

第 10 章 附帯構造物の設計

関連条項〔基準 16、運用 16-1～16-3〕

10.1 擁 壁

10.1.1 一般事項

農道の建設を進めていく際に、切土や盛土等の土工部分において、用地の制限や地形等の制約により通常の土の斜面では安定を保ち得ないことがある。このような場合には、擁壁等により土留めを行う必要がある。

擁壁等の土留め構造物としては、ブロック積擁壁や重力式擁壁、片持ばり式擁壁等の擁壁が広く用いられているが、最近では、裏込め土中に鋼材製や高分子製の補強材を敷込み、土留め壁の安定を確保する補強土擁壁を始め、新しい形式の擁壁が多数開発されている。また、設計諸元、図面、設計・施工上の技術的課題及び留意事項等の一連の情報を分かりやすく記録・整理して、施設管理者等へ確実に引き継ぐことが重要である。

ただし、新しい形式の擁壁の採用に当たっては、現場の施工条件を十分に考慮し、経済性、施工性、安定性、防災性、また耐久性・機能性について検討することが必要である。さらに、経済性の検討の際には、ライフサイクルコストを考慮することを原則とする。

10.1.2 適用範囲

本技術書は、土地改良事業で通常考えられる一般的な現場条件において、土留めや法面保護等を目的として設置するコンクリート擁壁や補強土擁壁及びその他の擁壁を想定して作成している。

したがって、特殊な地盤や市街地での工事等の一般的でない現場条件での設計を行う場合、又は特に大規模な施設の設計を行う場合等は別途検討を行う必要がある。

なお、その際には、参考文献に準じて行うものとする。

また、本技術書を水路の側壁等の目的で使用する場合には、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」に準じて、その目的に即した必要な検討を別途加えなければならない。

10.1.3 設計計画

一般に、擁壁は用地の制約や地形条件等により、土工規定どおりの盛土や切土が行えない場合、長大盛土法面による地形の改変を回避する場合等に用いられる。したがって、擁壁の設計に先立ち、まず擁壁が必要になる理由を明確にして、その目的に十分対応できる設計計画を立てる必要がある。

擁壁の設計計画に当たっては、農道の全体計画・設計と併せて検討し、設計・施工・維持管理に適し、また良好な景観を保ち、かつ経済的に有利となるように計画を立てなければならない。

また、擁壁は設置される高さ、地形あるいは地盤条件等により、構造形式、基礎形式が変わる。したがって、次の事項について調査、検討を行い、設計計画を進めることが必要である。

- ① 設置の目的
- 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 施工性及び施工条件

- ⑤ 経済性、構造的安定性
- ⑥ 環境との調和及び景観

10.1.4 擁壁の分類

擁壁は、主要部材の材料や形状、力学的な安定のメカニズム等によりさまざまに分類されるが、本技術書では、主にその構造形式や設計方法の相違により図-10.1.1のように分類する。

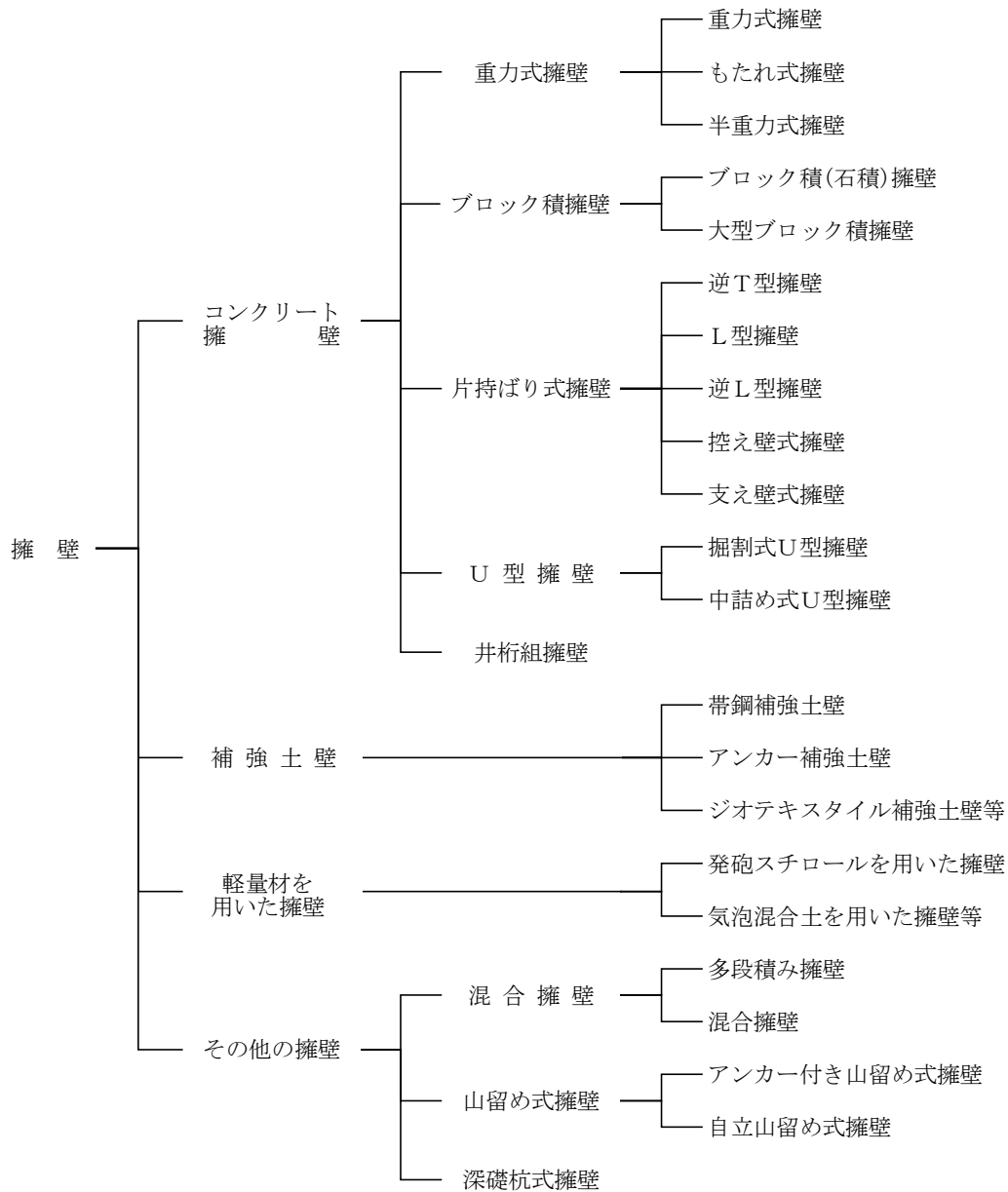


図-10.1.1 擁壁の分類⁸⁾

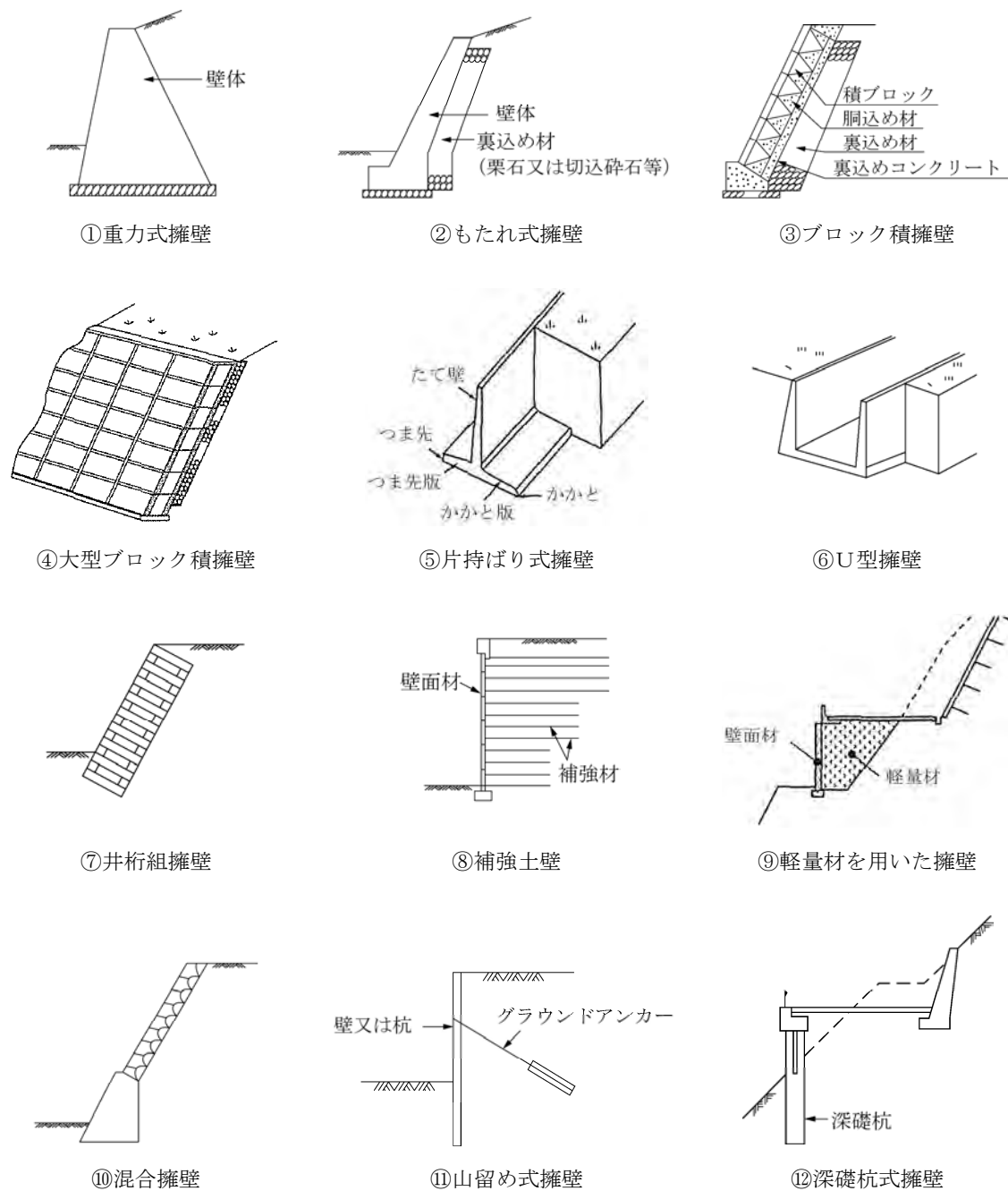


図-10.1.2 各擁壁の概要図

(1) 重力式擁壁

重力式擁壁は自重によって土圧を支持する型式であるから、壁高が高くなれば擁壁規模も飛躍的に大きくなる傾向にあるので、一般には壁高 5 m 程度以下で使用される場合が多い。擁壁の自重が大きいので基礎地盤が堅固な場所で用いられ、地盤支持力の不足によって不同沈下が予想される場合は、別途基礎工を検討した上で使用する。

重力式擁壁の躯体断面を減じ、躯体内に生じる引張力を鉄筋によって抵抗させた半重力式擁壁もある。

(2) もたれ式擁壁

もたれ式擁壁は壁自体が地山、裏込め材料等に支えられながら自重によって土圧に対抗する型式であるから、地山、裏込めに変形がなく地盤が堅固で、壁高が10m程度以下の場合に使用される。

(3) ブロック積（石積）擁壁

ブロック積擁壁は、法勾配が1:1.0より急な法面（一般に、1:0.3~1:0.6）で、主として法面の安定や保護の目的で用いられる。他のコンクリート擁壁に比べて強度が小さいので、背面の地山が安定しているか、盛土部においてはよく締め固められる土質の場合に適用される。

ブロック積擁壁には空積と練積とがあり、空積は一般に壁高3m以下で使用される。練積は空積に比べて信頼性が高く、裏込めコンクリートで補強することにより壁高7m程度まで使用される。

(4) 大型ブロック積擁壁

施工の省力化及び安定性の向上を図るために、コンクリートブロックの大きさを従来のものよりも大きくした大型ブロックを積み重ねた擁壁。胴込めコンクリート又はブロック間のかみ合わせにより一体化を図り、自重により急勾配の法面を保持するものや、ブロック間の結合を強固にし、一体となってもたれ式擁壁のように土圧に抵抗できる構造のものがある。

(5) 片持ばり式擁壁

たて壁と底版とからなる鉄筋コンクリート製の擁壁。たて壁の位置により逆T型、L型、逆L型と呼ばれる。また、たて壁の背面側に設けた控え壁によって、たて壁と底版（かかと版）の間の剛性を補った擁壁（控え壁式擁壁）や、たて壁の前面側に設けた支え壁によってたて壁と底版（つま先版）の間の剛性を補った擁壁（支え壁式擁壁）もある。

(6) U型擁壁

掘割道路や立体交差の取付部等に設けられる擁壁、側壁と底版が一体となり、U字型又はそれに類似の形状を有する擁壁。

(7) 井桁組擁壁

井桁組擁壁は透水性に優れ、かつ柔構造であるため、湧水斜面の法止めや地すべり地帯の土留め工によく利用される。

また、ある程度の地盤変化にも対応できるので、安定性が確保できれば基礎地盤の強度も特に堅固である必要はない。このことから、大きな盛土斜面の法止め工に使用されたり、谷止め工等に利用されたりする。

井桁組擁壁の設計はもたれ式擁壁に準じて行い、必要に応じて断面（連）を1連から2連、3連へと増やせばよい。なお、使用する部材の強度についても十分な検討を加える必要がある。

