

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。

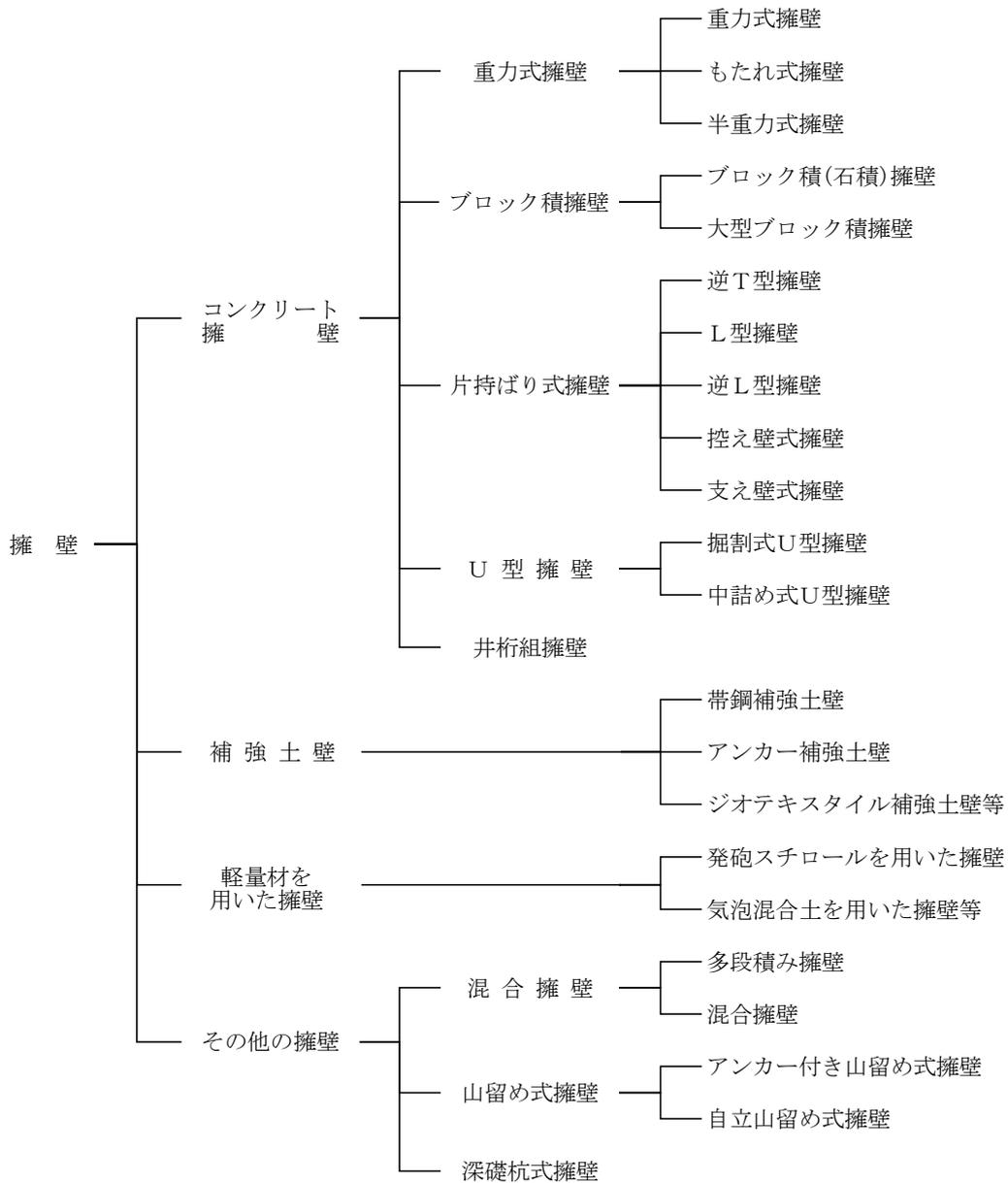


図-10.1.1 擁壁の分類⁸⁾

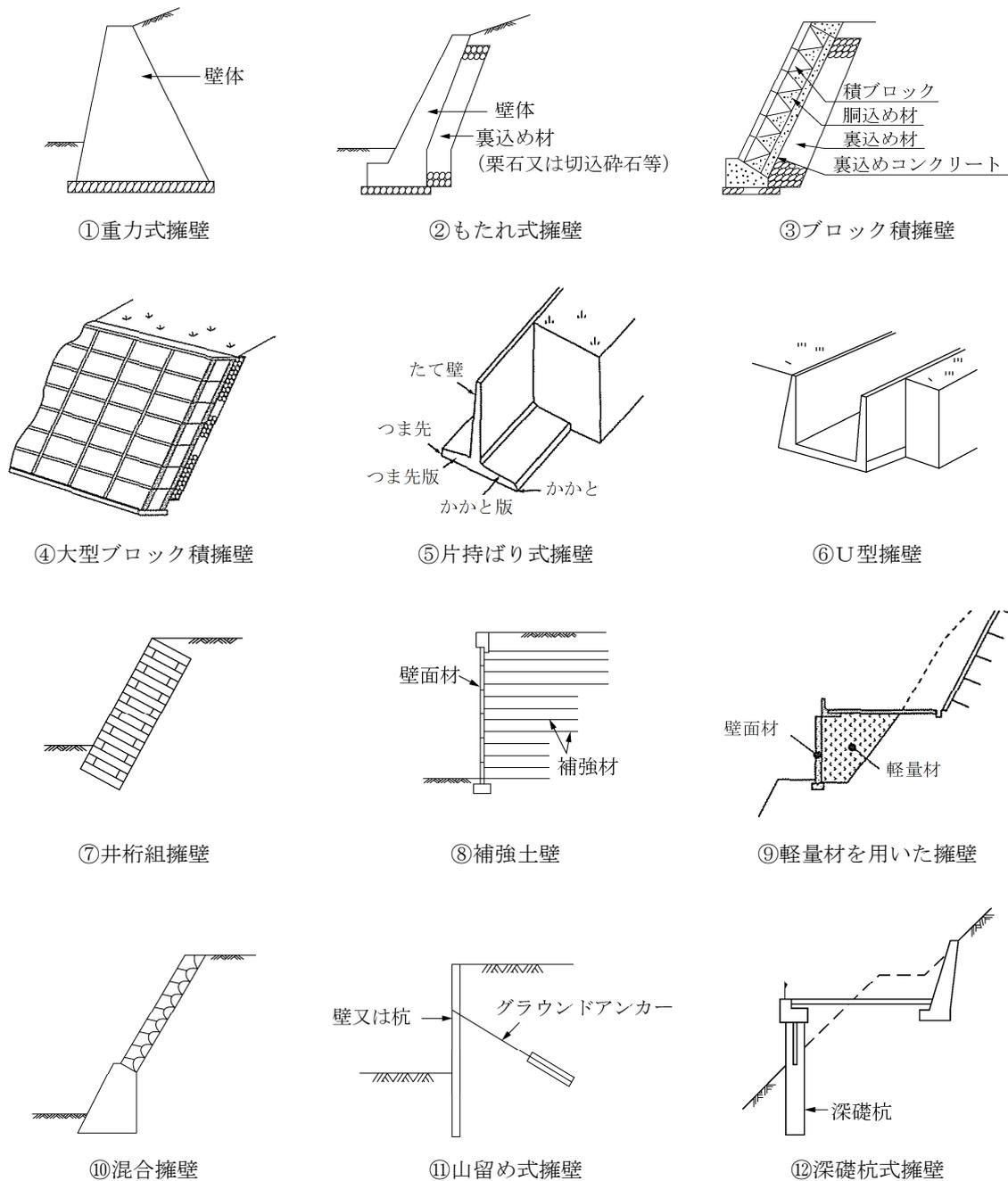


図-10.1.2 各擁壁の概要図

(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ため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。

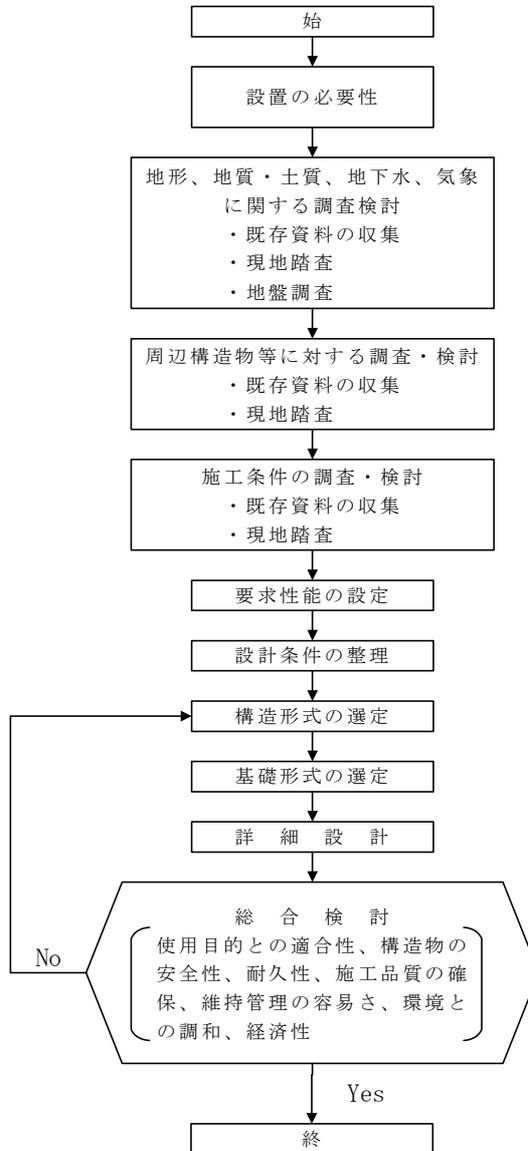


図-10.1.3 擁壁の設計手順⁸⁾

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 (全面通行止めは行方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学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。

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

- 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

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

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

砂質土のせん断抵抗角 ϕ

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

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

$$\sigma'_v = \gamma_{r1} h_w + \gamma'_{r2} (x - h_w) \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.6)}$$

- 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_{r1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
- γ'_{r2} : 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。

注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	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場合、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 $q_a (\text{kN/m}^2)$ ^{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	
				$q_u (\text{kN/m}^2)$	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	
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大き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には、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				軸方向鉄筋中心までの半径 (mm)	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						
				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	φ13×12	15.92	D13×10	12.67	452	346×10 ²	412×10 ²	1.19	
		B		φ16×11	22.12	D13×16	20.27					
		C		φ16×14	28.15	D16×14	27.80					
350	65	A	7~14	φ13×14	18.58	D13×11	13.94	582	622×10 ²	734×10 ²	1.52	
		B		φ16×13	26.14	D13×17	21.54					
		C		φ16×18	36.20	D16×18	35.75					
400	70	A	7~14	φ13×19	25.21	D13×14	17.74	726	103×10 ³	123×10 ³	1.91	
		B		φ16×17	34.19	D16×15	29.79					
		C		φ16×22	44.24	D16×22	43.69					
450	75	A	8~15	φ16×15	30.17	D16×12	23.83	884	162×10 ³	193×10 ³	2.32	
		B		φ16×22	44.24	D16×18	35.75					
		C		φ16×26	52.29	D16×24	47.66					
500	80	A	9~15	φ19×12	34.02	D16×12	23.83	1,056	241×10 ³	285×10 ³	2.77	
		B		φ19×16	45.36	D19×13	37.24					
		C		φ19×22	62.37	D19×22	63.03					
600	90	A	9~11	φ19×12	34.02	D16×13	25.82	1,442	483×10 ³	547×10 ³	3.67	
		B		φ22×16	60.82	D22×12	46.45					
		C		φ22×22	83.62	D22×20	77.42					

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 _{cc} (N/mm ²)	コンクリート 断 面 積 A _c (cm ²)	コンクリート 換算断面積 A _c (cm ²)	換算断面二 次モーメント I _e (cm ⁴)	換算断面 係 数 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 _t (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⁾

寸法		0 mm					1 mm			
外径 <i>D</i> (mm)	厚さ <i>t</i> (mm)	単位質量 <i>W</i> (kg/m)	断面積 <i>A</i> (cm ²)	断面係数 <i>Z</i> (cm ³)	断面二次 モーメント <i>I</i> (cm ⁴)	回転半径 <i>i</i> (cm)	断面積 <i>A</i> (cm ²)	断面係数 <i>Z</i> (cm ³)	断面二次 モーメント <i>I</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 $120\sim 300\text{N}/\text{m}^3$ 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	○	○	—
	地震時土圧	—	—	○
土圧	上載荷重による土圧	○	—	—
	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。

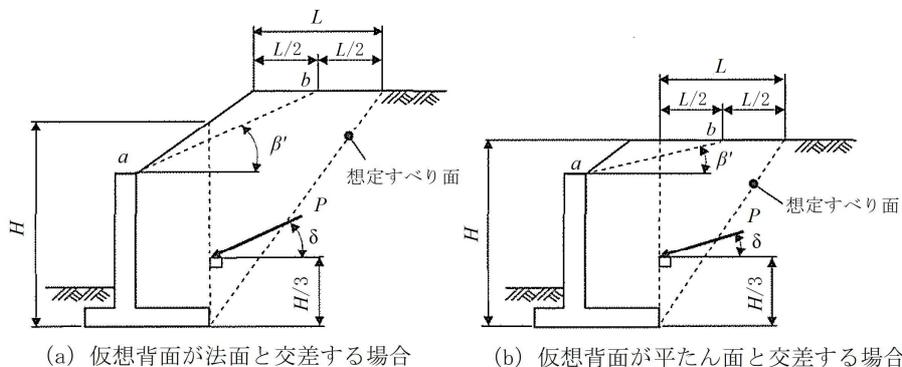
表-10.1.16 壁面摩擦角 (δ) の値

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⁾

ウ 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。

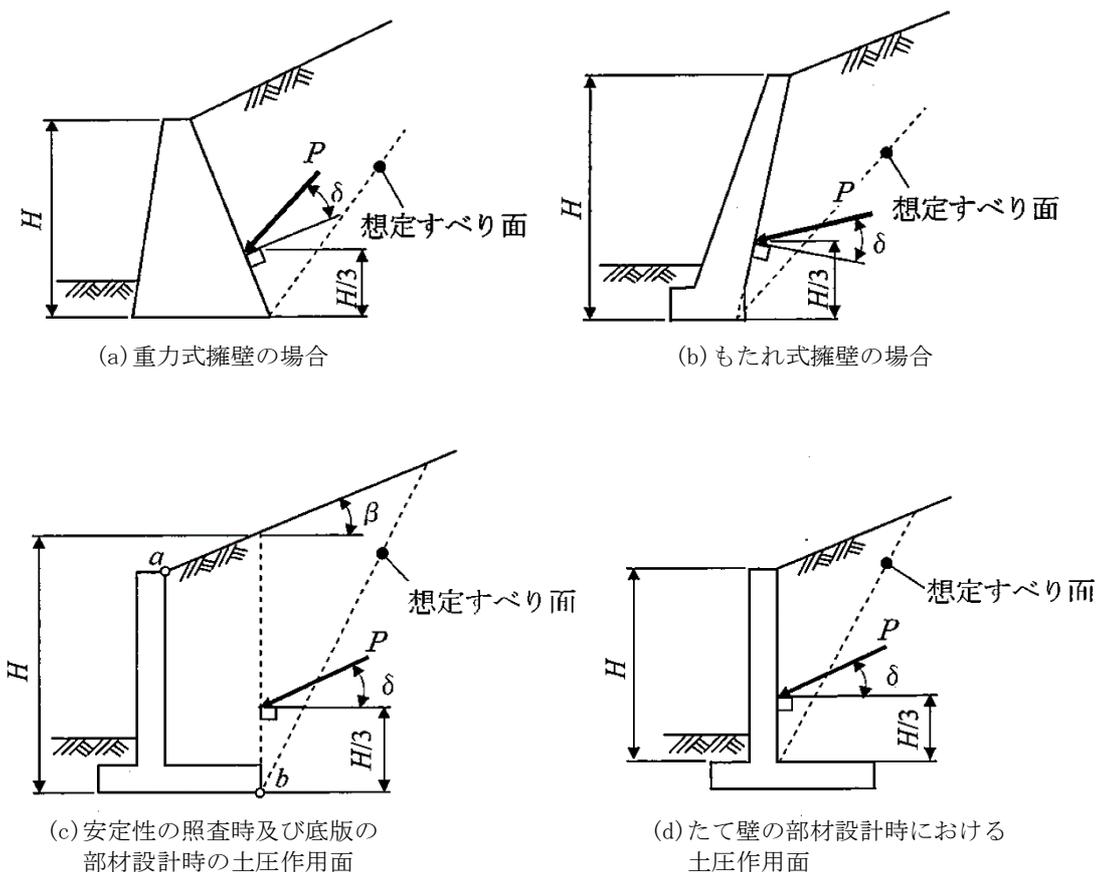


図-10.1.5 土圧の作用面と内部摩擦角⁸⁾

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。

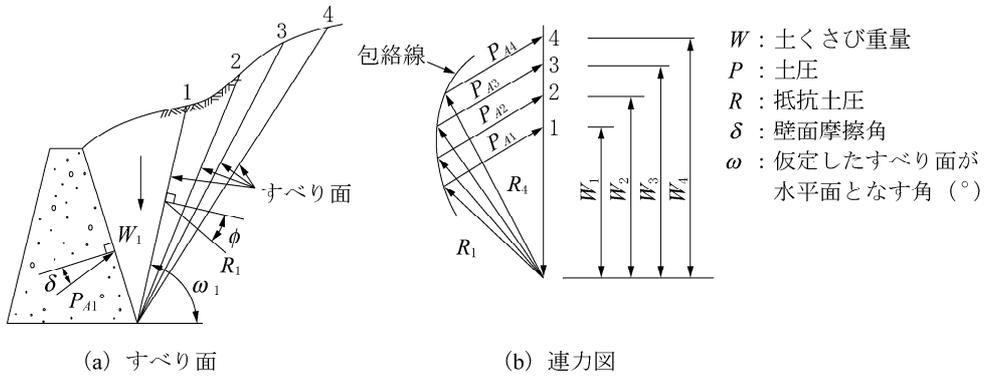


図-10.1.6 主働すべり面、主働土圧の決定法

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, \dots 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, \dots 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。

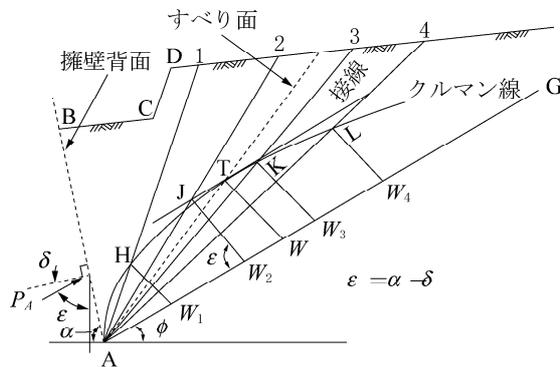


図-10.1.7 クルマンの図解法

(ア) 常時の土圧

a 常時の主動土圧

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動状態といい、このときの土圧 P_A を主動土圧という。

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、主動土圧 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 (°)

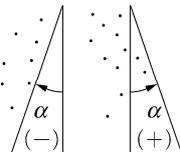


図-10.1.8 α の正負

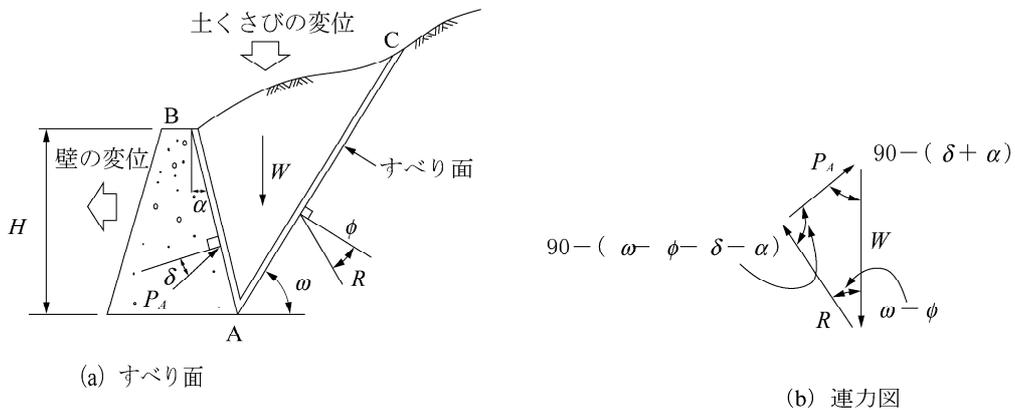


図-10.1.9 主動土圧の説明⁸⁾

また、 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。

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

$$h_p = \frac{1}{3} H \dots\dots\dots \text{式 (10.1.9)}$$

- ここに、 P_{AH} : 主働土圧の水平成分 (kN/m)
 P_{AV} : 主働土圧の鉛直成分 (kN/m)
 h_p : 主働土圧の作用点までの鉛直距離 (m)
 H : 壁 高 (m)

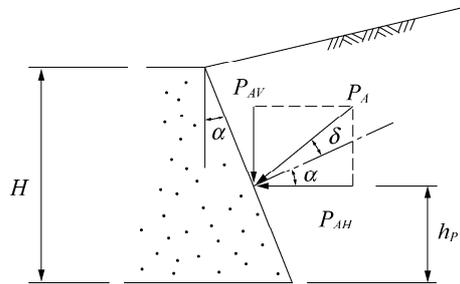
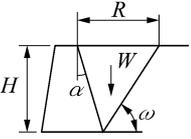
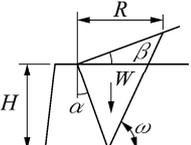
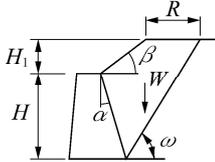
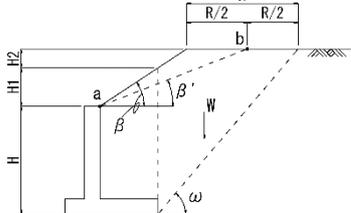
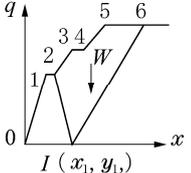


図-10.1.10 常時主働土圧の水平成分と鉛直成分

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。

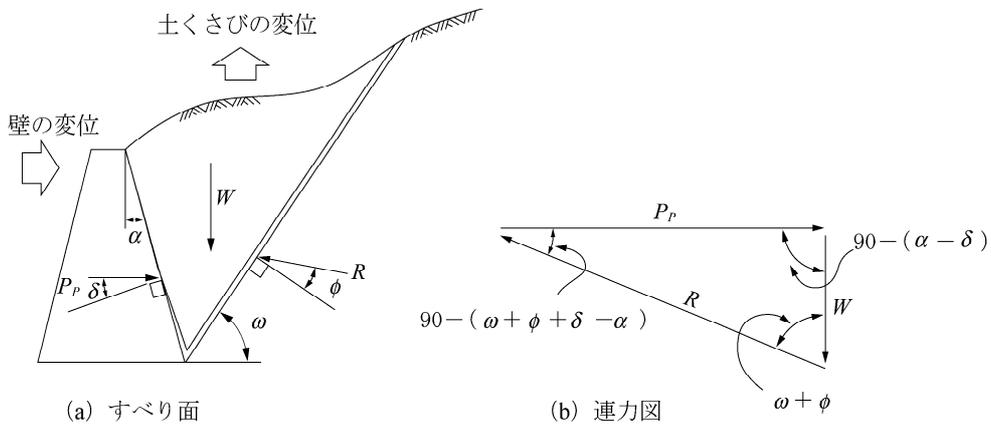


図-10.1.11 受働土圧の説明

(イ) 地震時の土圧

地震時においては、図-10.1.13(a)に示すように、土くさびの重心に慣性力(=K_H・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⁻¹K_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) (°)

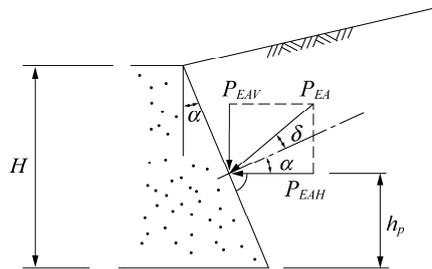
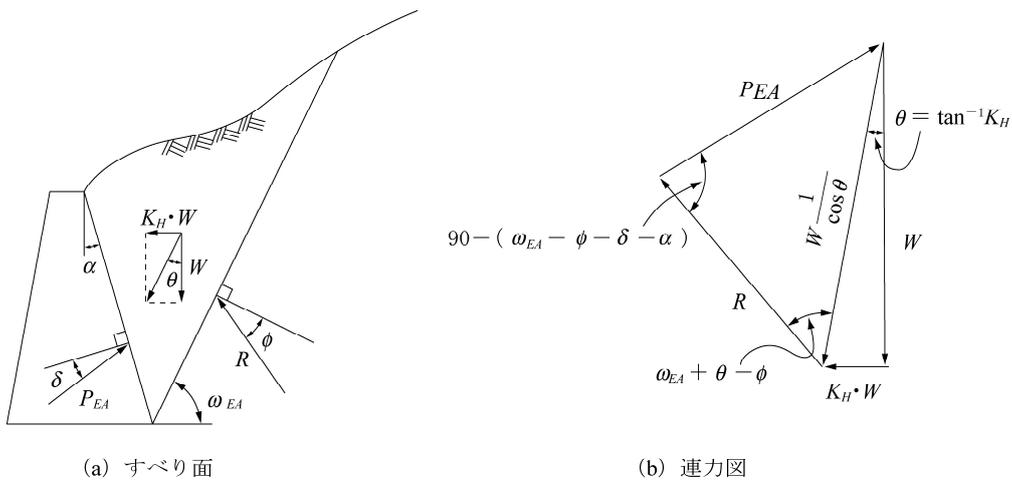


図-10.1.12 地震時主働土圧の水平成分と鉛直成分



(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 (°)

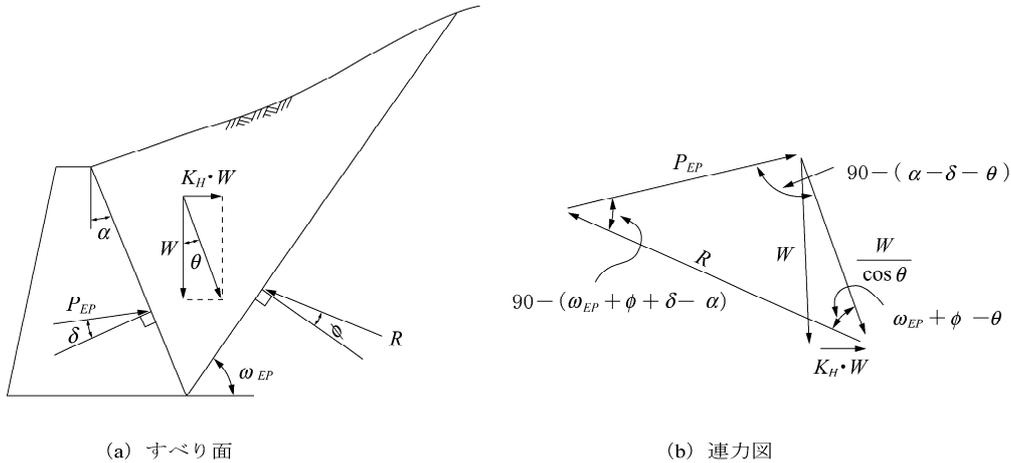


図-10.1.14 地震時受働土圧の考え方

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。

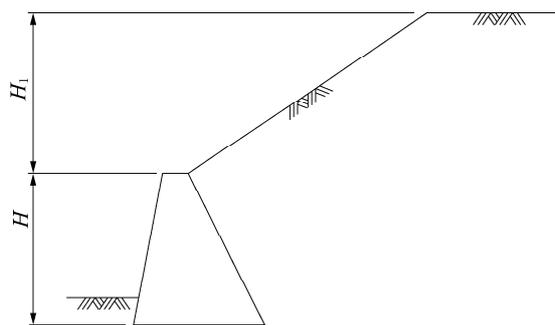


図-10.1.15 かさ上げ盛土高⁸⁾

[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、 $\phi' = (1 \sim 2/3) \phi$ (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。

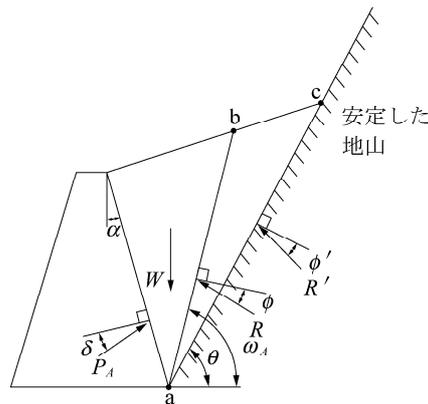


図-10.1.16 切土部土圧の算定法 (その 1) ⁸⁾

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。

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

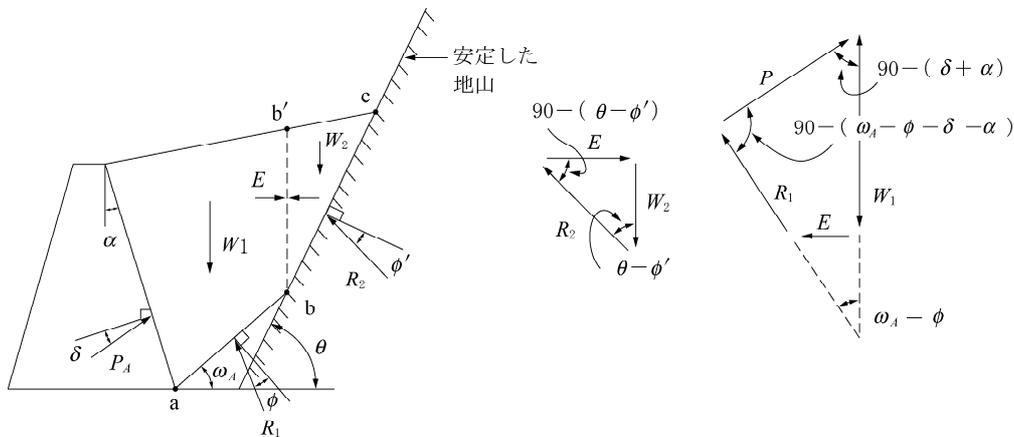


図-10.1.17 切土部土圧の算定法 (その 2) ⁸⁾

[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。

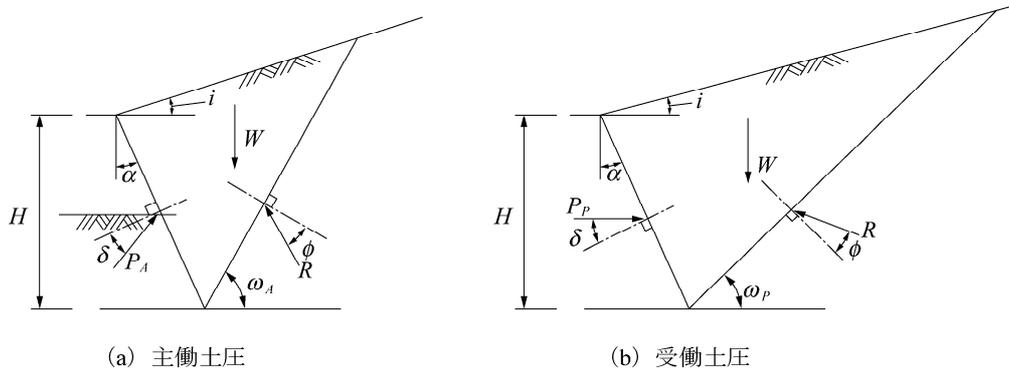


図-10.1.18 クーロンの土圧

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

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

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

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

- ここに、 P_A : 主動土圧 (kN/m)
- K_A : クーロンの主動土圧係数
- 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、主動土圧の場合は表-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。

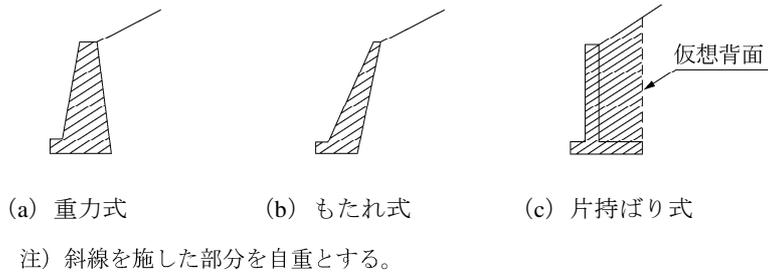


図-10.1.19 擁壁の自重

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。

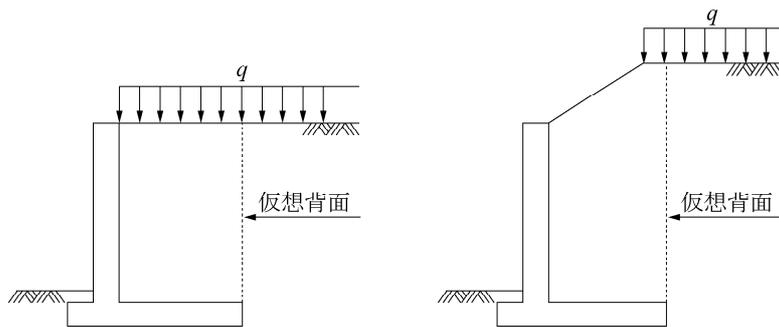


図-10.1.20 載荷重の載荷方法

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。

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

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

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

(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。

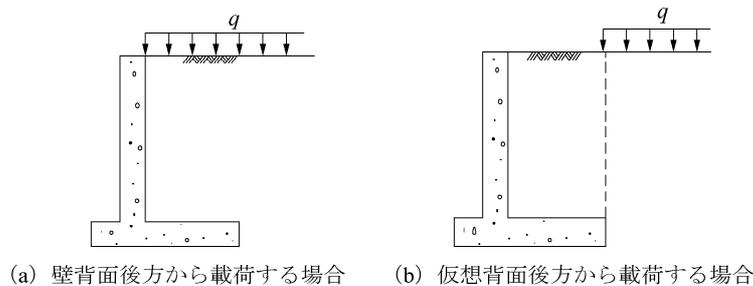


図-10.1.21 活荷重の載荷位置

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5m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2m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5m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。

