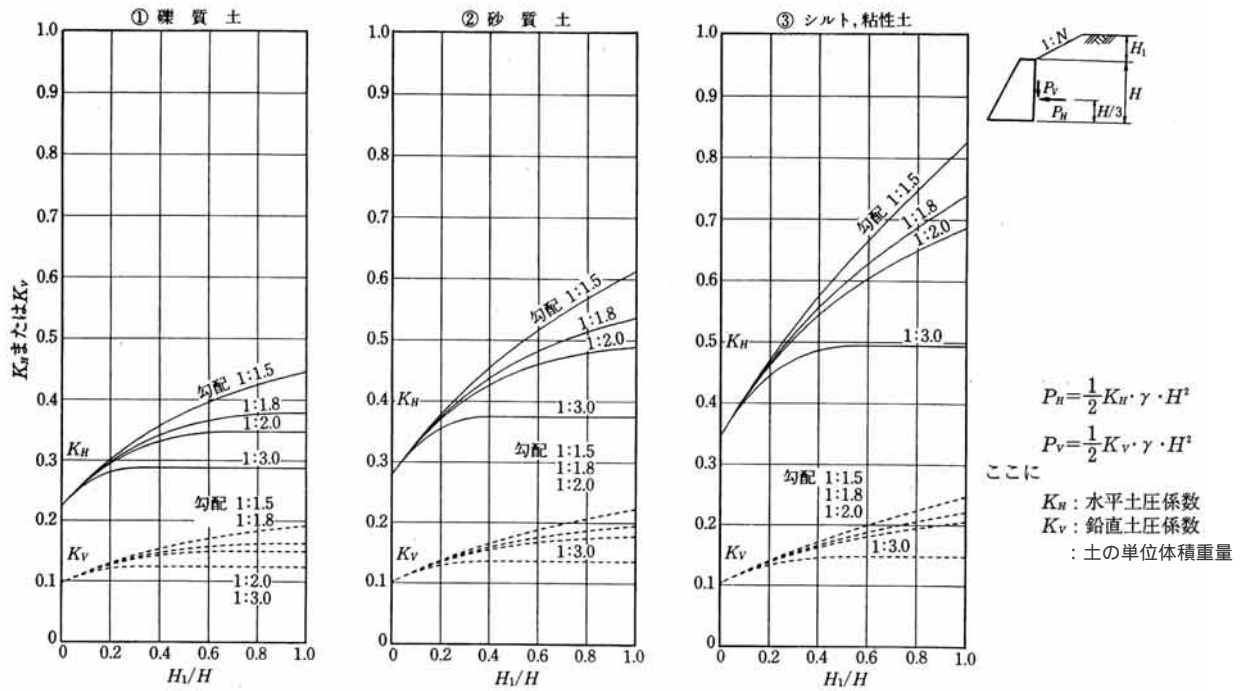


図 7-8(1) 土圧係数 (土とコンクリートの場合: 擁壁背面が垂直)
 (道路擁壁工 p62)

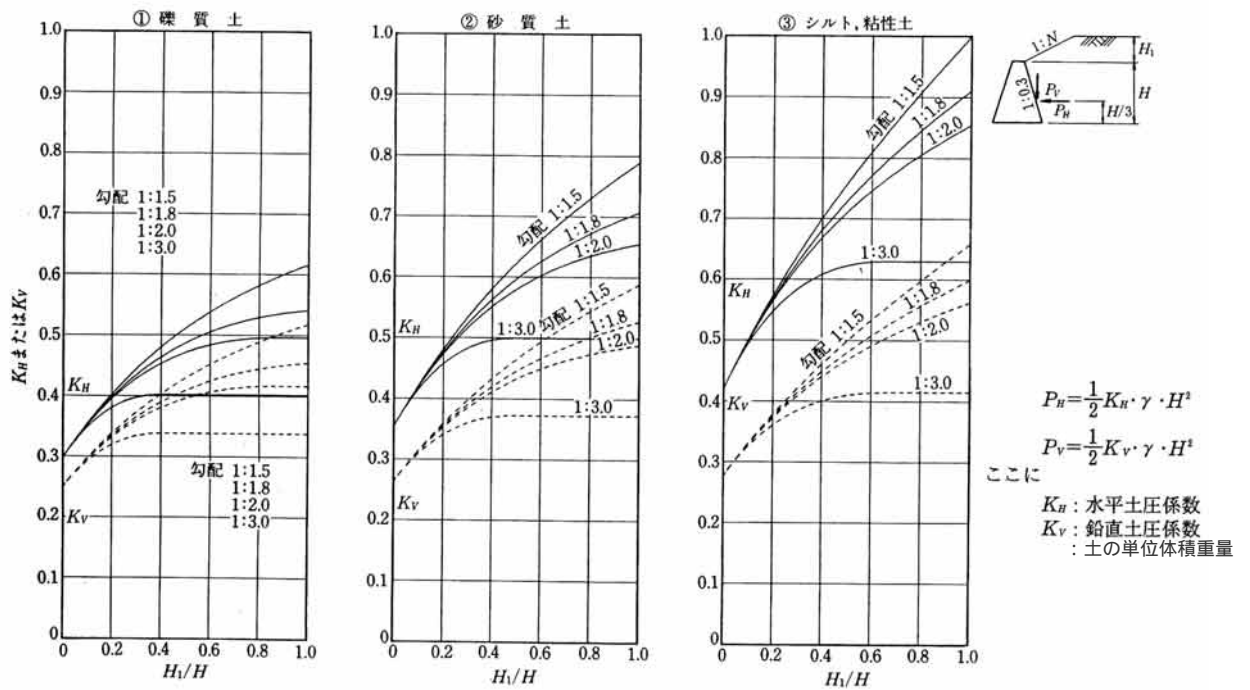


図 7-8(2) 土圧係数 (土とコンクリートの場合: 擁壁背面の勾配が 1:0.3)
 (道路擁壁工 p63)