(8) 補強土壁

盛土内に敷設した補強材と鉛直又は鉛直に近い壁面材とを連結し、壁面材に作用する土圧と補強材の引き抜き抵抗力が釣り合いを保つことにより、土留め壁として安定を保つ土工構造物。補強材に帯状の鋼材を用いる帯鋼補強土壁やアンカープレート付きの鋼棒を用いるアンカー補強土壁、高分子材の補強材を用いるジオテキスタイル補強土壁等がある。

(9) 軽量材を用いた擁壁

裏込め材料に自立性や自硬性を有する軽量材を用いて土圧の軽減を図ることで壁面材を簡略化し、この壁面材と軽量材が一体で擁壁としての機能を発揮する土工構造物。軽量材には、発泡スチロールブロックや気泡混合土等が用いられる。

(10) 混合擁壁

混合擁壁とは、異なる種類の擁壁を組み合わせるもので、重力式擁壁とブロック積擁壁との混合擁壁が一般には多い。両者を組み合わせることにより経済的に壁高を高くすることができる場合がある。

(11) 山留め式擁壁

壁面の曲げ剛性と、主に根入れ部の水平抵抗によって安定を保つ形式の擁壁。自立山留め式擁壁は、根入れ部の水平抵抗のみで安定を保つ形式の擁壁。アンカー付き山留め式擁壁は、地山に設けたアンカー体の抵抗を加味して安定を保つ擁壁。

(12) 深礎杭式擁壁

深礎杭を原地盤面よりも上まで立ち上げ、原地盤面上の杭間をコンクリート壁等で土留めし、深礎杭の曲げ剛性と主に根入れ部の水平抵抗によって安定を保つ形式の擁壁。

(13) その他の擁壁

以上の分類に入らない形式の擁壁。例えば、もたれ式擁壁のコンクリート躯体の代わりに、砂に連続した長繊維を混入してせん断抵抗力を有する材料で躯体を構築した擁壁、鋼製部材やプレキャストコンクリートで重力式擁壁の型枠を形成し土砂で中詰めを行った形式の擁壁、鋼材とタイロッドを組み合わせた二重締切り形式の擁壁等さまざまなものがある。

10.1.5 構造形式の選定

擁壁の構造形式としては、10.1.4の項で示したように種々の形式がある。形式の選定に当たっては、現地の土質や用地界等の諸条件を勘案した上で、設置目的に合致した機能と安全性を有し、かつ、経済的なものを採用しなければならない。一般的な条件下での擁壁形式選定の目安と各形式別の適用壁高は表-10.1.1、表-10.1.2のとおりである。

表-10.1.1 擁壁形式選定の目安

種類 \ 項目	直接基礎	背面状態		施工性
		切土	盛土	
重力式	○	◎	◎	◎
もたれ式	◎	◎	△	○
逆T型	◎	△	◎	◎
L型	◎	△	◎	◎
ブロック積	◎	◎	○	◎
補強土壁	◎	×	◎	◎
混合擁壁	○	◎	◎	○
井桁組擁壁	◎	◎	◎	◎

注) ◎：適応 ○：やや適 △：やや不適 ×：不適

表-10.1.2 各種擁壁の使用範囲の目安

型式 \ H (m)	2	4	6	8	10	12	14	16
重 力 式	—	—						
も た れ 式	—	—	—	—	—			
逆 T 型		—	—	—	—			
L 型	—	—	—	—	—			
ブ ロ ッ ク 積	—	—	—	—				
補 強 土 壁		—	—	—	—	—	—	—
混 合 擁 壁			—	—	—			
井 桁 組 擁 壁			—	—	—	—	—	—

10.1.6 擁壁設計の流れ

擁壁の設計は、自然条件、地盤条件、施工条件等を加味しながら、一般に図-10.1.3 の手順で進める。

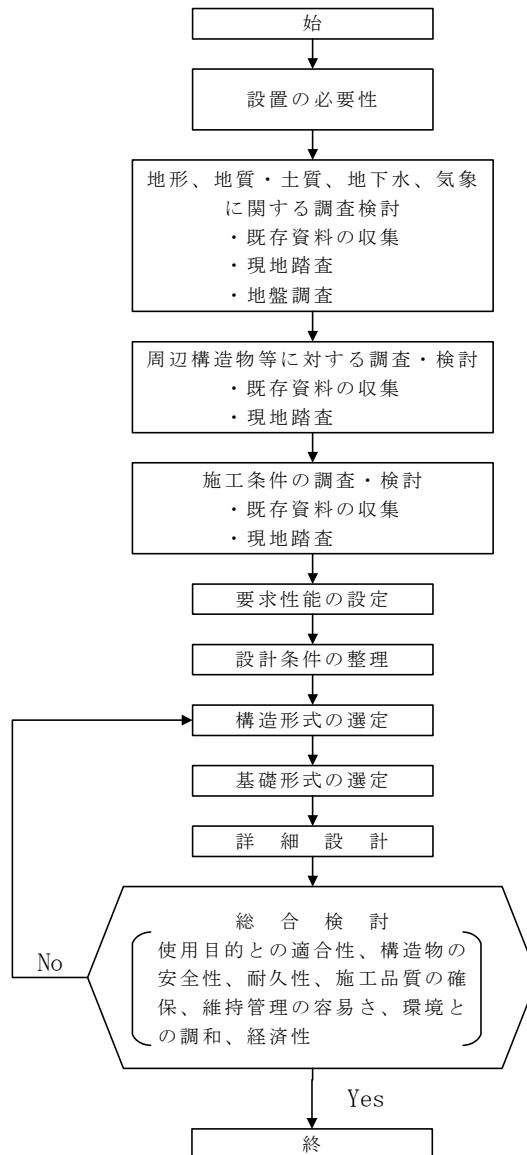


図-10.1.3 擁壁の設計手順⁸⁾

10.1.7 性能設計

10.1.7.1 性能設計の基本

性能設計は、「1.7.1 性能規定化の目的」に示すとおり、施設の要求性能を設定し、各条件下の限界状態時の照査を行い確認するものである。一方、従来多数構築されてきた構造形式の擁壁については、慣用的に使用されてきた設計方法・施工方法があり、長年の経験の蓄積により、所定の規模の範囲内であれば、一定の性能を確保するとみなすことができる。この考え方を踏襲し、これまでの経験・実績から妥当とみなせる手法において設計を行えば、施設の要求性能を満たしているとしている。

このため、以降については、擁壁の性能設計の基本的事項を記載し、照査については「10.1.15」～「10.1.17」を参考とする。

(1) 要求性能と照査

擁壁の設計に当たっては、原則として、設置の目的との適合性、構造的安定性について、「10.1.7.2 想定する作用」に示す想定する作用に対して安全性、復旧性、使用性の観点から要求性能を設定し、擁壁がそれらの要求性能を満足することを照査する。

(2) 性能設計の設計手法

性能設計による設計手法では、要求する性能を満足する解析手法、設計方法、材料、構造等を採用する際に、論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた方法などで適切に実施する必要がある。

擁壁の設計に当たっては、類似条件での施工実績・災害事例等を十分に調査し、総合的な観点から決定することが大切である。また、擁壁の安全性等には、擁壁の構造形式、擁壁の設置箇所の地形・地質、基礎地盤の性状が大きく影響するため、設計に当たってはこれらの項目について十分配慮する必要がある。

また、これまで擁壁の構造形式や基礎形式において、コスト縮減や環境への配慮、各種の現場条件への対応等の観点から数多くの新たな技術が開発・提案され、実現場で適用されてきている。これらの技術については、各作用に対する挙動について、従来用いてきた構造形式・基礎形式の擁壁（「10.1.15」～「10.1.17」に示す構造形式の擁壁）との相違を検証した上で、適切かつ総合的な検討を加えて設計する必要がある。この場合には、工学的計算を適用し、要求性能を満足するかどうかを照査することとなるが、計算のみに依存するのではなく、従来用いられてきた擁壁との相違や被災事例等も考慮して総合的な工学的判断を行う必要がある。

10.1.7.2 想定する作用

(1) 常時の作用

常時の作用としては、自重、載荷重、土圧、水圧や浮力の作用等、常に擁壁に作用すると想定される作用を考慮する。

(2) 降雨の作用

降雨の作用は、擁壁の安定性、排水工の設計で考慮する。

擁壁の安定性の照査において想定する降雨の作用については、地域の降雨特性、擁壁の立地条件、路線の重要性等を鑑み適切に考慮する。

(3) 地震の作用

地震動の作用としては、レベル1地震動及びレベル2地震動の2種類の地震動を想定する。

想定する地震動の設定に際して、対象地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、表層の地盤条件に関する情報、既往の強震観測記録等を考慮して対象地点における地震動を適切に推定できる場合には、これらの情報に基づいて地震動を設定してもよい。

(4) その他

その他の作用としては、凍上、塩害、酸性土壌中での部材の腐食や劣化、施工時での損傷等により耐久性に影響する作用等があり、擁壁の設置条件により適宜考慮する。

10.1.7.3 擁壁の要求性能

(1) 擁壁に必要とされる性能

擁壁では、想定する作用に対して、設置の目的との適合性、構造的安定性について、安全性、復旧性、使用性の観点から、要求性能を設定することを基本とした。各々の性能については、「1.7.2 要求性能」を参照すること。

(2) 擁壁の要求性能の水準

擁壁の「1.7.2.2 要求性能の水準」に対応する水準は、表-10.1.3を基本とする。

表-10.1.3 擁壁の要求性能の水準

性 能	擁壁の要求性能	要求性能の水準	機 能
健全性を損なわない	損傷しても道路としての機能に支障を及ぼさない (道路としての通行機能に支障がない)	想定する作用によって擁壁が健全である、又は、擁壁は損傷するが当該擁壁の存する区間の道路としての機能に支障をおよぼさない性能	安全性、復旧性、使用性全てを満たす (通常の維持管理程度の補修で擁壁の機能を確保できる)
致命的な損傷を防止する	損傷が道路の機能に支障を及ぼすが、致命的なものとはならない (全面通行止めは行いが復旧工事により通行機能が回復する)	想定する作用による擁壁の損傷が当該擁壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的とならない性能	復旧性、使用性は満足できないが、安全性を満たす (擁壁には大きな変状が生じても、擁壁の崩壊等により、擁壁により形成されている道路、隣接する施設等に致命的な影響を与えない)

(3) 擁壁の重要度

重要度の区分は、擁壁が損傷した場合の道路の交通機能への影響と、隣接する施設等に及ぼす影響の重要性を総合的に勘案して決定するものとする。

擁壁が損傷した場合の道路の交通機能への影響は、必ずしも道路の規格による区分を指すものではなく、迂回路の有無等、万一損傷した場合に道路ネットワークとしての機能に与える影響の大きさを考慮して判断することが望ましい。

なお、擁壁が損傷した場合の道路の交通機能への影響や隣接する施設等に及ぼす影響は、擁壁の位置や擁壁高等の設置条件によって異なることにも留意する。

擁壁の「1.7.3 重要度区分」に対応する標準的な重要度は、表-10.1.4を基本とした。

表-10.1.4 擁壁の標準的な重要度区分¹⁸⁾

重要度区分	重要度の指標
A 種	復旧困難で、極めて重大な2次被害を起こす可能性があるもの（基幹的農道及び幹線農道のうち、地域の防災計画上の位置付けや利用状況等に鑑みて、特に重要な道路の擁壁又は損傷すると隣接する施設に著しい影響を与える擁壁）
B 種	A 種、C 種以外の一般的な施設
C 種	高さ H=8m 以下で、重要度は低く、かつ、復旧が容易なもの

(4) 擁壁の要求性能

擁壁の設計で考慮する要求性能は、「10.1.7.2 想定する作用」に示した想定する作用と上記(3)擁壁の重要度に示した擁壁の重要度に応じて、上記(2)に示す性能の水準から適切に選定する。一般的には、擁壁の要求性能は表-10.1.5を目安とするのがよい。

ア～ウに、表-10.1.5に例示した個々の作用に対する要求性能の内容を示す。

表-10.1.5 擁壁の要求性能¹⁸⁾

重要度区分		A 種	B 種	C 種
想定する作用				
常時の作用		健全性を損なわない	健全性を損なわない	健全性を損なわない
降雨の作用		健全性を損なわない	健全性を損なわない	健全性を損なわない
地震動の作用	レベル1地震動	健全性を損なわない	健全性を損なわない	
	レベル2地震動	致命的な損傷を防止する		

ア 常時の作用に対する擁壁の要求性能

自重、載荷重、土圧等の常時の作用による沈下や変形は、擁壁構築中や構築直後に生じるもの、及び供用中に生じるものがある。

擁壁の構築中や構築直後においては、擁壁の自重、載荷重、土圧等の荷重により、擁壁及び基礎地盤に損傷が生じず安定している必要がある。また、供用中には、時間の経過とともに、基礎地盤あるいは盛土の圧密（圧縮）変形が生じるが、これにより使用性に著しい支障を与えることを防止する必要がある。このため、常時の作用に対しては重要度に関わらず“健全性を損なわない”を要求することとしている。軟弱地盤の場合においても、計画的な補修によりその影響を軽減することが可能であるため、“健全性を損なわない”を要求することとしている。

イ 降雨の作用に対する擁壁の要求性能

想定する降雨の作用による擁壁の崩壊等が使用性に支障を与えることを防止するため、重要度に関わらず“健全性を損なわない”を要求することとしている。

ウ 地震動の作用に対する擁壁の要求性能

地震動の大きさと重要度に応じて“健全性を損なわない”又は“致命的な損傷を防止する”を要求することとしている。これは、地震動の作用に対する擁壁の要求性能を一律に設定することは困難な面があること、擁壁を含めて膨大なストックを有する土工構造物の耐震化対策には相応のコストを要すること、農道としての特性等を考慮したものである。