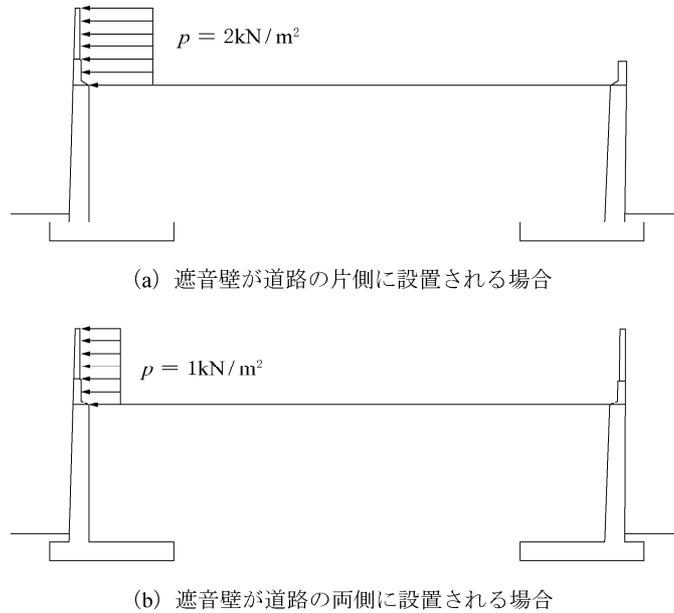


図-10.1.22 風荷重の載荷方法⁸⁾

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/m²
- 風下側 1 kN/m²

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]

単位面積当たりには作用する風荷重 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/m²)
- ρ : 空気密度(1.23kg/m³)
- 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。

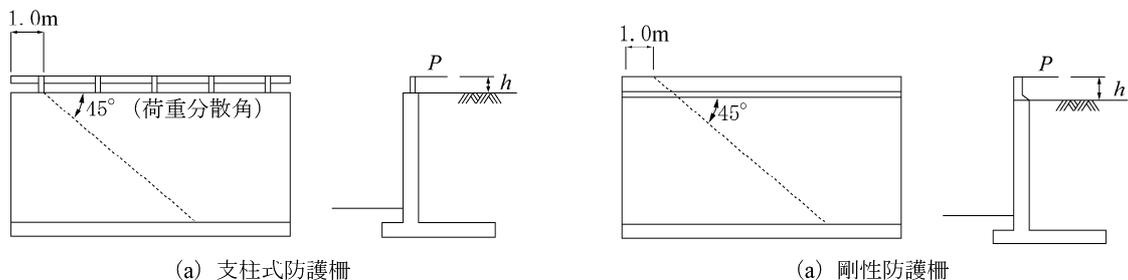
衝突荷重は、防護柵の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさと作用高さは防護柵の形式に応じて表-10.1.18 又は図-10.1.23 に示すとおりとする。ただし、数台の車両が同時に衝突する可能性が小さいことから、衝突荷重は擁壁1ブロック当たり1か所に作用するものとする。

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ク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、支柱中心部を乗り越え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。

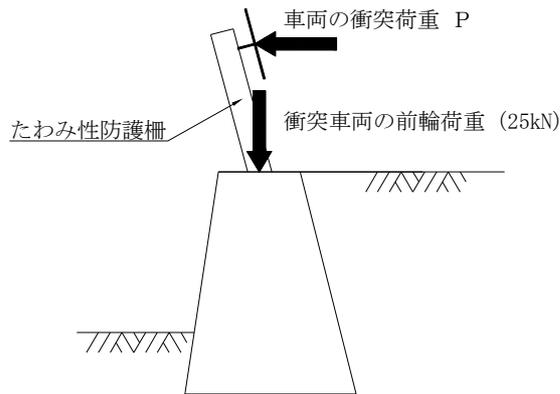


図-10.1.24 衝突車両の前輪荷重⁸⁾

(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 (9.8kN/m^2)

h ：水面からの深さ (m)

(7) 浮力

擁壁が河川等の水際や地下水位以下に設置される場合には、擁壁の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる浮力を考慮する。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。

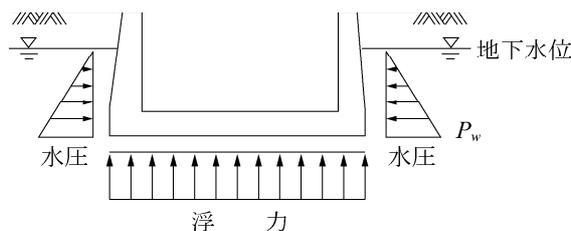


図-10.1.25 U 型擁壁に作用する水圧及び浮力

(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_{hg} ：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 $H=8m$ 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	
			レベル1 (中規模地震)	レベル2 (大規模地震)
耐震設計で考慮する地震動	—			
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

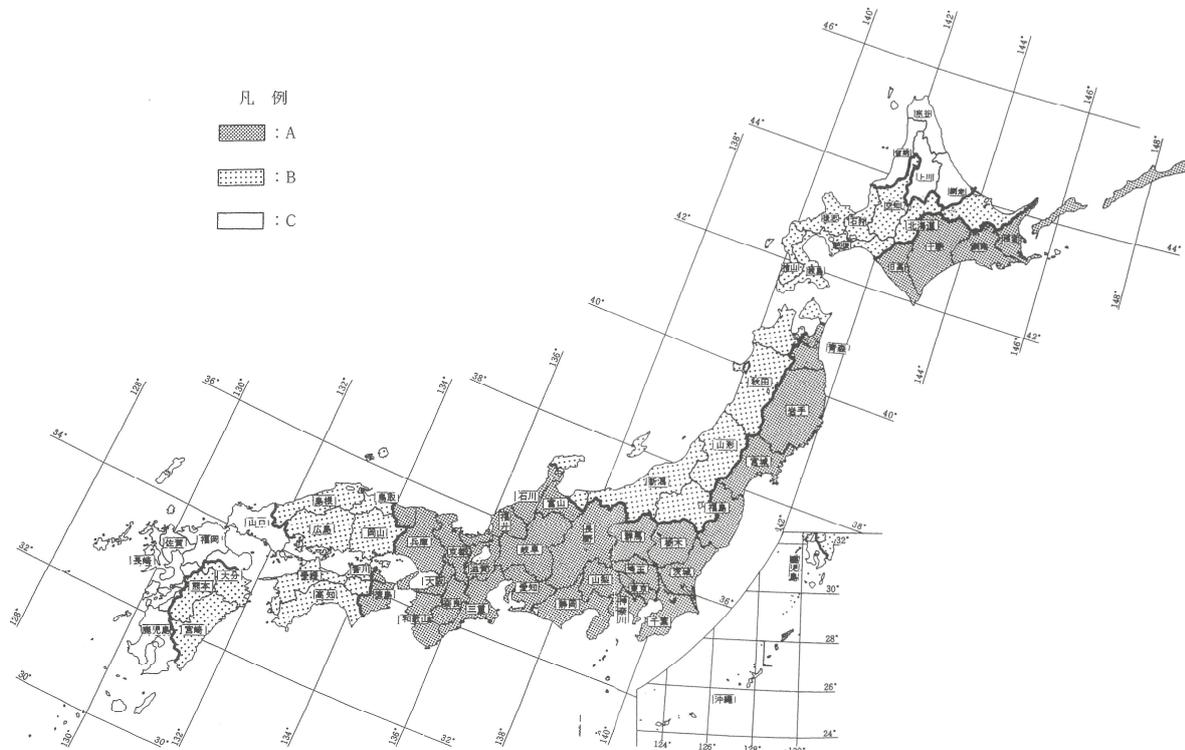


図-10.1.26 地域区分⁹⁾

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)	<p>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</p> <p>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</p> <p>秋田県、山形県</p> <p>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</p> <p>新潟県</p> <p>富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡</p> <p>石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡</p> <p>鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡</p> <p>島根県、岡山県、広島県</p> <p>徳島県のうち美馬市、三好市、美馬郡、三好郡</p> <p>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</p> <p>愛媛県、高知県</p> <p>熊本県（(三)に掲げる市及び郡を除く）</p> <p>大分県（(三)に掲げる市及び郡を除く）</p> <p>宮崎県</p>
C	0.7	(三)	<p>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</p> <p>山口県、福岡県、佐賀県、長崎県</p> <p>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</p> <p>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</p> <p>鹿児島県（奄美市及び大島郡除く）</p>
		(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、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	$0.6 \leq T_G$

リ 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慮して重心位置に作用させる (図-10.1.27)。

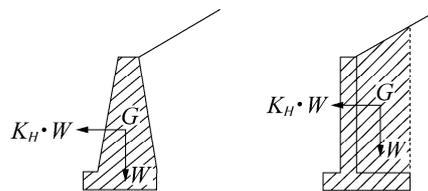


図-10.1.27 地震時慣性力の考え方

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。

10.1.11 安定計算

擁壁の安定に関しては、一般に転倒に対する安定、滑動に対する安定、基礎地盤の支持力に対する安定について検討すればよいが、支持地盤の内部に軟弱な層が存在したり、斜面上に擁壁を設置したりする場合には、背面盛土及び支持地盤を含む全体としての安定について円弧すべり法等により検討を行い、必要に応じて対策工を検討するのがよい。

また、必要に応じて地震時における影響を考慮した安定性についても別途検討することとする。

軟弱地盤上に擁壁を設置する場合や地震時に液状化が発生するおそれがある地盤上に擁壁を設置する場合には「道路土工－軟弱地盤対策工指針」等を参考にして別途安定性の検討を行う必要がある。

(1) 転倒に対する安定

擁壁には躯体自重に加え、様々な力が作用する。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、図-10.1.28(a)、(b)、(c)、(d)のように異なる。

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離 e は、式 (10.1.21) で表される。

$$e = \frac{B}{2} - X_0 = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_t}{\Sigma V} \dots\dots\dots \text{式 (10.1.21)}$$

- $e > \frac{B}{2}$ …… 合力の作用位置が底幅の外にあり、構造物は転倒する。
- $0 \leq e \leq \frac{B}{6}$ …… 合力の作用位置は底幅の中央 1/3 (ミドルサード) 以内にあり、転倒もしないし反力は全て圧縮である。
- $\frac{B}{6} < e \leq \frac{B}{2}$ …… 合力の作用位置は底幅の内にあるので転倒はしないが、構造物の底面後部に引張り応力が生じる。

よって、転倒に対する安定条件は次のようにする。

常 時 : $|e| \leq \frac{B}{6}$

地震時 : $|e| \leq \frac{B}{3}$

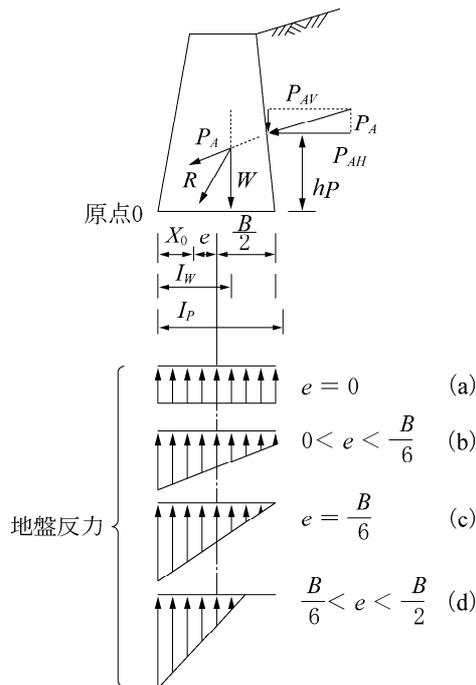


図-10.1.28 荷重の偏心距離 e と地盤反力の関係

ここに、 P_A : 主働土圧 (kN/m)

P_{AV} : 主働土圧の鉛直成分 (kN/m)

P_{AH} : 主働土圧の水平成分 (kN/m)

W : 自重 (kN/m)

I_w : 自重の作用位置 (m)

R : 土圧と自重の合力 (kN/m)

ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN/m)

$$\Sigma V = W + P_{AV}$$

ΣM_r : 原点 0 における全抵抗モーメント (kN・m/m)

$$\Sigma M_r = I_w \cdot W + I_p \cdot P_{AV}$$

ΣM_t : 原点 0 における全転倒モーメント (kN・m/m)

$$\Sigma M_t = h_p \cdot P_{AH}$$

B : 底幅 (m)

e : 合力の偏心距離 (m)

h_p, I_p : 土圧の作用位置 (m)

X_0 : 合力の作用位置 (m)

$$X_0 = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_t}{\Sigma V}$$

(2) 滑動に対する安定

コンクリート擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする力は土圧の水平成分であり、これに抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じる滑動抵抗力である。

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、以下の理由により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。

- ① 洪水や豪雨により前面の土が洗掘されるおそれがある。
- ② 将来、人為的に前面の土が掘削されるおそれがある。(例：埋設管補修、路盤復旧)
- ③ 施工時の乱れや埋戻し時の締固め不足、凍結や融解によって前面土圧が十分発揮されないおそれがある。
- ④ 受働土圧が発生するのに必要な変位量はかなり大きいので、受働土圧を期待するためには擁壁にかなりの変位を許す必要がある。

滑動に対する安全率は、式(10.1.22)を満足しなければならない。

$$\frac{R_H}{\Sigma H} \geq F_s \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.22)}$$

$$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c \cdot B'$$

ここに、 R_H ：滑動抵抗力 (kN/m)

ΣH ：底版下面における全水平荷重 (kN/m)

F_s ：安全率 (常時 1.5、地震時 1.2)

ΣV ：底版下面における全鉛直荷重 (kN/m)

$\mu = \tan \delta$ ：擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

場所打ちコンクリートの場合は、 $\delta = \phi$ (基礎地盤の内部摩擦角)、場所打ちでない場合は、 $\delta = 2/3 \phi$ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 μ の値は 0.6 を超えないものとする。なお、通常の場合、簡便には表-10.1.9 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 μ を表-10.1.9 から求めた場合は、 $c = 0$ とする。

B' ：荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m) で、

$B' = B - 2e$ とする。

B ：擁壁の底版幅 (m)

e ：擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離 (m) で、

図-10.1.28 を参照。

安全率 F_s の値が満足できない場合は、原則として底版幅を増すことにより、安定を図るものとする。ただし、地形条件等の制約によりやむを得ない場合は、基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮すること、あるいは突起を設けること等を検討しなければならない場合もある。

[参 考]

① 前面受働土圧を考慮する場合

通常的设计で擁壁前面の土による滑動抵抗力を無視するのは、洪水時や豪雨時の洗掘、人為的な掘り返し(例えば埋設管補修、路盤復旧工)により前面の土が取り除かれるおそれがあること、凍結や融解によって前面土圧が十分に発揮されないおそれがあること等による。したがって、滑動に対する抵抗力として擁壁前面土の土圧を考慮する場合には、これらについて十分考慮して受働土圧の発揮できる範囲を設定する必要がある。

このため、通常、受働土圧は地表面から 1 m 以上深く仮想地表面を設定する。また、洗掘等の可能性が高い場合は河況等の条件を十分に考慮して仮想地表面を設定し、考慮する土圧の大きさが過大にならないよう安全側の設計をすることが望ましい。な

お、この場合、前面の埋戻しに当たって十分な締固めが行われることが不可欠である。

また、受働土圧が発揮される変位は主働土圧に比べて大きいので、算出した受働土圧に0.5を乗じた値をせん断抵抗力として用いる。

前面土圧を考慮した場合の滑動に対する安全率 F_s は、式 (10.1.23) によって求められる。

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V + c_b \cdot B' + 0.5 P_p}{\Sigma H} \quad \dots \dots \dots \text{式 (10.1.23)}$$

ここに P_p : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (kN/m)
 ΣH : 全水平力 (kN/m)
 ΣV : 全鉛直力 (kN/m)

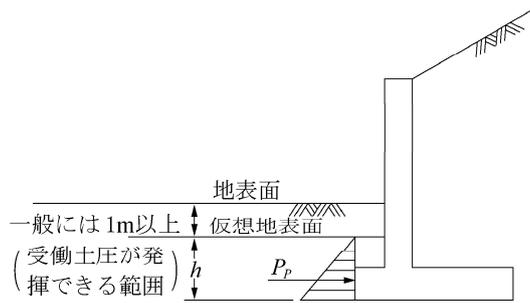


図-10.1.29 擁壁前面の土による受働土圧

② 突起を設ける場合

突起は堅固な地盤や岩盤に対してこれらの地盤を乱さないように、また周辺地盤との密着性を確保するように施工されて初めてその効果が期待できるものである。突起をつけた場合の滑動抵抗力 H_k は、式 (10.1.24) で示される。

$$H_k = \frac{q_1 + q_3}{2} \ell_1 \cdot \tan \phi + \frac{q_2 + q_3}{2} \ell_2 \cdot \tan \delta + c \cdot \ell_1 \quad \dots \dots \dots \text{式 (10.1.24)}$$

ここに、 q_1 、 q_2 、 q_3 : 擁壁底面のつま先、かかと及び突起前面での地盤反力度 (kN/m²)
 ℓ_1 : 突起前面と擁壁つま先との水平距離 (m)
 ℓ_2 : 突起前面と擁壁かかととの水平距離 (m)

なお、岩盤の場合は c のみを評価し、 ϕ を無視する方法があるが、この値は岩盤の種類及び岩盤内の亀裂の状態等により大きく変わるので、その決定には注意を要する。

滑動に対する安全率 F_s は、式 (10.1.25) を満足しなければならない。

$$F_s = H_k / P_{Ah} \geq 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{式 (10.1.25)}$$

突起に加わる水平力は、式 (10.1.26) で示される。

$$H_T = \left\{ \frac{q_1 + q_3}{2} \ell_1 (\tan \phi - \tan \delta) + \frac{q_2 + q_3}{2} \ell_2 \cdot \tan \delta + c \cdot \ell_1 \right\} \frac{1}{F_s} \quad \dots \dots \dots \text{式 (10.1.26)}$$

ここに、 H_T : 突起に加わる水平力 (kN/m)
 F_s : 式 (10.1.25) で求めた安全率

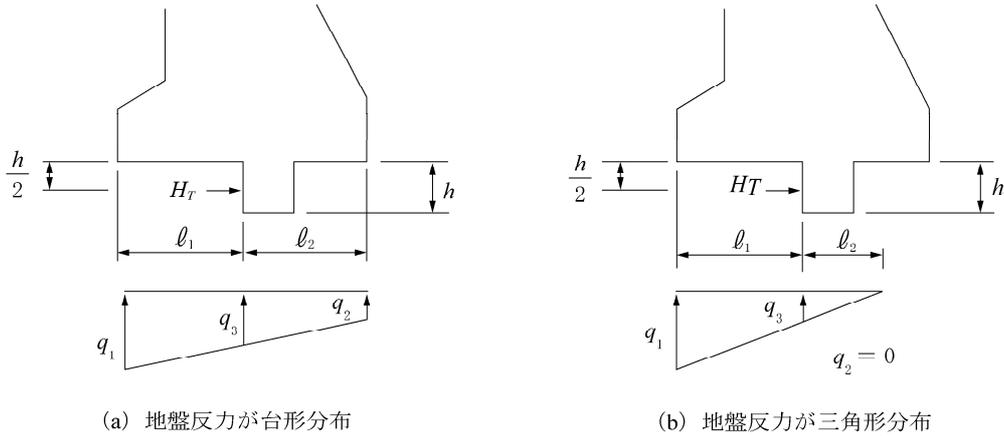


図-10.1.30 地盤反力度及び水平距離のとり方

突起部に作用するせん断力 S 及び曲げモーメント M を、それぞれ式 (10.1.27)、(10.1.28) により求め、応力度の検討を行い、必要に応じて必要鉄筋量を配置しなければならない。

$$S = H_T \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.27)}$$

$$M = H_T \cdot \frac{h}{2} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.28)}$$

ここに、 S : せん断力 (kN/m)
 M : 曲げモーメント (kN・m/m)
 h : 突起の高さ (m)

なお、突起の高さは、擁壁底版幅の 10~15% の範囲に定めるのが望ましい。

(3) 基礎地盤の支持力に対する安定

基礎底面下の地盤に作用する最大の地盤反力度は、基礎地盤の許容支持力度を超えてはならない。すなわち、

$$q_{\max} \leq q_a \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.29)}$$

ここに、 q_{\max} : 地盤に作用する最大の地盤反力度
 q_a : 基礎地盤の許容支持力度

式 (10.1.29) が満足されずに、基礎の支持力が不足する場合は、杭基礎を始めとして地盤改良及び置換え基礎等による基礎処理を行う必要がある。

なお、擁壁が斜面上に設置される場合の許容支持力度は、別途検討を要する。

ア 地盤反力度

基礎地盤にかかる全荷重の合力が偏心している場合は、式 (10.1.30) 又は式 (10.1.31) により地盤反力度を求める。

(ア) 合力の作用点が底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$\left. \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.30)}$$

(イ) 合力の作用位置が底版中央の底版幅 2/3 の中にある場合、かつ、底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) の外にある場合

$$\left. \begin{matrix} q_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{B-2e} \\ q_{\min} = 0 \end{matrix} \right\} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.31)}$$

イ 地盤の許容支持力度

地盤の許容支持力度は、通常の場合簡便には表-10.1.9を用いてよい。なお、計算で求める場合、擁壁のような浅い基礎に対する地盤支持力の検討には、式(10.1.32)、(10.1.33)に示すテルツァギーの修正支持力公式を適用する。

(ア) 長期許容支持力度 (常時)

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.32)}$$

(イ) 短期許容支持力度 (地震時)

$$q_a = \frac{1}{2} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.33)}$$

- ここで、 q_a : 許容支持力度 (kN/m²)
 c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
 γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
 (地下水位下にある部分は水中単位重量をとる。)
 γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量 (kN/m³)
 (地下水位下にある部分は水中単位重量をとる。)
 α, β : 形状係数 (表-10.1.24 参照)

表-10.1.23 支持力係数

	せん断抵抗角 ϕ (°)								
	0	5	10	15	20	25	30	35	40
N_r	0.0	0.2	0.6	1.4	3.2	6.9	15.3	35.2	86.5
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.2

- N_c, N_r, N_q : 支持力係数 (内部摩擦角 ϕ の関数であって、表-10.1.23 から求められる。
 D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)
 (隣接地で掘削の行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならぬ。)
 B : 基礎荷重面の最小幅 (m)

表-10.1.24 形状係数

基礎荷重面の形状	連続
α	1.0
β	1.0

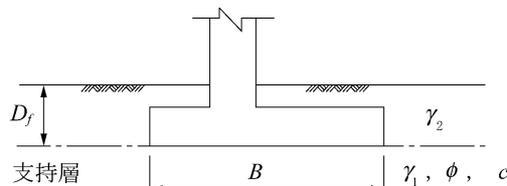


図-10.1.31 式(10.1.32~33)の記号の説明

(4) 擁壁を含めた全体の安定

斜面上や軟弱層を含む地盤上に擁壁が設置されると、擁壁背後の盛土の重量によって地盤に図-10.1.32 に示すような地盤内での破壊や地盤の圧密沈下が生じ、擁壁に変位が生ずることがある。したがって、このような場合には分割法による円弧すべりの安定を検討する必要がある。

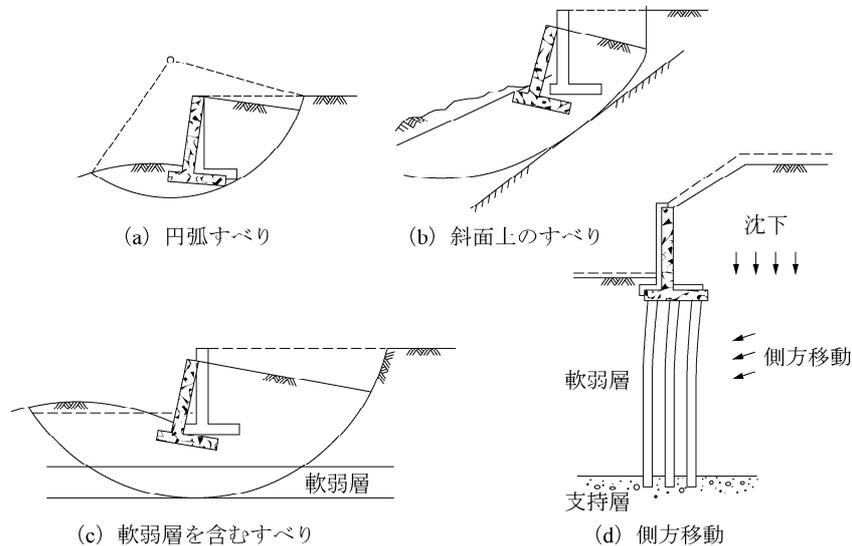


図-10.1.32 擁壁の破壊状態

円弧すべりの安定を検討する方法には、有効応力法と全応力法がある。

有効応力法の場合は、間隙水圧の測定が可能な三軸圧縮試験が必要となるが、裏込め土の含水状態は降雨や浸透水の影響で変化しやすく、また裏込め土中の水は排水施設により速やかに排水されることが設計の前提となっており、土は不飽和状態である。したがって、裏込め土中の間隙水圧を推定することは極めて困難であり、通常は全応力法で検討が行われている。

全応力法による円弧すべりの検討は、式 (10.1.34) により行う。

$$F_s \geq \frac{R \cdot \sum (cl + W' \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot x + \sum H \cdot a} \quad \dots \dots \dots \text{式 (10.1.34)}$$

ここに、 F_s : すべりに対する安全率 (=1.2)

R : すべり円の半径 (m)

c : 土の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

l : 分割片の底辺長 (m)

W' : 分割片の有効重量 (kN/m)

(土の重量と上載荷重との和、水中部分の土については水中重量)

W : 分割片の全重量 (土と水の全重量と上載荷重との和) (kN/m)

x : 分割片の重心とすべり円中心の水平距離 (m)

H : すべり円内の土塊に働く水平力 (水圧、地震力等) (kN/m)

a : 外力 H のすべり円中心に関する腕の長さ (m)

b : 分割片の幅 (m)

α : 分割片底辺の角度 (図-10.1.33 に示す場合を正とする。)

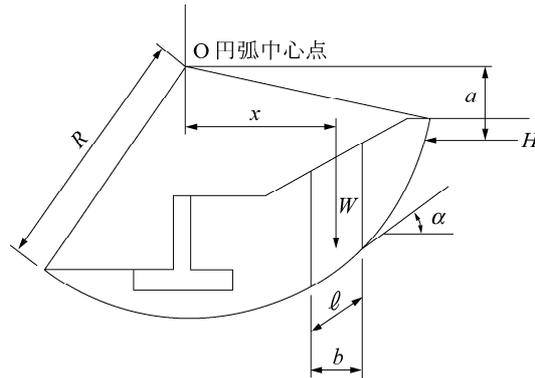


図-10.1.33 擁壁を含めた全体の安定

10.1.12 部材の設計

基準書においては、擁壁の部材設計は、「原則として限界状態設計法を適用して行うこととするが、これにより難しい場合は、許容応力度法を適用して行うことも妨げないこととする。」としている。

(1) 限界状態設計法

限界状態設計法では、あらかじめ、構造物に求められる限界状態（終局限界状態、使用限界状態、修復限界状態）を想定し、これを満足するよう設計することとなるが、具体的な設計に当たっては、設計に必要な部分安全係数等、設計時点における最新の知見に基づき、設計者自らが判断、決定することが求められる。

(2) 許容応力度法

農道で設計される一般的な擁壁の形式（重力式、もたれ式、片持ちはり式等のコンクリート擁壁、補強土壁や軽量材を用いた擁壁）については、これまでの経験・実績等を踏まえて、適切に維持管理がなされることを前提に、許容応力度法に基づいて設計・施工を行えば、その擁壁は想定する作用に対する限界状態を越えないものとみなす。

なお、設計で用いる許容応力度の値は、「9.1.3 設計条件 (5) 許容応力度法を用いる場合の参考値」を参照するものとし、地震の影響、風荷重、衝突荷重を考慮する場合の許容応力度は、その値に表-10.1.25 に示す割増し係数を乗じた値とする。

表-10.1.25 許容応力度の割増し係数⁸⁾

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
衝突荷重を考慮する場合	1.50

以下に、許容応力度法における配筋計画を示す。

ア 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは構造物の重要度、現場の状況等によって決めなければならないが、一般には、「コンクリート標準示方書」（(公社)日本道路協会 令和5年3月）に示す数値以上でなければならない。特に規定のない場合の「かぶり」は、鉄筋表面からコンクリート表面までの最短距離とする。

- ① かぶりは鉄筋の直径以上とするが、一般には以下の値以上とする。
- | | |
|------------|------|
| 一般の条件 | 30mm |
| 腐食性環境 | 50mm |
| 特に厳しい腐食性環境 | 60mm |
- ② 地中に直接打設されるフーチングの底版の外側のかぶりは、75mm 以上必要である。
- ③ 特に厳しい腐食性環境以外における主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は、柱の場合を除き表-10.1.26 を標準とする。
- ただし、小規模の構造物で主鉄筋が 13mm 以下の場合、主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は 50mm とすることができる。

表-10.1.26 鉄筋のかぶりの標準値

施工状態	主鉄筋の径		備 考
	19mm 以下	22mm 以上	
型枠や均しコンクリート施工面	60 (mm)	70 (mm)	部材厚 $T < 300\text{mm}$
	70 (mm)	70 (mm)	部材厚 $T \geq 300\text{mm}$
地中に直接打設する場合の底版下側	90 (mm)	100 (mm)	フーチング
杭頭上	50 (mm)	50 (mm)	底版内に杭頭が 50mm 以上貫入する場合

- ④ 海水の作用を受ける構造物については、かぶりは表-10.1.27 の値以上とする。

表-10.1.27 海水の作用を受ける鉄筋コンクリートのかぶり

状 態	最小のかぶり (mm)
海水に直接接する部分、海水に洗われる部分及び激しい潮風を受ける部分	70
上記以外の部分	50

- ⑤ 水中で施工する鉄筋コンクリートのかぶりは 100mm 以上とする。
- ⑥ 流水、その他によるすりへりのおそれのある部分では、かぶりを適当に増やさなければならない。
- ⑦ 異形鉄筋を束ねて配置する場合の鉄筋かぶりは、束ねた鉄筋の断面積を 1 本の鉄筋と考えて①～⑥を適用する。

イ 鉄筋のあき

鉄筋のあきは部材の種類、寸法、骨材の最大寸法、鉄筋の大きさ等によって異なるが、鉄筋の組立、コンクリートの打設、鉄筋とコンクリートとの付着強度等を考えて定めなければならない。

- ① 梁における鉄筋の水平あきは 20mm 以上で、粗骨材の最大寸法の 4/3 以上、鉄筋直径以上とする。また、正鉄筋又は負鉄筋を 2 段以上に配置する場合には、一般にその鉛直のあきは 20mm 以上、鉄筋の直径以上とする。
- ② 異径鉄筋を束ねて配置する場合の鉄筋のあきは、束ねた鉄筋の断面積の和に等しい断面積の 1 本の鉄筋と考えて①を適用する。

ウ 鉄筋の定着及び継手

鉄筋の継手及び定着については、「コンクリート標準示方書」((公社)日本道路協会 令和 5 年 3 月)によらなければならない。

(ア) 基本定着長

a 引張鉄筋の基本定着長 ℓ_d は、設計実務上 30ϕ とすることができる。また、計算による場合、式 (10.1.35) により求める。ただし、この値は 20ϕ 以上とする。

$$\ell_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4f_{bod}} \phi \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.35)}$$

ℓ_d : 引張鉄筋の基本定着長 (mm)

ϕ : 主鉄筋の直径

f_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度 (SD295 の場合、 $f_{yd}=295\text{N/mm}^2$)

f_{bod} : コンクリートの設計付着強度で、安全係数 γ_c は 1.3 として、次式により求めてよい。

$$f_{bod} = 0.28 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c \quad (\text{ただし、} f_{bod} \leq 3.2\text{N/mm}^2)$$

f_{ck} : 設計基準強度 (N/mm²)

$$\left. \begin{array}{l} \alpha : 1.0 \quad (k_c \leq 1.0 \text{ の場合}) \\ 0.9 \quad (1.0 < k_c \leq 1.5 \text{ の場合}) \\ 0.8 \quad (1.5 < k_c \leq 2.0 \text{ の場合}) \\ 0.7 \quad (2.0 < k_c \leq 2.5 \text{ の場合}) \\ 0.6 \quad (2.5 < k_c \text{ の場合}) \end{array} \right\} \quad (\text{ただし、} k_c \geq \frac{c_b}{\phi} + \frac{15A_t}{s \cdot \phi})$$

C_b : 主鉄筋の下側のかぶりの値と定着する鉄筋のあきの半分の値のうちの小さい方

A_t : 仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積

s : 横方向鉄筋の中心間隔

b 基本定着長の検討例

(a) 計算条件

$$f_{yd} = 295\text{N/mm}^2 (\text{SD295A}), f_{ck} = 21\text{N/mm}^2$$

$$f_{bod} = 0.28 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.28 \times 21^{(2/3)} / 1.3 = 1.64$$

$$\alpha = 0.6 (k_c = 3.15 > 2.5 \text{ から})$$

$$k_c = C_b / \phi + 15A_t / (s \cdot \phi)$$

$$= 60/19 + (15 \times 0) / (300 \times 19) = 3.15$$

(スラブの場合で、主筋 D19@300、配力筋 D13@250 のケース)

(定着部は補強筋なし、配力筋のみ)

A_t : 配力筋 (D13) は仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋とはみなさない。

$$\phi = 19$$

(b) 基本定着長の計算

$$\ell_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4f_{bod}} \phi$$

$$= 0.6 \times 295 \times 19 / (4 \times 1.64) = 512.7 (\text{mm})$$

$$= 26.98\phi \approx 30\phi$$

表-10.1.28 C_b 値の計算表

鉄筋 呼び径	鉄筋直径 ϕ (mm)	鉄筋 断面積 A_r (mm ²)	鉄筋 かぶり C (mm)	鉄筋 中心間隔 s (mm)	鉄筋のあき a (mm)	鉄筋の あきの半分 $a/2$ (mm)	$C_b : C$ と $a/2$ の小さい方
主筋 D19	19	—	60 (50.5)	300	281	140.5	60
配力筋 D13	13	507	50 (43.5)	250	—	—	—