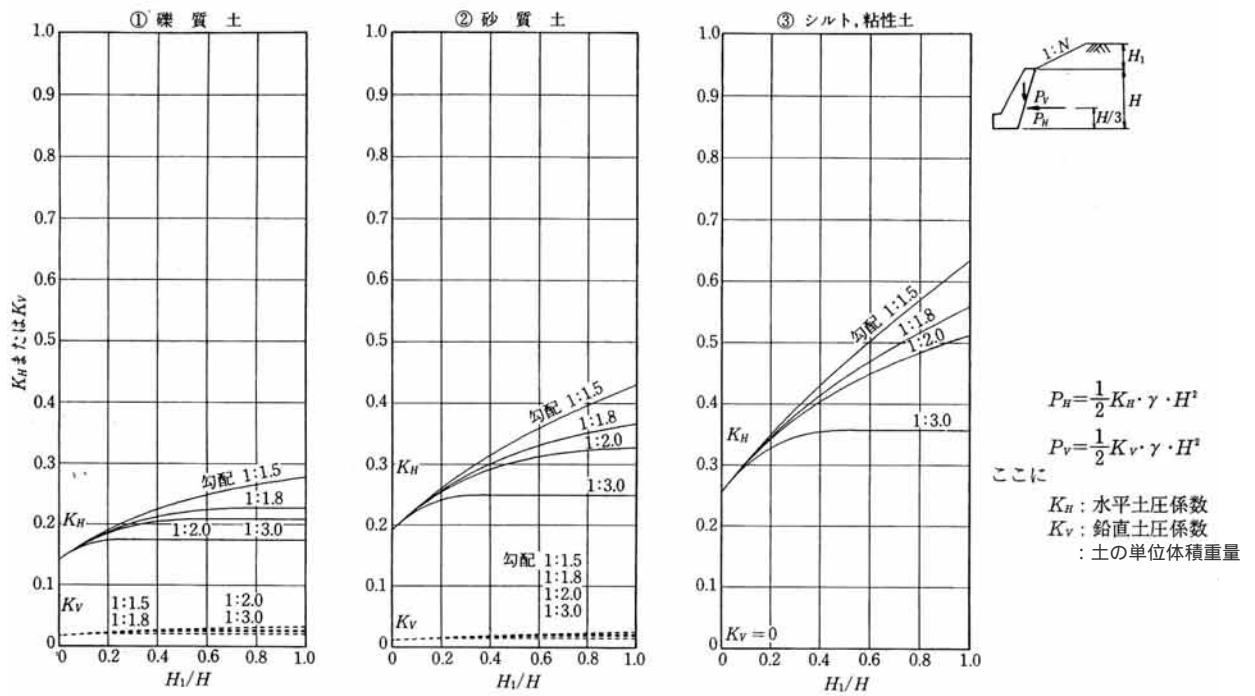


図 7-8(3) 土圧係数 (土とコンクリートの場合: 擁壁背面の勾配が 1:0.3)
(道路擁壁工 p64)

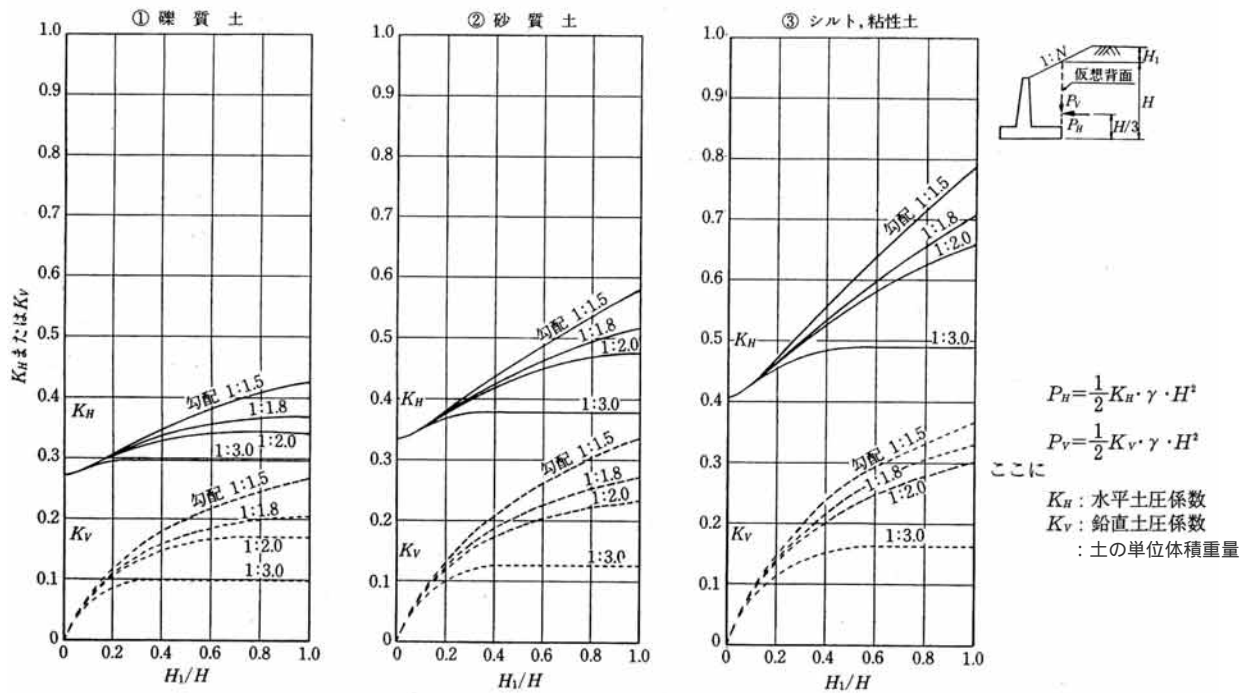


図 7-8(4) 土圧係数 (土と土の場合)
(道路擁壁工 p65)

4) 表土の影響を考慮した土圧

基岩の上に表土が堆積している場合や上方残斜面が5m未満の場合には、図7-9のように崩積土の堆積土圧や表土のすべり土圧を考慮する。

なお、崩壊土の堆積角は、 30° を標準とする。

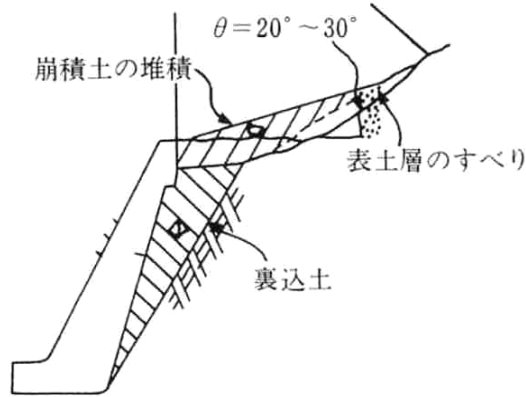


図7-9 表土の影響を考慮した土圧

(新斜面崩壊p206)

5) 長大のり面を有する擁壁に作用する土圧

土の内部摩擦角とのり面勾配の値が近い場合に擁壁に作用する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定される場合がある。これは実際のすべり面は円弧であるのに対し、試行くさび法による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、図7-10に示したかさ上げ盛土高比 (H_1/H)が1を越える場合でも土圧は、盛土高($H+H_1$)が15mまではかさ上げ盛土高比を1として計算してもよい。