なお、擁壁の“致命的な損傷を防止する”の照査では、擁壁に許容する損傷の程度の評価が必要となる。しかしながら、擁壁が地震時にどの程度損傷するかについては、擁壁が設置される背面盛土や地盤を構成する材料特性の多様性や不均一性、擁壁自体の材料特性の経年変化、地震発生時の環境条件、擁壁の被災パターンや被災程度を精度よく予測するための解析手法

の不確実性等から、現状の技術水準ではいまだ定量的な照査が困難である場合も多い。このため、擁壁に“致命的な損傷を防止する”を要求する場合には、震前対策と震後対応等の総合的な危機管理を通じて必要な性能の確保が可能となるように努める視点も重要である。なお、道路震災対策の考え方については「道路震災対策便覧」（（公社）日本道路協会 平成18年9月）を参照のこと。

10.1.7.4 擁壁の限界状態

擁壁の要求性能に応じた限界状態の考え方及び照査項目を例示すると、表-10.1.6 のとおりである。

表-10.1.6 擁壁の要求性能に対する限界状態と照査項目（例）⁸⁾

要求性能	擁壁の限界状態	構成要素	構成要素の限界状態	照査項目	照査手法
健全性を損なわない	擁壁が健全である、又は擁壁は損傷するが、当該擁壁の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない限界の状態	擁壁、基礎地盤及び背面盛土	擁壁が安定であるとともに、基礎地盤及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及び擁壁により形成される道路から要求される変位にとどまる限界の状態	安定	安定照査・支持力照査
				変形	変形照査
		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	強度	断面力照査
致命的な損傷を防止する	擁壁の損傷が、当該擁壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当核支障が致命的なものとならない限界の状態	擁壁、基礎地盤及び背面盛土	隣接する施設へ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	変形	変形照査
		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	強度・変形	断面力照査・変形照査

10.1.7.5 照査方法

(1) 擁壁の性能照査の原則

擁壁の設計に当たっては、原則として、想定する作用と擁壁の重要度に応じて定めた要求性能に対して、照査手法と擁壁を構成する要素の限界状態に応じて応力度、断面力、安全率、残留変位等の照査指標及びその許容値を適切に設定し、想定する作用に対する擁壁の状態が限界状態を超えないことを照査する。

擁壁の限界状態の一般的な考え方は「10.1.7.4 擁壁の限界状態」に示しているが、限界状態は、構造条件、施工条件、維持管理の容易性等の諸条件によって様々な考え方がある。

このため、限界状態の設定に当たっては、構造条件、施工条件、日常点検、異常時の緊急点検と応急復旧体制を含めた維持管理の容易さ等を考慮して定めることが重要である。

(2) 設計の前提条件

擁壁の安定性、耐久性は、設計のみならず施工の善し悪し、維持管理の程度により大きく依存する。このため、設計に当たっては、設計で前提とする施工、施工管理、維持管理の条件を定めなければならない。

(3) 擁壁の照査

照査に際しては、擁壁の形式、想定する作用及び限界状態、用いることができる情報・データ、必要とされる精度等を考慮して、適切な照査方法を選定する必要がある。照査に当たっては、擁壁と背面盛土の関係、擁壁周辺及び基礎地盤の条件等を考慮した手法を用いる。

常時の作用に対する照査方法としては、許容応力度設計法に代表されるような、地盤や部材の応力状態に対する安定や強度のみを照査し、変位・変形については過去の実績から性能を有するとみなす方法と、数値計算等により変位・変形も照査する方法がある。

降雨の作用については、擁壁では、通常、常時の作用における荷重の一項目として扱う。

地震動の作用に対する照査方法としては、大きく分けて、構造物の地震時挙動を動力的に解析する動的照査法と、地震の影響を静力学的に解析する静的照査法に大別される。一般に、動的照査法は地震時の現象を精緻にモデル化し、詳細な地盤調査に基づく入力データと高度な技術的判断を必要とする。一方、静的照査法は現象を簡略化しており、比較的簡易に実施することが可能であるが、静的荷重へのモデル化や地震時の挙動の推定法等については適用条件があり、全ての形式の擁壁や地盤条件に対して適用できるものではない。

擁壁の地震時残留変位量を直接評価する手法等を含む地震動の作用に対する擁壁の照査方法については、「道路土工－擁壁工指針 巻末資料資料-3 地震動の作用に対する擁壁自体の安定性の照査に関する参考資料」を参照のこと。

なお、「10.1.15 各種コンクリート擁壁の設計方法」～「10.1.17 その他の特殊な擁壁」に示す構造形式の擁壁の設計に当たっては、これまでの経験・実績等を踏まえて、それぞれの項に基づいて設計・施工し、「第14章 保全管理」に基づいて管理を行えば、(1)、(2)を行ったとみなすことができる。

10.1.8 設計諸定数の設定

擁壁の設計に用いる土圧は、土質試験を行う等、十分な検討によって求められた定数により算出する。

土質調査を行って土の強度定数を求める場合、現場において予想される試料の状態、例えば含水比、密度、飽和度、乱れの程度等を十分に考慮する必要がある。これらの土質定数の設定は原則として各種土質試験によることを原則とする。粘着力 c を考慮する場合は、施工中の乱れの影響等を考慮し、過大評価にならないよう注意する必要がある。なお、高さ 8 m 以下の擁壁で、これら土質試験を行うのが困難な場合、土質分類から推定したせん断定数を用いてもよい。

(1) 土のせん断定数

ア 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。

$$c = \frac{1}{2} q_u \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.1)}$$

ここに、 c : 粘着力 (kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²)

イ 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、突き固めた試料をもとに三軸圧縮試験を行い、 c 、 ϕ を求める。

このときのせん断強さは、式(10.1.2)で示される。

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (10.1.2)}$$

ここに、 s ：せん断強さ (kN/m²)

σ ：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 ：土のせん断抵抗角 (°)

ウ 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(10.1.1)、(10.1.3)、(10.1.4)によって、経験的に推定した値を用いてもよい。

粘性土の粘着力 c

$$q_u = 12.5N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (10.1.3)}$$

$$c = \frac{1}{2} q_u$$

砂質土のせん断抵抗角 ϕ

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \text{ (} N > 5 \text{)} \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (10.1.4)}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (10.1.5)}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (10.1.6)}$$

ここに、 ϕ ：砂のせん断抵抗角 (°)

σ'_v ：有効上載圧 (kN/m²) で、標準貫入試験を実施した時点の値

N_1 ：有効上載圧 100kN/m² 相当に換算した N 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 N 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/m³)

γ'_{t2} ：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

x ：地表面からの深さ (m)

h_w ：地下水位の深さ (m)

エ 土質分類別に推定したせん断定数

高さ 8 m 以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合は、裏込め土のせん断定数、土の単位体積重量及び支持地盤の種類と許容応力度について、経験的に推定した表-10.1.7～表-10.1.9 の値を用いてもよい。

裏込め土のせん断定数（表-10.1.7）

表-10.1.7 土の種類と土質定数⁸⁾

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、 $W_L < 50\%$ ）	25°	———

注1) 細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてもよい。

2) 計算上は、粘着力 c を無視している。しかし、実際には粘着力 c が存在するので、内部摩擦角 ϕ より急勾配法面も存在する。

土の単位体積重量（表-10.1.8）

表-10.1.8 土の単位体積重量（ kN/m^3 ）⁸⁾

地盤	土質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂れき ^{注1)}	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂れき ^{注1)}	20	
	砂質土	19	
	粘性土（ただし、 $W_L < 50\%$ ）	18	

注1) 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/m^3 を差し引いた値とすることができる。ただし、飽和重量がわかっているならば、飽和重量から 9.8kN/m^3 を差し引く。

支持地盤の種類と許容支持力度（表-10.1.9）

表-10.1.9 支持地盤の種類と許容支持力度（常時値）⁸⁾

基礎地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m ²) 注 1)	擁壁底面の滑動安定計算に用いる摩擦係数 μ 注 2)	備考	
				q_u (kN/m ²)	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	0.7	10,000 以上	———
	亀裂の多い硬岩	600	0.7	10,000 以上	———
	軟岩	300		1,000 以上	
礫 層	密なもの 注 3)	600	0.6	—	———
	密でないもの	300		—	
砂質地盤	密なもの	300	0.6	—	30～50
	中位なもの	200		—	15～30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	0.5	200～400	15～30
	堅いもの	100	0.5	100～200	8～15
	中位なもの	50	—	50～100	4～ 8

注1) 数値は常時の場合を示し、地震時は常時の1.5倍の値とする。

注2) 場所打ちコンクリートによるもの

注3) 現場の土質状況や土質試験結果から判定する。

10.1.9 材 料

(1)材 料

ア 土質材料

擁壁の裏込め土に用いる土質材料は施工の難易、完成後の擁壁の安定に大きな影響を与えるので、良質な材料を使用し、入念な施工を行わなければならない。

一般的に裏込め土としての材料は、敷均し・締固めの施工が容易で、締固め後の強度が大きく、圧縮性が少なく、透水性がよく雨水等の浸透に対して強い材料が望ましい。これらの条件を考えると良質な裏込め土としては粒度の良い砂質土が挙げられる。また、補強土壁の場合には補強材と土との摩擦抵抗を期待するため、補強材を損傷、劣化させない材料が望ましい。

土工は切土と盛土のバランスを考慮して行うので、経済性又は環境との調和への配慮から現地発生土を使用することが求められている。

このため、現地発生土の中から裏込め土に適した材料を選定し、また、現地発生土がそのままでは良好な裏込め材といえない場合、安定処理、粒度調整を行う等によりできるだけ現地発生土を利用するように検討を行うことが望ましい。

また、擁壁及び地盤に作用する土圧の軽減を図るため軽量盛土材を用いる場合には、軽量盛土材の比重や強度等を検討し、現場条件に適合した材料を選定する必要がある。

液性限界の大きな粘性土は、含水量の影響を受けやすく、圧縮・膨張量が大きいため裏込め材料には適さない。また、温泉余土やベントナイト・腐植土を多量に含んだ土、風化の進んだ蛇紋岩等も膨張性や圧縮性が高いため裏込め材料には適さない。新第三紀層の泥岩や頁岩等には乾湿繰返しの影響を受け、容易に細粒化するものがあり、これらは裏込め材料として望ましくない。

イ コンクリート

(ア) 擁壁の躯体に用いるコンクリートの最低設計基準強度

擁壁の躯体に用いるコンクリートは、原則として次に示す最低設計基準強度以上のものを用いるものとする。

無筋コンクリート部材	18N/mm ²
鉄筋コンクリート部材	21N/mm ²
プレキャスト鉄筋コンクリート部材	30N/mm ²

コンクリートの耐久性は、水セメント比 **W/C** に関係する。このため、劣悪なコンクリートを排除する趣旨から、水セメント比 **W/C** と直接的に関係するコンクリートの設計基準強度について少なくとも上記の最低設計基準強度以上としなければならない。

また、耐久性確保の観点から水セメント比 **W/C** の最大値が別途指定される場合では、水セメント比 **W/C** の最大値が満たされるように使用するコンクリートの呼び強度の値を定めなければならない。

(イ) 積みブロックの材料及び製品規格

ブロック積擁壁に用いるコンクリート積みブロックは、「JIS A 5371（プレキャスト無筋コンクリート製品）附属書 D」及び「JIS A 5372（プレキャスト鉄筋コンクリート製品）附属書 B」に適合するものについては品質を満足するものとみなすることができる。ただし、施工面積 1 m² 当たりの質量は 350kg 以上とする。

近年、施工の省力化等の目的のために大型の積みブロックを用いたブロック積擁壁が増えてきている。特に JIS 規格に定められたものよりも大型の積みブロックも製品化されており、これらの大型の積みブロックを大型積みブロックと称し、大型ブロックにより構成されたブロック積擁壁を大型ブロック積み擁壁と呼ぶ。

大型積みブロックは、主に以下の 3 タイプに分けられる。

- ① 控長は JIS 規格に定められた 35cm のまま、一つ一つのブロックを大型化したもの
- ② 従来のブロックに比べ、控長も大型化したもの
- ③ その他

薄肉構造として施工時に配筋、中詰め等して使用するもの等があり、これらの積みブロックを使用する際には、その強度や質量等を十分に検討して使用することが望ましい。

(ウ) RC 杭及び PHC 杭

RC 杭及び PHC 杭は、「JIS A 5372（プレキャスト鉄筋コンクリート製品）附属書 A」、PHC 杭「JIS A 5373（高強度プレストレストコンクリート製品）附属書 E」の規格に適合するものを標準とする。