注) () 書きは鉄筋外側からのかぶり寸法

(c) 圧縮鉄筋の基本定着長は、 a により求まる l_d の 0.8 倍とすることができる。

(イ) 鉄筋の継手

a 鉄筋の継手位置は相互にずらして、同一断面に集めてはならない。このため、継手位置を軸方向に相互にずらす距離は、継手の長さに鉄筋直径の 25 倍か、断面高さのどちらか大きい方を加えた長さ以上を標準とする。また、応力の大きい部分では鉄筋の継手はできるだけ避けなければならない。

b 軸方向鉄筋に重ね継手を用いる場合には、次の (a) ~ (e) の規定に従わなければならない。

(a) 配置する鉄筋量が、計算上必要な鉄筋量の 2 倍以上、かつ同一断面での継手の割合が 1/2 以下の場合には、重ね継手の重ね合わせ長さは基本定着長 l_d 以上としなければならない。

(b) (a) の条件のうち一方が満足されない場合には、重ね合わせ長さは基本定着長 l_d の 1.3 倍以上とし、継手部を横方向鉄筋等で補強しなければならない。

(c) (a) の条件の両方が満足されない場合には、重ね合わせ長さは基本定着長 l_d の 1.7 倍以上とし、継手部を横方向鉄筋等で補強しなければならない。

(d) 低サイクル疲労を受ける場合には、重ね合わせ長さは基本定着長 l_d の 1.7 倍以上とし、フックを設けるとともに、継手部をらせん鉄筋、連結用補強金具等によって補強しなければならない。

(e) 重ね継手の重ね合わせ長さは、鉄筋直径の 20 倍以上とする。

(ウ) 鉄筋の定着

① 鉄筋端部は、コンクリート中に十分埋込んで、鉄筋とコンクリートとの付着力によって定着するか、フックをつけて定着するか、又は機械的に定着するかしなければならない。引張鉄筋に普通丸鋼を用いる場合には、その端部に必ず半円形フックをつけて定着しなければならない。圧縮鉄筋の定着にはフックの効果を考慮しない。

② 鉄筋の定着長 l_0 は、基本定着長 l_d 以上でなければならない。

この場合に、配置される鉄筋量 A_s が計算上必要な鉄筋量 A_{sc} よりも大きい場合、式 (10.1.36) によって定着長 l_0 を低減することができる。

$$l_0 \geq l_d \cdot (A_{sc}/A_s) \quad \dots \dots \dots \text{式 (10.1.36)}$$

ただし、 $l_0 \geq l_d/3$ 、 $l_0 \geq 10\phi$

ϕ : 鉄筋直径

l_0 : 鉄筋定着長

引張鉄筋は、引張応力を受けないコンクリート内に定着長 l_0 以上延ばすのを原則とす

る(図-10.1.34)。やむを得ずコンクリートの引張部に引張筋を定着する場合には、鉄筋が計算上不要となる位置から、部材の有効高さ(d) + 定着長(l_0)以上延ばす。

- ③ 引張鉄筋の端部は、原則として引張応力を受けないコンクリートに定着しなければならない。

やむを得ずコンクリートの引張部に引張鉄筋を定着する場合には、図-10.1.34に示すように、鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要がなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長(l_0)以上延ばさなければならない。

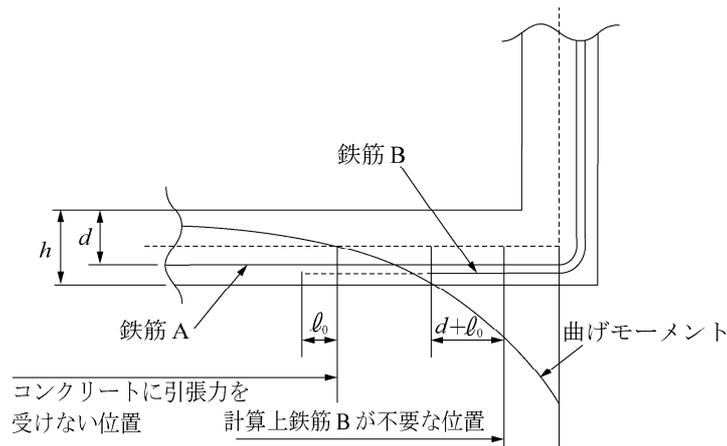


図-10.1.34 鉄筋の定着位置

- ④ 梁の正鉄筋の少なくとも1/3は、これを曲げ上げないで支点を越えて定着しなければならない。
- ⑤ 片持梁の負鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要がなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ曲げ下げるか、そのまま延ばすかして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。また、固定梁、又は連続梁の負鉄筋の少なくとも1/3は反曲点を越えてスパンの1/16以上で部材の有効高さ(d)以上延ばさなければならない。
- ⑥ 片持梁の支承部の負鉄筋の端は、鉄筋の全強を受けるのに十分な長さを支承中に延ばさなければならない。
- ⑦ 折曲鉄筋は、その延長を正鉄筋若しくは負鉄筋として用いるか、又は折曲鉄筋端部を梁の上面若しくは下面に所要のかぶりを残してできるだけ接近させ、梁の上面若しくは下面に平行に折り曲げて水平に延ばし圧縮部のコンクリートに定着することが望ましい。

エ 鉄筋の曲げ形状

- ① 鉄筋端部のフックは、図-10.1.35によるものとする。また、折り曲げ内半径は、SD295、SD345の場合ではフックで鉄筋直径の2.5倍以上とする。

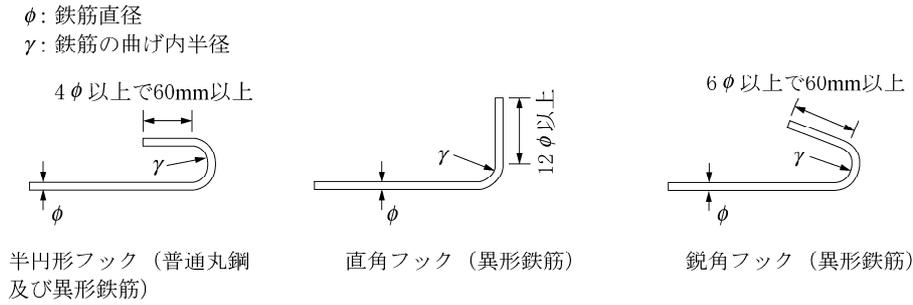


図-10.1.35 鉄筋端部のフックの形状

② 折曲鉄筋の曲げ半径は、鉄筋直径の5倍以上とする。コンクリート部材の側面から $2\phi + 20\text{mm}$ 以内の距離にある鉄筋を折曲鉄筋として用いる場合には、その曲げ半径を鉄筋直径の7.5倍以上とする。

ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の10倍以上とする（図-10.1.36）。

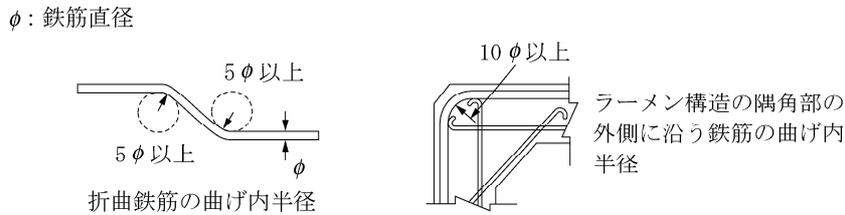


図-10.1.36 鉄筋の折り曲げ内半径

表-10.1.29 異形鉄筋及び普通鉄筋の加工寸法表

(単位: mm)

項目	径区分	記号	D10	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32
継手長		L 注1)	100	130	160	190	220	250	290	320
		L_0 注2)	300	390	480	570	660	750	870	960
折り曲げ鉄筋(45°)		R_1	50	70	80	100	110	130	150	160
		R_1'	60	80	90	110	130	140	160	180
		L_1	50	60	70	90	100	110	130	140
直角フック		R_2	30	40	40	50	60	70	80	80
		R_2'	30	40	50	60	70	80	90	100
		a_2	50	60	80	90	110	130	140	160
		b_2	120	160	200	230	270	300	350	390
		L_2	170	220	280	320	380	430	490	550
半円形フック		R_3	30	40	40	50	60	70	80	80
		R_3'	30	40	50	60	70	80	90	100
		a_3	90	130	160	190	220	250	280	310
		b_3	60	60	70	80	90	100	120	130
		L_3	150	190	230	270	310	350	400	440

注1) 継手長 (L) は、アーク継手 ($L=10D$) の数値である。

注2) 継手 (L_0) は、 $\sigma_{sa}=176\text{N/mm}^2$ 、 $\tau_{0a}=1.5\text{N/mm}^2$ についての数値である。

$$L_0 \geq 30D、L_1 = \frac{2}{8} \pi \cdot R_1'$$

$$L_2 = a_2 + b_2、L_3 = a_3 + b_3$$

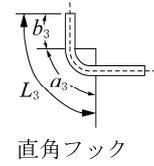
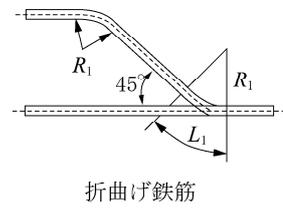
$$R_1 = 5D、R_2 = 2.5D$$

$$R_3 \geq 2.5D、R' = R + \frac{1}{2} D$$

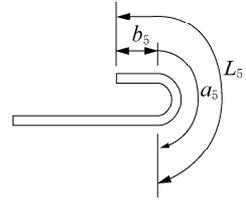
$$a_2 = \frac{2}{4} \pi \cdot R_2'、a_3 = \frac{2}{2} \pi \cdot R_2'$$

$$b_2 \geq 12D \text{ 又は } 60\text{mm}$$

$$b_3 \geq 4D \text{ 又は } 60\text{mm}$$



直角フック



半円形フック

図-10.1.37 記号説明図

- D : 鉄筋の直径
- $R_1 \sim R_3$: 加工半径
- $R_1' \sim R_3'$: 鉄筋の中心までの半径
- $L_1 \sim L_3$: 所要長

オ ハンチ

ハンチは構造物の直角あるいは鋭角の隅角部に設け、この部分の応力集中を防止するとともに部材の強度を増すために設ける。

- ① ハンチは箱型断面あるいは鉛直擁壁の規模によって表-10.1.30の数値を標準にする。
- ② ハンチの内側には補強のため、図-10.1.38に示すように、ハンチ内側に沿った配筋をしなければならない。この場合、引張鉄筋を折り曲げて配筋してはならない。

表-10.1.30 ハンチの大きさ

鉛直擁壁の高さ (mm)	ハンチの大きさ (mm)
1,000 未満	—
1,000 以上 2,500 未満	150×150
2,500 以上	200×200

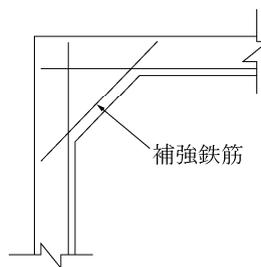


図-10.1.38 ラーメンのハンチ、内側に沿う補強鉄筋

カ 鉄筋の種類及び鉄筋径

鉄筋の種類は、原則として異形棒鋼 SD295、SD345 を使用し、鉄筋径は D13～D32 を使用する。

キ 配筋要領

逆 T 型擁壁及び L 型擁壁の配筋上の目安を示せば、次のとおりである。

(ア) 主鉄筋

部材設計により決定された鉄筋を配置する。

(イ) 配力鉄筋

主鉄筋の 1/6 以上の鉄筋を主鉄筋と直角方向に、主鉄筋の内側に配置する。

(ウ) 用心鉄筋

用心鉄筋は、広い露出面を有するコンクリートの表面近くに配置しなければならない。擁壁には、壁の露出面に近く、水平方向に壁の高さ 1.0m 当たり 5.0cm^2 以上の断面積の鉄筋を中心間隔 30cm 以下 (D13@250 程度) で配置する。また、壁厚が 20cm 以上の場合には、圧縮側も引張主鉄筋の 1/6 以上の鉄筋を縦方向に配置する。

(エ) 組立鉄筋

主鉄筋及び配力鉄筋を現場で組立てるのに必要な鉄筋を配置する。

10.1.13 基礎の設計

擁壁の基礎形式は、直接基礎と杭基礎に大別される。直接基礎は良質な支持層上に設けるのが基本であるが、支持地盤の条件等によっては安定処理や置換えを行った改良地盤に直接基礎を設ける場合がある。また、地表近くに支持地盤がない場合は杭基礎を設ける場合がある。杭基礎の形式は摩擦杭と支持杭に大別される。

(1) 設計一般

擁壁の直接基礎は、良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面の下の地盤のみで支持させることを原則とする。(図-10.1.39)

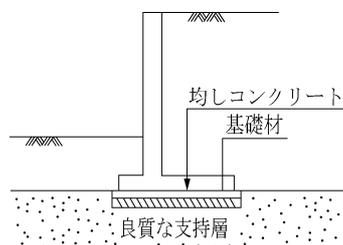


図-10.1.39 直接基礎

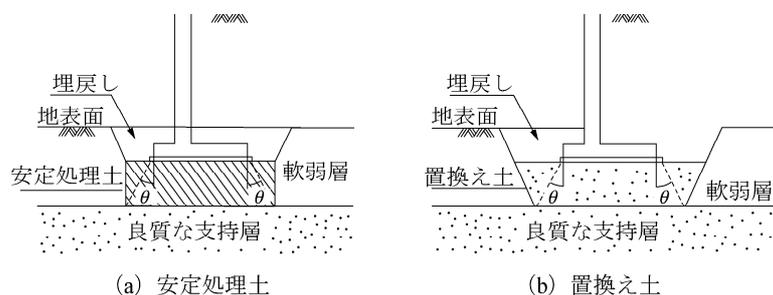


図-10.1.40 改良地盤上の直接基礎

なお、表層は軟弱であるが、比較的浅い位置に良質な支持層がある場合には、支持層まで根入れさせる方法のほか、安定処理や良質土による置換えを行い改良地盤を形成してこれを支持地盤とし、その上に直接基礎を設ける方法がある。(図-10.1.40)

(2) 基礎の根入れ

擁壁の直接基礎の根入れ深さは、地表面から支持地盤までの深さとし、原則として50cm以上は確保するものとする。ただし、片持ばり式擁壁のように底版を有する形式の擁壁においては底版厚さに50cm以上を加えた根入れ深さを確保するものとする。また、中位の砂質地盤において高さ2.5m以上の重力式擁壁を設ける場合には、擁壁高さの0.2倍以上の十分な根入れ深さを確保することが望ましい。

ブロック積擁壁においては、積みブロック1個以上が土中に没する程度の根入れを確保すればよい。ただし、大型ブロック積擁壁の根入れ深さは原則として50cm以上は確保するものとする。

また、直接基礎の根入れ深さの決定に当たっては、将来予想される地盤の洗掘や掘削（既設構造物の維持補修や改築、新規構造物の施工等）の影響を考慮する必要がある。特に、河川等の浸水域内に直接基礎を設ける場合には、河床低下や洗掘について十分検討した上で根入れ深さを決めなければならない。また、図-10.1.41(d)に示すように、擁壁に接して河床低下や洗掘のおそれのないコンクリート水路を設ける場合の根入れ深さは、原則として水路底面から30cm以上確保するものとする。なお、基礎が岩盤の場合は図-10.1.42を参考とする。

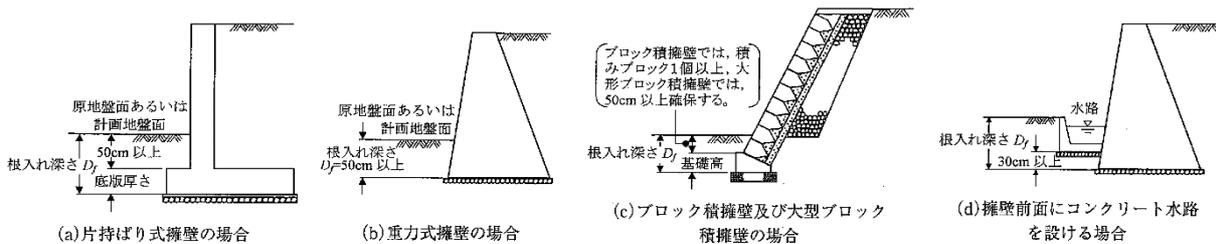


図-10.1.41 基礎の根入れ⁸⁾

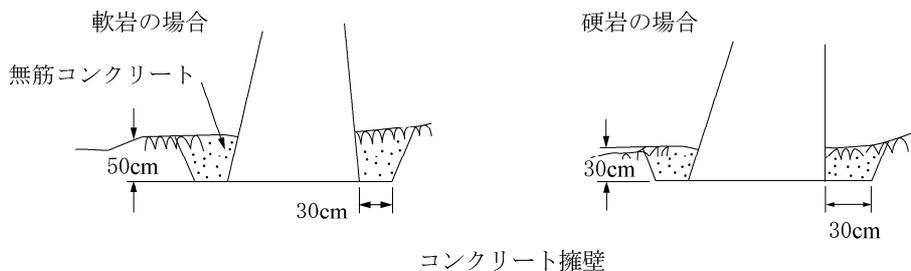


図-10.1.42 基礎の根入れ（岩盤の場合）

(3) 改良地盤（安定処理、置換え）上の直接基礎

ア 適用範囲

改良工法のうち良質土による置換えは、支持地盤の状態を実際に確認しながら行えることや、良好な材料で入念な施工を行えば確実な改良効果が得られるため、従来広く用いられてきた。

しかし、置換えでは流用が容易でない軟弱な掘削土が発生するため建設副産物の発生を抑制するという観点からも、安定処理を採用することが望ましい。置換えは、当該現場や付近の他工事で軟弱な掘削土を利用でき、置換え材として良質な土砂が発生する場合に採用するとよい。

改良地盤上の直接基礎は、もたれ式擁壁等の堅固な支持地盤を前提とした構造形式の擁壁には用いないことを原則とする。また、構造物としての重要度が高い擁壁に用いる場合には慎重な検討が必要である。

直接基礎の支持地盤を改良するのは、大きく以下の3つの場合がある。

- ① 表層に軟弱層があり、かつ良好な支持層が比較的浅い位置（2～3m程度以下）にあり、軟弱層の全厚を改良する場合
- ② 軟弱層が厚く、良好な支持層が深い位置にあり、軟弱層の厚さの一部を改良する場合（荷重による地中応力度以下となる深さまで軟弱層を改良する場合）
- ③ 軟弱層が厚く、良好な支持層が深い位置にあり、深層混合処理等により良好な支持層まで軟弱層の全厚を改良する場合

ここでは、①及び②の場合について検討方法を述べる。③については、幾つかの事例があるが、周辺の軟弱地盤を含めた地盤全体の変形等について「道路土工—軟弱地盤対策工指針」等を参考にして慎重な検討が必要である。

改良地盤上の直接基礎の採用に当たっては、地盤改良の範囲や改良条件について検討するとともに、置換材料又は安定処理土について十分な土質試験と施工管理を行う必要がある。さらに、底版の施工に先だって、支持力の確認を行うことが望ましい。

イ 安定に対する検討項目

安定に対する検討項目は、「10.1.11 安定計算」に述べているとおりであるが、ここでは特に改良地盤上の直接基礎の安定に対する検討方法を述べる。

- ① 改良地盤のせん断定数 c 、 ϕ は、原則として試験を実施し、その値が設計値以上であることを確認する。
- ② 滑動の検討に用いるすべり摩擦係数は、改良地盤の値を用いるものとし、設計せん断定数 c 、 ϕ から c_B 、 ϕ_B を算定する。算定方法は、
 現場打ちコンクリート擁壁 : $\phi_B = \phi$
 プレキャストコンクリート擁壁 : $\phi_B = 2\phi/3$
- ③ 地盤の支持力については、擁壁底版面における検討と改良範囲下端における検討を行う。

ウ 改良仕様の検討

(ア) 改良強度

改良地盤に必要な強度は擁壁底版下面での最大地盤反力度から決定する。このとき改良強度を部分的に変化させることは行わないので、改良が必要な範囲を一様な強度に改良することを原則とする。

(イ) 改良深さ

支持層が浅い場合は、軟弱層全厚を改良する。支持層が深い場合は、地盤内での荷重分散に期待して荷重強度が許容支持力度以下となる深さまで改良する。

地盤の任意の深さにおける許容支持力度は「道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）」に準拠して求め、擁壁底版面と改良範囲下端面における支持力度の検討を行う。

(ウ) 地中応力

地中応力は、直線的な分散を仮定した慣用計算法によって求めてもよい。鉛直荷重は鉛直荷重合力を有効載荷幅 $B-2e$ に均等に分布させる。分散角度 θ は 30° を標準とする（図-10.1.43）。

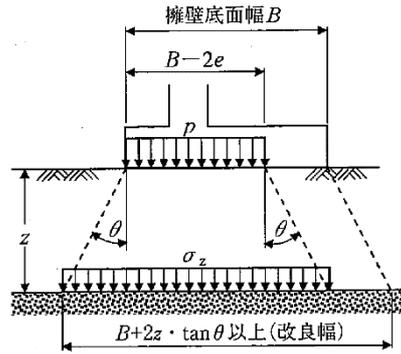


図-10.1.43 地中での地盤反力度と改良幅⁸⁾

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + 2 \left(\frac{z}{B - 2e} \right) \cdot \tan \theta} + \gamma \cdot z$$

$$p = \frac{V}{B - 2e}$$

ここに、

- σ_z : 深さ z における地中での鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- p : 擁壁底面の有効載荷幅における鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- z : 擁壁底面からの深さ (m)
- B : 擁壁底面幅 (m)
- θ : 加重の分散角 (°)
- V : 擁壁底面に作用する全鉛直荷重 (kN)
- e : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)
- γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m³)

(4) 置換えコンクリート

直接基礎の一部に支持地盤として不適な地盤が存在する場合や斜面上直接基礎を設ける場合等では、図-10.1.43 に示すように、その部分を掘削しコンクリートで置換えることもある。

斜面上の直接基礎では、掘削土量を削減するため底版に段差を設ける場合もある。

置換えコンクリートの強度は、支持地盤の強度と同程度とすることが望ましい。また、置換えコンクリートが基礎底面に占める割合が比較的大きい場合や、底版下を全てコンクリートで置換えてしまうことは、構造的経済的に好ましくない場合があると考えられるため、置換えの範囲はある程度制限することが望ましい。

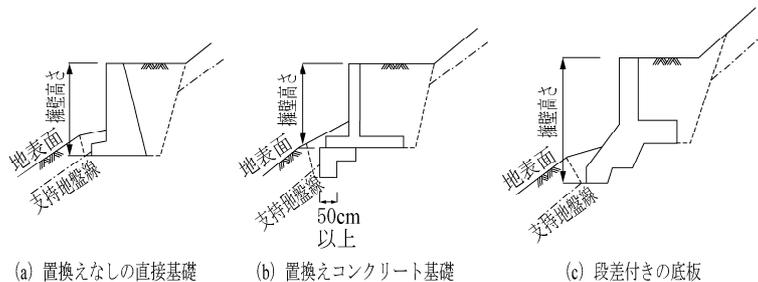


図-10.1.44 斜面上の直接基礎の例

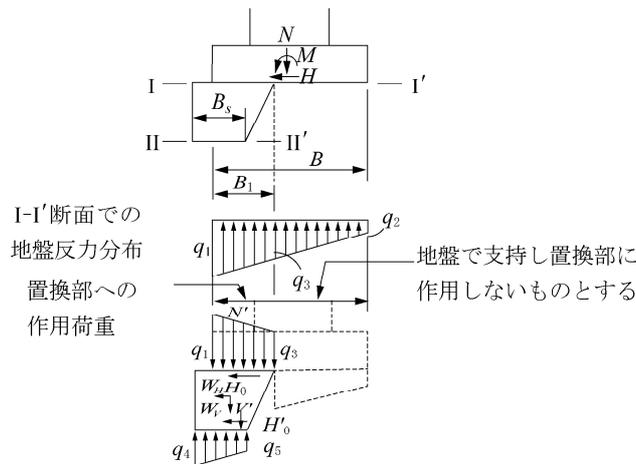


図-10.1.45 置換えコンクリート基礎の安定検討

置換えコンクリートに関する設計について概要を以下に示す。段差付きの底版の設計に当たっては、「設計要領第二集 橋梁建設編」(NEXCO 平成28年8月)を参照のこと。

置換え基礎部と底版部とは構造的に分離していると考えてよいことから、擁壁の安定検討は図-10.1.45に示すI-I'で行うものとする。この場合の基礎底面と置換え部との摩擦角は、在来地盤部と同じ値を表-10.1.9からとるものとする。さらに、図-10.1.45及び次に示すように、置換え基礎部の奥行き当たりで行う。

ア 支持力に関する検討

置換え部の自重及び底版からの作用荷重に対する支持力の検討を行う。置換え部での作用力は、次式のとおりである。

$$N' = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot B_1 \cdot L$$

$$V' = W_v + N'$$

ここに、 N' ：擁壁底版からの鉛直作用荷重(kN)

V' ：置換え部底面への鉛直作用荷重(kN)

q_1 ：つまさき版側の底版反力(kN/m²)

q_3 ：底版反力の置換えコンクリート後端部での値(kN/m²)

B_1 ：置換えコンクリートに接している底版幅(m)

L ：置換えコンクリートの奥行き(m)

W_v ：置換えコンクリートの自重(kN)

q_4, q_5 の求め方は、「10.1.11 安定計算 (3)基礎地盤の支持力に対する安定」に準じるものとする。また、許容支持力を求める際の有効載荷幅は置換え底面幅(B_s)とする。

イ 滑動に関する検討

滑動に関する検討は、置換え部の自重及び底版からの作用荷重に対する支持力の検討を行う。置換え部での作用力は、「10.1.11 安定計算 (2)滑動に対する安定」に準じるものとする。置換え部での作用力は、前記アの V' のほか次式のとおりである。

$$H_0 = \frac{N'}{N} H$$

$$H_0' = H_0 + W_H$$

ここに、 H_0 ：置換えコンクリート上面に作用する滑動力 (kN)

H_0' ：置換えコンクリート底面に作用する滑動力 (kN)

N 、 H ：擁壁底版における鉛直及び水平方向の作用力 (kN)

N' ：前記 ア 参照

W_H ：置換えコンクリートの慣性力 (kN)

置換えコンクリートを設ける場合は、擁壁本体とある程度の一体性を持たせるため、挿し筋を行うものとする。

また、支持地盤が急斜面で、置換えコンクリートの厚さ又は幅が大きくなる場合は、置換えコンクリートに1段の幅が50cm程度の段をつけるとよい。掘削面が階段状になる場合、特に地山の緩みがないことを確認することが必要である。

また、斜面上に基礎を設ける場合には、斜面の全体安定についても検討するとともに、斜面上の直接基礎の支持力について検討することが望ましい。

(5) 杭基礎

ア 杭頭に作用する反力の値

杭頭に作用する反力の値は、原則として安定計算により算定するものとするが、偏土圧の作用しない場合では、鉛直荷重のみの検討でよい。

イ 杭の中心間隔

杭の中心間隔は、原則として杭径の2.5倍程度以上とし、杭径の10倍、若しくは4m程度を超える場合、又は底版の剛性が小さい場合には、縦断方向の検討が必要になる。

ウ 部材設計と杭反力の形態

部材設計を行う場合の杭反力の形態は、原則として集中荷重として設計する。なお、鉄筋コンクリート二次製品水路の躯体を設計する場合は、等分布荷重により行い、基礎コンクリートを設計する場合は、基礎コンクリートの押し抜きせん断や、必要に応じてせん断力や曲げモーメントに対する検討を行う。

エ 杭頭処理

杭の設計は、構造物の種類、荷重の作用状態、施設の重要度や耐震設計の必要性等により、杭に水平力、曲げモーメント又は引き抜き力が作用するかどうかによって、杭種や杭頭処理方法を検討しなければならない。杭頭と躯体の結合方法は、次の基本的な考え方に基づいて適切に行う。

偏土圧の生じない一般的な擁壁の杭頭処理は、杭を躯体に埋め込む必要のない結合なしを標準とする。また、偏土圧が生じる場合は、躯体の安定計算を行い、力の作用位置が底版のミドルサードに入る（引き抜き力の生じない）場合、ピン結合を標準とする。さらに、杭頭に水平力、曲げモーメント、引き抜き力等が生じる場合、剛結合を標準とする。なお、詳細については、土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」、その他による。

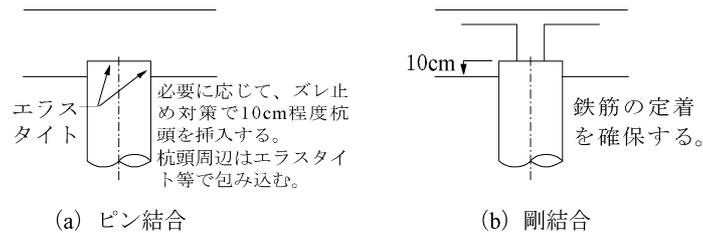


図-10.1.46 杭頭処理

杭基礎を必要とする地盤は軟弱な場合が多いので、杭と結合する底版は、杭反力による押し抜きせん断や負の摩擦による杭の抜けだし、不同沈下等に対して安全な設計を行う必要がある。

○プレキャストコンクリート擁壁への構造対応

プレキャストコンクリート擁壁は、そのままでは杭頭結合部の構造対応が困難であるため、杭基礎には適用しないことが望ましい。しかし、後の連続性等から使用せざるを得ない場合は「10.2.4 基礎形式 (3) 杭基礎」に準じるものとする。

10.1.14 附帯工の設計

(1) 排水工

擁壁の排水は、地表面排水と裏込め排水とに大別される。地表面排水は雨水等の表流水が裏込め土中に浸透するのを防ぐものであり、裏込め排水は裏込め中に浸入してきた水を速やかに排除するための排水工である。

擁壁背面に雨水や地下水等が浸透し、背面土の含水量が増大すると、土の単位体積重量が増加したり、有効応力の減少により土の強度が低下したり、粘土の吸水膨張等を生じて土圧が増大したりする。さらに、浸透水の流入が続けば、土圧のほかに水圧が作用することとなり、擁壁の安定が損なわれる原因ともなる。

したがって、排水工の設計に当たっては、まず背面や支持地盤に水が浸透するのを防ぐことが重要である。このために、植生工やコンクリート、ブロック張り等の不透水層を設けて表流水を排水溝に集水させたり、地下水位が高い場合には地下水排水工を設け地下水の流入を防いだりする必要がある。これらの詳細は「道路土工－擁壁工指針」等を参考として、計画するのがよい。

しかし、このような対策を施したとしても、水の浸透を完全に防ぐことはできないため、背面に浸透した水を排除するための裏込め排水工を設ける必要がある。裏込め排水工には、簡易排水工、溝型排水工、連続壁面排水工等があり、擁壁の規模や、裏込め材の土質、設置箇所の地形状況、湧水の有無等に応じて適切に選定しなければならない。なお、必要に応じて擁壁の縦断方向の排水についても検討を加える必要がある。

ア 水抜孔

水抜孔は擁壁背面に集めた水を排水するためのものであり、コンクリート擁壁では、擁壁の前面に容易に排水できる高さの範囲内において5m以内の間隔で設けるものとする。なお、控え壁式擁壁では、パネルごとに少なくとも1か所の水抜孔を設けなければならない。また、ブロック積擁壁やもたれ式擁壁では裏込め排水に特に注意が必要であり、水抜孔は前面の排水溝より上部において、2～3m²に1か所の割合で設けることが望ましい。

水抜孔は内径5～10cm程度の硬質塩化ビニル等の材料を、排水方向に適当な勾配で壁に埋め込んで設けるのがよい。また、水抜孔の入口に吸出し防止材や孔径より大きめの栗石や砕石

を設置して、水抜孔から裏込め土が流出しないように配慮する必要がある。

イ 簡易排水工

簡易排水工は裏込め土が、礫質土等で透水性のよい場合に用いられている。この排水工は、**図-10.1.47**に示すように、各水抜孔の位置に切込砕石や栗石等、厚さ50cm程度の水平排水層を壁の全長にわたって設けるものである。また、特に湧水量の多い場合は孔あき排水管を併用するのがよい。



図-10.1.47 簡易排水工

ウ 連続背面排水工

連続背面排水工は、ブロック積擁壁に採用されているほかに④と同様、背面盛土材が粘性土のように透水性が悪く、かつ擁壁の設置箇所が集水地形となっている場合等に用いるとよい。この排水工は壁背面の全面にわたり、砕石等による厚さ30~40cmの排水層を設け、この層の全面において集水し、排水層下端及び、堅壁に適当に配置した水抜孔を通じて排水する方法である。

エ 溝形排水工

溝形排水工は透水性の余り良くない裏込め材を用いる場合や、擁壁の設置箇所が集水地形となっている場合等に用いるとよい。この排水工は**図-10.1.48**に示すように、堅壁下端付近で水抜孔から前面に容易に排水できる高さの位置に、壁の全長にわたって切込砕石、栗石等で厚さ50cm程度の水平な排水層を設け、同時に堅壁背面に沿って擁壁頂部付近に達する断面30~40cm程度の鉛直排水層を4~5m間隔に設けるものである。