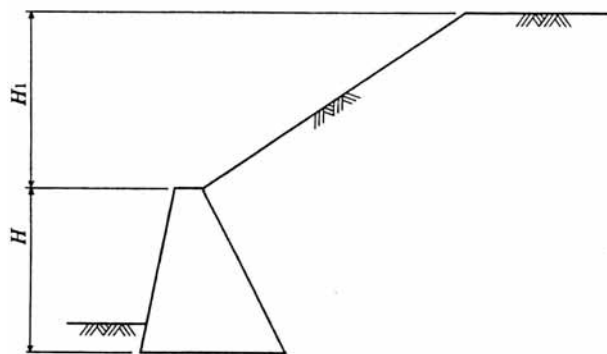


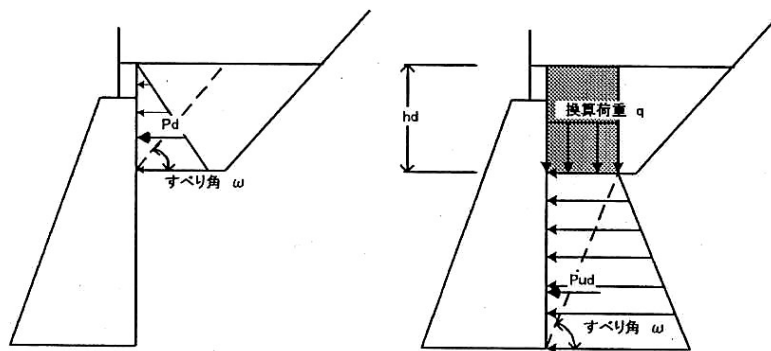
図7-10 かさ上げ盛土高

(道路擁壁工 p66)

(4) 崩壊土砂の堆積土圧 (P_d)

崩壊土砂による堆積土圧の考え方は、裏込め土の土質と異なる場合は裏込め土の土圧と区分し、次のように求めてもよい。

崩壊土砂による土圧は堆積高(h_d)が擁壁背面の空き高さ、落石防護柵部に作用するとし、崩壊土砂土圧の増分は崩壊土砂の土重を上載荷重に換算し土圧を求める。(図7-11参照)



$$q = hd \times \gamma d \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

γd ; 崩壊土砂の単位体積重量 (kN/m³)

(本編 p -55 の表 7-5 参照)

hd ; 崩壊土砂の堆積高 (m)

図 7-11 堆積土圧の考え方

(待受擁壁設 p8)

捕捉土砂量の検討については以下に示す。

崩壊土砂量

崩壊土砂量は、現地の地質調査などによる推定が困難な場合は、表 7-13 に示す全国の斜面災害データ(4671 件)での斜面高さ毎に区分した崩壊土量(累積度数 90%となる値)を参考とすることができる。

表 7-13 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量 V (m ³)	崩壊幅 W (m)
5 Hs < 10	40	14
10 Hs < 15	80	17
15 Hs < 20	100	19
20 Hs < 25	150	21
25 Hs < 30	210	24
30 Hs < 40	240	25
40 Hs < 50	370	29
50 Hs	500	32

* 崩壊幅は、全国の斜面災害データ(4671 件)から崩壊土砂量と崩壊幅の関係について求めた近似式($W=3.94V^{0.336}$)に崩壊土砂量を代入することにより算出した値である。

(待受擁壁設 p14)

土砂捕捉容量

土砂捕捉容量は、図 7-12 のように崩壊土量 V(m³)を崩壊幅 W(m)で除した単位擁壁長さ当たりの崩壊土量 Ad(m²/m)を算出し、擁壁の斜面側の空間にこれと同等の空き容量(擁壁単位長さ当たり)を有することとして計算してもよい。

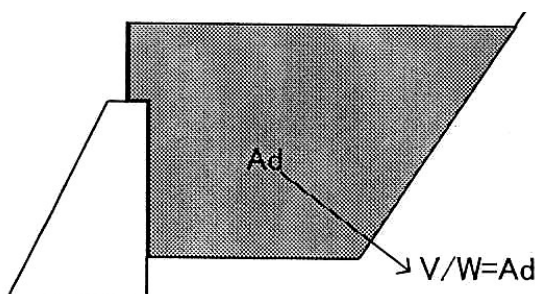


図 7-12 単位幅当たりの崩壊土量 Ad(m²)の算出

(待受擁壁設 p14)

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) 但し、擁壁背面の空き容量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。

(5) 地震の影響

1) 設計地震動

地震時の安定検討で考慮する設計地震動のレベルの参考例を、表 7-14 に示す。

表 7-14 地震時の安定検討における設計地震動

重要度	復旧の難易度	
	困難	容易
重要	耐震検討を行う 中規模地震動対応 ただし、きわめて重要な二次的被害のおそれのあるものについては大規模地震動対応	耐震検討を行う (中規模地震動対応)
その他	耐震検討を行う (中規模地震動対応)	耐震検討を行う 中規模地震動対応 ただし、高さ 8m 以下の擁壁の場合は地震時の検討を省略できる。

注) 重要とは、万一崩壊すると隣接する施設などに重大な損害を与える場合や、迂回路がなく交流ができなくなる場合を判断の目安とする。

復旧の難易度が困難とは、万一崩壊すると復旧に長時間を要し、道路機能を著しく阻害する場合を判断の目安となる。

大規模地震動とは、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ厳しい地震動を意味する。

中規模地震動とは、供用期間中に発生する確率が高い地震動を意味する。

(道路擁壁工 p29)

2) 設計水平震度

地震の影響を考慮する場合の設計水平震度は式 7-15 により算出するものとする。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \dots \dots \dots \text{式 7-15}$$

ここに k_h : 設計水平震度 (小数点以下 2 けたに丸める)

k_{h0} : 設計水平震度の標準値で、表 7-15 を用いてもよい。

c_z : 地域別補正係数 (滋賀県は 1.0 とする。)

表 7-15 設計水平震度の標準値 k_{h0}

地盤種別	種	種	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

(道路擁壁工 p29)

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値 T_0 により区別し、表 7-16 による。地表面が基盤面と一致する場合は 種地盤とする。

表 7-16 耐震設計上の地盤種別

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

(道路擁壁工 p34)

地盤の特性値 T_G は、式 7-16 によって算出するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots \text{式 7-16}$$

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_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

平均せん断弾性波速度は、土の種類により次式により求める。

粘性土層の場合

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

砂質土層の場合

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

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるときに地表面から i 番目の地層の番号

ここでの基盤面とは、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。

3) 地震時慣性力の求め方

地震時慣性力は、自重 W に設計水平震度 k_h を乗じたものとし、躯体断面の重心位置 G を通って水平方向に作用させる(図 7-13(a)参照)。なお片持ばり式擁壁の場合は、躯体とかがかと版上の土塊を含めた領域を躯体断面と考えて重心位置に作用させる(図 7-13(b)参照)。