なお、コンクリートのヤング係数は、

R C 杭	3.1×10 ⁴ N/mm ²
PHC 杭	4.0×10 ⁴ N/mm ²

(エ) 場所打ち杭

水中で施工する場所打ち杭のコンクリートは、水中コンクリートの設計基準強度 24N/mm²（コンクリートの呼び強度 30N/mm²）以上のものを用いるものとする。

表-10.1.10 RC 杭(2種)の寸法及び断面性能

外径 D (mm)	厚さ t (mm)	区分	長さ L (m)	軸 方 向 鉄 筋				コンクリート 断 面 積 A_c (cm ²)	断面二次 モーメント I_c (cm ⁴)	換算断面 二次 モーメント I_e (cm ⁴)	単位重量 W (kN/m)	
				SR235		SD295						軸方向鉄 筋中心ま での半径 (mm)
				径×本数	断 面 積 A_s (cm ²)	径×本数	断 面 積 A_s (cm ²)					
300	60	A	7～12	φ 13×12	15.92	D13×10	12.67	120	452	346×10 ²	412×10 ²	1.19
		B		φ 16×11	22.12	D13×16	20.27				438×10 ²	1.23
		C		φ 16×14	28.15	D16×14	27.80				463×10 ²	1.26
350	65	A	7～14	φ 13×14	18.58	D13×11	13.94	145	582	622×10 ²	734×10 ²	1.52
		B		φ 16×13	26.14	D13×17	21.54				780×10 ²	1.57
		C		φ 16×18	36.20	D16×18	35.75				841×10 ²	1.62
400	70	A	7～14	φ 13×19	25.21	D13×14	17.74	165	726	103×10 ³	123×10 ³	1.91
		B		φ 16×17	34.19	D16×15	29.79				130×10 ³	1.96
		C		φ 16×22	44.24	D16×22	43.69				138×10 ³	2.01
450	75	A	8～15	φ 16×15	30.17	D16×12	23.83	190	884	162×10 ³	193×10 ³	2.32
		B		φ 16×22	44.24	D16×18	35.75				208×10 ³	2.40
		C		φ 16×26	52.29	D16×24	47.66				216×10 ³	2.43
500	80	A	9～15	φ 19×12	34.02	D16×12	23.83	210	1,056	241×10 ³	285×10 ³	2.77
		B		φ 19×16	45.36	D19×13	37.24				299×10 ³	2.82
		C		φ 19×22	62.37	D19×22	63.03				321×10 ³	2.93
600	90	A	9～11	φ 19×12	34.02	D16×13	25.82	255	1,442	483×10 ³	547×10 ³	3.67
		B		φ 22×16	60.82	D22×12	46.45				598×10 ³	3.85
		C		φ 22×22	83.62	D22×20	77.42				640×10 ³	3.97

注) 換算断面二次モーメントは、軸方向鉄筋の材質を SR235 として計算したものである。材質を SD295 とした場合でもこの断面性能を使用することができる。

表-10.1.11 PHC 杭の寸法及び断面性能(参考)

外径 D (mm)	厚さ t (mm)	区分	長さ L (m)	有効プレ ストレス σ_{ce} (N/mm ²)	コンクリート 断 面 積 A_c (cm ²)	コンクリート 換算断面 面積 A_e (cm ²)	換算断面二 次モーメント I_e (cm ⁴)	換算断面 係 Z_e (cm ³)	ひび割れ曲げ モーメント M_{cr} (kN・m)	破壊曲げ モーメント M_u (kN・m)	せん断強さ Q_u (kN)	単位重量 W (kN/m)
300	60	A	5～13	3.92	452	463	354×10 ²	236×10	24.5	37.3	99.1	1.153
		B	5～15	7.85		475	363×10 ²	242×10	34.3	61.8	125.6	
		C	5～15	9.81		481	369×10 ²	246×10	39.2	78.5	136.4	
350	60	A	5～13	3.92	547	560	613×10 ²	350×10	34.3	52.0	118.7	1.393
		B	5～15	7.85		575	631×10 ²	360×10	49.0	88.3	150.1	
		C	5～15	9.81		582	640×10 ²	365×10	58.9	117.7	162.8	
400	65	A	5～15	3.92	684	702	102×10 ³	510×10	54.0	81.4	148.1	1.744
		B		7.85		718	104×10 ³	520×10	73.6	132.4	187.4	
		C		9.81		730	106×10 ³	530×10	88.3	176.6	204.0	
450	70	A	5～15	3.92	836	857	160×10 ³	711×10	73.6	110.8	180.5	2.130
		B		7.85		880	164×10 ³	728×10	107.9	194.2	227.6	
		C		9.81		891	167×10 ³	742×10	122.6	245.2	248.2	
500	80	A	5～15	3.92	1,056	1,080	247×10 ³	988×10	103.0	155.0	228.6	2.690
		B		7.85		1,100	254×10 ³	101×10 ²	147.2	264.9	288.4	
		C		9.81		1,120	257×10 ³	102×10 ²	166.8	333.5	313.9	
600	90	A	5～15	3.92	1,442	1,470	495×10 ³	165×10 ²	166.8	250.2	311.0	3.675
		B		7.85		1,510	510×10 ³	170×10 ²	245.2	441.4	392.4	
		C		9.81		1,530	517×10 ³	172×10 ²	284.5	569.0	427.7	
700	100	A	5～15	3.92	1,885	1,920	894×10 ³	255×10 ²	264.9	397.3	406.1	4.804
		B		7.85		1,970	917×10 ³	262×10 ²	372.8	671.0	512.1	
		C		9.81		2,000	933×10 ³	266×10 ²	441.4	882.9	557.2	
800	110	A	5～15	3.92	2,384	2,440	149×10 ⁴	372×10 ²	392.4	588.6	512.1	6.077
		B		7.85		2,490	153×10 ⁴	382×10 ²	539.6	971.2	646.5	
		C		9.81		2,540	155×10 ⁴	387×10 ²	637.6	1,275	704.4	
900	120	A	5～15	3.92	2,941	3,020	235×10 ⁴	522×10 ²	539.6	809.3	630.8	7.494
		B		7.85		3,100	241×10 ⁴	535×10 ²	735.8	1,324	796.6	
		C		9.81		3,140	244×10 ⁴	542×10 ²	833.8	1,668	867.2	
1,000	130	A	5～15	3.92	3,553	3,690	352×10 ⁴	704×10 ²	735.8	1,104	762.2	9.056
		B		7.85		3,710	362×10 ⁴	724×10 ²	1,030	1,854	961.4	
		C		9.81		3,750	367×10 ⁴	734×10 ²	1,177	2,354	1,047	

ウ 鋼材

(ア) 鉄筋

鉄筋コンクリート用鋼棒は、JIS G 3112 に規定されている種類のうち、異形鋼棒 SD295 及び SD345 を標準とする。

JIS G 3112 に規定されている異形鋼棒の寸法及び質量は表-10.1.12 に示すとおりである。

表-10.1.12 異形鋼棒の寸法及び質量

呼び名	公称直径 (mm)	公称周長 (mm)	公称断面積 (cm ²)	単位質量 (kg/m)
D 6	6.35	2.0	0.3167	0.249
D10	9.53	3.0	0.7133	0.560
D13	12.7	4.0	1.267	0.995
D16	15.9	5.0	1.986	1.56
D19	19.1	6.0	2.865	2.25
D22	22.2	7.0	3.871	3.04
D25	25.4	8.0	5.067	3.98
D29	28.6	9.0	6.424	5.04
D32	31.8	10.0	7.942	6.23
D35	34.9	11.0	9.566	7.51
D38	38.1	12.0	11.40	8.95
D41	41.3	13.0	13.40	10.5
D51	50.8	16.0	20.27	15.9

(イ) 鋼管杭

鋼管杭は、JIS A 5525 の規格に適合するものを標準とする。鋼管杭の寸法、質量及び断面性能のうち、メートルサイズの代表的なものについては表-10.1.13 に示すとおりである。

表-10.1.13 鋼管杭の寸法及び断面性能⁸⁾

腐食しろ 寸法		0 mm					1 mm		
外径 D (mm)	厚さ t (mm)	単位質量 W (kg/m)	断 面 積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	回転半径 i (cm)	断 面 積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)
400	9	86.8	110.6	106×10	211×10 ²	13.8	98.0	937	186×10 ²
	12	115	146.3	138×10	276×10 ²	13.7	133.7	126×10	251×10 ²
500	9	109	138.8	167×10	418×10 ²	17.4	123.2	148×10	370×10 ²
	12	144	184.0	219×10	548×10 ²	17.3	168.3	200×10	499×10 ²
	14	168	213.8	253×10	632×10 ²	17.2	198.1	234×10	583×10 ²
600	9	131	167.1	243×10	730×10 ²	20.9	148.3	216×10	645×10 ²
	12	174	221.7	319×10	958×10 ²	20.8	202.9	292×10	874×10 ²
	14	202	257.7	369×10	111×10 ³	20.7	238.9	342×10	102×10 ³
	16	230	293.6	417×10	125×10 ³	20.7	274.7	391×10	117×10 ³
700	9	153	195.4	333×10	117×10 ³	24.4	173.4	296×10	103×10 ³
	12	204	259.4	439×10	154×10 ³	24.3	237.4	401×10	140×10 ³
	14	237	301.7	507×10	178×10 ³	24.3	279.8	470×10	164×10 ³
	16	270	343.8	575×10	201×10 ³	24.2	321.9	538×10	188×10 ³
800	9	176	223.6	437×10	175×10 ³	28.0	198.5	388×10	155×10 ³
	12	233	297.1	577×10	231×10 ³	27.9	272.0	528×10	211×10 ³
	14	271	345.7	668×10	267×10 ³	27.8	320.6	619×10	247×10 ³
	16	309	394.1	757×10	303×10 ³	27.7	369.0	709×10	283×10 ³
900	12	263	334.8	733×10	330×10 ³	31.4	306.5	671×10	302×10 ³
	14	306	389.7	850×10	382×10 ³	31.3	361.4	788×10	354×10 ³
	16	349	444.3	965×10	434×10 ³	31.3	416.1	903×10	406×10 ³
	19	413	525.9	113×10 ²	510×10 ³	31.2	497.6	107×10 ²	482×10 ³
1,000	12	292	372.5	909×10	455×10 ³	34.9	341.1	832×10	415×10 ³
	14	340	433.7	105×10 ²	527×10 ³	34.9	402.3	978×10	488×10 ³
	16	388	494.6	120×10 ²	599×10 ³	34.8	463.2	112×10 ²	560×10 ³
	19	460	585.6	141×10 ²	705×10 ³	34.7	554.2	133×10 ²	666×10 ³
1,100	12	322	410.2	110×10 ²	607×10 ³	38.5	375.6	101×10 ²	555×10 ³
	14	375	477.6	128×10 ²	704×10 ³	38.4	443.1	119×10 ²	652×10 ³
	16	428	544.9	146×10 ²	801×10 ³	38.3	510.4	136×10 ²	748×10 ³
	19	506	645.3	171×10 ²	943×10 ³	38.2	610.7	162×10 ²	891×10 ³
1,200	14	409	521.6	153×10 ²	917×10 ³	41.9	484.0	142×10 ²	850×10 ³
	16	467	595.1	174×10 ²	104×10 ⁴	41.9	557.5	163×10 ²	975×10 ³
	19	553	704.9	205×10 ²	123×10 ⁴	41.8	667.3	194×10 ²	116×10 ⁴
	22	639	814.2	235×10 ²	141×10 ⁴	41.7	776.5	225×10 ²	135×10 ⁴

エ その他の材料

(ア) 鋼製補強材

補強土擁壁に用いる鋼製補強材は、盛土内に敷設してその引抜き抵抗力によって盛土全体の安定を図る補強土擁壁の最も主要な部材であり、帯状鋼材やアンカープレート付き鉄筋等の種類が用いられている。

鋼製補強材の標準的な形状や寸法、品質等は、各種の補強土擁壁ごとに規格化されており、施工状況及び荷重条件に応じてそれぞれの規格に適合する形式のものが用いられている。

(イ) ジオテキスタイル

ジオテキスタイルは、不織布や織布、ジオグリッド等の多くの種類の製品が開発されている。

不織布は、織機や編機を用いなくて、繊維を接着剤や熱によって結合したり、かぎ針で絡ませたりして平面形状にしたシートであり、織布は織機を用いてシート状に形成したものである。また、ジオグリッドは、合成高分子等からなる引張り部材を格子状に強固に結合又

は一体としたシートである。

補強土擁壁の補強材に用いるジオテキスタイルの選定は、一般に以下の材料特性を有するものを目安とすればよい。

- ① 伸びひずみの小さい段階で、高い引張り力を発揮することができる。
- ② クリープが小さく長期的な引張り強さが大きい。
- ③ 裏込め材との摩擦抵抗を十分に発揮することができる。
- ④ 設置場所の環境条件に対して十分な耐久性を有する。

このほか、施工実績、各種材料試験の結果及び設計の段階で必要とされる補強材の引張り力等を十分に検討した上で、ジオテキスタイルの選定を行えばよい。

(ウ) 壁面材

補強土擁壁に用いる壁面材は、裏込め土のこぼれ出しを防ぐとともに、盛土内に敷設した補強材の引抜き抵抗と一体となって盛土体を安定させるものである。

壁面材の種類は、コンクリート製や鋼製のパネル形式、プレキャストコンクリートブロック形式及び場所打ちコンクリート形式等がある。

コンクリートパネル形式の壁面材は、構造物としての景観に優れており永久構造物としての機能を有している。また、鋼製パネル形式の壁面材は、部材が軽量であるために、人力で施工ができる特徴がある。

パネル形式の壁面材の標準的な形状や寸法、品質等は、各種の補強土擁壁ごとに規格化されているが、適用する設計条件や環境条件に対する安定性や腐食に対する耐久性等を確認しなければならない。

(エ) 発泡スチロール (EPS)

軽量盛土材として用いられる発泡スチロールの単位体積重量は、通常 $120 \sim 300 \text{ N/m}^3$ で、一般的には $2.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ 程度の直方体ブロックとして用いられる。また、発泡スチロール (EPS) の粒子を土に混入して用いることもある。

なお、発泡スチロールは、長期間紫外線を浴びると劣化するため、直接盛土表面に露出することを避け、覆土や壁面材により表面を保護する。施工中、長期間現場に保存する場合にはシート等をかけて保護する必要がある。また、ガソリンや重油等の溶剤との接触や火気を近づけることは避けなければならない。

オ 設計計算に用いるヤング係数

表-10.1.14 コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)⁸⁾

設計基準強度	21	24	27	30	40
ヤング係数	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4

10.1.10 荷重の種類と組合せ

擁壁の設計に当たっては、一般に次の荷重を考慮するものとする。

(主荷重)

- ① 自 重
- ② 載 荷 重
- ③ 土 圧
- ④ 水圧及び浮力

(従荷重)