壁の水抜孔は、少なくとも鉛直排水層と水平排水層との交点ごとに設ける必要がある。

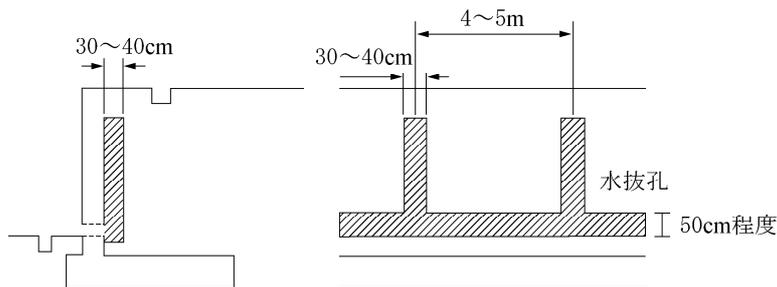


図-10.1.48 溝形排水工

オ 排水材

裏込め材に粘性土を使用する場合は、裏込め土に帯水しないように砕石や栗石、透水マット等によって地下排水層を設けることが望ましい（図-10.1.49）。

また、特殊な排水工として切土部の排水や湧水のある場所の排水工がある。

例として、図-10.1.50、図-10.1.51 に示す。

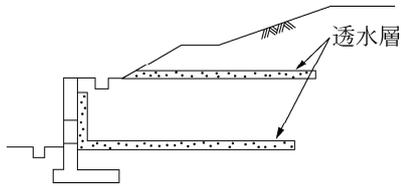


図-10.1.49 擁壁の背面排水の例

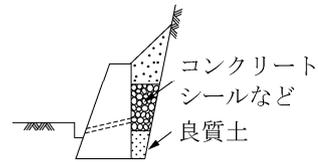


図-10.1.50 切土部における排水工の例

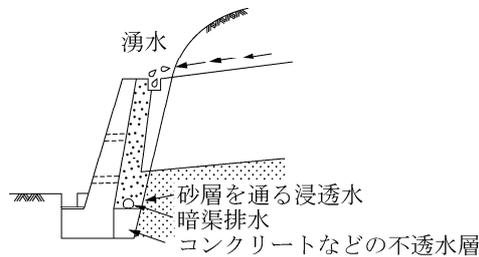


図-10.1.51 湧水のある場合の排水工の例

カ その他の排水工

排水層の材料としては、従来の砂利や砕石等の石材が一般的であるが、擁壁用透水マット（例えばジオテキスタイル複合体）も近年使用されるようになってきている。透水マットは、軽量で取扱いや施工が容易であるという特徴を有しているが、使用に当たっては、透水層としての性能、耐久性、環境条件、設計施工法、擁壁の種類等を十分検討した上で用いなければならない。ただし、ブロック積擁壁はその構造安定上、裏込め材に栗石や砕石を用いることを前提としているため、その代替として透水マットを用いてはならない。

透水マットは浸透水を迅速に集水し排水するために、図-10.1.52 に示す面直角方向、面内（断面）方向に十分な透水性能を有していなければならない。特に高い擁壁や湧水がある場合、降雨強度の大きな箇所等での利用に当たっては、透水マットの種類や設置方法を慎重に検討する必要がある。さらに、透水マットは長期間、土に接した状態でも目詰まりや有害な変形、材質の劣化を生じることがなく、また所定の壁面摩擦角が確保できるよう土やコンクリートとの間に、十分な摩擦抵抗がなければならない。その他に、透水マットは繰り返し凍結・凍上が起こると、その機能が著しく低下することが考えられるため、寒冷地での使用に当たっては十分な注意が必要である。

図-10.1.53 に透水マットを用いた例を示す。

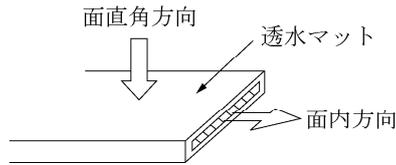


図-10.1.52 面直角方向と面内方向の透水性能

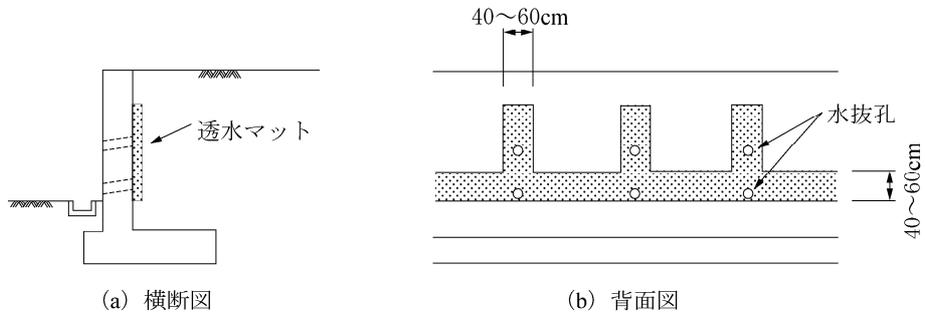


図-10.1.53 湧水マットを用いた排水工の例

(2) 防護柵

擁壁天端に防護柵を直接設置される場合は、機能、経済性、施工条件、美観、維持管理等を十分考慮した上で、設置目的や設置箇所に応じて種類等を選定するものとする。

一般に擁壁に設置される防護柵は、車の衝突を想定した車両用防護柵（路側用）と、歩行者、自転車の衝突を想定した歩行者自転車用防護柵（歩行者用 P 種）及び両者の機能を兼ね備えたものがある。また、路外に逸脱した車両が二次災害を起こす可能性が高い場合や、路側の危険度が高い場合等では、路外逸脱防止を主眼に置いた剛性防護柵（鉄筋コンクリート壁式防護柵）の設置が必要となる場合もある。これらの防護柵の設置計画や使用区分等は「防護柵の設置基準・同解説」、「車両用防護柵標準仕様・同解説」に準ずるものとする。

歩行者自転車用防護柵は、主に自歩道外への転落防止を目的としており、通常、柵の上端に水平力 390N/m、垂直力 590N/m が作用するものとして設計する。なお、路外へ転落した際の危険度が高い場合や、人が密集して滞留する可能性の高い箇所等、設置場所の条件によっては橋梁の高欄と同等に 2500N/m を考慮する必要がある。柵高は路面から 110cm を標準とする。

車両用防護柵（ガードレール）を設置する場合は、埋込み深さを 40cm 以上とし、補強筋を配置することを原則とする。擁壁の天端幅については、設計計算により必要幅を算定しなければならない。

図-10.1.54 に、ガードレールの設置例を示す。

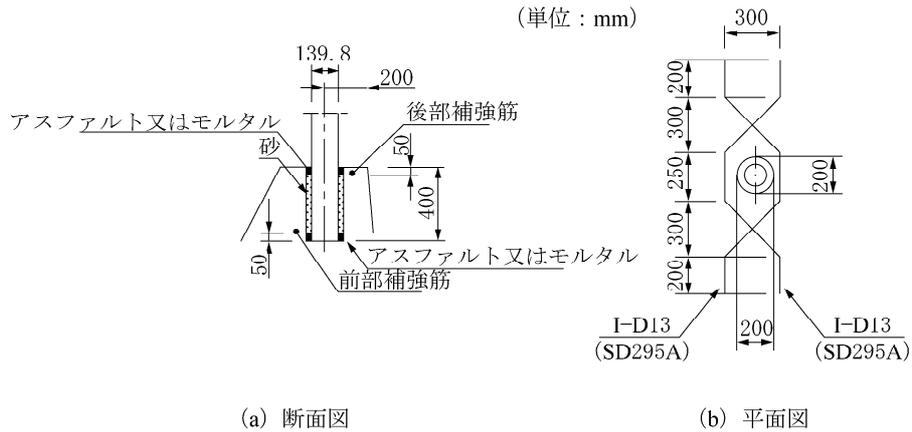


図-10.1.54 擁壁天端に防護柵（ガードレール）を設ける場合の一例

(3) 遮音壁

遮音壁を計画するに当たり、目的、経済性、施工性、美観、維持管理等を十分に考慮した上で、所定の機能が確保できるように設置方法、設置高さ、設置範囲を検討しなければならない。

遮音壁を擁壁に直接取り付けする方法として図-10.1.55に示すように、天端取付型と側面取付型とがある。取付方法は外観、構造、施工性、現場の条件等に応じて適切に選択しなければならない。

遮音壁の支柱間隔は、遮音板の形状の統一、擁壁本体やコンクリート製壁高欄に及ぼす影響、施工性等を考慮して決定する必要があるが、一般に、路面からの高さが3 m以下のものについては4 mピッチを標準とすることができる。なお、人家に隣接する箇所等、遮音壁の落下防止の措置が必要と考えられる箇所では、遮音板、支柱に落下防止装置の付いたものを使用しなければならない。また、遮音板は、従来のコンクリート製や金属製のほかに透光性遮音板の使用例も多くなってきており、周辺環境等の条件に応じて、適切に使い分けることが望ましい。

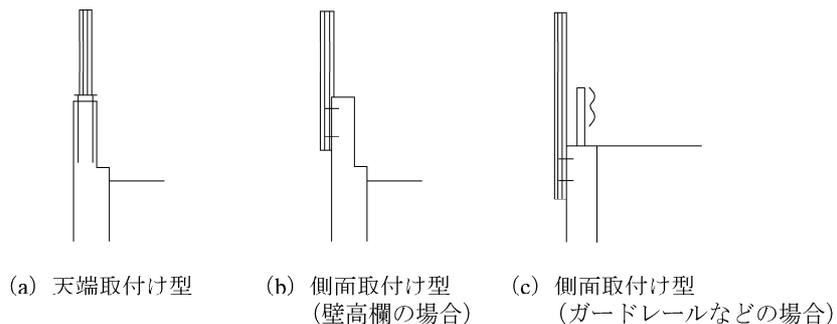


図-10.1.55 遮音壁の取付方法

(4) その他の附属施設

照明や標識等の附属施設を設置する場合、あるいは将来設置する計画がある場合には、あらかじめ設置方法を検討し、擁壁の構造に与える影響を考慮して設計する必要がある。

照明、標識の設置に関しては、各々「道路照明施設設置基準・同解説」及び「道路標識設置基準・同解説」によるものとする。

(5) 打継目

ア 鉛直継目

コンクリート擁壁の場合、水和熱や外気温等による温度変化、乾燥収縮及び外力等の変形の生じる要因が多くあり、このような変形が拘束されるとコンクリートにひび割れが発生することがある。したがって、壁の表面には、コンクリートのひび割れの制御を目的としたV型の鉛直打継目を設けるのが望ましい。鉛直打継目の間隔は10m以下の等間隔とし、その位置では図-10.1.56(a)に示すように鉄筋を切断してはならない。

イ 伸縮継目

壁の伸縮目地は一般に、重力式擁壁等の無筋コンクリート構造物では10m以下、片持ばり式擁壁及び控え壁式擁壁等の鉄筋コンクリート構造物では15~20m間隔に設けるものとし、その位置では鉄筋を切断するものとする。

伸縮目地の構造は一般に、図-10.1.56(b)のほぞ・溝を設けるタイプが使用されているが、擁壁の高さが低く、支持地盤が堅固な場合等、伸縮目地に段違いが生じるおそれのない条件では図-10.1.56(c)のタイプを用いてもよい。

なお、(c)タイプの目地のジョイントフィラーの材質としては瀝青系、樹脂系等の材料がある。

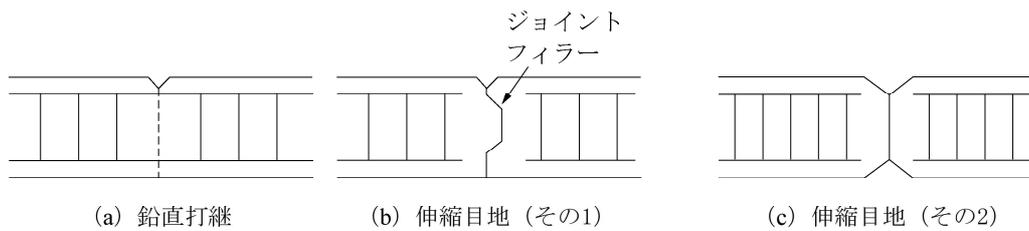


図-10.1.56 鉛直打継目及び伸縮目地

ウ ひび割れ誘発目地

コンクリート擁壁の堅壁には、壁の表面に生ずるひび割れを防ぐために、図-10.1.57のように、V型の切れ目を持つ誘発目地を設けるとよい。誘発目地の間隔は伸縮目地間隔の1/2とするのが標準的である。

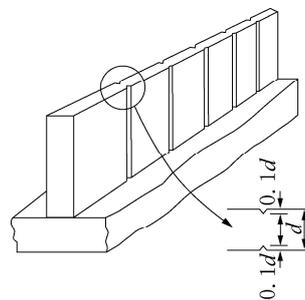


図-10.1.57 ひび割れ誘発目地

エ 水平施工打継目

コンクリートの打設能力及び施工の関係から、水平打継目を設ける場合は、D13mm、L=100cmの用心鉄筋を50cm間隔に配置するのが望ましい。

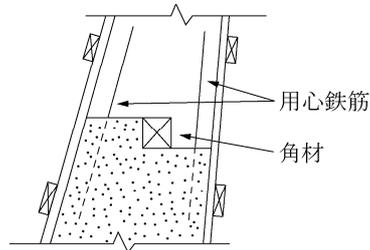


図-10.1.58 打継目の施工例

10.1.15 各種コンクリート擁壁の設計方法

(1) 重力式擁壁

ア 形状寸法

形状寸法を決めるに際し、以下を参照のこと。

- ① 重力式の断面形状は、通常図-10.1.59の(a)とするが、滑動抵抗力を増す必要がある場合は同図の(b)のような場合もある。
- ② 底版幅の目安は、 $0.5 \sim 0.7H$ 程度とする。
- ③ 前面法勾配は、直立 $\sim 1:0.5$ 程度とする。ただし、直立の場合は、視覚を考慮して2%程度の勾配をつけることが望ましい。
- ④ 天端幅は、擁壁の規模、施工性から壁高2m以下では0.15m程度とし、壁高が2mを超える場合は0.30 \sim 0.40m程度とする。

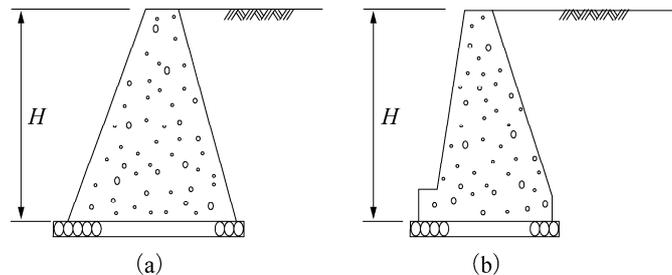


図-10.1.59 重力式擁壁

イ 設計方法

(ア) 安定計算

重力式擁壁の安定は、転倒、滑動、基礎地盤の支持力について検討する。

(イ) 応力計算

重力式擁壁は無筋コンクリートとして設計される。

なお、通常、壁底面における合力の作用点が中央1/3以内に入っていれば、図-10.1.59の(a)の型式の擁壁の躯体応力のチェックは行う必要はない。

同図の(b)の型式においては、図-10.1.60に示すように、断面の急変する箇所において躯体応力をチェックすることが必要である。

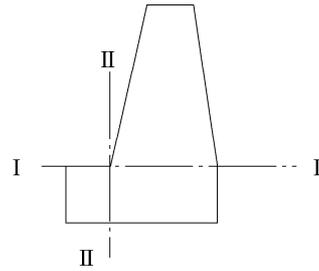


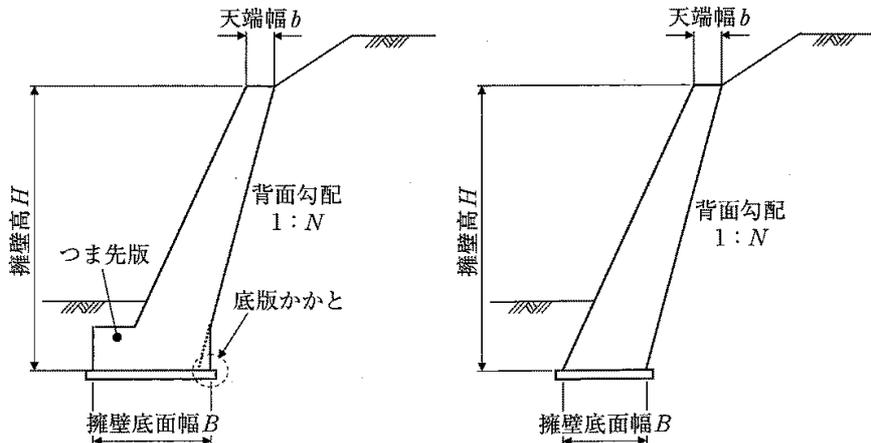
図-10.1.60 応力計算の位置

(2) もたれ式擁壁

ア 形状寸法

形状寸法を決めるに際し、以下を参照のこと。

- ① もたれ式の断面形状は、一般に図-10.1.61 に示すように、フーチングを有する場合は (a)、フーチングを省略する場合は (b) とする。



(a) 地山に用いた場合 (道路面を片切り片盛り) (b) 切土部に用いた場合 (道路拡幅)
※基礎が岩盤の場合は基礎コンクリートを省く。

図-10.1.61 もたれ式擁壁⁸⁾

- ② 背面法勾配は、高さに応じて表-10.1.31 を参考に定めるとよい。
 ③ 天端幅は施工性を考慮して0.4m以上とする。
 ④ 底版幅は1.0~3.0m程度とし、底版厚は0.50~1.0m程度とする。
 ⑤ 裏込め材は擁壁天端の0.3m下から設け、厚さは擁壁天端から4.0mまでは0.5mの等厚とし、それ以下は1.0mの等厚とする (図-10.1.62)。

表-10.1.31 もたれ式擁壁の背面勾配の目安⁸⁾

擁壁高 H	~5m 未満	5~7m 未満	7m~
背面勾配	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5

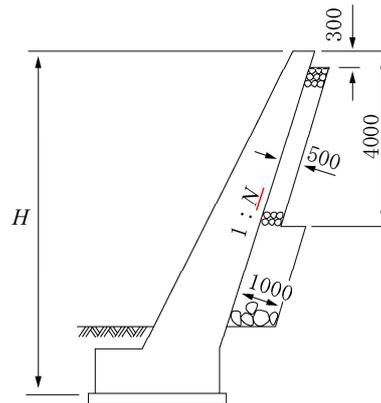


図-10.1.62 もたれ式擁壁の裏込め材

イ 設計方法

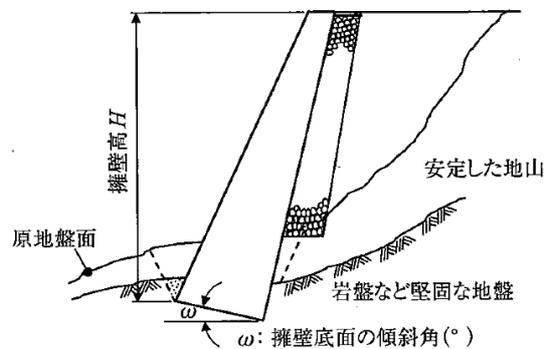
(ア) 安定計算

もたれ式擁壁の安定は、滑動、転倒、基礎地盤の支持力について検討する。

a 滑動に対する安定の照査

滑動に対する安定の照査は、「10.1.11 安定計算」に従うものとする。

図-10.1.63 に示すように、擁壁底面に傾斜を設けることは滑動に対する安定を高めるのに有効である。ただし、この場合基礎地盤が岩盤等堅固な地盤でなければならず、採用に当たっては、綿密な調査を実施し地盤の状態を十分に把握する必要がある。

図-10.1.63 擁壁底面に傾斜を設ける場合⁸⁾

b 転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定の照査では、擁壁底面のつま先(o点)から荷重の合力 R の作用位置までの距離 d (以下「荷重の合力の作用位置 d 」という。)を求め、この荷重の合力作用位置 d が常時ではつま先から擁壁底面幅 B の $1/2$ より後方($d > B/2$)に、地震時ではつま先から擁壁底面幅 B の $1/3$ より後方($d \geq B/2$)になければならない。

c 支持に対する安定の照査

支持に対する安定の照査は、「10.1.11 安定計算」に従うものとする。

なお、背面地盤の勾配や土質条件等から主働土圧状態が生起しない場合についても、以下に示すように適切に考慮する必要がある。

- ① 荷重の合力の作用位置 d がつま先から擁壁底面幅 B の $1/3 \sim 1/2$ の範囲 ($B/3 \leq d \leq B/2$) にある場合は、式 (10.1.30)、式 (10.1.31) による。
- ② 荷重の合力の作用位置 d がつま先から擁壁底面幅 B の $1/2$ より後方 ($d \geq B/2$) にある場合には、**図-10.1.64(a)** に示す変位と壁面に作用する土圧及び地盤反力度との関係から以下に示す計算法によるものとする。なお、壁面に作用する土圧は**図-10.1.64(b)** に示すように壁面の変位に応じた土圧の状態となるが、便宜的に**図-10.1.64(c)** に示すような土圧として壁面地盤反力が作用するものとした。

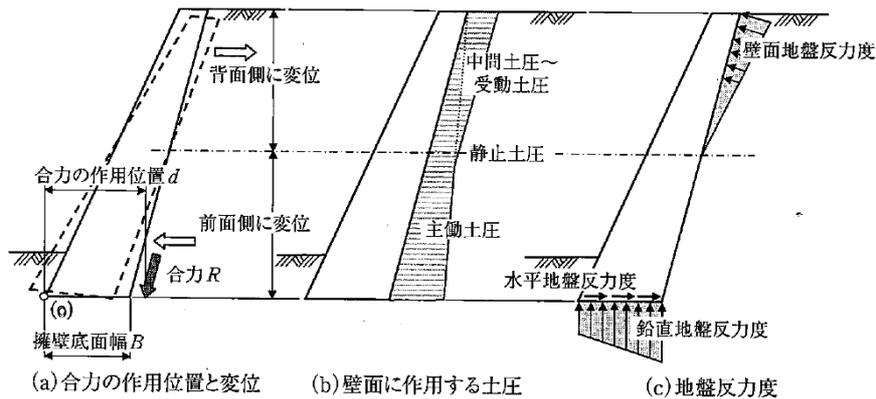
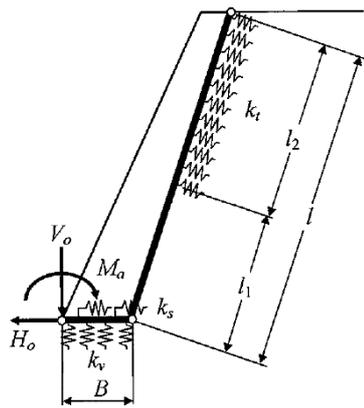


図-10.1.64 もたれ式擁壁の変位、壁面に作用する土圧、地盤反力度の関係⁸⁾

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、もたれ式擁壁を基礎地盤と背面地盤に支持された構造体と考え、**図-10.1.65** に示すように擁壁本体を剛部材と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性支承上の剛体モデル（以下「地盤バネモデルによる計算法」という。）として求めることができる。しかし、擁壁背面の施工状態等により背面地盤の地盤バネの設定に不確実な面があり、特に、盛土の地盤バネの推定が困難と考えられる。そこで、あらかじめ基礎地盤及び背面地盤の種々の地盤バネを仮定し、土圧の大きさ、様々な形状及び規模のもたれ式擁壁について、「地盤バネモデルによる計算法」による試算を行った。この結果を**図-10.1.66** に示す壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と壁面長 l との比を κ_l 、鉛直地盤反力の作用位置 d_q と擁壁底面幅 B との比を κ_d として**表-10.1.32** のように整理すると、地盤反力度は次のように近似することができる。

以下、この計算法を「簡便法」と呼ぶ。



k_v : 底面地盤の鉛直地盤反力係数
 k_s : 底面地盤のせん断地盤反力係数
 k_t : 背面地盤の壁面垂直地盤反力係数

図-10.1.65 地盤バネモデルによる計算方法⁸⁾

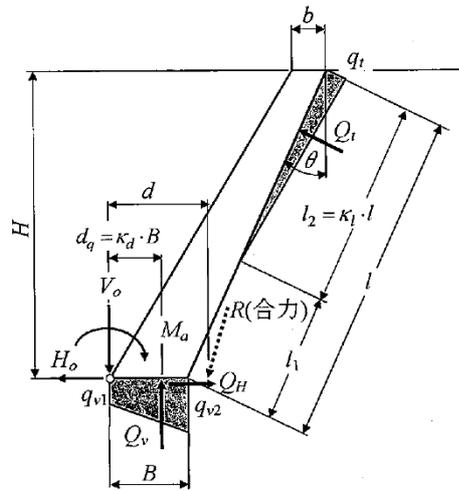


図-10.1.66 簡便法による計算方法⁸⁾

$$Q_t = \frac{M_a - \kappa_d \cdot B \cdot V_o}{B \sin \theta (1 - \kappa_d) + \ell \left(1 - \frac{\kappa_\ell}{3} \right)}$$

$$Q_v = V_o - Q_t \sin \theta, \quad Q_H = H_o + Q_t \cos \theta$$

$$q_{v1} = \frac{2Q_v(2-3\kappa_d)}{B}, \quad q_{v2} = \frac{2Q_v(3\kappa_d-1)}{B}$$

$$q_t = \frac{2Q_t}{\kappa_\ell \cdot \ell}$$

ここに、

V_o : 擁壁底面における全鉛直荷重 (kN/m)

H_o : 擁壁底面における全水平荷重 (kN/m)

M_a : 擁壁底面のつま先回りの作用モーメント (kN・m/m)

$$M_a = M_r - M_o$$

M_r : 擁壁底面のつま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m)

M_o : 擁壁底面のつま先回りの転倒モーメント (kN・m/m)

H : 擁壁高 (m)

B : 擁壁底面幅 (m)

ℓ : 擁壁長 (m)

θ : 壁面傾斜角 (°)

d : 擁壁底面のつま先から合力 R の作用位置までの距離 (m)

$$d = \frac{M_a}{V_o}$$

Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN/m)

Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN/m)

Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN/m)

$d \leq \kappa_d \cdot B$ のときは $Q_t = 0$ とする。

- q_{v1} : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_{v2} : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_t : 擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力度 (kN/m²)
- d_q : 擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置 (m)
- l_1 : 擁壁底面から壁面地盤反力度が発生するまでの区間長 (m)
- l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 (m)
- κ_ℓ : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 ℓ との比 (表-10.1.32)
- κ_d : 壁面底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_q と擁壁底面幅 B との比 (表-10.1.32)

表-10.1.32 「簡便法」に用いる係数 κ_ℓ 、 κ_d の値⁸⁾

荷重状態 係数	自重のみの 場合	荷重組合せに土圧や地震時慣性力などを 考慮する場合		
		1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
背面勾配	—			
$\kappa_\ell = l_2 / \ell$	1.00	0.50	0.60	0.70
$\kappa_d = d_q / B$	0.58	0.56		

(イ) 部材の安全性の照査

もたれ式擁壁の躯体は、図-10.1.67 に示す荷重等を考慮して、照査断面位置を固定端とする片持ばりとして設計することができる。

つま先版を設ける場合は、重力式擁壁のつま先版と同様に躯体との接合部を固定端とする片持ばりとして設計を行えばよい。

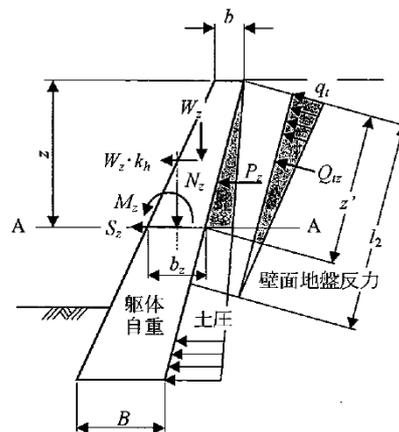


図-10.1.67 躯体に作用する荷重と断面力の考え方⁸⁾

(3) 逆 T 型擁壁

ア 形状寸法

躯体の断面形状及び各部寸法の決定に際しては、図-10.1.68 を参照のこと。

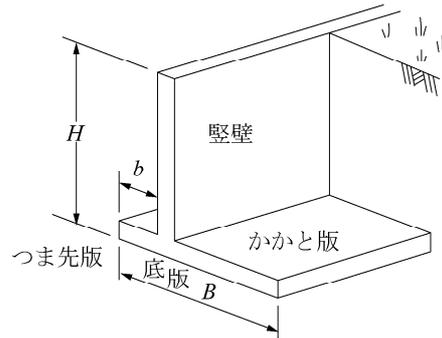


図-10.1.68 逆T型擁壁

- ① 縦壁の形状は、施工性を考慮して、規模の大きい擁壁(L型擁壁:6.0mを超える、逆T型擁壁:8.0mを超える)を除き等厚が望ましい。ただし、歩道に面して擁壁を設置する場合は、歩行者に対して、縦壁が倒れかかるような不安感を与えないよう、縦壁の前面に2%程度以上の勾配を付けるのが望ましい。
- ② 底版の上面は、施工性の点から水平とすることが望ましい。なお、規模が大きい場合で底版の上面に勾配を付けるときは、施工性から20%程度までが望ましい。
- ③ 縦壁及び底版の最小厚は、施工性を考慮して40cmとする。ただし、コンクリート建込み方式の防護柵を設ける場合の縦壁天端幅は、その設置に必要な厚みを確保するものとする。
- ④ 直接基礎の条件に対するつま先版の長さ(b)は、底版幅(B)の1/5程度にすることが多い。

イ 設計方法

(ア) 安定計算

逆T型擁壁の安定は、転倒、滑動、基礎地盤の支持力について検討する。

また、地盤が軟弱な場合等には、必要に応じて擁壁を含めた全体の安定についても検討を加える。

なお、活荷重がある場合は安定計算上最も不利な位置に載荷させる。また、安定計算に用いる土圧は、かかと版の后端に鉛直な仮想背面を考え、この面に土圧を作用させる。

(イ) 応力計算

図-10.1.69に示すように、縦壁及び底版をおのおの一方が固定端の片持梁として設計する。各部分における応力度の検討は図-10.1.69に示す断面において行う。

なお、活荷重がある場合は部材設計上最も不利な位置に載荷させる。

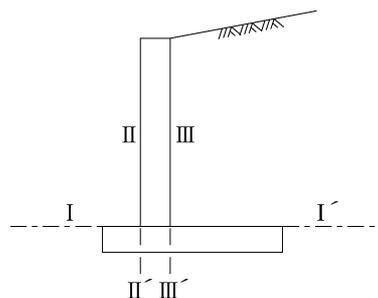


図-10.1.69 逆T型擁壁の躯体応力の検討

a 堅壁の設計

堅壁は、底版との接合部を固定端とする片持梁とみなす。

図-10.1.70 に示すように、堅壁に作用する外力は堅壁背面における土圧の水平成分による分布荷重を受けるものとして設計し、一般に土圧の鉛直成分及び堅壁自重は安全側の設計となるように無視する。

堅壁の厚さについては、曲げモーメントが最大となる下端において壁厚を決定し、壁頂に向かって順次厚さを減じる。

一般的には、図-10.1.70 に示すように、堅壁つけ根で算定された土圧係数 K_A を用いて、つけ根から上方の任意の断面の土圧強度 p' を求める。このときの土圧分布は三角形分布と考える。

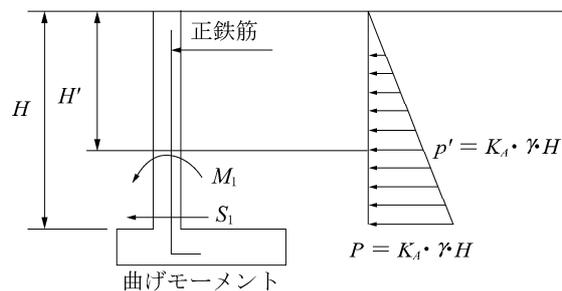


図-10.1.70 堅壁の設計外力

b つま先版の設計

つま先版は、堅壁との接合部を固定端とする片持梁とみなす。

図-10.1.71 に示すように、つま先版に作用する外力は上向きの地盤反力と下向きのつま先版自重を考慮するものとし、安全側の設計となるようにつま先版上部の土の重量は無視する。

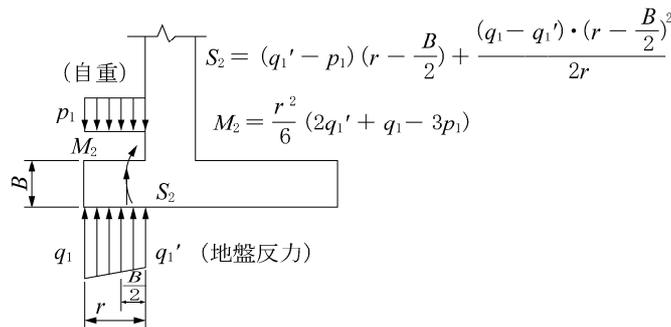


図-10.1.71 つま先版の設計外力

c かかと版の設計

かかと版は、つま先版同様、堅壁との接合部を固定端とする片持梁とみなす。

図-10.1.72 に示すように、かかと版に作用する外力は下向きにはかかと版の自重、かかと版上の土の重量、地表面の載荷重及び仮想背面における土圧の鉛直分力を、上向きには地盤反力を考慮して設計する。

なお、土圧の鉛直分力はこれと等価な三角形分布の土圧に置換えるのが一般的である。

また、このようにして求めたかかと版つけ根における曲げモーメントは、堅壁のつけ根における曲げモーメントを超えないものとする。すなわち、通常の場合、図-10.1.73 の点“0”において、堅壁つけ根、つま先版つけ根及びかかと版つけ根の各曲げモーメントは、式(10.1.37)の関係にある。

$$M_1 = M_2 + M_3 \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.37)}$$

ここに、 M_1 ：堅壁つけ根の曲げモーメント
 M_2 ：つま先版つけ根の曲げモーメント
 M_3 ：かかと版つけ根の曲げモーメント

したがって、かかと版つけ根の曲げモーメントが堅壁つけ根の曲げモーメントより大きくなる場合 ($M_3 > M_1$)、設計計算に用いるかかと版つけ根の曲げモーメントには堅壁つけ根の曲げモーメントを用いる。

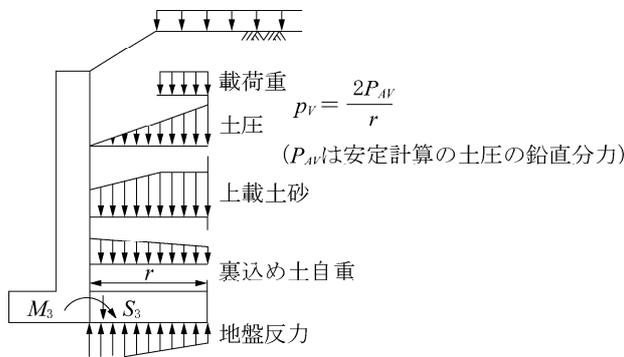


図-10.1.72 かかと版に作用する荷重

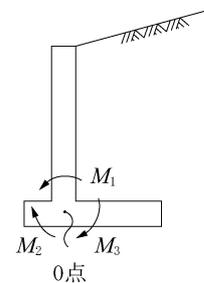


図-10.1.73 各曲げモーメントの関係

(4)L型擁壁

ア 形状寸法

形状寸法を決めるに際し、以下を参照のこと。

- ① 底版幅は $0.6 \sim 1.0H$ 程度とし、底版厚は等厚とする。
- ② 堅壁の厚さは壁高の $1/10$ 程度とし、最小厚は施工性を考慮して 13cm 程度とする。
- ③ 堅壁の前面は、施工性を考慮し直壁とする。