(a) 重力式擁壁の場合

(b) 片持ばり式擁壁の場合

図 7-13 地震時慣性力の考え方

(道路擁壁工 p35)

4) 地震時土圧の求め方

地震の影響として、擁壁の自重に起因する地震時慣性力と、裏込め土の地震時土圧を考慮する必要がある。しかし過去の経験によれば常時のもので設計と施工を綿密に行っておけば、通常規模の地震に対しても機能的には耐え得ることが認められている。したがって、高さ 8m 以下の通常の擁壁では地震時の安定検討を省略してもよい。

コンクリート擁壁における地震時土圧の算定法を以下に示す。

裏込め土の排水がよ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式 7-17 の物部・岡部公式で求めればよい。

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

$$C_e = \frac{\cos^2(\alpha + \theta_0 - \phi)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \theta_0) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta_0)}{\cos(\alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots \text{式 7-17}$$

ただし、 $\phi - \beta - \theta_0 < 0$ のときは、 $\sin(\phi - \beta - \theta_0) = 0$ とする。

ここで、

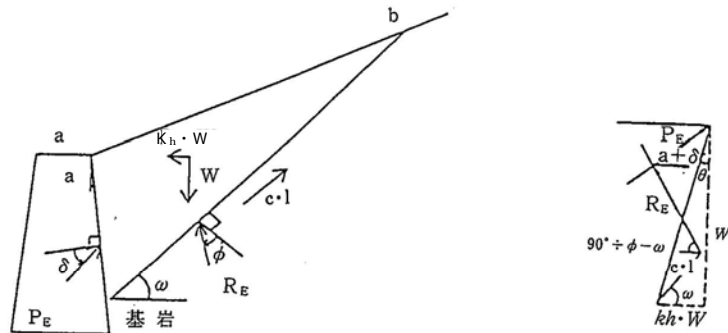
- C_e : 地震時主動土圧係数
- θ_0 : 地震合成角 $\theta_0 = \tan^{-1} \frac{k_h}{1-k_v}$
- k_h : 水平震度
- k_v : 鉛直震度

5) 試行くさび法による地震時土圧の算定

試行くさび法により地震時土圧を算定するには、図7-14に示すように仮定され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。この場合、計算に用いる土質定数は土質試験により決定するのがよい。

土圧合力の作用位置は、擁壁の底版下面から $H/3$ の点とし、壁面摩擦角 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 $= \frac{\omega}{2}$ としてよい。

なお、地震の影響の考え方に関しては、「道路橋示方書・同解説 耐震設計編」などを参照すること。



(a) 仮定されたくさび

(b) 連力図

- ここに、 K_h : 設計水平震度
- θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1} K_h$
- c : 粘着力 (tf/m²)
- l : 仮定したすべり線の長さ (m)

- : 単位体積重量 (kN/m³)
- : 内部摩擦角 (度)
- W : 土塊の重量 (kN)
- R_E : 地震時におけるすべり面に作用する反力 (kN)

図 7-14 地震時土圧の算定法 (新斜面崩壊 p212)

(6) 崩壊土砂による衝撃力

擁壁に作用する衝撃力は以下のとおりとする。

$$F = \dots \cdot F_{sm} \dots\dots\dots \text{式 7-18}$$

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 (本編 p -54 参照)

(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) (kN/m²)

: 待受け擁壁における衝撃力緩和係数 (= 0.5) (本編 p -55 参照)