- ⑤ 地震の影響
- ⑥ 風 荷 重

(主荷重に相当する特殊荷重)

- ⑦ 雪 荷 重

(従荷重に相当する特殊荷重)

- ⑧ 衝 突 荷 重

擁壁の設計に用いる荷重は、擁壁の設置点の諸条件や構造形式等によって適宜選定するものとし、必ずしも全部採用する必要はなく、同時に作用する可能性が高い組合せのうち、擁壁に最も不利となる条件を考慮する。

上記荷重の一般的な組合せは表-10.1.15のとおりであり、常時①は完成後の常時に作用する全加重の組合せを示し、常時②は施工直後、もしくは、上載荷重が擁壁に対して安定側に作用する可能性に配慮した組合せを示す。ただし、設置される環境、構造形式、形状寸法等によっては、その他の荷重を以下の組合せに付加して設計しなければならない。

表-10.1.15 荷重の組合せ

			常 時		地震時
			常時①	常時②	
自 重			○	○	○
上 載 荷 重		活 荷 重	○	—	—
		死 荷 重	○	—	○
土 圧	裏込め土による土圧	常 時 土 圧	○	○	—
		地 震 時 土 圧	—	—	○
	上載荷重による土圧	活 荷 重	○	—	—
		死 荷 重	○	—	○
地 震 の		慣 性 力	—	—	○

水圧及び浮力、雪荷重については、擁壁の設置地点の状況によって、上記の組合せに付加して設計するものとする。

このとき考慮すべき荷重のうち、同時に作用する可能性が小さいと考えられる組合せについては検討を省くことができる。例えば、擁壁の頂部に遮音壁や防護柵を直接取り付けられる場合には、風荷重や衝突荷重を考慮するものとし、それぞれ上記の常時②の組合せに付加して設計するものとする。これは、風荷重や衝突荷重は、載荷重や地震の影響と同時に作用する可能性は一般的に低いと考えられるからである。また、風荷重と衝突荷重についても同時に作用する可能性が一般的に低いと考えられることから、組合せは考慮しなくてもよい。

(1) 土圧

ア 適用土圧公式

コンクリート擁壁の設計に用いる土圧は、壁背面の傾斜や土との壁面摩擦にも対応できるクーロン系の土圧公式を適用し、「試行くさび法」により算定することを原則とする（試行くさび法の詳細については後述）。

ただし、ブロック積擁壁の土圧算定については、別途「10.1.15 (5) ブロック積擁壁」の項で述べる。

イ 壁面摩擦角

壁面摩擦角 δ は、過去の実験結果を参考にすると、擁壁の場合、常時においては、 $1/2 \phi \leq \delta \leq 2/3 \phi$ 、又は地震時においては、 $0 \leq \delta \leq 1/2 \phi$ といわれているが、一般の設計の際には表-10.1.16 の値を用いるものとする。ただし、擁壁背面の排水が十分でないと考えられる場合は、安全性を考えて、 $\delta=0$ とする。

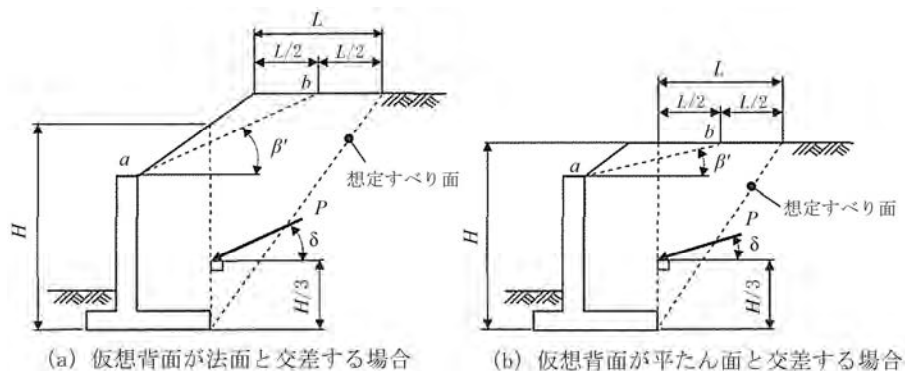
表-10.1.16 壁面摩擦角 (δ) の値

擁壁の種類		重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁	逆T型擁壁 L型擁壁	
計算の種類		安定計算	安定計算	部材計算
摩擦角の種類		土とコンクリート	土と土	土とコンクリート
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3} \phi$	注1) β' (図-10.1.4)	$\frac{2}{3} \phi$
	地震時	$\frac{1}{2} \phi$	注2) $\tan \delta = \frac{\sin(\theta + \Delta - \beta')}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta')}$ ここに、 $\sin \Delta = \frac{\sin(\beta' + \theta)}{\sin \phi}$	$\frac{1}{2} \phi$

注1) 土圧作用面の状態が土と土の場合は、壁面摩擦角に代わって仮想法面傾斜角 β' (土圧作用方向) を用いるものとする。ただし、 $\beta' > \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。

注2) $\beta' + \theta \geq \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。

θ : 地震合成角 ($= \tan^{-1} K_H$)

図-10.1.4 β' の設定方法⁸⁾

リ 土の粘着力

土の粘着力は締固めの度合い、含水状態、経時変化等の影響により、その評価が難しいこと、またこね返しの影響で粘着力が減少することから、一般的な設計においては粘着力 $c=0$ とする。

エ 地震時の土圧

地震時土圧の算定には、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いることができる。

オ 土圧の作用面と壁面摩擦角

重力式擁壁やもたれ式擁壁等において擁壁自体の安定性の照査及び躯体の部材設計を行う場合や片持ばり式擁壁等のたて壁の部材設計を行う場合は図-10.1.5(a), (b), (d)に示すように土圧の作用面は躯体コンクリート背面とする。

一方、片持ばり式擁壁等における擁壁自体の安定性の照査、及び底版の部材設計においては図-10.1.5(c)に示すように、かかと版の先端b点から鉛直上方へ伸ばした面を仮想背面とし、この仮想背面に土圧が作用するものとする。

壁面摩擦角 δ は、土圧作用面の状態に応じて一般に表-10.1.16の値を用いるものとする。

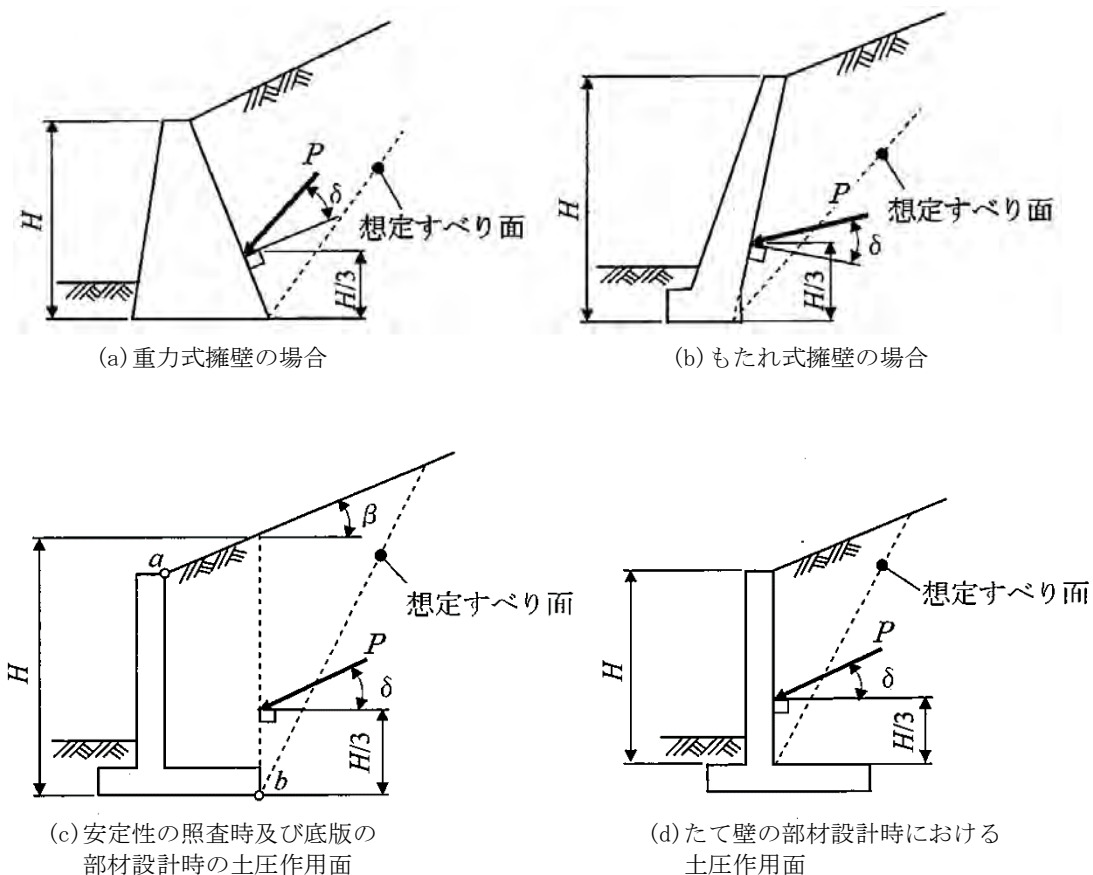


図-10.1.5 土圧の作用面と内部摩擦角⁸⁾

カ 試行くさび法による土圧の算定

試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算等によって図-10.1.6 に示すように、壁下端から発生するすべり面の方向を種々に変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力の釣合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主働土圧とする方法である。

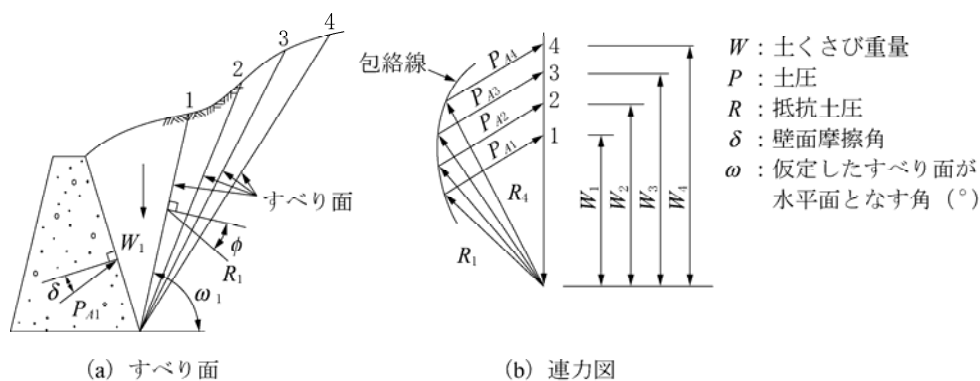


図-10.1.6 主働すべり面、主働土圧の決定法

土圧を図解によって求める方法としては、クーロン系の土圧論に基づくクルマン (Culmann) の図式解法が一般的である。クルマンの図式解法を示せば、次のとおりである。(図-10.1.7 参照)

- ・ A 点から水平面に対し ϕ の角度をもった直線 A-G を引く。
- ・ 任意に仮定したすべり面 A-1, A-2, ……につき ABCD 1, ABCD 2, ……の重量 W_1 , W_2 , ……を計算し、適当なスケールで A-G 上にプロットする。
- ・ W_1 , W_2 , ……から A-G に対し ε の角度をもった直線を引き、これとすべり面 A-1, A-2, ……の交点を H, J, ……とし、これらを曲線で結ぶ。
- ・ 最後に上記の手順で得られた曲線 A, H, J, ……上に A-G と平行な接線を引き、接点を T とすれば主働土圧合力の大きさが T-W に、またすべり面が直線 A-T に求まる。

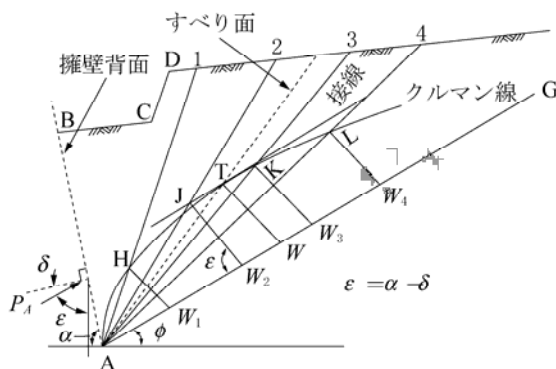


図-10.1.7 クルマンの図解法

(ア) 常時の土圧

a 常時の主働土圧

土くさびがすべり面を擁壁に沿ってすべり落ちようとするときの極限状態を主働状態といい、このときの土圧 P_A を主働土圧という。

くさび形の土塊の重量 W とすべり面の反力 P_A 、 R の三つの力は釣合っており、これらの力の関係は図-10.1.9(b)のように連力図で表すことができる。そして、主働土圧 P_A は、正弦定理を用いて式 (10.1.7) のように求められる。

$$\frac{P_A}{\sin(\omega - \phi)} = \frac{W}{\sin\{90^\circ - (\omega - \phi - \delta - \alpha)\}}$$

$$\therefore P_A = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)} W \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.7)}$$