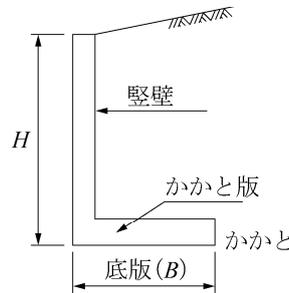


図-10.1.74 L型擁壁

イ 設計方法

L型擁壁及び逆L型擁壁に対する部材設計の考え方は、逆T型擁壁と同様である。

なお、設計計算に用いる底版つけ根の曲げモーメントは、堅壁つけ根の曲げモーメントとする。

(5) ブロック積擁壁

ア 積方及び構造

コンクリートブロック積の積方には布積と谷積があるが、一般には谷積を標準とする。また、構造的には空積と練積とに大別され、さらに練積は裏込めコンクリートの厚さを変化させて安定度を増すことができる。

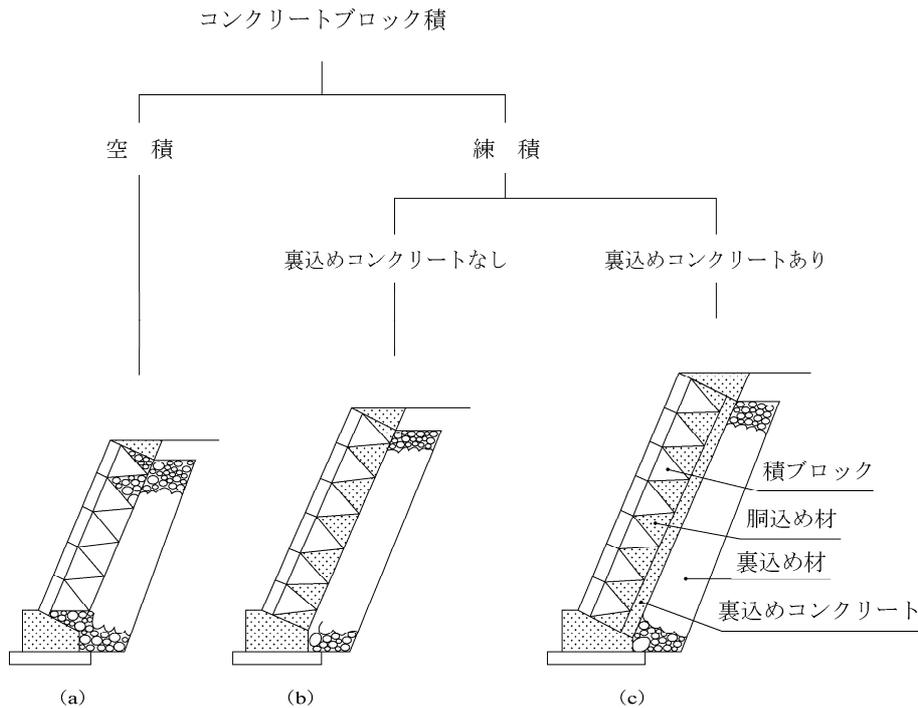


図-10.1.75 ブロック積擁壁の構造

イ 形状寸法

(ア) ブロック積タイプの目安

ブロック積タイプの目安は、表-10.1.33 のとおりである。

表-10.1.33 ブロック積タイプの目安

タイプ	項目	壁高 H (m)	法勾配 N	裏込めコンクリート ΔB (cm)
(a) 空積		1.0~3.0m	0.3~0.6	—
(b) 練積		1.0~5.0	0.3~0.6	—
(c) 練積 (裏込めコンクリート)		1.0~7.0	0.3~0.6	10、15、20cm

(イ) コンクリート積ブロック

ブロック積擁壁に用いるコンクリート積ブロックは、JIS A 5323 に適合するものを使用するものとする。

なお、コンクリート積ブロックの使用重量は、 34.3N/mm^2 以上 (A 種) とすることが多

い。また、空積の場合には空積用のコンクリート積ブロックを使用するのが望ましい。

(7) 裏込め

a 裏込めコンクリート

裏込めコンクリートの厚さ (ΔB) は 10、15、20cm の 3 種類の等厚とする。(図-10.1.76 参照)

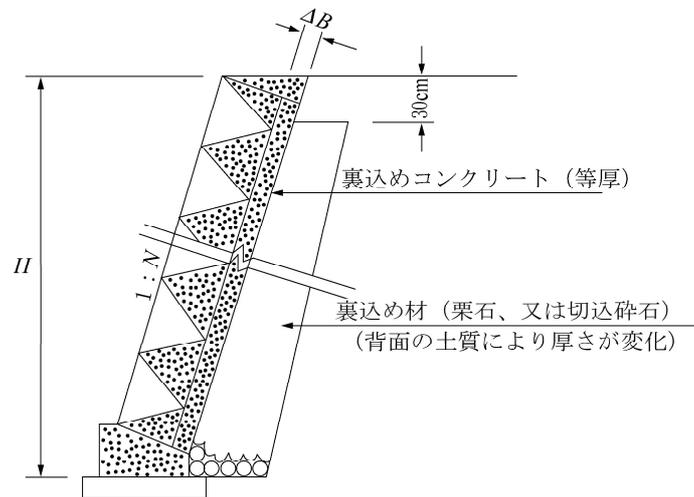


図-10.1.76 標準断面図

b 裏込め材

裏込め材は背面の水を外面に排出し、ブロック積にかかる水圧を減じるとともに、積ブロックに作用する荷重を分散することによって擁壁背後の圧力の増大を防ぐために用いるものである。したがって、裏込め材には栗石又は切込砕石、単粒度砕石等の粗粒の材料を用いる。

裏込め材の天端は、地表水の浸入を防ぐため地表下 30cm とし、不透水性の土で埋戻す。

なお、裏込め材は、背面の土質(礫質土、砂質土、粘性土)により、厚さが変化する。

(エ) 基礎コンクリート

基礎コンクリートの構造は、図-10.1.77 に示すとおりであり、その寸法の目安は表-10.1.34 に示すとおりである。

なお、基礎部が岩盤や軟弱地盤等特殊な条件の場合には、その構造についてよく検討しなければならない。

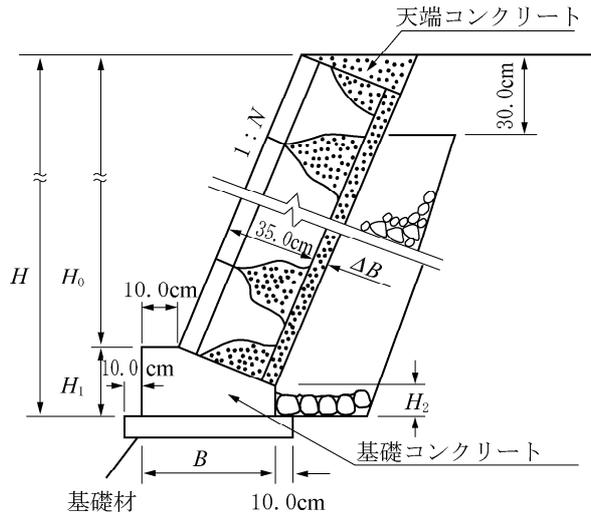


図-10.1.77 基礎コンクリート寸法説明図

表-10.1.34 基礎コンクリートの目安

H (m)	記号	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	B (cm)			
				ΔB=0	ΔB=10	ΔB=15	ΔB=20
1.00~1.50		25	15	45	55	60	65
1.51~3.00		30	15	45	55	60	65
3.01~5.00		40	25	45	55	60	65

リブロック積擁壁に作用する荷重

(ア) 荷重の種類と組合せ

「10.1.10 荷重の種類と組合せ」に準じる。

(イ) 土圧の適用

a 土圧

ブロック積擁壁に用いる土圧は、クーロン公式とする。

b 壁面摩擦角

壁面摩擦角は、「10.1.10 荷重の種類と組合せ (1)土圧」に準ずる。

c 土の粘着力

土の粘着力は、「10.1.10 荷重の種類と組合せ (1)土圧」に準ずる。

d 土圧の作用面及び作用位置

土圧の作用面は、重力式擁壁及びもたれ式擁壁と同様壁背面とし、土圧の作用位置は次のように考える。

背面土砂による土圧：三角形分布になるものと仮定し、壁高 (H) の 1/3 の点。

上載荷重による土圧：矩形分布になるものと仮定し、壁高 (H) の 1/2 の点。

e クーロン公式

クーロン公式の主働土圧は、式 (10.1.38) で与えられる。

$$P_A = \left\{ \frac{1}{2} \gamma H^2 + q \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)} H \right\} \cdot K_A \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.38)}$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + i)}} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.39)}$$

土圧合力の作用点は、式 (10.1.40) から求める。

$$h_p = \frac{\gamma \cdot H + 3q \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)}}{3 \left\{ \gamma \cdot H + 2q \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)} \right\}} \cdot H \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.40)}$$

- ここに、 P_A : 主働土圧 (kN/m)
- K_A : 主働土圧係数
- H : 壁高 (m)
- h_p : 主働土圧の作用位置 (m)
- θ : 壁面の傾斜角 (°)
- i : 壁背面の傾斜角 (°)
- q : 上載荷重 (kN/m²)
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
- ϕ : 土の内部摩擦角 (°)
- δ : 壁背面と土との壁面摩擦角 (°)

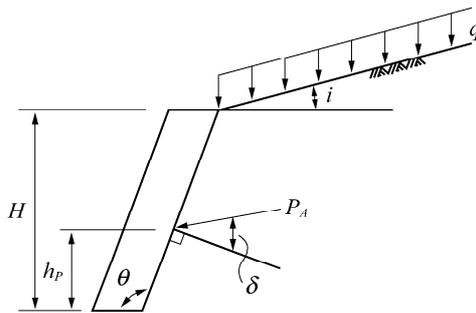


図-10.1.78 土圧の作用点

(ウ) 自重

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は、表-10.1.35 のとおりとする。

表-10.1.35 単位体積重量

名 称	単位体積重量 (kN/m ³)	摘要
コンクリートブロック練積	22.5	A種
〃 空積	19.5	〃

エ 設計方法

(ア) 安定計算

ブロック積擁壁は、法面勾配が1:1.0より急なもの（一般には1:0.3~1:0.6の勾配が用いられている。）で、土の崩れを防ぐ等、主として法面の保護に用いられ、背面の地山が締まっている場合、盛土部においては比較的良質な裏込め土で十分締め固められている場合等、土圧が小さい場合に適用されるもので、他のコンクリート擁壁と比べて比較的重要度の低い場所に設置されることが多い。また、構造的な機構もコンクリート擁壁とは異なり、それぞれのコンクリートブロックが相互のかみ合わせによってその安定を保つものである。

ブロック積擁壁が全体としての転倒やすべり出しが生じないためには、擁壁の重量と土圧との合力の示す線、すなわち示力線がミドルサードの前端より後方に入るとともに、基礎地盤に生ずる最大反力が地盤の許容支持力以下になるようにしなければならない。

また、地盤が軟弱な場合等には、必要に応じてブロック積擁壁を含めた全体の安定についても検討が必要である。

(イ) 転倒に対する検討

示力線の位置 X_h は、式 (10.1.41) により求める。(図-10.1.79 参照)

ただし、この式の仮定条件として、ブロック積に作用する全土圧を水平方向に作用させている。

ここで、「10.1.11 (1) 転倒に対する検討」の X_0 (合力の作用位置) において、ブロック天端の中央を原点 0 とし、合力の作用位置を求めると、以下の式となる。

$$X_0 = X_h = \frac{K_A \cdot \gamma}{6\gamma_b b \operatorname{cosec} \theta_0} \cdot h^2 + \left\{ \frac{K_A q \frac{\sin \theta}{\sin(\theta+i)}}{2\gamma_b b \operatorname{cosec} \theta_0} + \frac{\cot \theta_0}{2} \right\} h \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.41)}$$

- ここに、 X_h : 深さ h における示力線の位置 (m)
- h : 壁天端からの深さ (m)
- b : ブロック積の控長+裏込めコンクリート厚 (m)
- θ : ブロック積の傾斜角 (°)
- θ_0 : ブロックの傾斜面が水平面となす角 (°)
- K_A : クーロンの主働土圧係数 (式 (10.1.38) 参照)
- γ_b : ブロック積の単位体積重量 (kN/m³)
- q : 上載荷重 (kN/m²)
- i : 壁背面の盛土傾斜角 (°)

転倒において安定であるためには、この示力線 X_h がブロック底版で、擁壁断面の中央1/3の外側の位置 X' (ミドルサード) より内側でなければならない。

$$X' \geq X_h$$

X' は、式 (10.1.42) から求める。

$$X' = h \cot \theta_0 + \frac{b \operatorname{cosec} \theta_0}{6} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.42)}$$

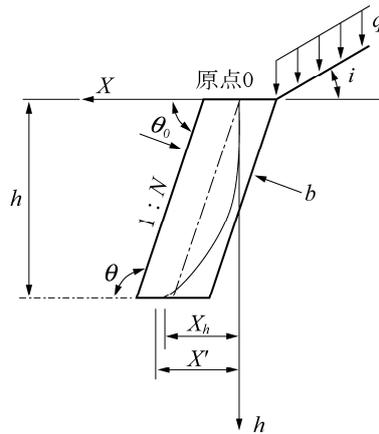


図-10.1.79 示力線とミドルサードの関係

(ウ) ブロック積の限界高さ

ブロック積の限界高さとは、この示力線 X_h がミドルサード X' と交わった点の鉛直高さとなり、 $X_h = X'$ とおくと、次の2次方程式、式 (10.1.43) が得られる。

$$\frac{K_A \gamma}{6\gamma_b b \operatorname{cosec} \theta_0} h_a^2 + \frac{K_A q \frac{\sin \theta}{\sin(\theta+i)} - \gamma_b b \operatorname{cosec} \theta_0 \cot \theta_0}{2\gamma_b b \operatorname{cosec} \theta_0} h_a - \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = 0$$

..... 式 (10.1.43)

h_a : ブロック積の限界高さ (m)

(エ) 基礎地盤に対する検討

基礎地盤の支持力は、安定計算で全土圧を水平方向に作用させている。

すなわち、土圧の鉛直分力は0なので、ブロック積の自重のみを考慮し、またふつう荷重の偏心距離は考慮しないことから、式 (10.1.45) により検討する。

$$q_{\max} \leq q_a \quad \text{..... 式 (10.1.44)}$$

q_a : 許容支持力度 (kN/m²)
 q_{\max} : 最大地盤反力 (kN/m²)

$$q_{\max} = \frac{b \cdot \gamma_b \cdot H_0 \cdot \operatorname{cosec} \theta_0 + \gamma_c \times \left\{ 0.1H_1 + \frac{1}{2}(H_1 + H_2) \cdot (B - 0.1) \right\}}{B}$$

..... 式 (10.1.45)

ここに、 B : 基礎幅 (m)

- H_0 : ブロック積直高 (m)
 - H_1 : 基礎コンクリート前面高 (m)
 - H_2 : 基礎コンクリート後面高 (m)
 - γ_b : ブロック積の単位体積重量 (kN/m³)
 - γ_c : 無筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
- } (図-10.1.77 参照)

..... (「10.1.10 (2) 自重」 参照)

(6)大型ブロック積擁壁

大型ブロック積擁壁には、ブロックの寸法、控長、ブロック間の結合構造等が異なる様々な形式のものがあり、擁壁の剛性はまちまちである。ブロック間の結合にかみ合わせ構造や突起等を用いたり、胴込めコンクリートで練積みにしたりした形式等は、通常の練積に相当するブロック間の摩擦が確保されているとして、ブロック積（石積）に準じた構造と考えてよい。また、控長の大きいブロックで鉄筋コンクリートや中詰めコンクリート等を用いてブロック間の結合を強固にした形式のものは、ブロックが一体となって土圧に抵抗するために、もたれ式擁壁に準じた構造と考えてよい。

大型ブロック積擁壁の設計に際しては、事前にブロックの強度及びブロック間の結合部強度を検討しておく必要がある。また、ブロック間のかみ合わせ抵抗のない空積による大型ブロック積擁壁の構築は行ってはならない。

通常のブロック積擁壁に準じた構造の大型ブロック積擁壁では、控長に応じた背面勾配と直高について、表-10.1.36を参考に定めるのがよい。なお、控長は直高に対し等厚でなければならない。

表-10.1.36 控長に応じた背面勾配と直高の関係⁸⁾

背面勾配		1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
控長	50cm 以上	—	~3.0m	~5.0m
	75cm 以上	~4.0m	~5.0m	~7.0m
	100cm 以上	~5.0m	~7.0m	~8.0m

注) 上表は、かさ上げ盛土高が直高の1/2程度以下まで適用できる。

もたれ式擁壁に準じた構造の大型ブロック積擁壁では、背面勾配と直高に応じて、最小控長を表-10.1.37により定めるのがよい。

表-10.1.37 背面勾配に応じた直高と最小控長の関係⁸⁾

背面勾配	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
直 高 H (m)	~5.0	~7.0	~8.0
最小控長 b (m)	0.15H 以上	0.12H 以上	0.1H 以上

注 1) 最小控長は50cm以上とする。

2) 岩盤等の切土部に法面保護工として用いる場合は、上表によらなくてもよい。

10.1.16 補強土壁

(1) 一般事項

補強土壁とは、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である。

補強土壁は、補強材や壁面材の材質や形状の異なる幾つかの構造形式が提案されている。代表的な補強土壁の構造形式には、図-10.1.80 に示すように、コンクリート製又は鋼製の壁面材と補強材として鋼製の帯板を用いた帯鋼補強土壁、鋼製の棒鋼及びアンカープレートを用いたアンカー補強土壁、コンクリート製又は鋼製枠による壁面材と面状の高分子系のプラスチック材料を補強材とするジオテキスタイル補強土壁がある。

代表的な補強土壁の構造形式とその特徴を表-10.1.38 に示す。

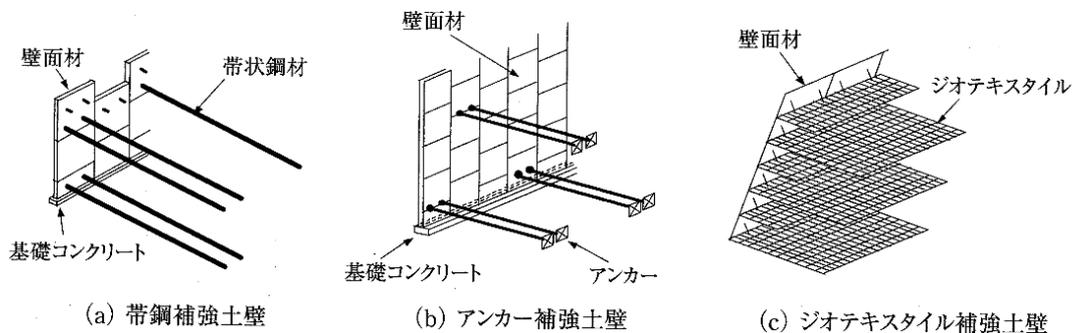


図-10.1.80 代表的な補強土壁の模式図⁸⁾

表-10.1.38 代表的な補強土壁の構造形式と特徴⁸⁾

構造形式	補強材	壁面工	特徴	留意点
帯鋼補強土壁	带状鋼材	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートパネル(分割型) 鋼製パネル 	<ul style="list-style-type: none"> 带状鋼材(リブ付き、平滑)の摩擦抵抗による引抜き抵抗力で補強効果を発揮する。 	<ul style="list-style-type: none"> 盛土材には、摩擦力が十分に発揮される砂質土系や礫質土系の土質材料が望ましい。岩石材料や細粒分を多く含む土質材料については、必要な対策を別途検討する。 補強材には、鋼製の材料を用いるため腐食対策が必要である。
アンカー補強土壁	アンカープレート付棒鋼	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートパネル(分割型) 鋼製パネル 	<ul style="list-style-type: none"> アンカープレートの支圧抵抗による引抜き抵抗力で補強効果を発揮する。 	<ul style="list-style-type: none"> 盛土材には、支圧抵抗力が十分に発揮される砂質土系や礫質土系の土質材料が望ましい。細粒分を多く含む土質材料については、必要な支圧抵抗力を得られることを確認して使用する。 補強材には、鋼製の補強材を用いるため、腐食対策が必要である。
ジオテキスタイル補強土壁	ジオテキスタイル	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製枠 コンクリートブロック コンクリートパネル(分割型) 場所打ちコンクリート 	<ul style="list-style-type: none"> 面状のジオテキスタイルの摩擦抵抗による引抜き抵抗力で効果を発揮する。 鋼製枠やブロック等の壁面材では植生による壁面緑化が可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 角張った粗粒材を多く含む盛土材料は、補強材を損傷する可能性があり、対策が必要である。 補強材には種類が多く、伸び剛性の高いジオテキスタイルを選定するのが望ましい。また、クリープ特性や施工時の損傷等、補強材の引張強度への影響について考慮する必要がある。

(2) 補強土壁の適用

ア 適用に当たっての基本的な考え方

補強土壁の適用に当たっては、各構造形式における力学的な安定のメカニズムや特徴を始め、使用される材料、法面勾配や規模の大小等による補強土壁の適用性について十分認識しておく必要がある。代表的な適用例を図-10.1.81に示す。

補強土壁の主な特徴としては、都市部や山岳部のように道路用地に制約がある場所において、特殊な施工機械を用いなくとも鉛直又は鉛直に近い壁面を持つ土工構造物を構築できること、壁面材に鋼製枠やブロックを用いた場合、植生により壁面を緑化し、景観に配慮できることが挙げられる。その一方、補強土壁は、一般にコンクリート擁壁に比べ規模が大きく厳しい条件の箇所で設置されることも多い。このような条件で設置された補強土壁に、変形・変状が生じた場合には、道路交通や周辺の構造物等に与える影響が大きい。このため、補強土壁の適用に当たっては、補強土壁の変形特性や変状形態、適用上の留意点を十分に理解しておく必要がある。

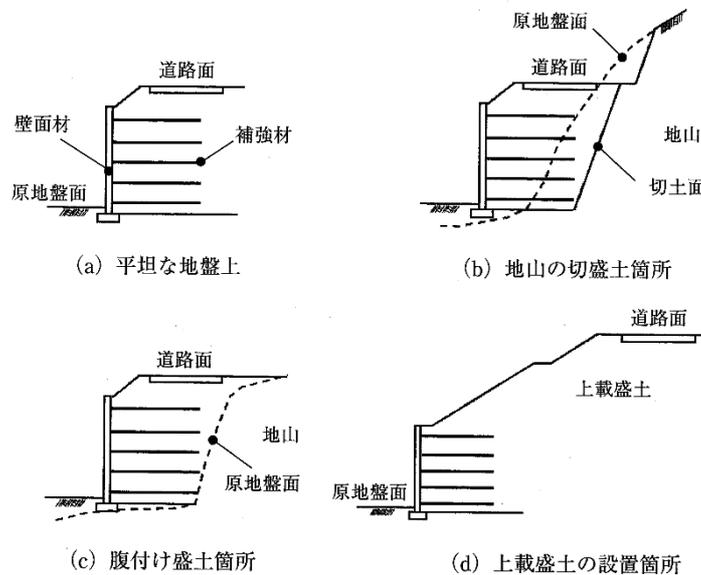


図-10.1.81 補強土壁の代表的な適用例⁸⁾

イ 補強土壁の変状

補強土壁は、力学的なメカニズムに起因し、完成後もある程度の変形を伴うことがある。しかし、適切な設計・施工がなされた場合、その変形量は限定的であり、構造的な安定に支障が生じることはない。しかし、次に示すような要因により盛土材と補強材、壁面材との拘束が不十分となった場合、補強土壁には大きな変形や変状が生じる。さらに、それらを放置した場合、盛土材のこぼれ出し等により、相互の拘束が低下し、補強土壁の力学的な安定性を保持できなくなる。

なお、変形や変状が生じた場合の補強土壁の復旧性については、変形や変状の内容、壁面材や補強材等の構造や補強土壁の規模等によって、その難易が大きく異なることに留意しておく必要がある。

(ア) 盛土材料と締固め不足に起因する変状

せん断強度の小さい盛土材料の使用や締固め不足等の不適切な施工が行われた場合には、補強材の引抜き抵抗力の不足や圧縮変形に伴い図-10.1.82に示すような、(a)壁面の前倒れや盛土の沈下、(b)局所的なはらみ出し、を引き起こすことがある。さらに、想定以上の土圧や引張力による壁面材の破損や補強材の破断、壁面材の基礎底面への荷重の集中に伴う壁面工の基礎の変形等が生じ、補強土壁が崩壊に至ることも想定される。このため、補強土壁に適した盛土材料を選定し、十分に締め固めることが必要である。

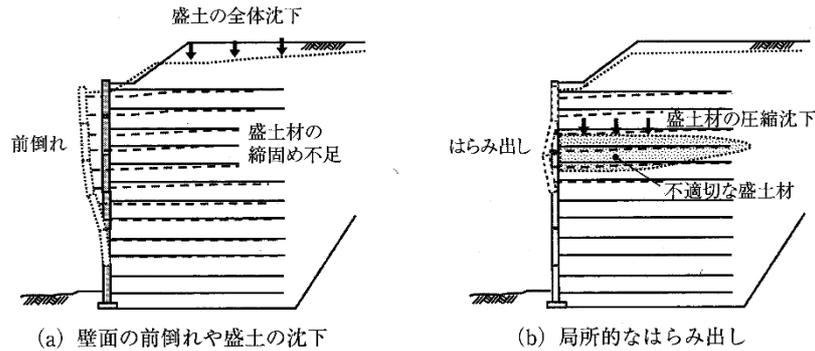


図-10.1.82 盛土材料・締固め不足に起因する補強土壁の変形・変状事例⁸⁾

(イ) 基礎地盤に起因する変状

地盤調査や施工時の基礎地盤の確認が不十分な場合には、基礎地盤の支持力やせん断強さの不足により図-10.1.85に示す重力式基礎の転倒、補強土壁を含む基礎地盤全体のすべりによる変形や崩壊等の重大な変状を生じることがある。また、このような大きな変状に至らないまでも、図-10.1.83(a)に示すような壁面工の基礎地盤の不同沈下に伴う壁面材の開きやズレ、前倒れ等が生じることがある。また、不十分な目地設置や異種構造物との境界において不適切な処理が行われた場合も、不同沈下に対応できず、図-10.1.83(b)に示すような壁面材の開きやズレ、クラック等の変状を伴うことがある。このため、基礎地盤の地質構成や支持力・せん断強さを的確に把握する必要がある。特に規模の大きな補強土壁や斜面上等のように地層構成が補強土壁の縦横断方向に変化すると推定される場所に補強土壁を設ける場合には、通常の調査より頻度を増した入念な調査を行うとともに、施工時には地盤の状況を確認することが重要である。

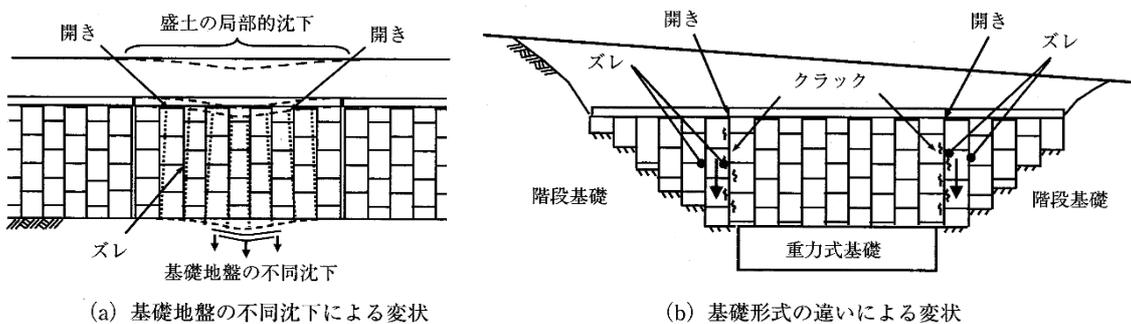


図-10.1.83 基礎地盤に起因する補強土壁の変形・変状事例⁸⁾

(ウ) 水に起因する変状

降雨等により補強領域内へ水が浸入した場合、盛土材の強度低下が生じる。さらに、流入する水が多量になると、盛土材の流出を引き起こすことがある。これらの補強領域内への水の浸入により盛土材の強度低下や流出が生じた場合、**図-10.1.84**に示すように壁面のはらみ出しや座屈等の変状が生じ、補強土壁は安定性が著しく損なわれる。このため、補強土壁では、「10.1.16 (7)排水工」に従い、適切な排水対策を行う必要がある。

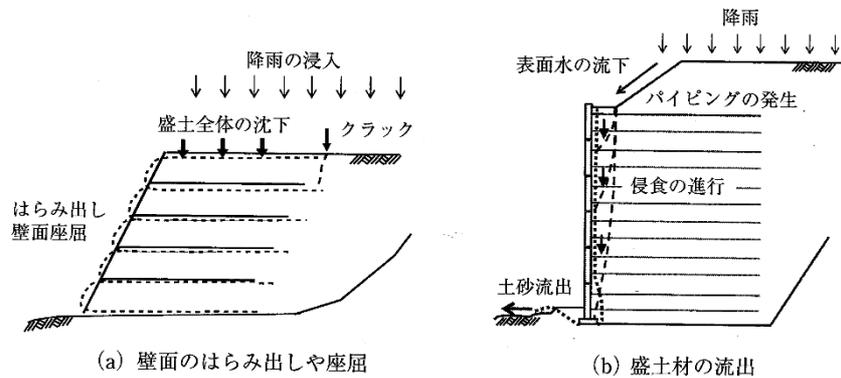


図-10.1.84 水の浸入による補強土壁の変状事例⁸⁾

(エ) 地震動に起因する変状

補強土壁は、強い地震動の作用を受けた場合には、壁面の前倒れや壁面材のクラックや角欠け、開き等の変状を生じることがある。こうした変状が大きくなければ直ちに補強土壁が不安定となることはない。ただし、その変状を放置した場合、前述したように壁面材の開きからの盛土材のこぼれ出し等が発生し、変状が進行するおそれがある。補強土壁に変状が認められた場合、外観だけでは原因の特定や構造的な安定性の判断は難しいため、施工記録を参考としつつ必要に応じて動態観測や周囲の状況等の調査・観察を行い、安定性を判断する必要がある。

補強土壁が安定と判断される場合でも、壁面材の開き等の変状は外観や部材の耐久性への影響が懸念されるため、充填材の注入や欠損部の修復を行う等状況に応じた適切な補修・補強対策を行うことが重要である。

リ 適用に当たっての留意点

(ア) 急峻な地形への適用

補強土壁を急峻な地形に適用する場合、原地盤面上に平坦な基礎底面を確保できないことがある。その際、壁面工の基礎に重力式基礎を設けることが多いが、基礎地盤の確認が不十分な場合、**図-10.1.85(a)**に示すような支持力不足による重力式基礎の転倒や沈下を生じることがある。また、基礎地盤に軟弱な層があると、**図-10.1.85(b)**に示すような補強土壁及び基礎地盤を含む全体すべり等を生じることがある。このため、急峻な地形での補強土壁の適用に当たっては、支持層や地層構成を確実に把握するため入念に地盤調査を実施し、重力式基礎の設計や基礎地盤を含む全体としての安定性の検討を行う必要がある。その際、基礎地盤の支持力は斜面上の基礎として評価する。さらに、施工時には、現地において支持層を確認し、設計時の想定と異なる場合は、当初の計画を変更し地盤改良等により支持力を確

保することが必要である。また、急峻な地形では、降雨や地山からの湧水等による水の影響を受けやすい。このため、補強土壁の適用に当たっては、基礎地盤や地山からの湧水の状況等を十分に把握し、適切な規模の排水施設を設ける必要がある。

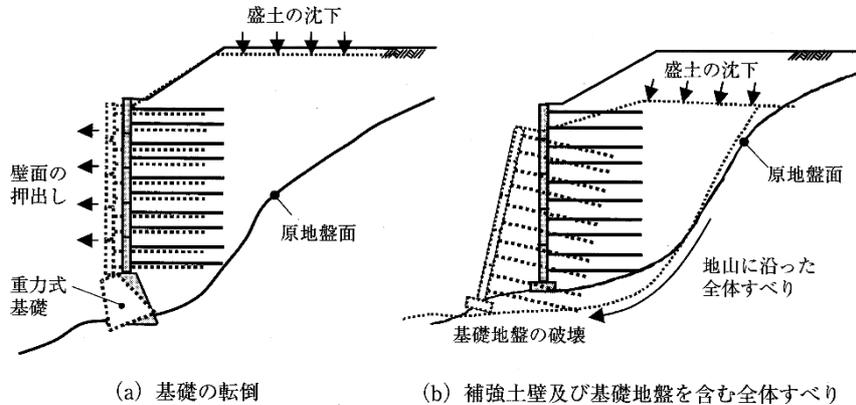


図-10.1.85 急峻な地形での補強土壁の変状事例⁸⁾

(イ) 集水地形への適用

補強土壁の変状は、図-10.1.84 に示したように水に起因するものが多い。補強領域内に浸透した水は、盛土荷重の増加に加え、間隙水圧の上昇による盛土材料のせん断抵抗力及び補強材の引抜き抵抗力の減少を招く等、補強土壁の安定性を大きく低下させる。このため、水の浸入の防止と浸入した水の速やかな排除が補強土壁では極めて重要である。特に谷部等の集水地形、切土法面等に湧水のある箇所、地下水位の高い箇所に補強土壁を設置する場合は、水が浸入する可能性が高くなる。これらの地形においては、水の浸入を防止する対策を行うことが適用の前提となる。このため、事前に表流水や地下水、湧水の状況を把握し、十分な排水施設を設け、浸入する前に表流水や湧水等を補強土壁外に排除させることが重要である。さらに、水が浸入しても、速やかに排除できるように、盛土内に密に排水施設を設ける等の対策を行う必要がある。