第2節 擁壁工の設計

2.1 設計の手順

擁壁工の設計は、構造形式を選定し、原則として安定計算を行った後、細部の設計を行う。

新斜面崩壊p204

解説

擁壁の設計手順の一例を図7-15に示す。

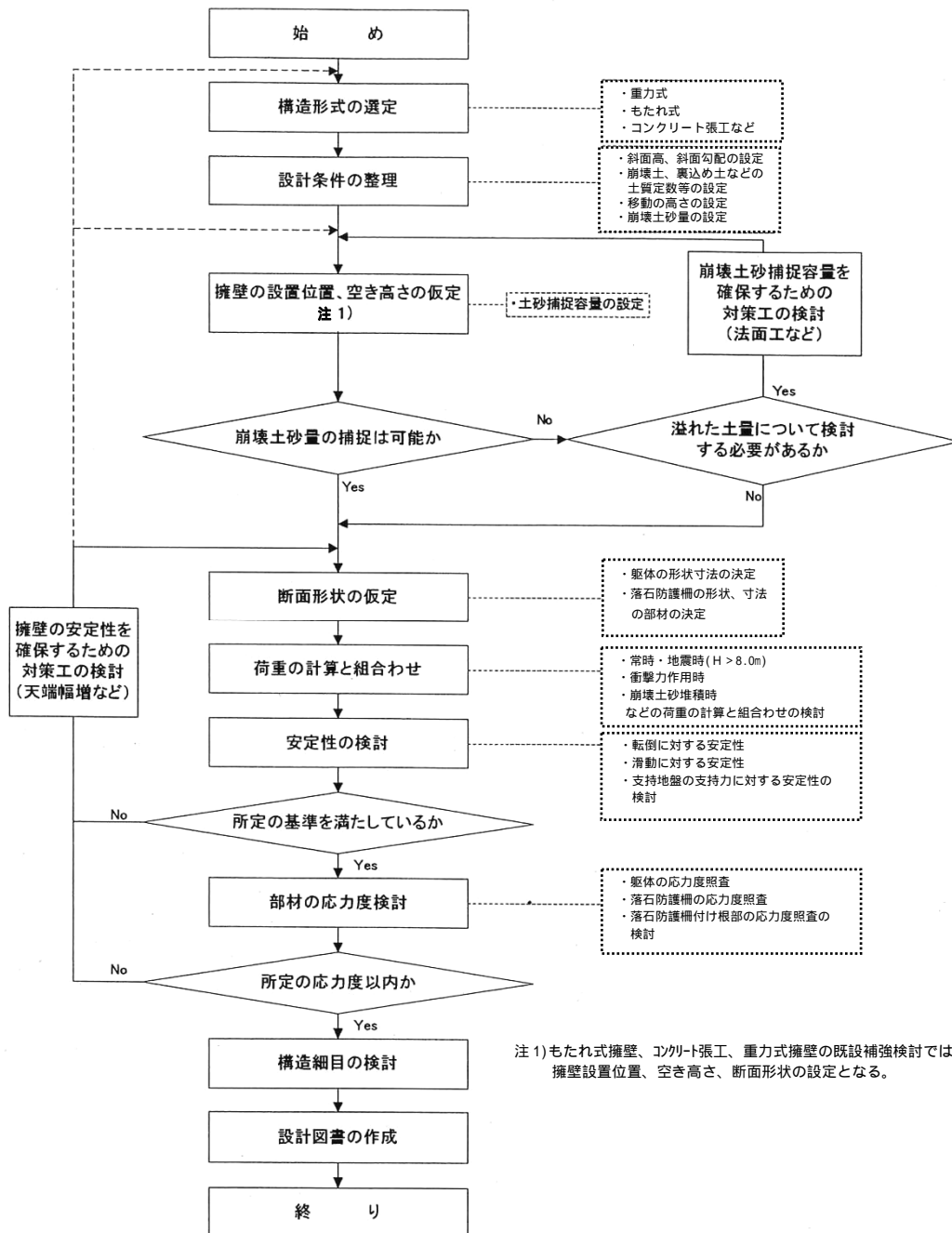


図7-15 擁壁工の設計手順の一例 (待受擁壁設p2)

1) 構造形式の選定

立地条件などにより擁壁の構造型式を選定する。

2) 設計条件整理

擁壁形式と擁壁の立地条件などを整理し、設計時に考慮すべき外力および崩壊土砂量などについて検討を行う。

3) 擁壁設置位置、空き高さの仮定

擁壁の立地条件より、擁壁の設置位置、擁壁斜面側の空き高さを仮定する。

4) 崩壊土砂の捕捉量の検討

仮定した空間と、崩壊土砂量を比較し擁壁が崩壊土砂量を捕捉可能か検討する。

この崩壊土砂捕捉量の検討において、崩壊土砂量を擁壁が捕捉できない場合、対策工の検討に進み、再度擁壁設置位置、空き高さの仮定から立地条件的に可能な範囲で検討を繰り返す。

立地条件的に不可能な場合は他工法（崩壊土砂量低減）の検討を行うか、崩壊土砂が漏溢れた場合の検討を別途行う。

5) 断面形状の仮定

選定した形式、擁壁の設置位置、空き高さ、地盤条件などに応じて断面条件の仮定を行う。

6) 荷重の計算と組合わせ

これまでに検討した条件をもとに、設計時に考慮すべき外力を算定し、組み合わせについて検討を行う。検討は常時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時を基本とし、必要に応じて地震時の検討を行う。

7) 安定性の検討

擁壁の安定性の検討を行う。この安定性の検討によって不安定の結果が出た場合、対策工の検討に進み、再度断面形状の仮定を変更して、安定の結果が出るまで検討を繰り返す。ただし、最終的な形状が当初の仮定からかけ離れたものとなった場合、あるいは安定な形状とならない場合は擁壁設置位置、構造形式より見直しを行う。

8) 部材の応力検討

擁壁として安定であるとの結果が得られた後、部材の応力を検討する。

9) 構造細目の検討

擁壁の安定検討と部材の応力照査が所定の基準を満たした場合は、排水工などの構造細目の検討を行う。

10) 設計図書の作成

擁壁の安定性の検討で決定した断面形状、部材の応力度の検討での部材数量および検討した構造細目をもとに施工に必要な計算書、材料表、詳細な図面を作成して設計作業は終了となる。

以上是新設擁壁の場合の設計手順を示したものであるが、既設擁壁の安定性評価、補強の場合は、1) 構造形式の設定において変更が不可能なことと、3) 擁壁設置位置、空き高さの仮定において、擁壁設置位置の変更が不可能なこと以外は新設擁壁と基本的には同じである。

2.2 安定性の検討

擁壁の安定に関しては、一般には下記 ・ ・ について検討し、表 7-17 に示す安全率を満足するように設計する。 については衝撃力が作用する場合に、の検討結果を踏まえたうえでせん断破壊に対して検討を行う。

- 滑動に対する安定
- 転倒に対する安定
- 基礎地盤の支持力に対する安定
- 部材応力度の検討

新斜面崩壊 p215

解 説

(1) 各荷重の組合せでの安全率は表 7-17 のとおりとする。

表 7-17 安 全 率

(待受擁壁設 p6)

荷重の組み合わせ		平常時	地震時 ^{注1)}	衝撃力作用時 ^{注2)}	崩壊土砂堆積時
形状図					
外力		土圧	土圧 地震時慣性力	土圧 崩壊土砂の衝撃力	土圧 崩壊土砂の堆積土圧
安全率	滑動	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$	$F_s \geq 1.2$
	転倒	$ e \leq B/6$	$ e \leq B/3$	$ e \leq B/3$	$ e \leq B/3$
	基礎地盤の支持力	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 1.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$

注 1) 擁壁高が 8m を超えるものについて検討する。

注 2) 衝撃力作用時は、部材応力の検討を行う。落石による衝撃力が作用する場合は、H12 落石対策便覧を参照する。

注 3) もたれ式擁壁工の平常時の転倒については、原則として $|e| \leq B/6$ とするが、岩盤などの良好な支持地盤上に設置されており、かつ擁壁の背後に近接して安定した地山が存在するなど、作用土圧が小さい場合には、擁壁の合力作用点が所定の範囲を後方へ外れていても、底版内に収まっていれば擁壁が工法へ倒れるようなことはないかと判断してもよい。ただし、この場合でも合力作用点の偏心距離 e を算定し、式 7-22、式 7-23 から算定した地盤反力度に対する地盤の支持力に関する安定検討とともに躯体内部に発生する引張り応力について検討を行う必要がある。(道路擁壁工 p89)

ここに、 e : 底版中心より合力の作用位置の偏心距離、 B : 擁壁の底版幅、

q : 地盤反力度、 q_a : 許容地盤支持力度、 q_u : 極限地盤支持力度

崩壊土砂のない場合は、平常時および地震時(必要に応じて)を検討し、崩壊土砂の捕捉(待受け)効果を期待する場合は、衝撃力作用時および崩壊土砂堆積時を検討する。

(2) 滑動に対する安定

擁壁を底版下面に沿ってすべらせようとする力は土圧の水平分力であり、これに抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力である。擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが、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 (F_s) は式 7-19 を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{(滑動に対する抵抗力)}}{\text{(滑動力)}} = \frac{(W + P_v) \tan \phi_B + C}{P_H} \cdot B \quad F_{sp} \dots \dots \dots \text{式 7-19}$$

ここに、

W : 擁壁の自重 (kN/m)

P_v : 土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

P_H : 土圧合力の水平成分 (kN/m)

$\tan \beta$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。現場打コンクリートの場合は、 $\beta =$ (基礎地盤の内部摩擦角) 現場打ちでない場合は、 $\beta = 2/3 \cdot$ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 $\tan \beta$ の値は 0.6 を超えないものとする。なお高さ 8m 以下の場合、本編 p-56 の表 7-8 を用いてよい。