ここに、 W ：土くさびの重量（載荷重を含む）（kN/m）

ϕ ：背面土の内部摩擦角（°）

δ ：壁面摩擦角（表-10.1.16 参照）（°）

ω ：仮定したすべり面が水平面となす角（°）

α ：壁背面と鉛直面のなす角（°）

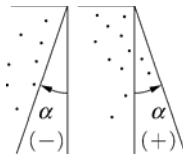
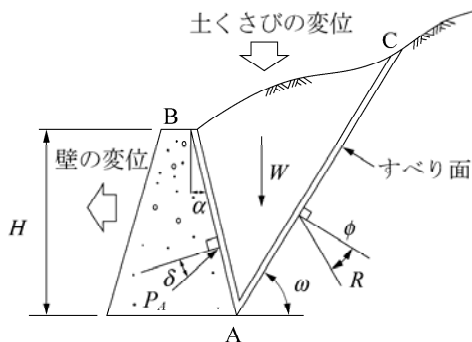
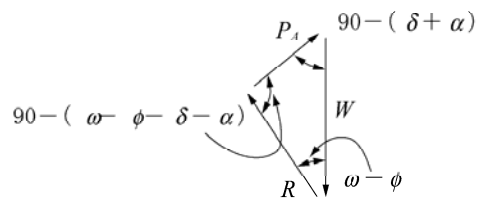


図-10.1.8 α の正負



(a) すべり面



(b) 連力図

図-10.1.9 主働土圧の説明⁸⁾

また、 $\mathbf{P}_A$ を水平成分と鉛直成分に分けると式(10.1.8)となり、土圧の作用位置の高さは式(10.1.9)により求められる。

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{P}_{AH} &= \mathbf{P}_A \cos(\delta + \alpha) \\ \mathbf{P}_{AV} &= \mathbf{P}_A \sin(\delta + \alpha) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (10.1.8)}$$

$$\mathbf{h}_p = \frac{1}{3} \mathbf{H} \dots\dots\dots \text{式 (10.1.9)}$$

ここに、 $\mathbf{P}_{AH}$ ：主働土圧の水平成分 (kN/m)

$\mathbf{P}_{AV}$ ：主働土圧の鉛直成分 (kN/m)

$\mathbf{h}_p$ ：主働土圧の作用点までの鉛直距離 (m)

$\mathbf{H}$ ：壁 高 (m)

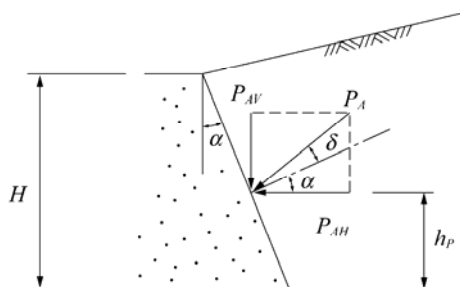
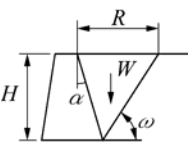
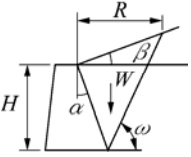
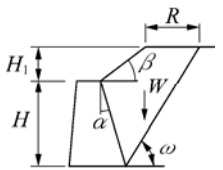
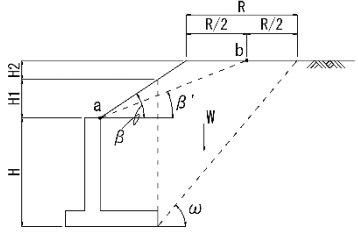
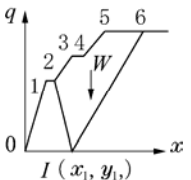


図-10.1.10 常時主働土圧の水平成分と鉛直成分

代表的な盛土形状に対する土くさびの重量の算定式を、表-10.1.17に示す。

表-10.1.17 土くさびの重量の算定式

土くさびの形状	土くさびの重量
	$W = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \frac{\cos(\omega - \alpha)}{\sin \omega \cos \alpha}$ $R = \frac{\cos(\omega - \alpha)}{\sin \omega \cos \alpha} \cdot H$
	$W = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \frac{\cos(\omega - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha \sin(\omega - \beta)}$ $R = \frac{\cos \beta \cos(\omega - \alpha)}{\cos \alpha \sin(\omega - \beta)} \cdot H$
	$W = \frac{1}{2} \gamma \left\{ (H + H_1)^2 \frac{\cos(\omega - \alpha)}{\sin \omega} - H_1^2 \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\sin \beta} \right\} \frac{1}{\cos \alpha}$ $R = \frac{\cos(\omega - \alpha)}{\sin \omega \cos \alpha} \cdot (H + H_1) - \frac{\cos(\beta - \alpha)}{\sin \beta \cos \beta} \cdot H_1$
	$W = \frac{1}{2} \gamma \left\{ (H + H_1 + H_2)^2 \cot \omega - H_2^2 \cot \beta \right\}$ $\beta' = \tan^{-1} \frac{2(H_1 + H_2)}{(H + H_1 + H_2) \cdot \cot \omega + 2H_1 \cdot \cot \beta + H_2 \cdot \cot \beta}$ $R = H_1 \cdot \cot \beta + (H + H_1 + H_2) \cdot \cot \omega - (H_1 + H_2) \cdot \cot \beta$
	$W = \frac{1}{2} \gamma \sum_{i=1}^n (x_{i+1} - x_i)(y_{i+1} + y_i)$

土圧の作用面は原則として躯体コンクリートの背面とし、壁面摩擦角 ϕ は表-10.1.16の土とコンクリートの場合の $2/3 \phi$ を用いる。

b 常時の受働土圧

通常、擁壁の設計では前面埋戻しによる受働土圧を無視しているが、擁壁前面土の抵抗力を考慮する場合にはクーロンの受働土圧公式を式 (10.1.10) に示す。ただし、擁壁の設計時には受働土圧は水平に作用させることとし、壁面摩擦角 δ には注意する。鉛直な面に作用する場合には、 $\delta=0^\circ$ とする。

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.10)}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos(\alpha + \delta) \cos^2 \alpha \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.11)}$$

ここに、 K_p : 受働土圧係数

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$) で、正負の向きは主働土圧の場合と同じとする。

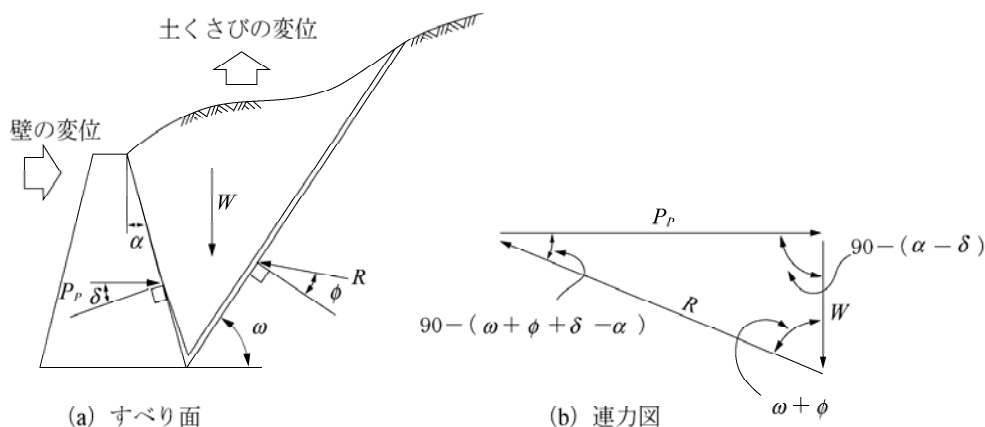


図-10.1.11 受働土圧の説明

(イ) 地震時の土圧

地震時には、図-10.1.13(a)に示すように、土くさびの重心に慣性力（ $=K_H \cdot W$ ）が作用するものと考え、連力図は図-10.1.13(b)のように描くことができる。

a 地震時の主働土圧

$$P_{EA} = \frac{\sin(\omega_{EA} - \phi + \theta)}{\cos(\omega_{EA} - \phi - \delta - \alpha) \cos \theta} W \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.12)}$$

$$\left. \begin{aligned} P_{EAH} &= P_{EA} \cos(\delta + \alpha) \\ P_{EAV} &= P_{EA} \sin(\delta + \alpha) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.13)}$$

$$h_p = \frac{1}{3} H \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.14)}$$

- ここに、 P_{EA} ：地震時の主働土圧（kN/m）
 P_{EAH} ：地震時の主働土圧の水平成分（kN/m）
 P_{EAV} ：地震時の主働土圧鉛直成分（kN/m）
 ω_{EA} ：仮定したすべり面が水平となす角（°）
 θ ：地震合成角（ $=\tan^{-1}K_H$ ）（°）
 K_H ：設計水平震度（「10.1.10 (8)地震力」参照）
 δ ：地震時の壁面摩擦角（表-10.1.16 参照）（°）

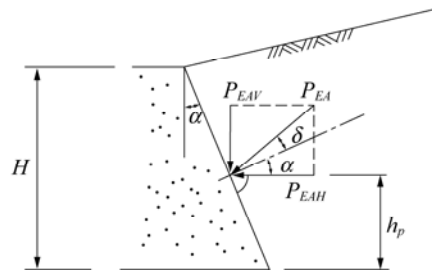
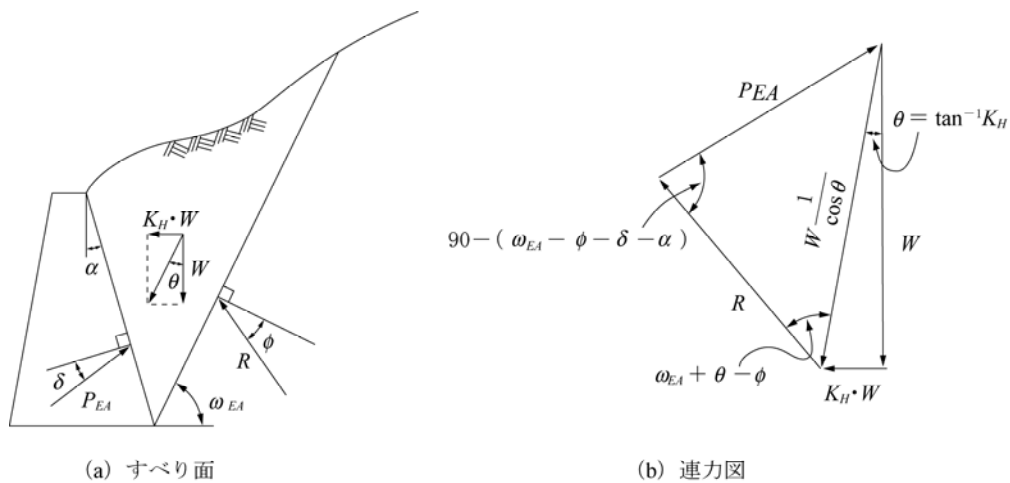


図-10.1.12 地震時主働土圧の水平成分と鉛直成分



(a) すべり面

(b) 連力図

図-10.1.13 地震時主働土圧の考え方

b 地震時の受働土圧

$$P_{EP} = \frac{\sin(\omega_{EP} + \phi - \theta)}{\cos(\omega_{EP} + \phi + \delta - \alpha) \cos \theta} W \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.15)}$$

ここに、 P_{EP} ：地震時受働土圧 (kN/m)

ω_{EP} ：仮定したすべり面が水平となす角 (°)

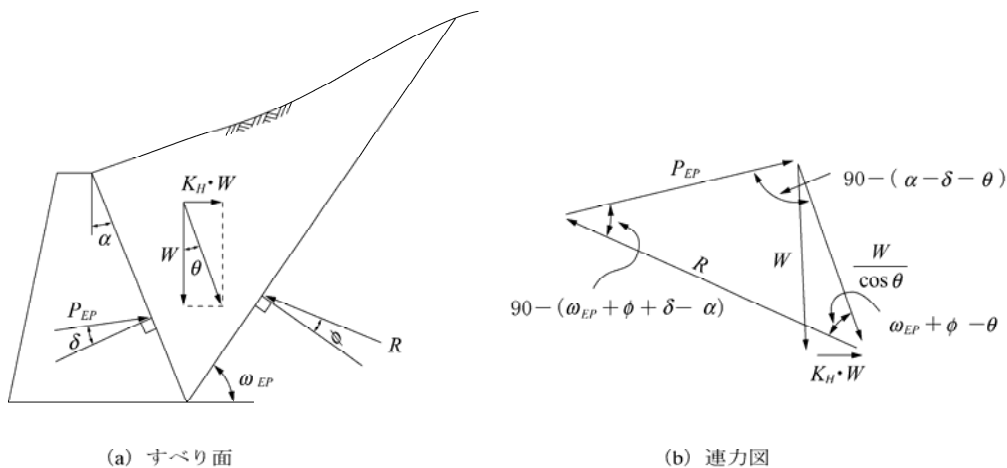


図-10.1.14 地震時受働土圧の考え方

キ 長大法面を有する擁壁に作用する土圧

土のせん断抵抗力と法面勾配の値が近い場合に作用する土圧を、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う等の理由による。

これまでの経験によれば、図-10.1.15に示したかさ上げ盛土高 (H_1/H) が1を超える場合でも土圧は、盛土高 ($H+H_1$) が15mまではかさ上げ盛土高比を1として計算してもよい。

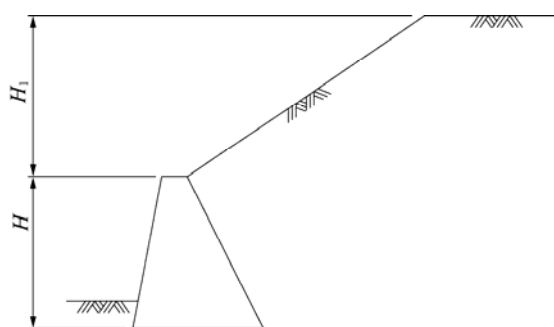
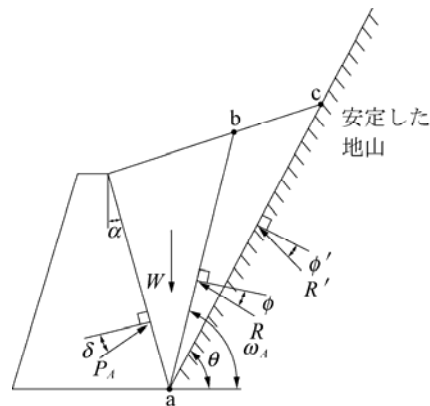