(ウ) 軟弱地盤への適用

軟弱地盤や軟弱な土層を含む地盤に補強土壁を構築する場合、基礎地盤の圧密沈下及び基礎地盤の支持力やせん断強さに関して留意する必要がある。軟弱な土層の層厚や荷重の大きさの違いに起因した壁面工の基礎の不同沈下は、図-10.1.82 や図-10.1.83 に示したような壁面の前倒れや壁面のズレや開き等を生じ、さらに沈下による変形量が大きくなると盛土材のこぼれ出し等の重大な変状に至ることがある。また、地盤条件によっては基礎地盤を含む全体すべりの発生も懸念される。このほか、砂質地盤では地震時の地盤の液状化による壁面の変形等も懸念される。柔な構造物である補強土壁は、基礎地盤の変形に対してある程度の追従性を有しているが、基礎地盤の沈下等により変形量が大きくなると、土留め壁としての機能を満足することができない。このため、軟弱地盤上に補強土壁を適用する場合は、入念な地盤調査に基づき地層構成や地盤特性を調べ、想定される圧密沈下量、不同沈下や全体すべり等を検討し、上記のような変状が想定される場合は、「4.4.4 軟弱地盤対策工」を参考に、軟弱地盤対策を計画した上で、補強土壁の設置を検討する。

(エ) 変形に対する制限が厳しい箇所や異種構造物との隣接箇所への適用

道路用地に制限のある市街地や都市計画道路等では、構造物の変形に制限を設けることがある。このような箇所に補強土壁を適用する場合、定められた形状に精度よく施工し、施工後の変形をできるだけ抑制することが求められる。このため、必要に応じて改良等により強固な基礎地盤を確保し、その上でせん断抵抗角が大きく、圧縮変形量の小さい盛土材料を用いて、十分に締固めを行うとともに、確実な施工管理に基づき精度の高い施工を行うことが必要である。また、補強土壁を他の構造物に隣接して設けると、地震動等の作用に対する挙動の特性の違いにより、壁面材の破損や境界部において開きやズレを生じて背後の盛土材がこぼれ出すことが懸念される。このため、他の構造物との境界部では、緩衝部を設ける等、壁面材の局所的な損傷を防止し背後の盛土材がこぼれ出さない適切な対策を行う必要がある。

(オ) 積雪寒冷地への適用

積雪寒冷地において冬期に盛土工を施工する場合、盛土材に凍土や雪氷が混入することがある。凍土は凍結した状態では大きな強度を有するが、融解すると脆弱になる。また、雪氷が混入すると締固めが困難となり、盛土の品質を確保できなくなる。このため、低温下の気温条件で補強土壁の施工を行う場合は、凍土や雪氷が混入しないようにする。また、補強土壁は、鉛直又は鉛直に近い壁面を有しており、壁面部のほとんどは積雪による断熱効果を期待できず、冷気にさらされ続ける状態となる。このため、壁面の背面に凍上しやすい材料があると、壁面からの冷気により凍結が進行して大きな凍上力が作用し、補強材又は壁面材と補強材の連結部が破断する場合がある。補強土壁の凍上対策については、壁面材の背面の凍結深さまでの範囲を透水性の高い良質材を使用する方法や断熱材を適用する方法がある。凍上対策については、「8.6 凍上防止対策」を参照する。

(カ) 水辺への適用

補強土壁が長期にわたって浸水する箇所では、有効応力の減少、土の湿潤による盛土材の引抜き抵抗力の低下、補強材の腐食が懸念される。さらに、水位変動の影響を受ける箇所では、水位差による残留水圧が壁面に作用し、盛土材の吸出しや基礎の洗掘も生じる可能性がある。このため、水辺での適用に際しては、入念な調査により基礎地盤の地形、土質・地質条件、使用材料の条件や水位の変動等を十分に把握し、有効応力の減少や土の湿潤による盛土材の引抜き抵抗力の低下等により補強土壁の安定性に問題が生じないこと、補強材が腐食に対して十分な耐久性を有していることを照査する。また、水位変動の影響を受ける箇所では、残留水圧の影響を十分に考慮し、盛土材の吸出しや基礎の洗掘により補強土壁の安定性に問題が生じないよう適切な処置を行う必要がある。

なお、補強土壁を流水中に設けると流木等による壁面材の損壊や揚圧力による補強材の引き抜け・盛土材の吸出し、基礎の洗掘等を受け、致命的な変状を引き起こすことがあるため、河川等の流水の影響を受ける箇所では、原則として適用しない。

(3) 補強土壁の設計

ア 設計手順

補強土壁の設計に当たっては、

- ① 補強土壁を構成する部材の安全性の照査
- ② 補強土壁の安定性の照査
- ③ 基礎工、排水工、附帯する構造の検討

を行う。なお、補強土壁の安定性については、補強土壁自体の安定性の照査を行うとともに、補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性について検討する必要がある。

これらの照査・検討は図-10.1.86 に示す設計の手順に従って行うのがよい。

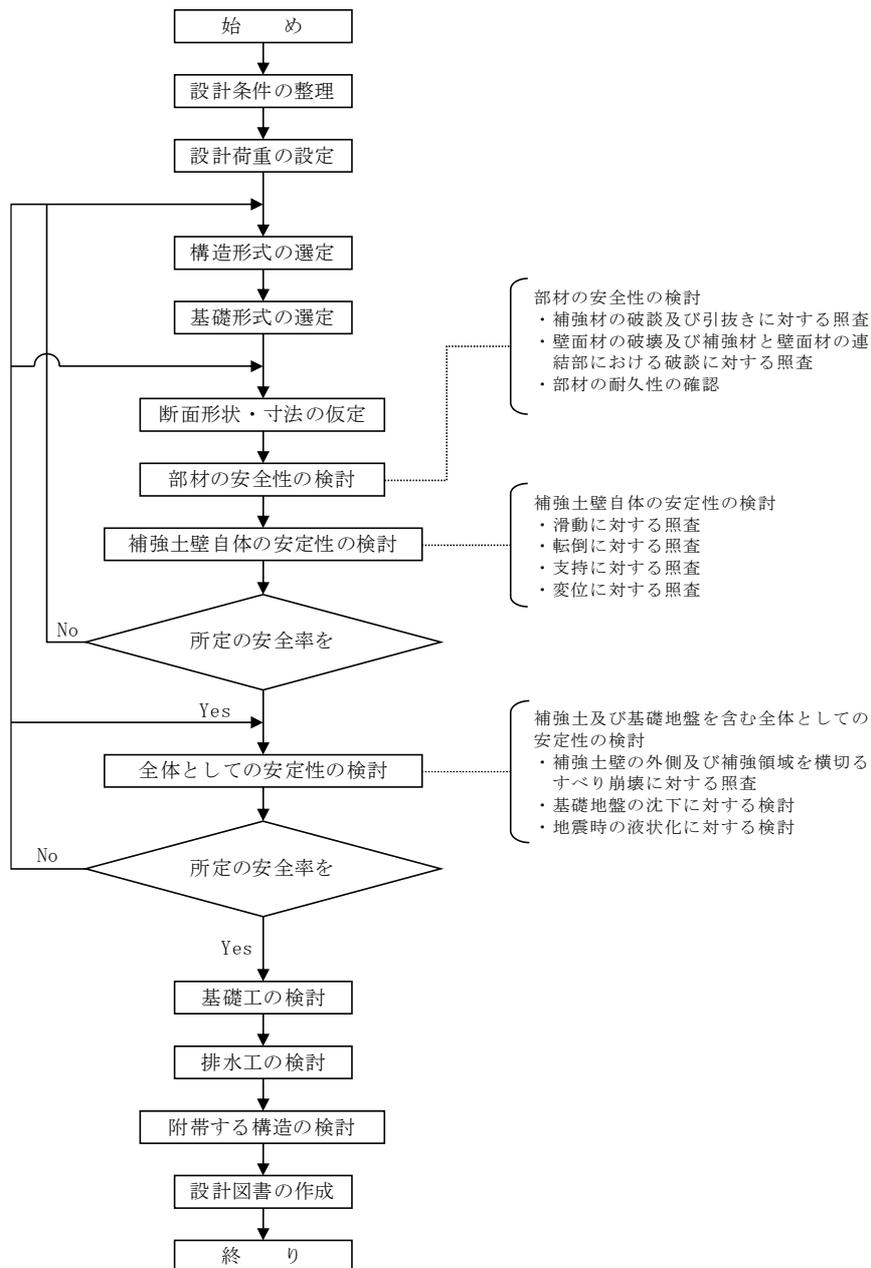


図-10.1.86 設計の基本手順⁸⁾

イ 補強土壁の部材の安全性の照査

補強土壁の部材の安全性に対する照査では、図-10.1.87 に示すように、壁面材に作用する土圧によって発生する補強材の引張力に対して、補強材の破断、引抜き、壁面材の破壊及び壁面材と補強材の連結部の破断に対する安全性を照査し、補強材や壁面材等の強度及び補強材の引抜きに対して必要となる補強材の長さや設置間隔を設定する。

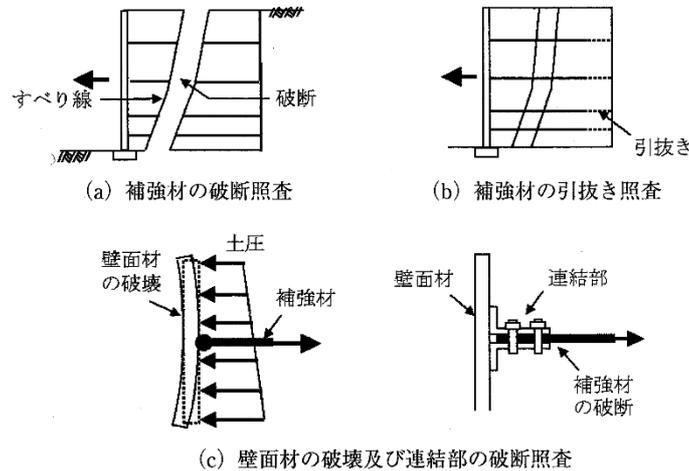


図-10.1.87 部材の安全性の照査における照査項目⁸⁾

(ア) 補強材の破断及び引抜きに対する照査

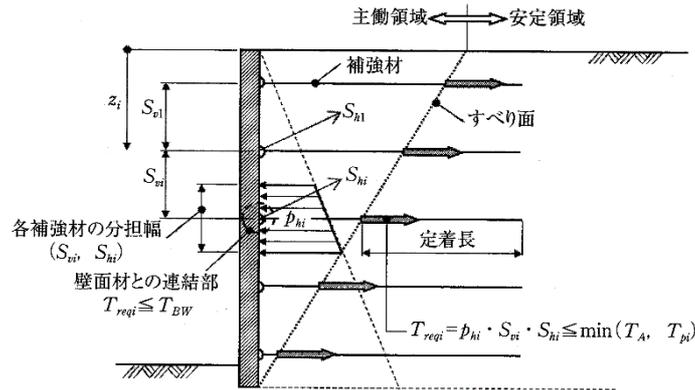
図-10.1.88 に示すように、壁面材には、土圧が作用する。補強土壁が安定するためには、補強材には壁面材に作用する土圧の水平土圧合力 p_h と釣り合う引張力 ΣT_{reqi} が必要となる。深さ Z_i の補強材に作用する引張力の大きさは、連結した壁面材に作用する水平土圧 p_{hi} に補強材の配置間隔 S_{vi} 、 S_{hi} を乗じて求める。

補強材の破断及び引抜きについては、この引張力 T_{reqi} に対し、補強材の破断や安定領域側での補強材の引抜きが生じないことを照査する。地震時は、地震時土圧に対する照査を行う。なお、配置間隔は、盛土材と補強材による拘束効果を十分に期待できる間隔とする。

補強材の破断については、補強材に作用する引張力 T_{reqi} が、補強材の設計引張強さを上回らないことを照査する。

補強材の引抜きについては、補強材に作用する引張力 T_{reqi} が仮定したすべり面より奥側の安定領域側に位置する補強材の設計引抜き抵抗 T_{pi} を上回らないことを照査する。設計引抜き抵抗 T_{pi} は、補強材を設置した深さ Z_i での土の土かぶり圧 ($\gamma \cdot Z_i$) を基に、摩擦で抵抗を発揮する補強材では補強材の長さ・幅から、支圧力で抵抗を発揮する補強材では支圧板の寸法・形状等から、それぞれ安全率を考慮して求める。

以上から、補強材の必要な長さ又はアンカー体の寸法・形状や配置位置を定める。補強材の安定領域での定着長（敷設長さ）やアンカー体の寸法・定着位置は、補強材の引抜き抵抗が確実に発揮できる余裕を持った設定とする。



ここに、

- p_{hi} : 壁面材に作用する水平土圧 (kN/m²)
- S_{vi}, S_{hi} : 補強材の鉛直及び水平配置間隔 (m)
- z_i : 補強土壁天端からの深さ (m)
- T_{reqi} : 各補強材に作用する引張力 (kN/m)
- T_{pi} : 各補強材の引抜き抵抗 (kN/m)
- T_A : 補強材の設計引張強さ (kN/m)
- T_{BW} : 壁面材と補強材との連結部の設計強度 (kN/m)

図-10.1.88 補強材に作用する引張力の考え方⁸⁾

(イ) 壁面材の破壊及び壁面材と補強材との連結部における破断に対する照査

壁面材の破壊については、壁面材に作用する土圧及び補強材に作用する引張力 T_{reqi} により、壁面材のコンクリートや鋼材等に生じる応力が許容応力度を上回らないことを照査する。また、壁面材と補強材との連結部における破断については、補強材に作用する引張力 T_{reqi} が、壁面材と補強材との連結部の設計強度 T_{BW} を上回らないことを照査する。

ウ 補強土壁の安定性の照査

(ア) 補強土壁自体の安定性の照査

補強土壁自体の安定性に対する照査として、補強土壁を一つの土工構造物とみなし、この土工構造物に作用する荷重に対して安定であるとともに、変位が許容変位以下であることを照査する。このときの許容変位は、補強土壁により形成される道路及び隣接する施設に有害な影響を及ぼさない変位とする。なお、変位の照査については、通常的地盤では、安定に対する照査を行えば一般に省略してもよい。ただし、補強土壁の規模や地盤条件等から補強土壁の変形が予想される場合、変形に関する制限が厳しい箇所等、厳しい条件下で補強土壁を適用する場合は、必要に応じて沈下・変形に対する照査を行うものとする。

[参 考] 補強土壁自体の安定性の照査

補強土壁自体の安定性の照査においては、壁面工及び部材の安全性の照査により決定した補強領域からなる補強土壁を一つの土工構造物とみなし、「10.1.11 安定計算」に準拠し、図-10.1.89のように、滑動、転倒及び支持に対して安定であることを照査する方法がある。

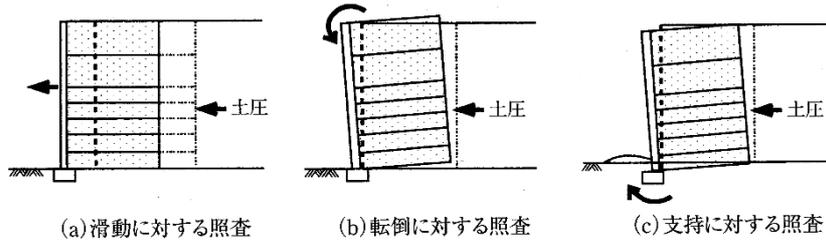


図-10.1.89 補強土壁自体の安定性の照査項目⁸⁾

(a) 滑動に対する安定の照査

滑動に対する安定の照査は、補強土壁の仮想背面に作用する土圧、慣性力等による滑動力と、補強土壁の底面に生じる滑動抵抗力とを比べて、所定の安全率を有するかを照査する。ジオテキスタイル補強土壁のように、補強土壁の底面全面に補強材を配置する場合は、底面に生じる滑動抵抗力として、基礎地盤と補強材、補強材と盛土材の間に生じるせん断抵抗力のうち最小となる値を用いて照査する。

(b) 転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定の照査は、図-10.1.90のように、補強土壁に作用する荷重の底面での合力 R の作用位置 d を求め、補強土壁の底面幅 B の中央からの偏心距離 e が許容値内（常時では底面幅の中央の $B/3$ の範囲内、地震時では $2B/3$ の範囲内）に入ることを照査する。なお、補強土壁は、後方へ転倒するような挙動を示さないため、合力 R の作用位置が補強土壁の底面幅 B の中央から後方に位置する場合は、転倒に対しては安定とみなすことができる。

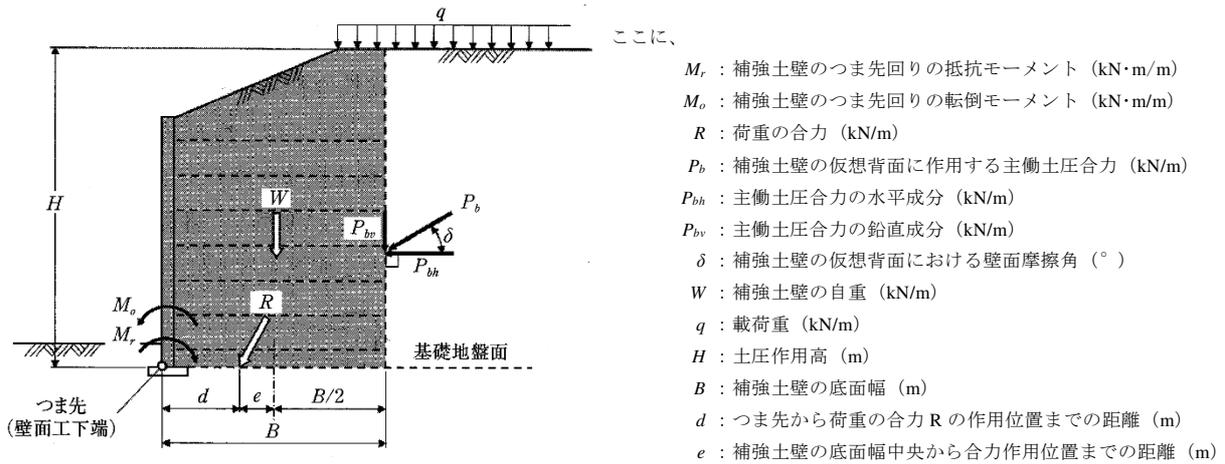


図-10.1.90 作用荷重と合力の作用位置の考え方⁸⁾

(c) 支持に対する安定の照査

補強土壁は柔な構造特性を有し、底面に作用する地盤反力は、仮想背面に土圧が作用しても剛なコンクリート擁壁において見られるような偏った反力分布は生じにくいことが実験等で確かめられている。このため、通常の盛土と同様に、円弧すべりにより地盤のせん断破壊を照査することで、支持に対する安定の照査は省略してもよい。

ただし、壁面材にパネルやブロック等を用いる場合は、壁面工の基礎底面に地盤反力が集中することがあり、支持に対する安定の照査を行うものとする。その際、壁面工の基礎と補強領域の基礎地盤面で沈下・変形に大きな差が生じないように留意する。

補強土壁の支持に対する安定の照査は、補強領域の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度を参図-10.1.3に示すように、自重、補強土壁の仮想背面に作用する主働土圧合力の鉛直成分、載荷重等の鉛直成分が補強領域の底面に均等に作用するものとして求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度以下であることを照査する。また、壁面材に剛なコンクリート製のパネルやブロックを用いる場合は、壁面工の基礎に壁面材の自重と壁面材に作用する土圧合力の鉛直成分 P_v が作用するものとして照査する。なお、壁面材に作用する土圧合力の鉛直成分は、土圧合力の水平成分 P_h と土圧合力の作用方向 δ_w により求められ、通常、土圧作用面の状態が土とコンクリートの場合は、常時 $\delta_w = 2\phi/3$ 、地震時 $\delta_w = \phi/2$ とすることができる。

補強土壁を斜面上に適用する場合には、斜面の影響を考慮した許容鉛直支持力度を用いて照査を行う。また、表層は軟弱であるが、比較的浅い位置に良質な支持層がある場合には、安定処理や良質土による置換えを行い、改良盤を形成してこれを基礎地盤とし、その上に補強土壁を設けることがある。その際、改良範囲は補強土壁の底面全幅以上を対象とすることを原則とし、安定照査を行う必要がある。さらに、補強土壁の規模や地盤条件等から補強土壁の変形が予想される場合、変形に関する制限が厳しい箇所等、厳しい条件下で補強土壁を適用する場合は、支持に対する安定の照査とともに、必要に応じて沈下・変形に対する照査を行うものとする。

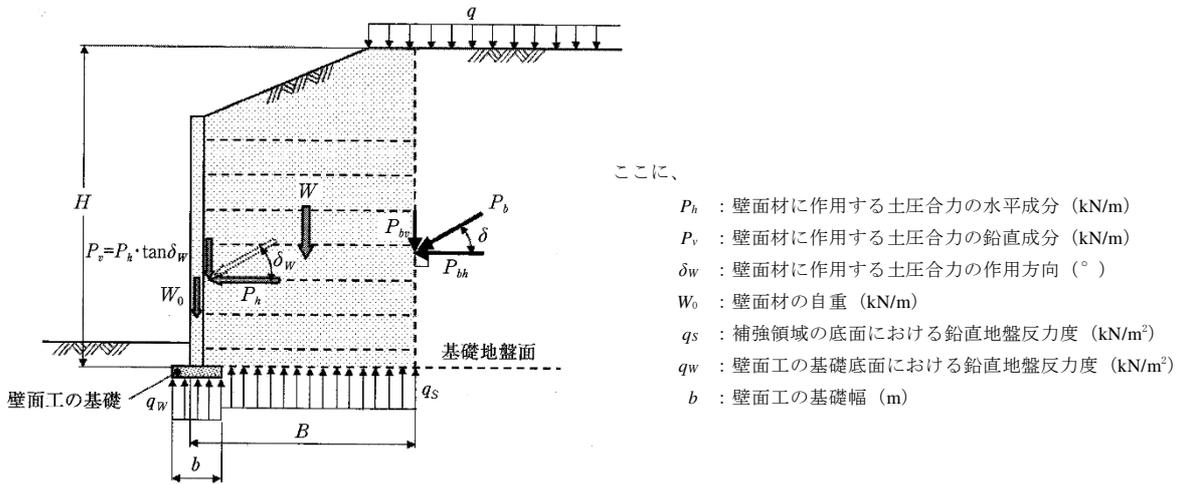


図-10.1.91 補強土壁の地盤反力度分布の考え方⁸⁾

(イ) 補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討

補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性については、図-10.1.92に示すように、補強土壁の外側及び補強領域を横切るすべりや基礎地盤の沈下、液状化の影響等に対する検討を行う。

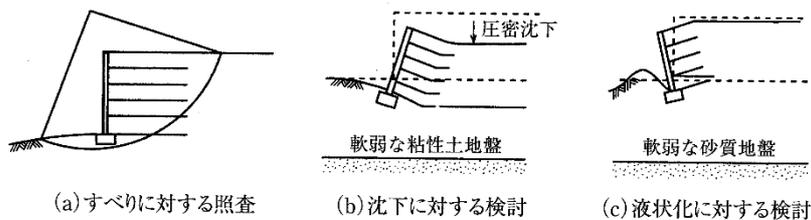


図-10.1.92 全体としての安定性に対する検討項目⁸⁾

a 補強土壁の外側及び補強領域内を横切るすべりに対する安定の照査

補強土壁の外側及び補強領域を横切るすべりの照査は、補強土壁を含めた背面盛土及び基礎地盤を含む全体のすべりに対する安定を照査する。特に、図-10.1.93に示すように、補強土壁の背後に高いかさ上げ盛土を設ける場合や斜面上等に補強土壁を設置する場合は、背面盛土及び基礎地盤を含めた補強土壁の外側及び補強領域を通過する全てのすべりに対する照査を行う。なお、補強領域を横切るすべりの照査では、仮定するすべり面を横切る補強材の引抜き抵抗力を考慮する。これらの検討は、「5.4 補強盛土・軽量盛土」を参照する。

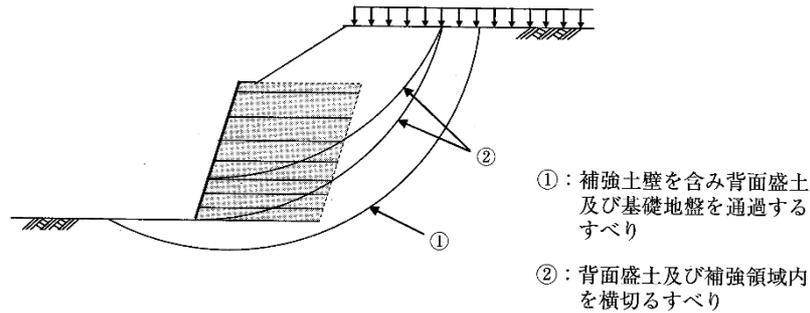


図-10.1.93 想定される全てのすべり面に対する安定の照査⁸⁾

b 基礎地盤の沈下に対する検討

基礎地盤に軟弱な土層を含む場合には、圧密沈下に対する検討が必要である。「10.1.16 (2) 補強土壁の適用」に記述したように、軟弱地盤上に補強土壁を構築した場合、軟弱な土層の層厚や荷重の大きさの違いに起因した不同沈下により壁面材の開きや角欠け等の変状・損傷を生じることがある。また、過度な沈下が生じると、応力集中により補強材や壁面材等の部材に損傷等が発生し、補強土壁の安定性に重大な影響を及ぼすこともある。このため、軟弱地盤上に補強土壁を適用する場合には、「4.4 軟弱地盤対策」及び「5.4 補強盛土・軽量盛土」に従い、基礎地盤のすべりに対する安定とともに、圧密沈下についても検討を行い、変形・変状が懸念される場合には、必要な対策を検討する。

c 液状化の影響に対する検討

基礎地盤に液状化が懸念される緩い砂質土層が存在する場合には、地盤の液状化に対する安定性を検討する。なお、地盤の液状化の判定については、「4.4.3 基礎地盤の液状化」を参照する。

(4) 補強材の配置

補強材は適切な間隔で配置しなければならない。補強材の設置間隔を広くすると盛土材との拘束効果や補強領域の一体化効果が損なわれる等、構造上の問題を生じる。このため、補強材の設置間隔は、鉛直方向は最大 1.0m 程度で、水平方向は面状の補強材は連続して配置し、帯状や線状の補強材は鉛直方向と同程度の間隔に配置する。なお、鉛直方向への設置間隔は、盛土締固めの仕上がり層厚の整数倍の間隔にしておけば、締固めの管理等の面では効率的である。

補強領域の上段部に位置する補強材は、土かぶり厚さが薄いと十分な引抜き抵抗力が作用せず、地震時に変形が生じやすい。このため、引抜き抵抗力を発揮できる適切な長さや土かぶり厚さを確保し、十分に締固めを行うことが必要である。なお、壁面材の脱落は盛土材のこぼれ出しをまねき、補強土壁の崩壊につながるため、補強材は壁面材を確実に支持できるように配置するとともに、補強材と壁面材との連結部の一部に損傷や破断が生じて壁面材が一気に脱落しない構造とする必要がある。

(5) 基礎工

壁面工の基礎には、壁面材の自重に加え壁面に作用する土圧合力の鉛直成分が作用するため、十分な支持力を確保できる構造とする。壁面工の基礎形式は、図-10.1.94 に示すように、良好な基礎地盤面上に設置する布状基礎や、良好な支持層まで掘削して設ける重力式基礎等があり、

基礎地盤や壁面材の種類、荷重条件等に応じて適切な基礎形式を選定する。剛な壁面材を用いる場合は、基礎の仕上がり面の不陸が壁面の変形の原因となるため、平坦性の確保が極めて重要である。

重力式基礎は、補強土壁を山岳地の急峻な地形等に設置する場合に、平坦な基礎地盤を確保し、壁面工からの荷重を崩積土等の土層を避け、堅固な基礎地盤に伝達するために用いられる。この重力式基礎の設計は、重力式基礎の天端に作用する壁面及び補強土壁底面からの作用荷重と、背面盛土による土圧を考慮し、滑動、転倒及び支持に対する安定について照査する。

また、基礎地盤の変形は、補強土壁の仕上がりに大きく影響する。このため、補強土壁の基礎地盤は、有害な沈下や変形等を生じないように荷重や地盤条件に応じて適切な措置を行う。一般の地盤条件では、良質土を用いて平坦かつ水平に仕上げる。

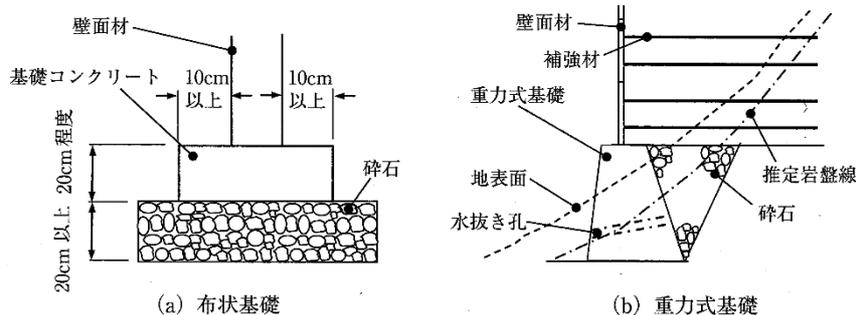


図-10.1.94 壁面工の基礎形式の例⁸⁾

壁面工の基礎の根入れ深さ (D_f) は、図-10.1.95 に示すように、原地盤面あるいは計画地盤面から補強土壁の基礎地盤面又は壁面工の基礎天端までの深さで、原則として 50cm 以上とし、基礎地盤のせん断抵抗力等を確保できるように洪水時や豪雨時の洗掘、人為的な掘り返しによる前面地盤の撤去、凍結や融解等の影響を考慮して決定する。補強土壁を水辺構造物として適用する場合は、基礎を岩着させる等、基礎地盤の洗掘や盛土材のこぼれ出しが生じないように、補強土壁の前面には根固め工を設ける等基礎の安定には十分な対策を検討する。

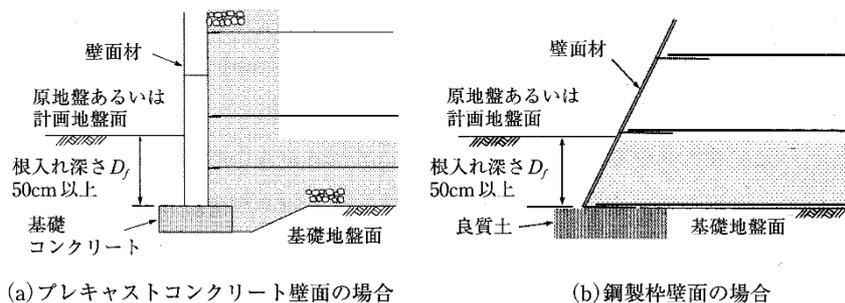


図-10.1.95 基礎の根入れ深さの例⁸⁾

(6) 壁面工

補強土壁の壁面には、縦断方向に基礎形式が異なる場合や壁高の高低により補強材の配置が大きく変化するような箇所では、図-10.1.83 に示したように、施工時の変形や基礎の不同沈下等により、壁面工の縦断方向にクラックや開き等を生じることがある。そのような変形が予想さ

れる箇所には、壁面工に適切な間隔で鉛直目地を設ける。また、補強土壁を橋台やカルバート等の剛な構造物と直接、接して設ける場合、地震時に補強土壁と構造物の挙動が異なるために壁面材が破損することがある。このような箇所では、緩衝部を設ける等、相互の変形の相違を吸収させ、壁面工や構造物の破損を防止するための措置を行う。

パネルやブロック等の剛な壁面材を用いる場合は、隣り合う壁面材の継目や目地部、壁面材に設けた水抜き孔、補強土壁と隣接する他の構造物との境界部等から、排水に伴い背面の盛土材が流出しないよう留意する。また、補強土壁の変形に伴い壁面材の継目等に開きやズレが生じた場合においても、盛土材のこぼれ出しが生じないように、不織布等の透水性を有したこぼれ出し防止材を壁面工の背面に設ける。

鋼製枠とこぼれ出し防止用の不織布で構成される壁面工や、植生土のう等を補強材で巻き込んだ壁面工では、表面に露出したジオテキスタイル（不織布、補強材等）が紫外線による劣化や衝突・火災等により損傷することが考えられる。このため、**図-10.1.96** に示すような、壁面保護工を設け壁面材を保護する。

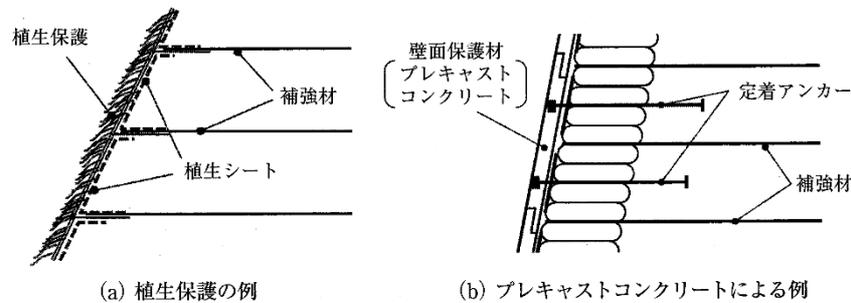


図-10.1.96 壁面保護工（例）⁸⁾

(7) 排水工

ア 一般事項

補強土壁には、雨水や雪解水、湧水等の補強領域内への浸入を防止するとともに、浸透してきた水を速やかに排除するため、補強土壁の設置条件や構造に応じて、適切に排水工を設ける必要がある。

排水対策としては、路面や法面に降った雨水・雪解水、あるいは補強土壁が横断する沢の水を円滑に流下・排除し、補強領域への浸入を防止する表面排水工と、切土面における湧水等の補強領域内への浸入の防止と補強領域内に浸透した水を速やかに排除する地下排水工がある。また、施工中においても、その進捗状況に応じて、補強領域内への水の浸入を防ぐ適切な排水対策を行う必要がある。**図-10.1.97** には、切土面に設置する補強土壁と谷部を横断して設置する補強土壁の排水工の例を示す。