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m²)。ただし、摩擦係数 ($\tan \beta$) を表 7-8 より求めた場合は $C = 0$ とする。

B : 擁壁の底版幅 (m)

F_{sp} : 計画安全率
 平常時 : $F_{sp} = 1.5$
 地震時 : $F_{sp} = 1.2$
 衝撃力作用時 : $F_{sp} = 1.0$
 崩壊土砂堆積時 : $F_{sp} = 1.2$

滑動に対する安全率 (F_s) の値が計画安全率 (F_{sp}) を満足できない場合、原則として底版幅を増し安定させる。

(3) 転倒に対する安定

擁壁の底版下面には、擁壁の自重、載荷重および土圧などによる荷重が作用する。底版下面における地盤反力はこれら荷重合力の作用位置により異なる。図 7-16 において、つま先から合力 R の作用点までの距離 d (m) は式 7-20 で表される。

$$d = \frac{W a + P_v b - P_H h}{W + P_v} \quad \dots\dots\dots \text{式 7-20}$$

ここに、

a : 擁壁つま先と W の重心との水平距離 (m)

b : 擁壁つま先と P_v の作用点との水平距離 (m)

h : 擁壁かかとと P_H の作用点との鉛直距離 (m)

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離 e は式 7-21 で表される。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \dots\dots\dots \text{式 7-21}$$

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は式 7-22、式 7-23 を満足しなければならない。

平常時 : $|e| \leq \frac{B}{6}$

地震時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時 : $|e| \leq \frac{B}{3}$

(4) 基礎地盤の支持力に対する安定

地盤反力度 (kN/m²) は式 7-22、式 7-23 により求める (図 7-16 参照)

$$q_1 = \frac{P_v + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots \text{式 7-22}$$

$$q_2 = \frac{P_v + W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots \text{式 7-23}$$

この q_1 および q_2 は式 7-24 を満足しなければならない。

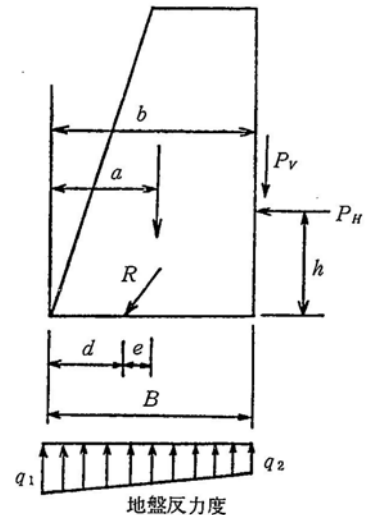


図 7-16 地盤反力度の求め方 (新斜面崩壊 p217)

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} q_a = \frac{q_u}{F_s} \dots\dots\dots \text{式 7-24}$$

ここに、

q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

F_s : 地盤の支持力に対する安全率 平常時 : $F_s = 3.0$

地震時 : $F_s = 2.0$

衝撃力作用時 : $F_s = 1.0$

崩壊土砂堆積時 : $F_s = 2.0$

地盤の許容支持力度あるいは極限支持力度は、本編 p -56 の表 7-6 および参考資料編 p -215 を参照すること。

(5) 部材の応力度の検討

1) 擁壁躯体

擁壁躯体の各部において、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。

擁壁の破壊に対する検討に用いる応力度の照査式は、高さ 1m 毎に行い、(図 7-17 参照) コンクリート断面の縁応力度 c が式 7-25 を満足するように設計する。

$$\left. \begin{matrix} c_1 \\ c_2 \end{matrix} \right\} = \frac{V}{B_i} \left(1 + \frac{6e}{B_i} \right) \left\{ \begin{matrix} c_a \\ c_{at} \end{matrix} \right. \dots\dots\dots \text{式 7-25}$$

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

c_a : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²) (本編 p -58 参照)

c_{at} : コンクリートの許容曲げ引張り応力度 (N/mm²) (本編 p -58 参照)

B_i : 断面照査位置における断面幅 (mm)

e : 偏心距離 (mm)

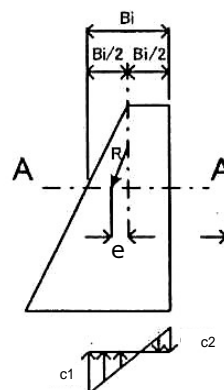


図 7-17 断面照査 (待受擁壁設 p13)

2) 落石防護柵の応力度の評価 (崩壊土砂堆積時)

崩壊土砂堆積時および落石時において、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。(本編 p -122 参照)

第3節 重力式コンクリート擁壁工

斜面の勾配、高さ、表土の厚さ、斜面での崩壊の位置および形状、基礎地盤の性状、基礎幅などを考慮し、原則として安定計算により設計する。

新斜面崩壊p225

解説

具体的な設計項目を以下に示す。

(1) 断面形状 (図7-18参照)

- 1) 本章p -59設計外力によりp -74安定性の検討を行い経済的な断面を決定する。
- 2) 天端幅は落石防護柵設置あるいは施工性を考慮し、50cm以上 (標準50cm) とする。
- 3) 裏込め土表面から擁壁天端までの空き高さは、1.0m以上 (標準1.0m) を確認する。