図-10.1.15 かさ上げ盛土高⁸⁾

〔参 考〕切土部擁壁に作用する土圧

切土部擁壁とは、擁壁の背後に切土面や既設擁壁等の構造物が接近して存在しており、土圧が切土面や構造物の影響を受ける擁壁である。

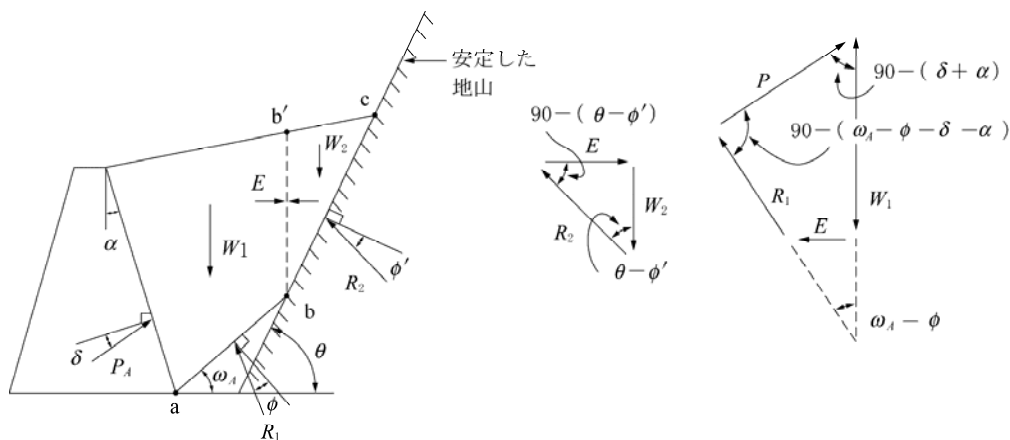
図-10.1.16のような切土擁壁の場合、切土面が安定していれば、すべり面は裏込め土内部（a～b）か、切土面との境界面（a～c）かのいずれかに発生すると考えられるので、両者のいずれか大きい方の土圧を用いる必要がある。裏込め土の内部にすべり面を想定するときの土圧は盛土部擁壁と同様の方法で求めることができるが、すべり面を境界面に想定する場合には境界面の内部摩擦角（ ϕ' ）を用いる必要がある。境界面の内部摩擦角は地山の地質や切土面の粗度等によって異なるが、通常は、 $\phi' = (1 \sim 2/3)\phi$ （ここで、 ϕ ：裏込め土の内部摩擦角）と考えられ、軟岩以上で比較的均一な平面をなしていれば、 $\phi' = 2/3\phi$ 、粗であるか段切り等の処理が施されていれば、 $\phi' = \phi$ と見なすことができる。 ϕ' の値は土圧の大きさに影響を与えるので、その決定には慎重でなければならない。なお、この切土部土圧の検討は地山面の勾配が 45° 以上で、かつ擁壁背面と斜面の下端が水平距離で 1 m 以内の場合に行い、それ以外の場合では行う必要はないようである。

図-10.1.16 切土部土圧の算定法（その1）⁸⁾

また、擁壁が図-10.1.17のように切土面から離れている場合には、裏込め土の内部を通るすべり面のほかに、a～b～cのような折線状のすべり面を考えて土圧を算定する必要がある。この場合の土圧は、次のようにして求めることができる。

まず、かかと a を通るすべり面を仮定して、そのすべり面が切土面に当たる点 b を求め、b から鉛直線を引き地表面との交点を b' とする。b～b' 面で二分された裏込め土は、b～b' 面において内力 E で平衡しているはずであるので、擁壁に作用する土圧は、式 (10.1.16) で表される。

$$P_A = \frac{W_1 \sin(\omega_A - \phi) + W_2 \cos(\omega_A - \phi) \tan(\theta - \phi')}{\cos(\omega_A - \phi - \delta - \alpha)} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.16)}$$

図-10.1.17 切土部土圧の算定法（その2）⁸⁾

[参 考] クーロン公式

擁壁背面の盛土が一樣勾配の場合には、試行くさび法によらずともクーロン公式で同じ土圧が与えられる。

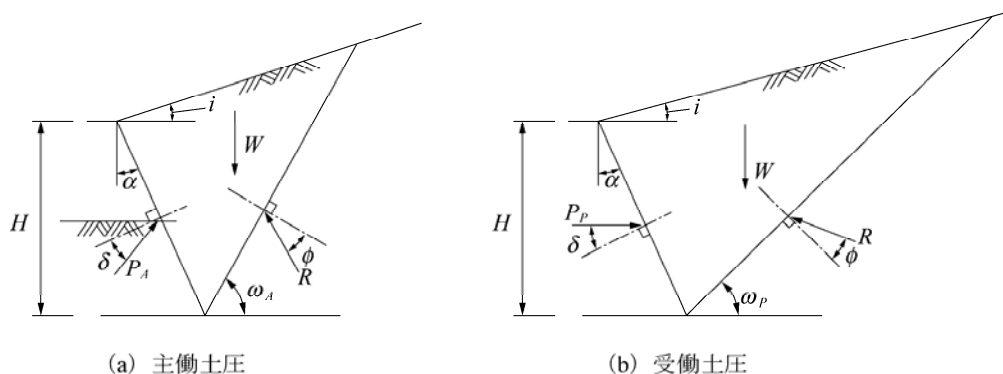


図-10.1.18 クーロンの土圧

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.17)}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \alpha)}} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.18)}$$

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.19)}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \alpha)}} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.20)}$$

ここに、 P_A : 主働土圧 (kN/m)

K_A : クーロンの主働土圧係数

P_P : 受働土圧 (kN/m)

K_P : クーロンの受働土圧係数

α : 壁面傾斜角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°) ただし、主働土圧の場合は表-10.1.16 参照、受働土圧の場合は通常 $\delta=0^\circ$ とする。

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

i : 壁背面の盛土傾斜角 (°)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 壁 高 (m)

(2) 自重

擁壁の安定計算に用いる自重は、擁壁躯体の重量のほか、逆 T 型、L 型擁壁等の場合には、一般にかかと版の突出長が長いために、図-10.1.19 に示すかかと版上の載荷土を躯体の一部とみなし土の重量を含めたものとする。

また、逆 T 型擁壁のつま先版上の土砂は、通常の場合これを無視することができるが、根入れ深さが大きい場合や逆 L 型擁壁等の場合にはその影響を考慮するものとする。

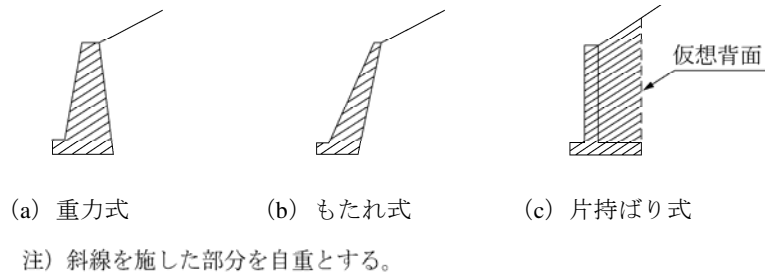


図-10.1.19 擁壁の自重

躯体自重の算出に用いる鉄筋コンクリート及び無筋コンクリートの単位体積重量は、次の値を用いてもよい。

鉄筋コンクリート 24.5kN/m³

無筋コンクリート 23.0kN/m³

(3) 載荷重

設計に用いる載荷重として現場条件により活荷重等を考慮するものとする。図-10.1.20 に載荷重の載荷方法の一例を示す。

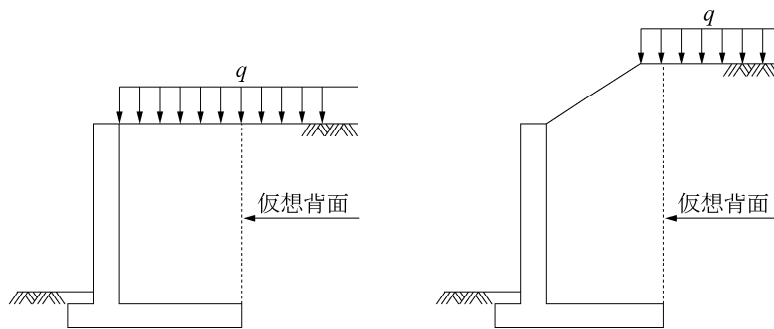


図-10.1.20 載荷重の載荷方法

ア 活荷重

(ア) 自動車荷重

自動車の等分布荷重は、以下の値を標準とする。

$$\text{① T-25} \quad 10\text{kN/m}^2 \left(\frac{245\text{kN}}{9 \times 2.75} \right)$$

$$\textcircled{2} \text{ T-14} \quad 7\text{kN/m}^2 \left(10 \times \frac{137}{196} \right)$$

$$\textcircled{3} \text{ T-10} \quad 5\text{kN/m}^2 \left(10 \times \frac{98}{196} \right)$$

(イ) 群集荷重

群集荷重は歩道等について考慮し、公道の歩道は 5.0kN/m^2 、大型自動車が入らない道路の歩道の場合は 3.0kN/m^2 を標準とする。

ただし、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

なお、活荷重の載荷位置は、安定計算及び部材設計上最も不利な位置に載荷する。

L形擁壁及び逆T型擁壁の場合、転倒、滑動の検討の際には図-10.1.21(b)のように載荷するのが最も不利になるが、基礎地盤支持力の検討、つま先版及びかかと版の部材設計では同図の(a)(b)どちらが不利になるかは条件により異なるので、両方を計算し、大きい方を採用する必要がある。

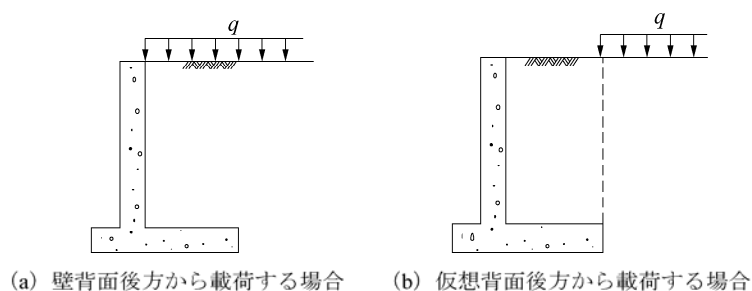


図-10.1.21 活荷重の載荷位置

イ 死荷重

(ア) 雪荷重

雪荷重を考慮する必要がある地方においては、その地方の実情に応じて適当な値を定めるものとする。雪の単位体積重量は季節や地方等によって異なるが、大方の目安は次のとおりである。

- ① 降りたての雪 1.5kN/m^3
- ② やや落ち着いた雪 3.0kN/m^3
- ③ 圧縮された雪 $5.0 \sim 7.0\text{kN/m}^3$

また、路面において自動車荷重と組み合わせる場合は、 1.0kN/m^2 程度（約 15cm 厚さ）を見込めばよい。

(イ) 宅地荷重

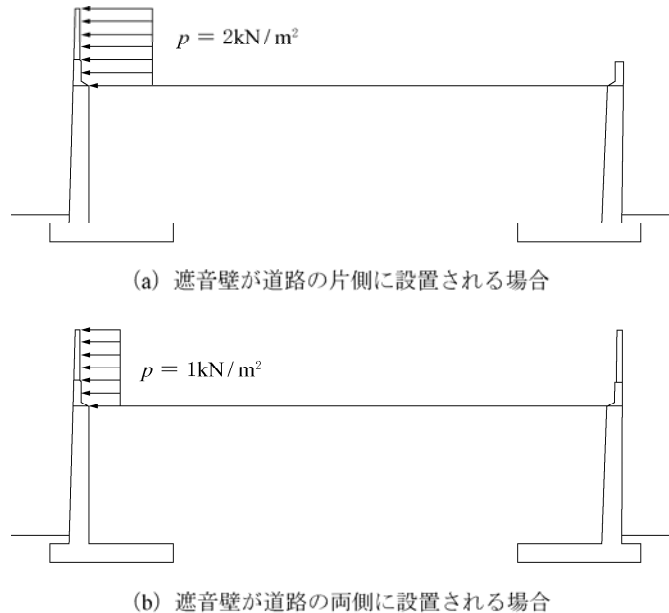
宅地及び宅地見込地の場合には宅地荷重を考慮する。

宅地荷重は、 20kN/m^2 を標準とする。

ただし、自動車荷重と宅地荷重は同時に作用しないものとする。

(4) 風荷重

擁壁の頂部に高さ 5 m 以下の遮音壁を直接設ける場合、堅壁の部材設計には遮音壁に作用する風荷重 p を考慮するものとし、安定計算には考慮しなくてもよい。ただし、高さが 2 m 以下の重力式擁壁等に直接設置する場合、遮音壁の高さが 5 m 以上となる場合では、風荷重により擁壁の安定が左右されることがあるので、風荷重を考慮して安定計算を行う必要がある。

図-10.1.22 風荷重の載荷方法⁸⁾

風荷重は、遮音壁の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさは次のとおりとする。

風上側 2 kN/m^2

風下側 1 kN/m^2

ここで、風上側とは、図-10.1.22(a)に示すように遮音壁が道路の片側にのみ設置される場合で、土圧の作用方向と同じ方向に直接風荷重が作用する場合である。図-10.1.22(b)に示すように、遮音壁が道路の両側に設置される場合には風下側の風荷重値を用いればよい。

[参 考]

単位面積当たりに作用する風荷重 p は、参式(1-1)により求められる。

$$p = \frac{1}{2} \rho U_d^2 C_d G \quad \dots\dots\dots \text{参式 (1-1)}$$

ここに、 p : 単位面積当たりの風荷重 (N/m^2)