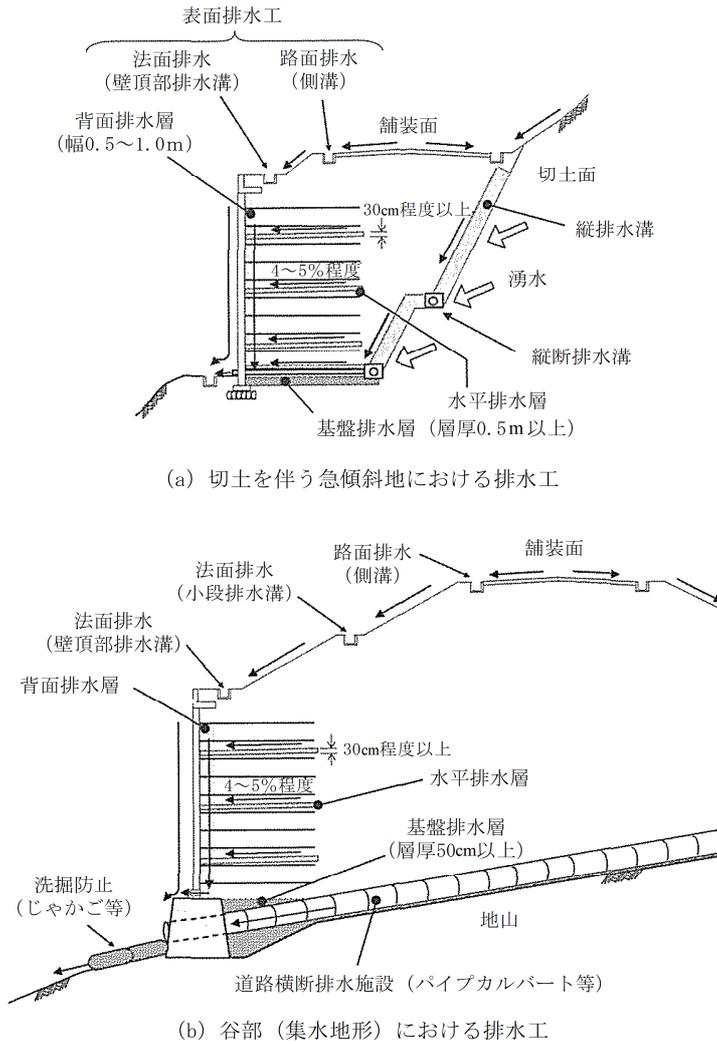


図-10.1.97 補強土壁の排水工の例⁸⁾

イ 排水工の設計

(ア) 表面排水工

補強土壁の表面排水工としては、法面排水工と横断排水工がある。

a 法面排水工

補強土壁の天端にかさ上げ盛土を設ける場合は、盛土や補強領域や基礎地盤への雨水や雪解水等の表流水の浸入や法面の侵食を防ぐため、法面には植生工やコンクリートブロック張り等の不透水層を設ける。法面や路面を流下する表流水は、法肩、小段、補強土壁の頂部に設ける図-10.1.98に示すように、排水溝で集水し流末まで流下させる。また、切り盛り境は、水を集めやすいため、図-10.1.98(b)に示すような排水溝や地下排水溝を設け、表流水が補強領域等に浸入しないようにする。これらの設置に当たっては、溢水が生じないように十分な断面を見込むとともに、合流部や排水勾配の変化点では跳水、溢水が生じないように排水溝等の構造や流下方向に留意する。また、盛土の沈下が想定される場合には、排水溝の通水能力の低下が生じないように配慮する。これらの排水工の流末は、基礎部の洗掘等が生じないように配慮するとともに、流域全体で流末処理を計画することが重要である。

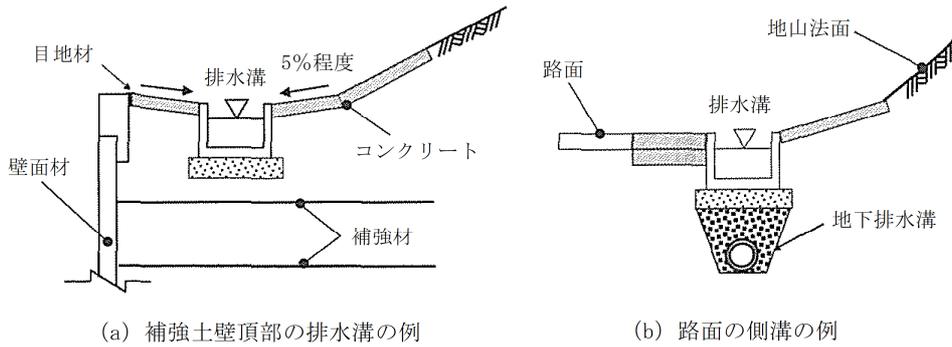


図-10.1.98 表面排水工の例⁸⁾

b 道路横断排水工

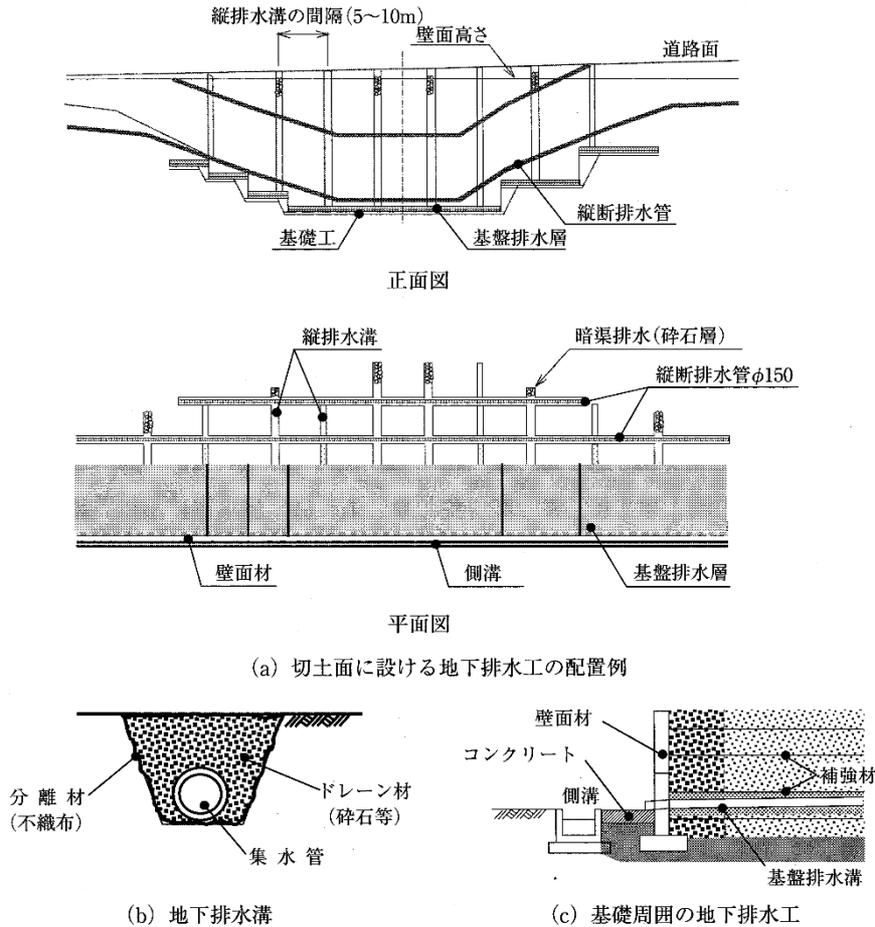
図-10.1.97(b)に示すような、谷部や沢等の集水地形を横切る場合に設置する道路横断排水施設は、流入する水の流れを阻害しないように断面に余裕をもたせ、流入口の形状や勾配等に十分な配慮が必要である。

(イ) 地下排水工

補強土壁の地下排水工には、地下排水溝、基盤排水工、水平排水層、壁面背面排水層がある。地下排水工は、補修が困難であるため、目詰まりが生じにくく、盛土や基礎地盤の沈下に追随できるようにする必要がある。

a 地下排水溝

自然斜面を切土して補強土壁を設置する場合は、図-10.1.97(a)及び図-10.1.99(a)に示すように、水が集まりやすい切り盛り境や掘削法面の小段に縦断排水溝を設け、5.0～10.0m 間隔で設けた縦排水溝により基盤排水層又は基盤排水溝へと浸透水を導く地下排水工を設ける。また、掘削時に切土面から湧水が流出する場合は、湧水量の程度に応じて排水施設を増設する。湧水量が著しく多い場合には、排水計画全体を再検討し、余裕を持った排水工を計画する。

図-10.1.99 表面排水工の例⁸⁾

b 基盤排水工

補強土壁の底面には、地下水及び地山からの湧水等による補強領域内への浸入を防止し、速やかに補強領域外に排除するため、基礎地盤の表面には厚さ 50cm 程度以上の基盤排水層又は基盤排水溝を設置する。基盤排水層には、碎石、砂等の透水性が高く、せん断強さの大きい土質材料を用いるものとし、透水係数は $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2} (\text{cm/s})$ 程度以上、かつ、盛土材料の透水係数の 100 倍程度以上とする。また、排水層の設置幅については、補強領域の底面幅程度とし、切土部に補強土壁を設置する場合は、切土面に設置する地下排水溝と連続して排水できる長さを目安にする。

c 水平排水層

補強領域内への浸透水を排除するため、必要に応じて盛土の一定厚さごとに、補強領域内に適切な排水勾配で水平排水層を設ける。特に、規模が大きい補強土壁やかさ上げ盛土を有する補強土壁に細粒分を多く含む材料を盛土材として用いる場合には、水平排水層を設置する必要がある。排水材料としては、碎石や砂、又は高い排水機能を有する不織布を用いる。碎石や砂を用いる場合は、厚さ 30cm 程度以上で透水係数が $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2} (\text{cm/s})$ 程度以上、かつ、盛土材料の透水係数の 100 倍程度以上の良質な材料を使用する。なお、これらの排水層には、周囲の盛土材が流入して目詰まり等を生じないように、境界部に不織布等を配置しておくのが望ましい。また、補強領域内の水平排水層は、湧水等を

補強領域内に導水しないように切り盛り境に設置する縦断排水溝と連結しないことが重要である。

d 壁面背面排水層

コンクリート製の壁面材を設ける場合、**図-10.1.100**に示すように、壁面材の背面には厚さ0.5～1.0m程度の透水性の良い碎石等、又は目詰まりが生じにくく十分な通水性を持った透水マット等による背面排水層を設ける。なお、透水性の悪い盛土材料を使用する場合の補強領域内に設ける水平排水層は、背面排水層と接続し、補強領域内に浸入した水を基盤排水層等から速やかに排水できる構造とする。また、碎石等による背面排水層は、寒冷地に見られる壁面材の表面からの凍結による凍上現象の抑制に有効な対策となることが知られており、現地条件に応じて背面排水層の厚さを設定するのがよい。

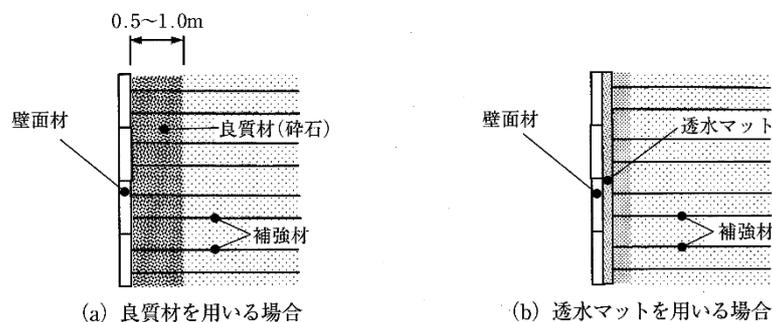
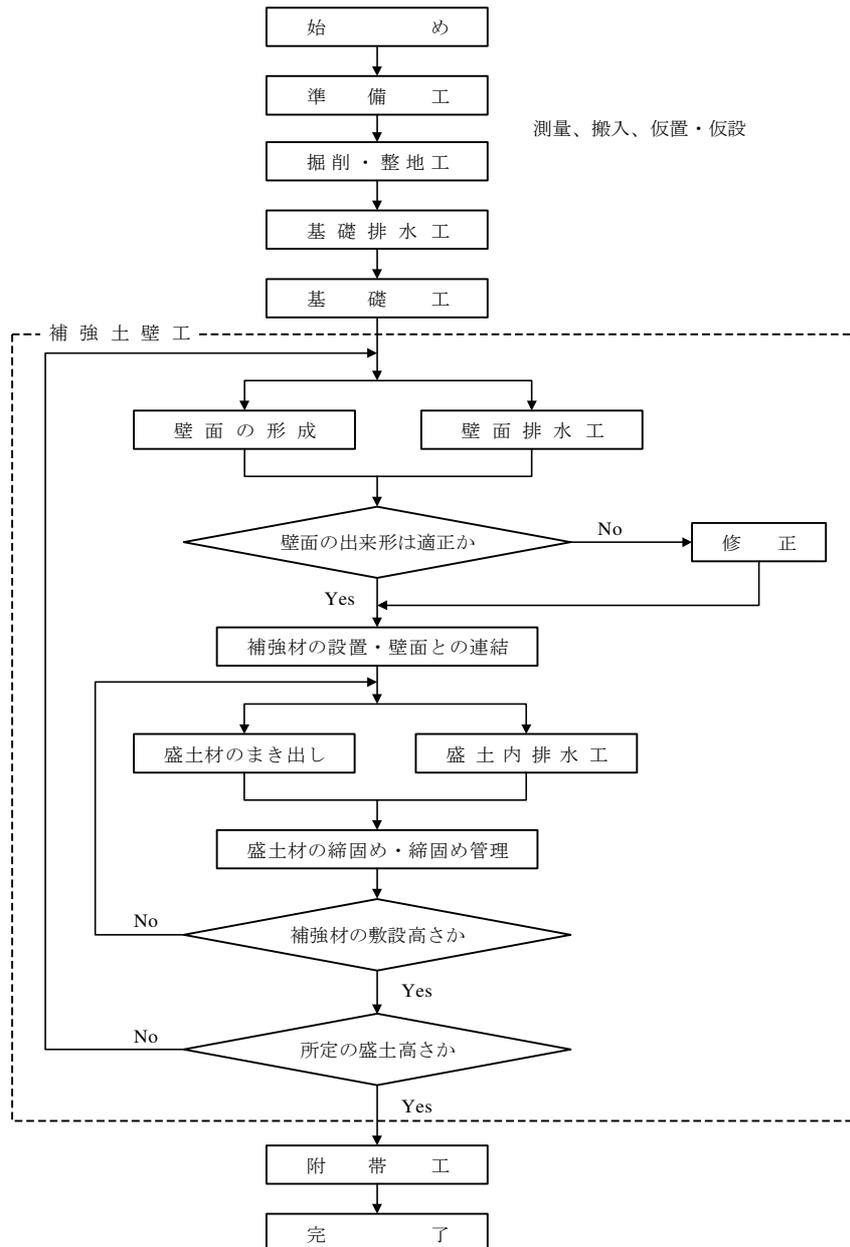


図-10.1.100 壁面背面排水層の例⁸⁾

(8) 施工時の留意点

ア 施工手順

補強土壁は**図-10.1.101**に示すように、排水工や基礎工等の施工後に、補強土壁工として壁面の形成と補強材の敷設、盛土材のまき出し・締固めが繰り返される。それぞれの施工工程においては、壁面材の鉛直性の確保、不陸のない補強材の敷設、盛土材の締固め等の確実な作業と品質・出来形管理を行い、その積み重ねによって安定性と出来上がり精度が確保された補強土壁を構築することができる。

図-10.1.101 補強土壁の施工手順⁸⁾

イ 基礎工

補強土壁の基礎工は、対象となる原地盤の地形、補強土壁の用途、構造、施工方法に関わらず、水平となるように施工する必要がある。また、基礎地盤面の仕上がりの良否は補強土壁の出来形や全体的な安定性に影響を及ぼすため、現場条件に応じた適切な管理基準を設けて、丁寧かつ慎重に施工する必要がある。また、基礎地盤の支持力特性が補強土壁の縦断方向で異なることが想定される場合は、施工時に基礎地盤の状態を確認し、基礎工の設置計画の見直しや、基礎地盤の改良、壁面材の目地の設置等、基礎地盤の状況に応じた適切な対策を行う。

原地盤が補強土壁の縦断方向に傾斜している場合の補強土壁の基礎工は、図-10.1.102に示すような階段式の基礎形状となる。その際、掘削時において上段の基礎地盤を乱すことが多く、その状態で壁面工の基礎を設置すると不同沈下の原因にもなるため、時間を置かずにコン

クリートを打設するか、乱された部分を粗粒材で置き換える等の対処が必要となる。また、壁面工の基礎が重力式基礎の場合は、背面は狭隘となるため、締固めが難しい。このため、碎石等粗粒材で埋め戻すとともに、人力により確実に締固めを行う。

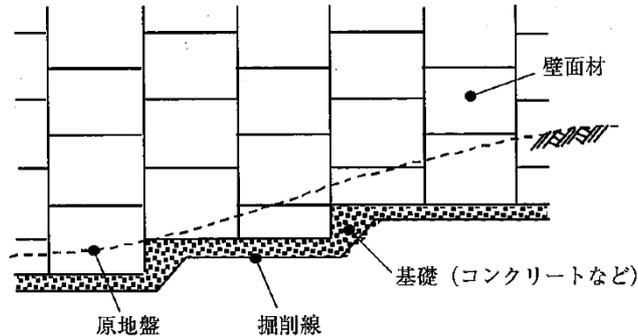


図-10.1.102 階段式の基礎工の例⁸⁾

ウ 壁面材の設置

壁面材の組立ては、計画する壁面勾配、高さの施工精度を確保するため、壁面材を設置するごとに直線性を確認し、壁面の勾配を調整しながら行う。特に鉛直な壁面を施工する場合は、壁面の变形（沈下や傾斜）に留意し、盛土材の締固めによる押し出しを考慮し、設置の際には壁面材を盛土側にある程度の傾斜を持たせる等の処置をするとよい。

壁面の近傍における不適切な盛土材料の敷均しや締固めは、壁面の变形の要因となるため、丁寧かつ慎重な施工を行う。また、壁面の近傍の盛土材の締固め不足は、盛り立てに伴う盛土材の圧縮沈下により、壁面材のはらみだし等の变形・変状の原因となるほか、壁面材と補強材との間に高低差が生じ、連結部において補強材に過度な引張力が発生する原因となるため、丁寧な締固めを行う必要がある。

エ 盛土工

搬入された盛土材は、既に締め固められた土や補強材の上に仮置きし、ブルドーザ等で敷均す。一層の敷均し厚さは、仕上がり厚さを考慮して事前の試験施工により定めるのが望ましい。その際、1層当たりの仕上がり厚さは20～30cm以下となるように敷均し厚さを設定する。また、壁面の近傍や補強材の上での敷均しでは、図-10.1.103に示す敷均しの考え方に基づいて行う。特に壁面の近傍における敷均しは、壁面工の施工精度にも影響するため、ブルドーザ等の建設機械は壁面から1.0m程度以上離して走行し、敷均しは壁面側から行うことを原則とする。

なお、盛土材料に大きな岩や木の根等が含まれる場合は、締固め不足の原因にもなるため、敷均しの際に必ず除去する。

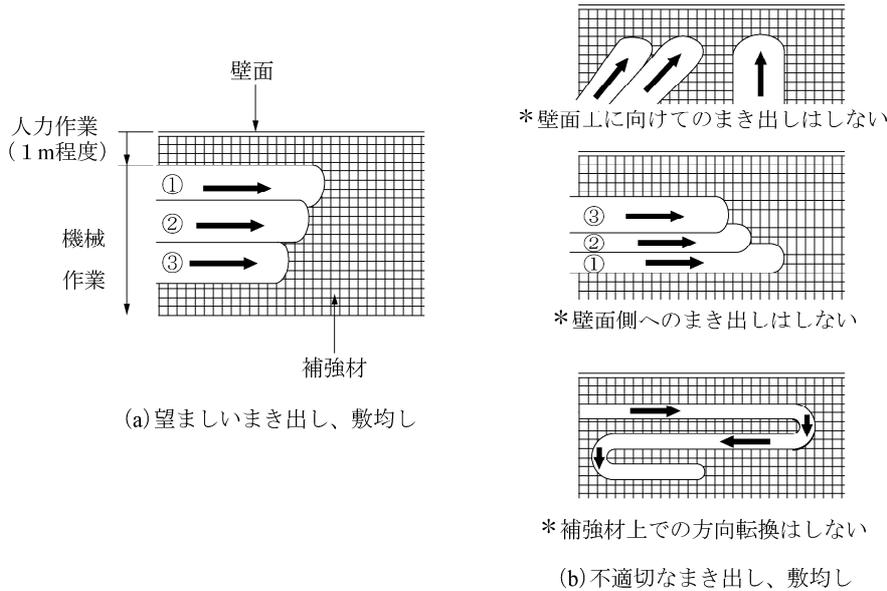


図-10.1.103 まき出し、敷均しの考え方⁸⁾

オ 補強材の敷設

補強材の敷設時の緩みは、施工時の壁面工の変位に影響を及ぼす原因となる。したがって、できるだけ水平にかつ緩みが生じないように施工するとともに、特に、ジオテキスタイルでは、壁面工との連結部で緩みが生じないように留意する。

10.1.17 その他の特殊な擁壁

地形、地質・土質、環境等の各種制約条件によって、「10.1.15 各種コンクリート擁壁の設計方法」、「10.1.16 補強土壁」で示された擁壁を採用することが適切でない場合に、その他の特殊な工夫を施した擁壁が必要となる。その他の特殊な擁壁には、山留め式擁壁、深礎杭式擁壁等のほか、軽量材による土圧軽減工法をコンクリート擁壁等と組み合わせる場合もある。

(1) 山留め式擁壁

山留め式擁壁には、アンカー付き山留め式擁壁と自立山留め式擁壁等がある。アンカー付き山留め式擁壁とは、図-10.1.104(a)に示すように壁背面の安定した地盤にアンカー体を造成し、あらかじめPC鋼棒やPC鋼線等の引張り材に緊張力を与えることにより、アンカーの引張り抵抗と山留め壁の根入れ部の土の横抵抗で背面土圧を支える形式の擁壁である。

アンカー付き山留め式擁壁は、主に山岳道路等において、通常の擁壁形式では切土が大規模となる場合や切土に伴う地山の緩みを防ぐ必要がある場合、斜面安定化工事と兼用される場合等に計画される擁壁形式の一つである。この擁壁の構造形式には矢板や地下連続壁等を用いた壁式と、鋼管杭や場所打ち杭等を用いた杭式とがある。

一方、自立山留め式擁壁とは図-10.1.104(b)に示すように、山留め壁の曲げ剛性とその根入れ部の土の横抵抗のみによって背面土圧を支える形式の擁壁である。この擁壁は、通常の擁壁の設置が困難な箇所の代替形式として、用地に余裕がない場合や地山掘削が困難な場合、近接施工や現況交通・周辺環境への影響等から施工条件の厳しい箇所で選定される擁壁形式である。この擁壁の構造形式にはアンカー付き山留め式擁壁と同様に、矢板や地下連続壁等を用いた壁式と、鋼管杭や場所打ち杭等を用いた杭式とがある。

なお、自立山留め式擁壁は、その支持力機構を根入れ地盤に依存していることから、壁高は4 m程度以下で、比較的締まった砂質土や硬質粘性土の地盤に適用されることが多い。

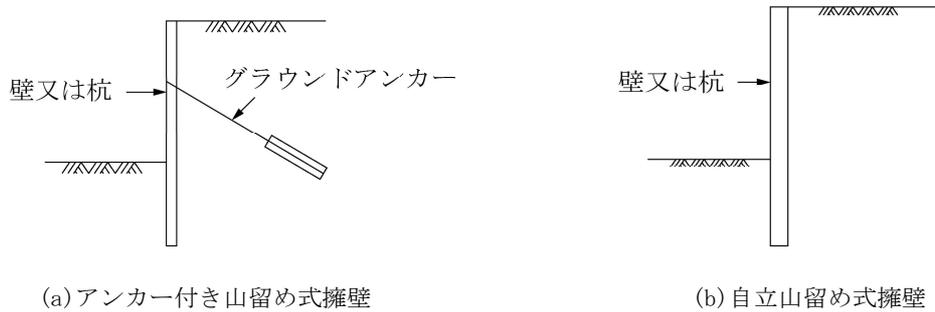


図-10.1.104 山留め式擁壁⁸⁾

山留め式擁壁の設計には、以下の点に留意する必要がある。

ア 擁壁に作用する土圧

擁壁に作用する土圧は、計画地点の地形、地質・土質条件やアンカーの導入張力の影響によって、主働土圧より大きくなる場合も考えられ、その決定に当たっては慎重な検討が必要である。

イ 擁壁の根入れ、応力、変位、鉛直支持力

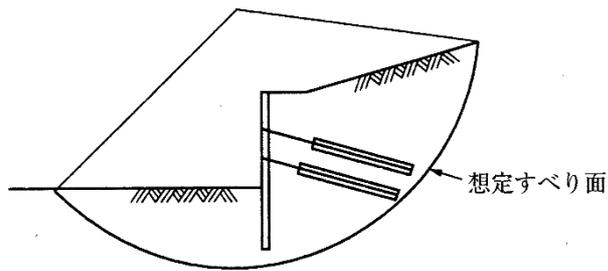
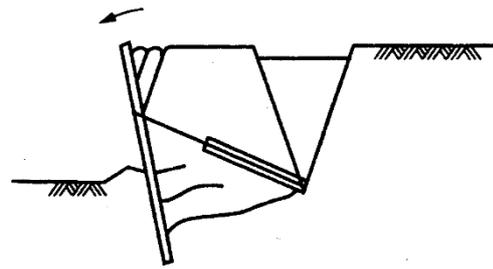
擁壁の挙動は作用する土圧と、山留め壁の根入れ長や曲げ剛性、アンカーの剛性、根入れ部の土の横抵抗等との相互関係に支配される。したがって、解析モデルや解析条件の設定、根入れ地盤の評価及び施工時の地盤の乱れに対して留意する等、設計・施工に当たり慎重な検討が必要である。また、アンカー付き山留め式擁壁の根入れ長の検討に当たっては、アンカー張力の鉛直方向分力が壁体に鉛直荷重として作用するため、これに対して十分な支持力を確保しておくことも必要である。

ウ アンカー力の引張等

アンカーの定着地盤は長期的に安定していることが前提条件となる。また、アンカーの長期安定性、腐食に対する安全性を十分に検討するとともに、供用中においてもアンカーの張力減少や腐食等に対し、維持管理を十分に行う必要がある。

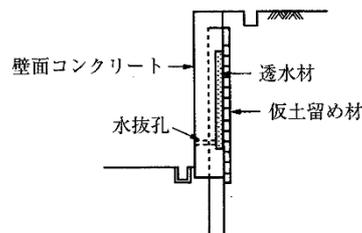
エ アンカーも含めた構造全体の安定

アンカー付き山留め式擁壁は、擁壁本体の設計のほかに外的安定性、及び内的安定性について検討を行わなければならない。外的安定性の検討とは、図-10.1.105に示すようにアンカー体と構造物とを含む地盤全体の崩壊に対する安定性の検討である。内的安定性の検討とは、図-10.1.106に示すように想定されるすべり線の外側にアンカー体を設置した場合に、地盤がアンカー体とともに過大な変位を生じさせないための検討である。アンカーの配置、長さ、アンカー体、アンカーも含めた構造全体の安定等のアンカーに関する計画、調査、設計、施工は「道路土工一切土工・斜面安定工指針」(平成21年6月)や「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」等を参照のこと。

図-10.1.105 外的安定⁸⁾図-10.1.106 内的安定⁸⁾

オ 排水工

原地盤上から地下連続壁等を施工し、前面を掘削して壁式の山留め式擁壁を構築する場合は、排水工の設計・施工が不十分となりやすい。したがって、地下水の影響を受ける場所や湧水のある場所、集水地形となっている場所等で採用する場合は、慎重な検討が必要である。杭式の場合は図-10.1.107に示すように、仮土留め材と壁面コンクリートとの間に透水層を設け集水し、水抜孔を通じて排水させる等、適切に排水工を設計・施工しなければならない。

図-10.1.107 排水工の例（杭式の場合）⁸⁾

カ 周辺地盤・構造物への影響

自立山留め式擁壁は、構造特性上、水平変位が大きくなりやすいため、背後地に重要構造物がある場合や他の構造物と近接施工となる場合等においては、擁壁背面地盤の沈下予測等を行い、周辺地盤や構造物への影響を十分検討し安全性を確認する必要がある。

(2) 深礎杭式擁壁

深礎杭式擁壁は、設置場所の各種条件や施工性等に配慮して、適切な形式を選定して設計しなければならない。深礎杭式擁壁とは、「道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）」において設計上深礎基礎として区分される基礎で、地表面の傾斜角が 10° 以上の斜面上に杭間をコンクリート壁等で土留めした擁壁をいう。その形式は、「山留め式擁壁」と同様に、水平方向の安定機構としてアンカー併用式と自立式とがある。

深礎杭式擁壁は、図-10.1.108に示すように急峻な山岳道路等において、通常の擁壁では土工規模が大きくなり施工が困難な場合や不経済となる場合、大型重機の搬入が困難な場合等に計画される。

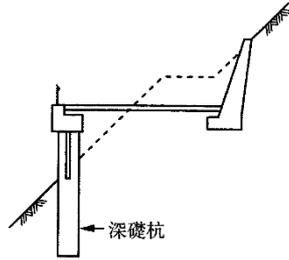


図-10.1.108 斜面上に設けられた深礎杭擁壁の例⁸⁾

斜面上の杭基礎は、地盤の傾斜により杭前面の被りが減少するため、杭の水平抵抗や全体安定には慎重な検討が必要である。また、設計地盤面をどの位置に設定するかによって構造規模が大きく異なるため、十分な検討を行い、長期的に安定した地盤に支持させなければならない。

深礎杭の設計に当たっては、「道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）」や「杭基礎設計便覧」等を参考として設計する。

(3) 繊維補強土擁壁

繊維補強土とは、砂に繊維を混入することで擬似的な粘着力と変形抵抗性を持たせたものであり、植生が容易なことから法面の緑化に用いられることが多い。繊維補強土には比較的短い繊維を補強材として用いる短繊維補強土工法と、連続した長繊維を補強材として混入する連続繊維補強土工法が広く使われている。主に法面の保護に用いられることが多く、背面の地山が締まっている場合、盛土部では比較的良好的な裏込め土が十分締め固められている場合等、土圧が比較的小さい場合に適用される。

連続繊維補強土による擁壁の断面の例を図-10.1.109に示す。通常、擁壁の天端幅は50cmとし、擁壁前面の勾配は1:0.5よりも緩勾配としている。擁壁の高さは、これまでの施工例では5m程度までのものが多い。擁壁の表面に表流水が直接流出しないよう天端部に排水溝を設けたり、擁壁背面に水圧が加わらないよう背面排水材を設けたりする等、排水工についての十分な検討を行う必要がある。連続繊維補強土の主材料の土としては、特に施工性の面から、細粒分を余り含まない砂質土が適している。また、繊維については、ポリエステル等の化学繊維が通常用いられる。

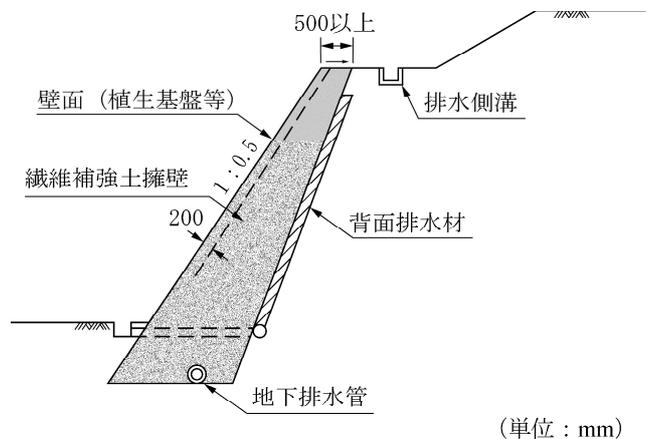


図-10.1.109 連続繊維補強土による擁壁の断面の例

施工においては、図-10.1.110 に示すように、現場において砂と繊維を直接噴射混合し、一定の層厚ごとに逐次締固めを行う。また、施工完了後は、通常、適当な緑化工法による法面への植生が行われる。

なお、設計・施工に当たっては、これまでの施工例を参考に検討を行うのがよい。

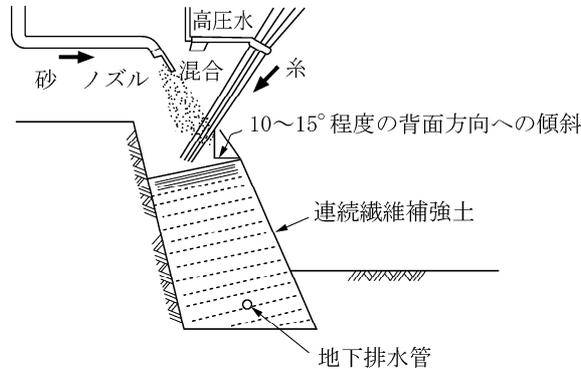


図-10.1.110 連続繊維補強土の施工概念図

(4) 軽量材を用いた擁壁

軽量材を用いた擁壁とは、擁壁の裏込め材に発泡スチロールブロックのように軽量材自体が自立性を有するものや気泡混合軽量土等のように自硬性を有するものを用いて、壁面材を表面保護壁程度に簡略化し、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をいう。代表的な適用例を図-10.1.111 に示す。