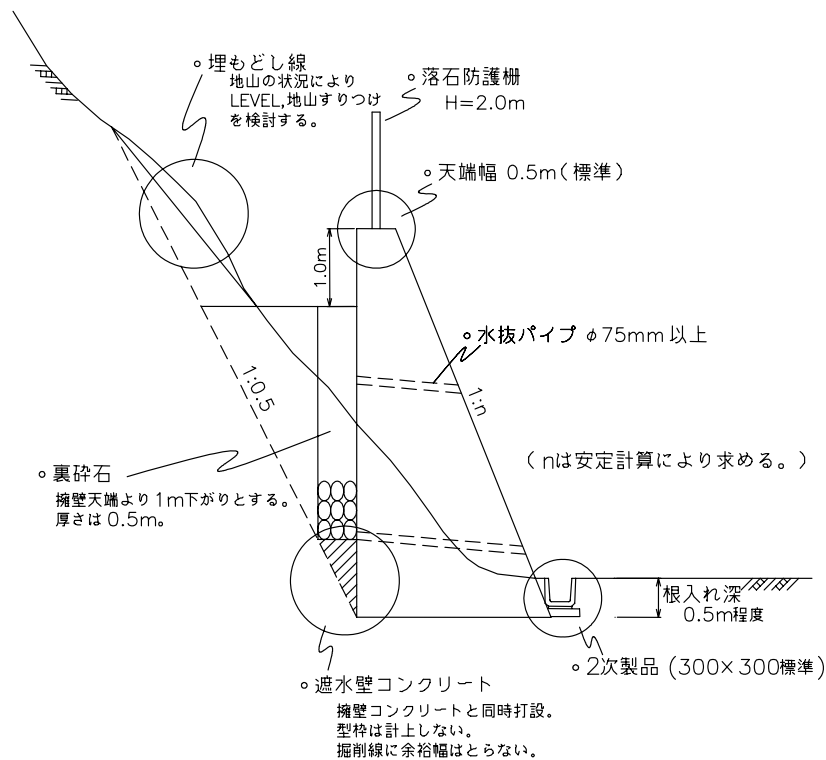


図7-18 重力式コンクリート擁壁工

(2) 基礎

- 1) 転倒、滑動、支持に対する安定性を増すため必要に応じてフーチングを設ける。
- 2) 岩盤掘削の埋戻しには原則としてコンクリートを使用する。
- 3) 根入れについては0.5~1.0m程度 (標準50cm) とするが、地盤支持力が期待できないときはフーチングなども考慮し、諸条件勘案のうえ決定する。

(3) 水抜きおよび水路工

- 1) 湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため、擁壁背面の水は速やかに前面に排出する。
- 2) 擁壁前面に排出した水は、擁壁付近に停滞させることなく速やかに処理するため、30cm x 30cmのU型水路を設ける。
- 3) 擁壁背面の水を排除するため、外径75mmの水抜孔も2~3m²に1箇所程度を設ける。湧水、浸透水の多い場合は必要に応じて数量を増す。
- 4) 擁壁面には原則として碎石などを使用し、排水層を設ける。

- 5) 土質、湧水などの状況により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用する。
- 6) 下段水抜孔より下部は遮水コンクリートなどを使用し、不透水層を設け擁壁工底部への浸透を防止する。

(4) 伸縮目地

伸縮目地 (t=10mm標準) は10~20mに1箇所程度 (標準10m) 設置する。

(5) 裏込め

裏込めは擁壁裏面の排水可能な下段水抜孔から上部の施工上切り取った部分とし、透水性のある材料(砕石など)とする。

(6) 落石防護柵

残斜面がある場合は、崩壊土砂などを考慮して原則として2mとする。落石対策が必要な場合は本編p -112落石対策工を参照にして高さを求める。

第4節 もたれ式コンクリート擁壁工

もたれ式コンクリート擁壁工はそれ自体では自立できないので、背面と地面とが密着するよう配慮し、原則として安定計算により設計する。

新斜面崩壊p230

解説

設計の留意点を以下に示す。(図7-19参照)

- 1) 本章p -59設計外力により本章p -74安定性の検討を行い経済的な断面を決定する。
- 2) 擁壁の天端幅は原則として50cm以上 (標準50cm) とする。
- 3) 壁体の前面のり勾配は1:0.3~1:0.6、壁高は原則として8m以下とする。
- 4) 施工目地は、かぎ形に施工するとともに、用心鉄筋 (D13, @0.5m \perp =1.0m程度が望ましい) を入れる。(図7-19参照)
- 5) 基礎、水抜きおよび水路工ならびに裏込めなどについては重力式コンクリート擁壁に準じる。

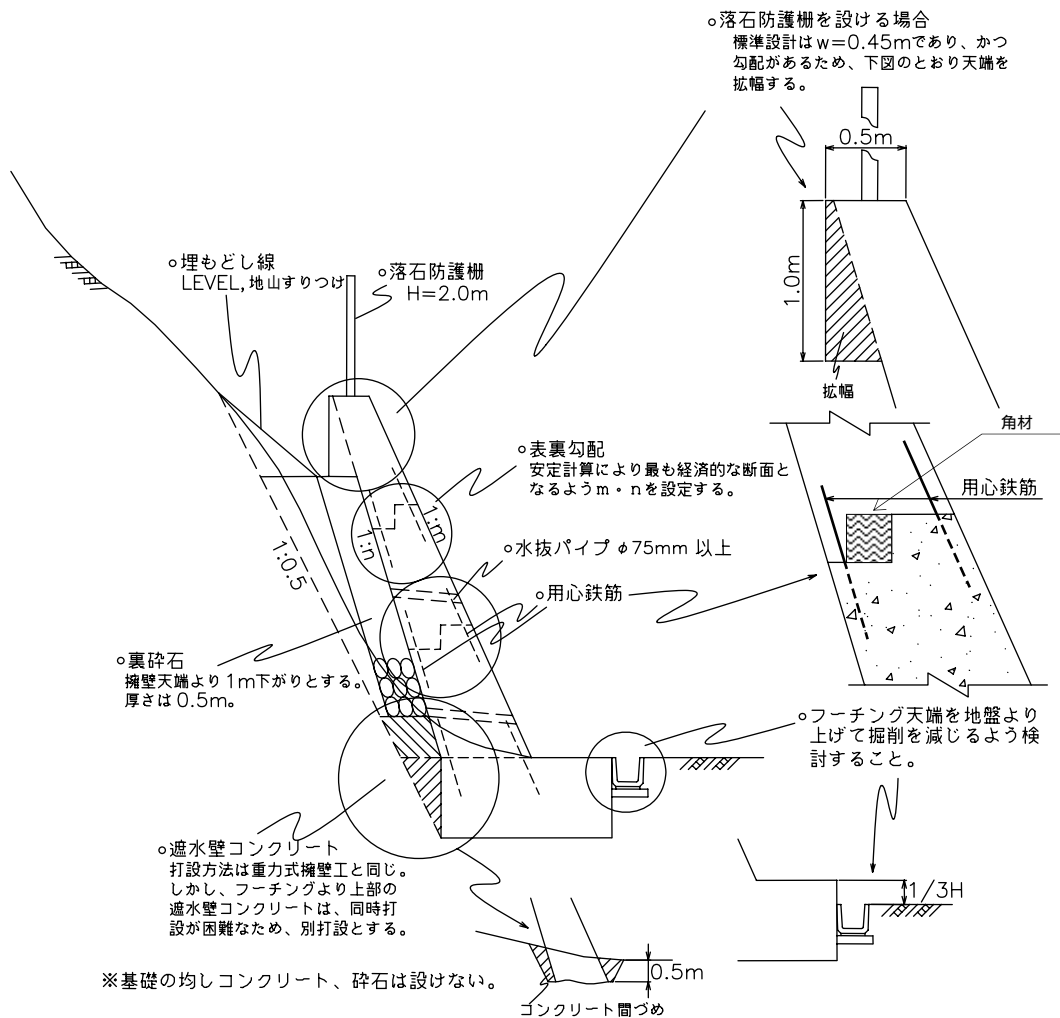


図7-19 もたれ式コンクリート擁壁工

第5節 待受式コンクリート擁壁工

崩壊土砂による衝撃力および堆積土圧を考慮した擁壁の設計手法により設計を行う。

新斜面崩壊 p231、待受擁壁設 p1

解 説

対象とする擁壁として図7-20に示すように 重力式擁壁(斜面から離して設置されるもの)、重力式擁壁(斜面に接して設置されるもの)、もたれ式擁壁、コンクリート張工の上部重力部などが考えられる。