ρ : 空気密度 (1.23 kg/m^3)

U_d : 設計基準風速 (m/s)

G : ガスト応答係数

擁壁に作用する風荷重は、設計基準風速を 40m/s、抗力係数を 1.2、ガスト応答係数を 1.9 として計算した値を、遮音壁が設置される道路の周辺には住宅等の建物が密集していることを考慮して 0.8 倍に低減し、やや大きい値をとって上記の値とした。また、風下側の風荷重値については、実験により確認した結果、風下側の 1/2 とした。

(5) 衝突荷重

擁壁の頂部に車両用防護柵等を直接設ける場合、原則として安定計算及び堅壁の部材設計には防護壁に作用する衝突荷重を考慮するものとする。

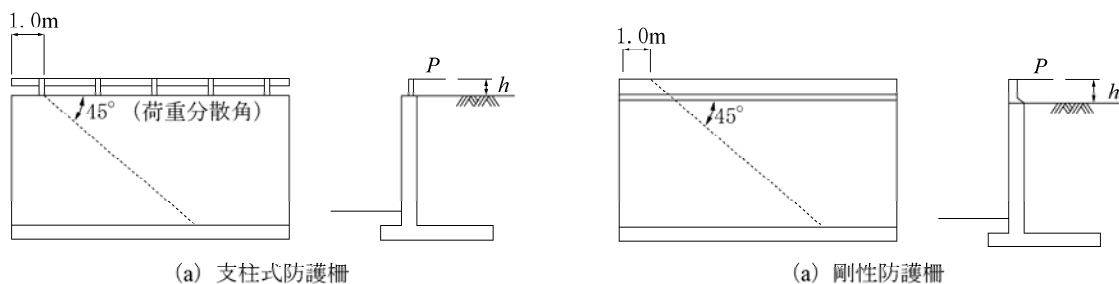
衝突荷重は、防護柵の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさと作用高さは防護柵の形式に応じて表-10.1.18 又は図-10.1.23 に示すとおりとする。ただし、数台の車両が同時に衝突する可能性が小さいことから、衝突荷重は擁壁1ブロック当たり1か所に作用するものとする。

安定検討に当たっては、衝突荷重を1ブロック全体で受け持つものとして計算を行う。また、堅壁の部材設計に当たっては、荷重の分散範囲が擁壁の端部付近では中央部に比較して小さくなることから、図に示すように、擁壁端部から1mの位置に作用する衝突荷重が 45° の角度で荷重分散するものとして部材の有効幅を考え、鉄筋量は全断面にわたって同一とすることができる。

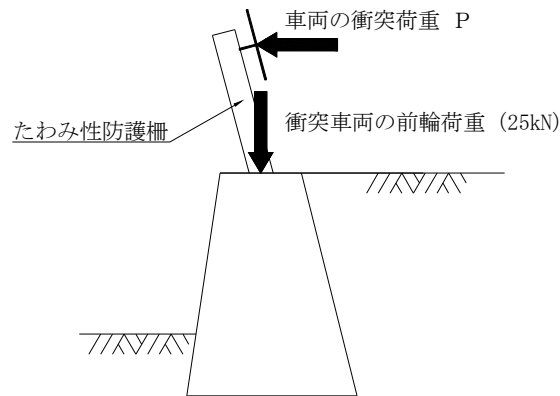
ここで、1ブロックとは通常のコングリート擁壁では伸縮目地で区切られた延長方向の単位を表す。

表-10.1.18 たわみ性防護柵の衝突荷重⁸⁾

防護柵の種別	衝突荷重 P (kN)		擁壁天端からの作用高さ h (m)
	砂詰め固定	モルタル固定	
SS, SA, SB	55	60	0.76
SC	50	60	0.6
A	50	60	0.6
B, C	30	40	0.6

図-10.1.23 擁壁に作用する衝突荷重⁸⁾

たわみ性防護柵は、車両衝突時に支柱が変形し、支柱中心部を乗り上げる形で衝突車両の前輪が通過することから、擁壁頂部にたわみ性防護柵を直接設ける場合には、図-10.1.24 に示すように、衝突荷重と同時に擁壁頂部に衝突車両の前輪荷重 25kN を考慮するものとする。

図-10.1.24 衝突車両の前輪荷重⁸⁾

(6) 水圧

地下水位以下に設置される U 型擁壁や河川の水際に設置される擁壁のように壁の前後で水位差が生じるような場合には、この水位差に伴う静水圧を考慮するものとする。

静水圧は、式により算出するものとする。ただし、擁壁が地下水位以下であっても、擁壁の一部又は全部に水圧が作用しないことが明らかである場合には、擁壁に作用する水圧を低減あるいは考慮しないことができる。

$$P_w = \gamma_w \cdot h$$

ここに、 P_w ：水面からの深さ h における静水圧 (kN/m^2)

γ_w ：水の単位体積重量 (9.8 kN/m^3)

h ：水面からの深さ (m)

(7) 浮力

擁壁が河川等の水際に地下水位以下に設置される場合には、擁壁の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる浮力を考慮する。水位の変動が著しい箇所においては擁壁に最も不利となるように載荷するものとする。例えば、滑動や転倒に対する安定性を検討する場合には浮力を考慮し、支持地盤の支持力、部材の応力度について検討する場合には浮力を無視する方法が考えられる。

擁壁底面の地盤が粘性土層や亀裂の少ない岩盤等の不透水性層の場合でも、経年的な水の浸透等によって浮力が作用する場合がある。このような場合に擁壁の長期的な安定性を検討するためには浮力を考慮するのがよい。

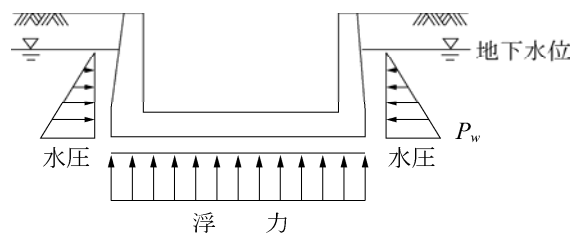


図-10.1.25 U 型擁壁に作用する水圧及び浮力

(8)地震力

ア 基本的な考え方

擁壁に作用する地震時の荷重状態は、常時の場合とは異なる。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、地震の影響を特に考慮しなくても、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。ただし、高さ8m以下の擁壁であっても擁壁の重要度及び復旧の難易度を考慮し、必要に応じて地震時の安定検討を行うものとする。

ここでいう重要度の評価は種々の要因に左右されるが、次のような条件下にある擁壁は一般に重要度が高いといえる。

- ① 鉄道や道路（交通量の少ない道路は除く。）に設けられている場合
- ② 家屋に接するか、近い将来接する可能性のある場合
- ③ 万一倒壊した場合に、地域の現状から復旧が困難と考えられる場合

地震時の安定検討で考慮する設計地震動のレベルについては表-10.1.19を参考として示す。

イ 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次式により算出するものとする。

$$K_H = C_z \cdot K_{hg0}$$

ここに、 K_H ：設計水平震度(小数点以下2桁にまとめる)

K_{hg0} ：構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値で、表-10.1.19参照。

C_z ：地域別補正係数

地域別補正係数(C_z)は、図-10.1.26及び表-10.1.21の地域区分により、表-10.1.20の値を参考とする。

表-10.1.19 構造物の重要度と要求性能に対応する耐震設計に用いる設計水平震度の標準値⁸⁾

重 要 度	C 種 高さ $H=8\text{m}$ 以下で、重要度は低く、かつ復旧が容易なもの	B 種 A 種、C 種以外	A 種 復旧困難で、極めて重大な2次被害を起こす可能性があるもの
耐震設計で考慮する地震動	—	レベル 1 (中規模地震)	レベル 2 (大規模地震)
地盤種別 K_{hg0}			
I 種	—	0.12	0.16
II 種	—	0.15	0.20
III 種	—	0.18	0.24
耐震設計法	—	震度法 (固有周期を考慮しない)	震度法 (固有周期を考慮しない)
照査法	—	注 1)	注 1)
耐震要求性能	耐震性能を設定しない	健全性を損なわない ^{注 2)}	致命的な損傷を防止する

注 1) 「10.1.7.4」表-10.1.6、「10.1.7.5 (3)」の記述を参照のこと。

「10.1.7.5 (3)」の記述に基づき許容応力度法で照査を妨げない。

注 2) 『健全性を損なわない』とは、降伏状態を越え補修が必要となる損傷を生じない程度をいう。

表-10.1.20 地域別補正係数 (C_2)⁹⁾

地域区分	補正係数
A	1.0
B	0.85
C	0.7

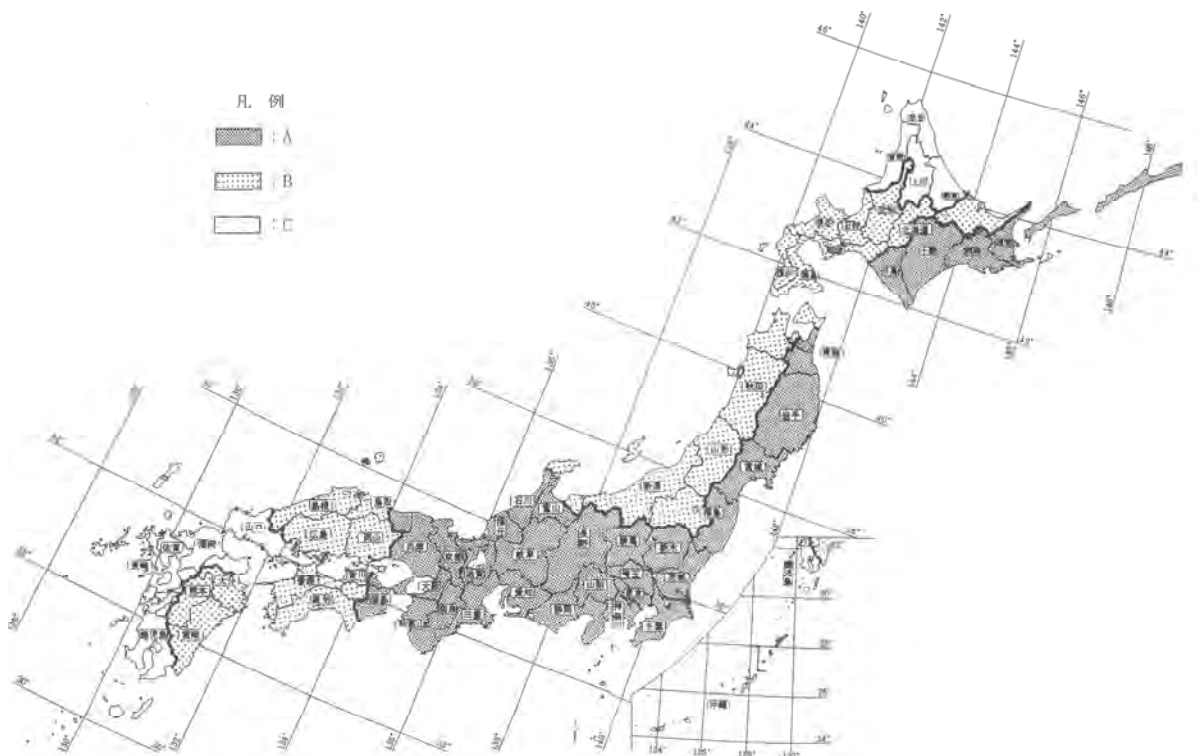
図-10.1.26 地域区分⁹⁾

表-10.1.21 地域区分⁹⁾

地域区分	地域別 補正係数 C_z	対 象 地 域	
A	1.0	(一)	(二) から (四) までに掲げる地方以外の地方
B	0.85	(二)	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、北広島市、石狩市、北斗市、石狩郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、つがる市、平川市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県 徳島県のうち美馬市、三好市、美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、三豊市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡 愛媛県、高知県 熊本県（（三）に掲げる市及び郡を除く） 大分県（（三）に掲げる市及び郡を除く） 宮崎県
C	0.7	(三)	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、及び下川町、中川郡、（上川総合振興局）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡 山口県、福岡県、佐賀県、長崎県 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、天草市、山鹿市、宇土市、玉名郡、葦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、国東市、東国東郡、速見郡 鹿児島県（奄美市及び大島郡除く）
		(四)	沖縄県

注）本表は、「道路土工要綱」によるが、本技術書では市町村合併による名称変更を反映している。

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値 T_G により区別し、表-10.1.22 によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合はⅠ種地盤とする。

地盤の特性値 T_G は、次式によって算出するものとする。

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

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）

値は式によるものとする。

粘性土層の場合 $V_{si} = 100N_i^{1/3}$ （ $1 \leq N_i \leq 25$ ）

砂質土層の場合 $V_{si} = 80N_i^{1/3}$ （ $1 \leq N_i \leq 50$ ）

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、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、又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-10.1.22 耐震設計上の地盤種別¹⁸⁾

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	$0.6 \leq T_G$

ウ 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。なお、片持ばり式擁壁の場合は、躯体とか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-10.1.27）。

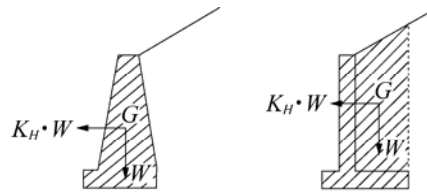


図-10.1.27 地震時慣性力の考え方

エ 地震時土圧の求め方

地震時土圧は、裏込め土に作用する地震時慣性力を考慮して算定する。コンクリート擁壁における地震時土圧の算定法を、「10.1.9 (1) 土圧」に述べている。補強土壁、その他の擁壁においても、同様な方法で地震時土圧を算定するものとする。