本章p -59設計外力により -74安定性の検討を行い、経済的な断面を決定し、構造細目については各擁壁工を参照すること。

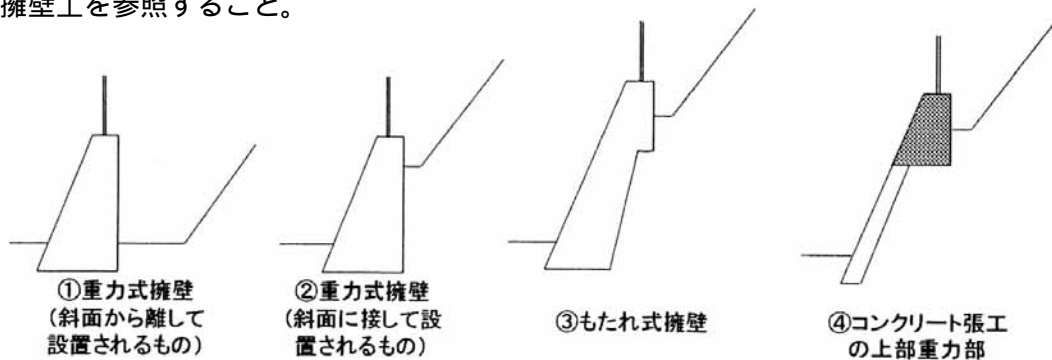


図7-20 対象とする擁壁 (待受擁壁設 p1)

第6節 のり砕工の基礎擁壁工

重力式コンクリート擁壁工に準じ原則として安定計算により設計する。

新斜面崩壊 p235

解 説

(1) 図7-21において、縦枠間隔 a ののり砕工で、縦枠の最下端に作用する軸力は、一般に式7-26で算定される。

$$R = W_t \cdot \sin \alpha + P \cdot \cos(\alpha - \beta) - F_r \dots \dots \dots \text{式7-26}$$

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 a あたりののり砕工の自重と問詰土などの重量の和 (kN)
- P : 幅 a ののり砕工に作用する外力 (土圧) (kN)
- F_r : 幅 a ののり砕工に作用する滑動抵抗力 (kN)
- α : のり砕工の縦枠が水平となす角度 (度)
- β : P が水平となす角度 (度)

ただし、P については、プレキャストのり砕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、一般に式7-27、式7-28で算定される。

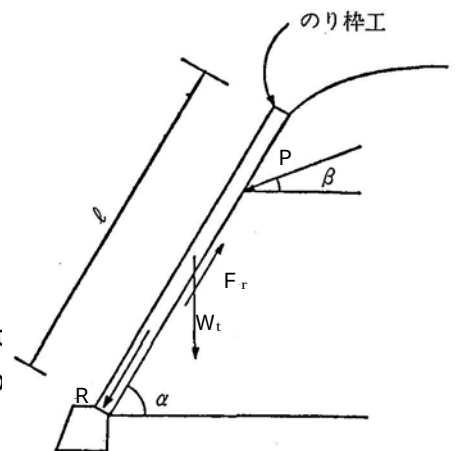


図7-21 のり砕工と基礎擁壁工 (新斜面崩壊 p235)

地山の表層部が風化花崗岩のような砂質の場合、

$$F_r = W_t \cdot \cos \cdot \tan (2/3 \cdot) \dots\dots\dots \text{式 7-27}$$

地山の表層部が粘板岩のような粘質の場合、

$$F_r = C \cdot a \cdot l \dots\dots\dots \text{式 7-28}$$

ここに、 θ : 地山の表層部の内部摩擦角 (度)

C : 地山の表層部の粘着力 (kN/m²)

a : のり枠工の縦枠の間隔 (m)

l : のり枠工の縦枠の長さ (m)

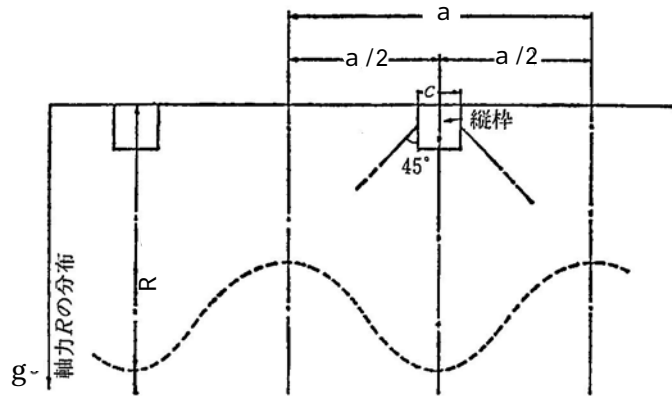


図 7-22 軸力 (R) の分布 (新斜面崩壊 p236)

軸力 R は縦枠の中心に働き、その方向は縦枠の勾配 (角度 θ) 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7-22に示されるように縦軸の位置で最大となり、縦枠間の midpoint 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さしつかえないと考えられる。

図7-22に示すように R が 45° で分散分布するとして、縦枠の中央断面での基礎擁壁工の安定を検討する方法も用いられている。

いずれにしても、軸力 R の分布を仮定して、縦枠を中心とする単位幅 (1 m) 当たりの基礎擁壁工に作用する外力 R を求める。軸力 R が等分布すると仮定した場合の R は式 7-29 で示される。(図7-23参照)

$$R = R / a \dots\dots\dots \text{式 7-29}$$

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)

(2) 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。+

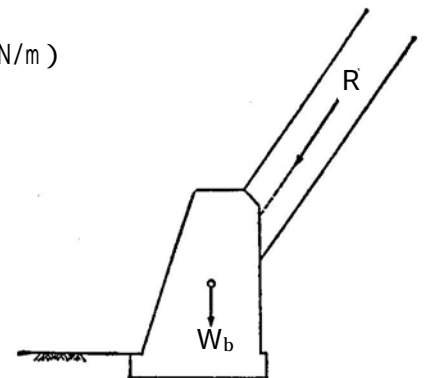


図 7-23 基礎擁壁工に作用する力 (新斜面崩壊 p236)