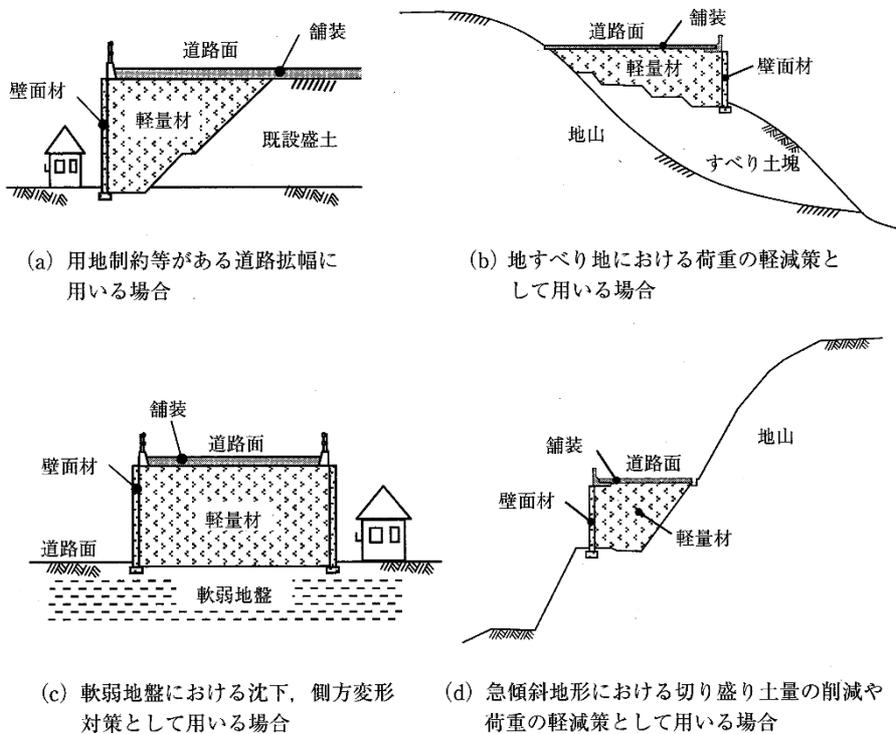


図-10.1.111 軽量材用いた擁壁の適用例⁸⁾

擁壁に用いられる主な軽量材の種類と単位体積重量を表-10.1.39に示す。軽量材は、軽量材自体が自立性や自硬性を有し鉛直な壁面を形成できるものと、自立性や自硬性がなくコンクリート擁壁等の裏込め材料として使用されるものの2種類に分類できる。

コンクリート擁壁の背面盛土に代えて、自立性や自硬性を有しない軽量材を用いて擁壁に作用する土圧や地盤への荷重負担を軽減する場合は、「10.1.11 安定計算」に従い設計を行うのがよい。

表-10.1.39 主な軽量材の種類と単位体積重量⁸⁾

軽量材の種類	単位体積重量	軽量材の自立性や自硬性		特徴
		自立性や自硬性を有するもの	自立性や自硬性を有さないもの	
発泡スチロールブロック	0.12~0.3	○		超軽量性、合成樹脂発泡体
気泡混合軽量土	5~12程度	○		密度調整可、流動性、自硬性、発生土利用可
発泡ウレタン	0.3~0.4	○		形状の可変性、自硬性
発泡ビーズ混合軽量土	7程度		○	密度調整可、土に近い締固め・変形特性、発生土利用可
水砕スラグ等	10~15程度		○	粒状材、自硬性はあるが自立性はない
火山灰土	12~15		○	天然材料（シラス等）
コンクリート二次製品	4程度	○		プレキャストコンクリート、軽量性、空隙率が高い

ア 発泡スチロールブロックを用いた擁壁

軽量材として用いる発泡スチロールブロックは、通常、2m×1m×0.5m程度の直方体で、単位体積重量は0.12~0.3kN/m³である。発泡スチロールブロックは極めて軽量で人力での運搬や設置が可能であることから、大型の建設機械が進入できない場所や、一般的な擁壁では支持力が不足する軟弱地盤等でも施工することができる。

発泡スチロールブロックは、紫外線の照射による劣化が生じ、ガソリンや重油等の有機溶剤により溶解する性質をもつ。また、火気については難燃性ではあるが、不燃性ではない。このため、長期間の紫外線の照射、ガソリンや重油等の溶剤との接触、火気を避けるため保護壁やコンクリート床版で覆う対策をとる必要がある。また、発泡スチロールブロックの長期的な荷重によるクリープ変形やそれに伴う盛土の沈下への影響も留意する必要がある。

(ア)設計の考え方

ここでは、設計に用いる荷重について、発泡スチロールを用いた土圧軽減工法に特有なものについて述べることとし、それ以外についてはコンクリート擁壁の設計法に準ずる。

a 土圧

擁壁に作用する土圧は、発泡スチロールブロック背面に作用する土圧と上載荷重に起因する側圧を考慮する。ただし、背面の勾配が盛土の安定勾配以下の場合、発泡スチロールブロック背面に作用する土圧は作用しないものと考えてよい。図-10.1.112(b)に示すように、発泡スチロールブロック背面の勾配が盛土の安定勾配よりも大きい場合には、試行くさび法等により土圧を求め、発泡スチロールブロック背面に水平に作用するものと

考える。なお、発泡スチロールブロック背面に作用する土圧は、発泡スチロールブロックの許容圧縮応力内に収めることが必要である。

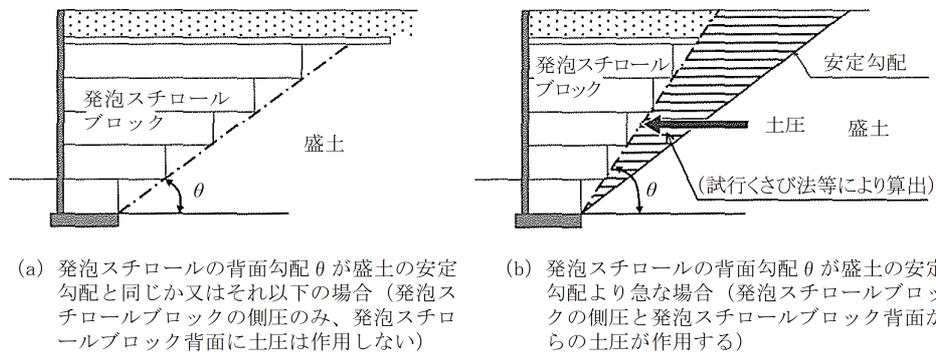


図-10.1.112 発泡スチロールブロック背面の勾配と土圧⁸⁾

発泡スチロールブロックの側圧は、発泡スチロールブロックに作用する鉛直方向の荷重によって発泡スチロールブロックが側方に膨らむことで生じる。設計においては、発泡スチロールブロックより上部の荷重（発泡スチロールブロックより上の舗装やコンクリート床版等の自重と載荷重）の 0.1 倍の荷重が側圧として深度方向に一様に作用すると考えてよい。

b 発泡スチロールの自重

発泡スチロールブロックの自重は、乾燥状態にある場合（地下水位以上）には、発泡スチロールブロックの単位体積重量とする。また、発泡スチロールブロックが長期間地下水位以下に設置された場合、発泡スチロールの吸水によりその単位体積重量が増加するので、吸水による単位体積重量の増加を見込む必要がある。一般的に、発泡スチロールブロックを地下水位以下に使用する場合には、単位体積重量を 1.0kN/m^3 として沈下に対する検討や背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討を行っている。

c 浮力

発泡スチロールブロックは極めて軽量であるため、地下水の影響による浮き上がりが問題となるため地下水位以下に設置しないことを原則とする。しかし、地形、使用条件等により、やむを得ず地下水位以下に設置する場合には、発泡スチロールブロックに作用する浮力を考慮しなくてはならない。この場合、浮力は擁壁の安定性に最も不利になるように作用させ、転倒や滑動に対する照査では浮力を考慮し、支持に対する照査では浮力を無視するのがよい。

d 地震の影響

地震の影響は、発泡スチロールブロックを用いた擁壁の自重による地震時慣性力を考慮する。発泡スチロールブロック背面に土圧が作用する場合は、背面に作用する地震時土圧を考慮する。地震動の作用に対する照査は、震度法等の静的照査法が用いられることがあるが、発泡スチロールブロックを用いた擁壁は、上部が重い構造体になりやすいので、既往の実験結果等を参考に地震動の応答特性や用いる設計水平震度を適切に設定する必要がある。

(イ) 構造細目

構造細目の検討に当たっては、発泡スチロールブロックを用いた擁壁の用途及び目的に応じて検討しなければならない。

a 壁面工

基礎地盤への荷重の軽減対策として発泡スチロールブロックを用いる場合、壁面材の主部材として H 鋼等を支柱とし、表面保護壁としてパネル材を取り付ける方式を採用するのが一般的である。このときの壁面材は、発泡スチロールブロックを紫外線による劣化と、周辺火災による溶融から防護する性能を有するものでなければならない。

支柱の設置方法としては、コンクリート基礎上に固定する場合と杭方式とする場合がある。

b 排水工

発泡スチロールブロックを用いた擁壁においては、施工中及び施工後を通じて排水対策に十分留意する必要がある。図-10.1.114 に示すように段切り部と発泡スチロールブロックの境界部には、湧水や浸透水の排水ができるよう砕石や砂等により排水層を設置する。また、湧水等が多い場合には、段切り面に沿って排水用ジオテキスタイル等を設置するとよい。

排水工の設計においては、地下水の状態はもとより、季節的な降雨や洪水の有無等についても考慮する必要がある。降雨や洪水により内水が生じる可能性のある箇所では、発泡スチロールブロックの適用を避けることが望ましいが、やむを得ず適用する場合には、排水システムを十分に調査し、浮き上がり等に対して適切な排水対策をとる必要がある。

c コンクリート床版工

発泡スチロールブロックの天端や発泡スチロールブロックの設置段数の多い場合の中間部には、コンクリート床版を設けるのが一般的である。これは、車両による載荷重や上載荷重等の分散、発泡スチロールブロック設置時の不陸や段差の修正、発泡スチロールブロックの一体化、発泡スチロールブロックに有害な物質の浸入防止等を図るためであり、中間部では通常、発泡スチロールブロック高さ 2～3 m ごとに 1 か所設ける。

d 水平力抑止工

発泡スチロールブロックを用いた擁壁は、コンクリート床版や舗装等により上部構造が重い構造になりやすいため、地震時の安定性に対する検討において水平力抑止工が必要になる場合がある。水平力抑止工を設けると地震時の応答の増幅を抑えることができ、かつ、地山との開き・ずれを防止することができる。斜面上に擁壁を構築する場合には、水平力抑止工としてコンクリート床版部から背面地山へアンカー工等を設けるのがよい。水平力抑止工は最上部のコンクリート床版部に設けるのが効果的である。

(e) 附属施設の設置

発泡スチロールブロックを用いた擁壁の上に防護柵、遮音壁等の道路附属物を設置する場合には、附属施設からの荷重がコンクリート床版及び発泡スチロールブロックに与える影響を十分に検討した上で、適切な設置方法を採用する必要がある。

(ウ) 施工上の留意点

a 掘削工

斜面上において拡幅盛土等を行う場合には、**図-10.1.113**に示すように地山の段切りを行い、発泡スチロールブロックをできるだけ各小段に配置する等、安定を保つための配慮が必要である。なお、段切り部に碎石を用いる場合、地震時に碎石が揺すり込み沈下を生じないように碎石にセメント等を加えポーラスコンクリート状にするとよい。斜面が岩盤の場合には、地形の状況によって段切りの幅及び高さは適宜縮小することができる。

段切りによってかえって地山の安定性を損なう場合や、湧水等がみられず、かつ安定した地山等に発泡スチロールブロックを腹付けする場合には、**図-10.1.114**に示すように発泡スチロールブロックと地山との境界部にモルタル等を施して地山と一体化することもある。

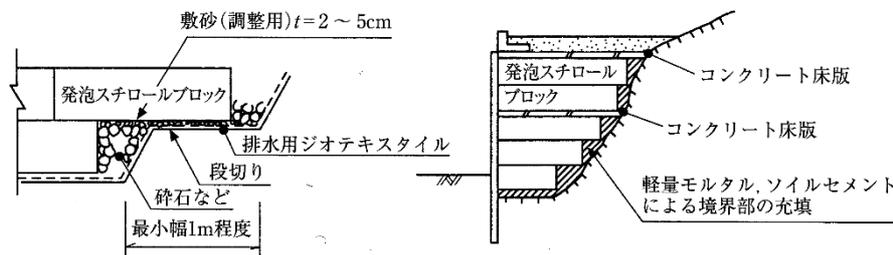


図-10.1.113 斜面での段切り⁸⁾

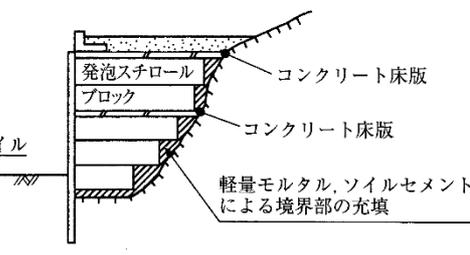


図-10.1.114 岩盤斜面へのすり付け方法の例⁸⁾

b 発泡スチロールの設置工

発泡スチロールブロックの設置は、人力等で各層ごとに積み上げて施工する。設置に当たっては、特に第1層目(最下層)の施工精度が全体の施工精度に影響するので、段差等が生じないようにする。また、発泡スチロールブロックの目地はできるだけ各層ごとに千鳥配置になるように配置し、ブロックどうしは緊結金具を用いて連結する。

施工中は発泡スチロールブロック上に直接、重機や工事用車両が載らないように工事用道路の配置等について検討する必要がある。

発泡スチロールブロックは、紫外線により劣化する性質を持っているため、日光に暴露することを避ける必要があり、施工中においてもできるだけ短期間に施工することが望ましい。また、極めて軽量であるため、施工時の強風や豪雨への備えとして土のうやネット等による飛散防止が必要である。

発泡スチロールブロックの施工中の現場保管においても、火気や石油類から遠ざけ、紫外線対策や飛散防止対策としてネットやシート等で養生するのが望ましい。

c コンクリート床版工

コンクリート床版は、上部からの荷重分散と発泡スチロールブロックの結束及び不陸を吸収する目的で設けるので、打設下面で調整は行わず、仕上り面で整形すればよい。また、配筋は番線結線とするか網筋を用い、発泡スチロールブロック上での溶接は極力避けなければならない。

コンクリート床版上に道路舗装を行う場合には、床版のコンクリートを十分養生してから施工する必要がある。

イ 気泡混合軽量土を用いた擁壁

気泡混合軽量土（気泡モルタルを含む。）は、土に水とセメント等の固化材を混ぜてスラリー化したものに、起泡剤を発泡させてできる気泡を混合して製造される軽量材である。気泡混合軽量土は、軽量性や流動性に優れ、固化後は自立する特徴を持ち、変形特性はコンクリート材料に類似した挙動を示す。また、原料土として現地発生材を利用できるため、建設発生土の有効利用が図れる等の利点がある。一般的に気泡混合軽量土の単位体積重量は、 $5 \sim 12 \text{kN/m}^3$ 程度、一軸圧縮強さは 10MN/m^2 程度まで調整可能である。気泡混合軽量土の主な特性を表-10.1.40 に示す。

表-10.1.40 気泡混合軽量土の特性⁸⁾

軽量性	単位体積重量を任意に調整することができるため荷重の軽減が図れる
流動性	流動性に優れるため敷均し、締固め作業が省力化できる狭小箇所の埋め戻しや充填が可能である
硬化後の自立性	硬化後は自立することから鉛直壁の構築が容易で、強度も任意に調節できる
施工性	大規模な施工機械を必要としないため工事用機械の進入が困難な箇所の施工が可能となる 気泡が大部分を占めるため材料運搬が軽減される

(ア) 設計の考え方

気泡混合軽量土の設計方法について確立されたものはないため、気泡混合軽量土の設計に当たっては、過去の設計・施工事例等を参考に十分な検討を行う必要がある。

ここでは、気泡混合軽量土の設計について基本的な事項を述べるものとし、それ以外については、コンクリート擁壁の設計法に準ずるものとする。

a 土圧

気泡混合軽量土を用いた擁壁に作用する土圧は、気泡混合軽量土背面に作用する土圧と施工時の未固結気泡混合軽量土の側圧を考慮する。気泡混合軽量土背面には、発泡スチロールブロック背面に作用する土圧と同様に、気泡混合軽量土背面の勾配が盛土の安定勾配以下であるときは、土圧は作用しないと考える。また、壁面材に作用する側圧は、気泡混合軽量土が未固結の状態が最大となる。したがって、気泡混合軽量土の打設時一層分の圧力を、壁面材に作用する側圧とする。

b 強度及び密度の設定

気泡混合軽量土は、セメント量や水セメント比、気泡量の配合を調整することにより任意の強度や単位体積重量とすることができる。気泡混合軽量土の強度や密度設定は、構造物の機能を維持し、かつ、自重や車両による載荷重、自立に必要な強度等に対する部材の安全性と、擁壁としての安定性を満足するように設定する。また、構造物の条件に応じては、路床では CBR を、盛土では繰返し荷重の影響等を考慮して設定する。

気泡混合軽量土の一軸圧縮強さは、 $0.3 \sim 10 \text{MN/m}^2$ 程度までが可能であるが、一般的には $0.3 \sim 2.0 \text{MN/m}^2$ 程度の配合とすることが多い。また、単位体積重量は $5 \sim 12 \text{kN/m}^3$ 程度を用いることが多い。気泡混合軽量土の密度は混練り時の気泡混合軽量土の密度で評価するものとし、一般に 1 層を 1 m 以下の打設厚さで施工すれば、密度の変化はないと考

えてよい。

c 浮力

気泡混合軽量土は、長期間地下水位以下に置かれる場合、吸水により単位体積重量が増加し、その影響は、気泡混合軽量土の単位体積重量が小さいほど大きい。したがって、気泡混合軽量土を地下水位のある箇所に施工する場合は、浮力の影響が小さくなるように、地下水位以下となる部分の気泡混合軽量土の単位体積重量をできるだけ重い配合とすることが望ましい。

d 地震の影響

地震の影響は、気泡混合軽量土を用いた擁壁の自重に起因する地震時慣性力と、気泡混合軽量土背面に土圧が作用する場合は、背面に作用する地震時土圧を考慮する。地震動の作用に対する照査は、震度法等の静的照査法が用いられることがあるが、いまだ十分には確立していない。斜面上に構築された擁壁を例にとれば、地震時に特に問題となるのは、転倒モードによる底面部の特につま先部の応力集中による圧縮破壊や、形状変化部からの亀裂発生等である。したがって、気泡混合軽量土下部の強度設定や、十分な底版幅の確保等の考慮が必要である。

過去に行われた模型実験によれば、高さ 15m 程度以内の気泡混合軽量土を用いた擁壁では、気泡混合軽量土の一軸圧縮強度が 300kN/m^2 程度を確保していればレベル 2 地震動に対しても上に述べたような損傷が生じないことが示されている。したがって、このような実験的知見に基づき設計することもできる。なお、斜面上の擁壁では、上に述べた高さの制約に加えて、底面幅を最低でも 2 m 以上は確保する。

(イ) 構造細目

a 壁面工

気泡混合軽量土の長期的な耐久性は未解明な部分があり、打設後、気泡混合軽量土の表面を暴露しておくとおそれがある。このため、気泡混合軽量土の表面は適切な方法で保護する必要がある。一般的には、打設時の型枠と表面保護を兼ねた壁面材とすることが多い。したがって、打設時の型枠を壁面材として兼用する場合には、型枠材としての機能のほか、固化後においては壁面材として気泡混合軽量土を保護する十分な耐久性が必要である。

b 排水工、防水工、敷網材

表面及び背面の盛土又は地山からの地下水の浸透等の水の影響により、気泡混合軽量土が強度低下を引き起こすおそれがあるため、-10.1.115、 施工例のように、不透水シートにより遮水するとともに背面地山の排水に留意する必要がある。また、気泡混合軽量土のひび割れを抑制するために、 のように、敷網材を設置する場合がある。

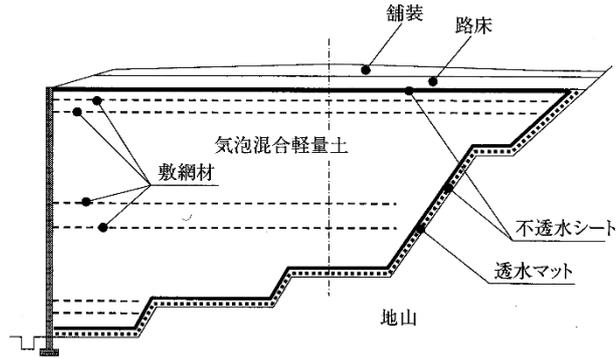


図-10.1.115 不透水シート、敷網材の施工例⁸⁾

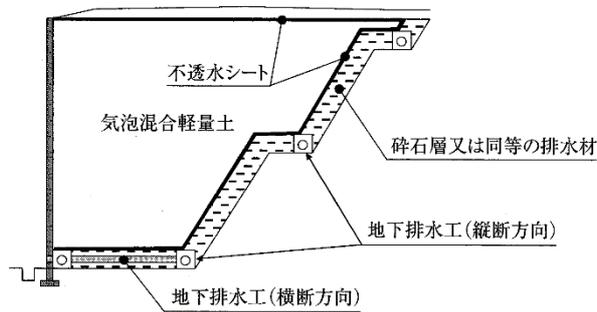


図-10.1.116 排水工の施工例⁸⁾

c 附属施設

気泡混合軽量土はひび割れ等の損傷に対して補修が困難である。したがって、気泡混合軽量土を用いた擁壁の上に防護柵、遮音壁等の道路附属物を設置する場合には、図-10.1.117 に示す防護柵の設置例のように附属施設の基礎は、コンクリート基礎とすることが望ましい。また、コンクリート基礎と壁面材は分離した構造にするのがよい。

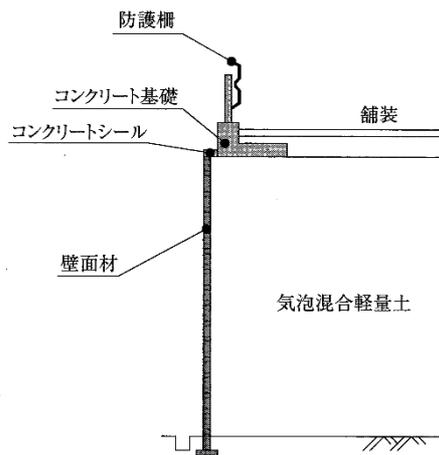


図-10.1.117 防護柵の設置例⁸⁾

(ウ) 施工上の留意点

a 製造方法

気泡混合軽量土の気泡の製造方法は、起泡剤の種類や気泡の混合方式によりポストフォーム方式、ミックスフォーム方式、プレフォーム方式に分類されるが、気泡の分布・分散性に優れ、気泡量の調整が容易なプレフォーム方式が適している。

気泡混合軽量土の製造方法は、打設量が少ない場合には発泡装置や混合機械を搭載した車両が用いられるが、打設量が多い場合には仮設プラントを設けることが多い。また、打設量が極めて少ない場合には、生コン工場から購入したセメントモルタルやセメントミルクにアジテータ車内で気泡を混合する場合もある。

b 掘削工

斜面上に気泡混合軽量土を用いた擁壁を施工する場合には、段切り等を行い地山とのなじみを良くする。また、滑動が問題となる場合には、すべりに抵抗できる抑止杭等を用いて、地山との一体化を図るものとする。

c 打設工

気泡混合軽量土は、軽量土内の気泡が消泡しない程度の打設厚さで施工するものとする。一般に、一層の打設厚さが厚くなると自重により気泡が破壊し、材料分離を生じ、強度のばらつきが生じるおそれがある。このため、気泡混合軽量土の施工は打設後に消泡による沈降等が生じないように1 m程度以下の打設厚さで行う必要がある。

d 養生

気泡混合軽量土では、急激な乾燥によるひび割れ等の防止や、降雨等による気泡の消泡や品質低下を防止するためシート等による養生を行う。また、配合によっては強度発現までの養生に時間を要する場合があるので、上層の施工に当たっては、下層が施工に必要な強度を有していることを確認する必要がある。

e その他

気泡混合軽量土の気泡は、降雨や地下水等の影響により消泡してしまうため、降雨時や施工直後に降雨が予想される場合には施工してはならない。また、地下水や湧水等の水の影響がある場合には、適切に処理を行った上で施工するものとする。気泡混合軽量土の打ち継目は、鉄筋等による特別な処理をする必要がないが、著しいレイタンス等は除去して打ち継ぐものとする。

10.1.18 環境との調和や景観に配慮した擁壁設計の留意事項

擁壁の設計に当たっては、当該農道の規模、重要度、環境条件等を考慮し、安全かつ経済的なものとするが、生物の生息・生育環境の保全や景観の観点から植栽ブロックの設置やツタ類等の植栽を検討することが望ましい。また、擁壁は垂直に近い面として現れ、視覚的影響が大きい。加えて、コンクリート擁壁の場合、単なる打ち放しのものは固く、冷たい感じがする。したがって、自然景観に恵まれた場所では、周囲の景観に馴染むような処理が必要になる。

擁壁に関わる維持管理としては、緑化型擁壁に関する植栽の維持管理・育成と、構造の破損、欠損等に対する処理等が考えられる。また、デザインウォール等造形的な処理を施したものには、特殊な維持管理が必要となるものがあり、予定管理者と十分な協議が必要となる。

(1) コンクリート擁壁

ア 表面処理

コンクリートの表面処理は比較的容易に行えるという利点があり、目地や凹凸等を工夫して単一の壁面に変化をつけることができる。

コンクリートの持つ特性を積極的に活かせば、レリーフのような造形的なデザインも検討できる。ただし、汚れや色あせ等の経年変化を考慮し、特殊な維持管理等が必要なものは避けるべきである。

コンクリートの表面処理は、擁壁の規模、視点の種類を考慮し、全体のバランスや視覚的効果が適切に得られるように検討する必要がある。

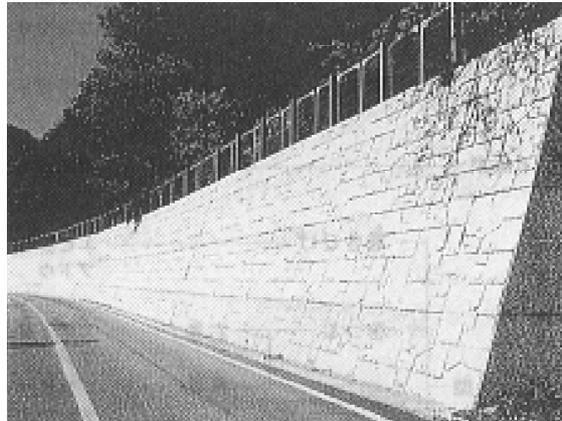


図-10.1.118 化粧型枠を用いてコンクリート壁面に擬石処理した事例

イ 緑化

植栽を併用することにより、コンクリートの冷たい印象を緩和することができる。植栽による擁壁の遮蔽方法としては、つる性植物及び前面植栽等による被覆が効果的である。

(ア) つる性植物による緑化

a つる性植物の分類

つる性植物のタイプとして、大きく次の4タイプがある。

(a) 巻きひげによるもの

巻きひげによってからみついていくもので、緑化の利用に際しては、金網、ネットフェンス等が必要である。

(b) 巻きつるによるもの

つるが他のものに巻きつき絡みついていくもので、緑化の利用に際しては、金網、支柱等、巻ける形態の構造物に支持させなければならない。

(c) 気根・付着根によるもの

地上の部分に出る根を総称して気根と呼び、その気根が壁に密着しながら登っていくものである。主に壁面等の面的な部分に用いられるほか、金網やネット等でも緑化が可能である。

(d) 吸盤によるもの

気根、巻きひげ等が変化した吸盤により吸着して登っていくもので、壁面、法面、その他金網等でも利用できる。

緑化用として使用可能なつる性植物を生育行動別にまとめると、**図-10.1.119**のようになる。

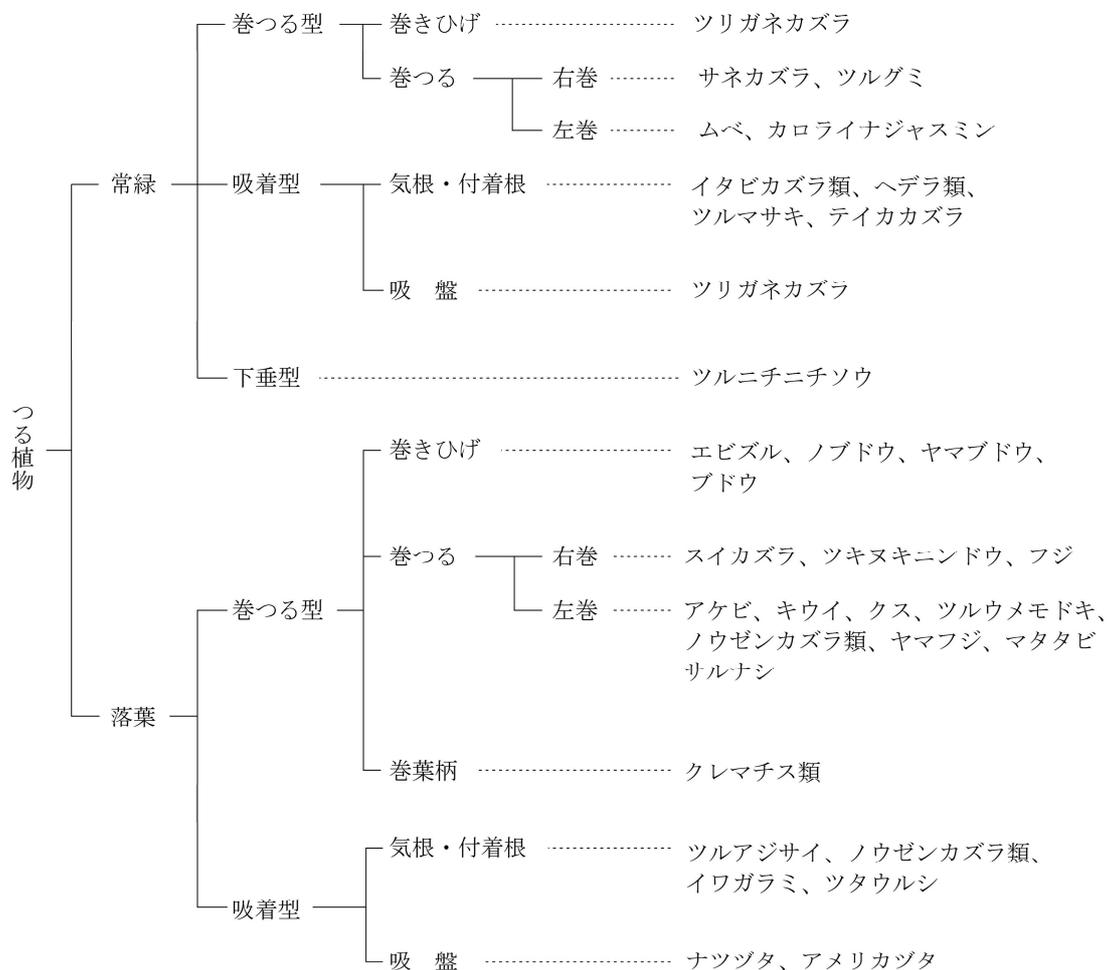


図-10.1.119 緑化用の主なつる植物

b コンクリート擁壁面の緑化手法

コンクリート擁壁面をつる性植物で緑化する手法としては、以下のものがある。

(a) 登攀法

コンクリート擁壁の裾に吸着型をつる植物を植栽し、つるをコンクリート擁壁面に直接、吸着、登攀させ、緑化を図る方法である。

(b) 補助資材法

コンクリート擁壁面の前面に、ネットや格子等の補助資材を取り付け、補助資材に巻つる型をつる性植物を絡ませ、緑化を図る。

(c) 下垂法

コンクリート擁壁の天端に、下垂型をつる性植物を植栽し、つるを下垂させ、緑化を図る方法である。

c つる性植物を用いる利点

つる性植物を用いて擁壁を緑化する手法には、以下のような利点がある。

- ① 擁壁の持つ固さ、重厚さ、冷たさを和らげ、周囲の環境に対する違和感を和らげる。
- ② 擁壁の反射光は、快適性を阻害するだけでなく、運転者の安全走行からも問題となる場合が多い。つる性植物で緑化することで、反射光は防止できる。

d つる性植物を用いる場合の留意点

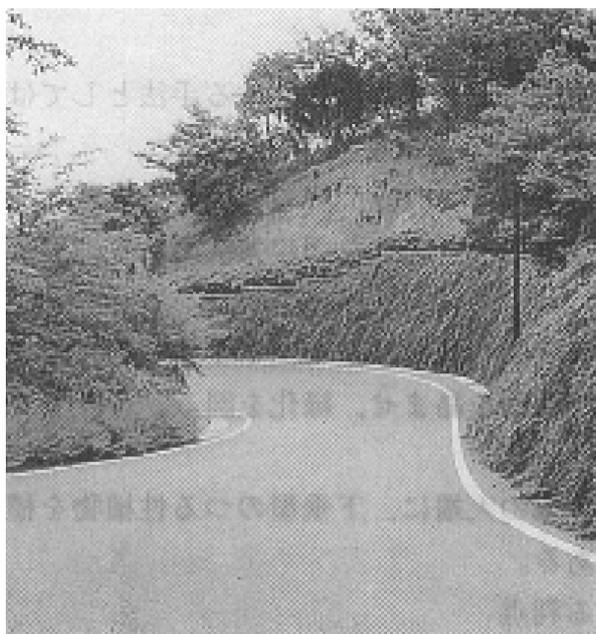
(a) 壁面の保守点検

壁面は、機能維持や安全性確保のために、定期的に保守点検を行う必要がある。

つる性植物が壁面を被覆すると、壁面の目視が困難になり、保守点検に支障をきたすおそれがある。

(b) 植物による表面の腐食

つる性植物は、根の先端から酸を分泌して表面を溶かし、割れ目をつくって根を割り込ませるといった作業を繰り返して繁殖していく。このため、時間が経過すると擁壁の表面がぼろぼろになるおそれがあり、モルタル吹付けの法面に用いることは、危険である。



山間を通過することから、擁壁が多く用いられ、その処理に工夫をこらしている。

ここでは、つる性植物を用い、人工的な構造物を見せることなく、周囲の自然景観に調和させている。

図-10.1.120 つる性植物による壁面緑化の例（高知県南国市）

(イ) 前面植栽による緑化

前面植栽を行うに当たっては、擁壁の基礎部分は高木植栽が困難であり、あらかじめ植栽のための用地幅を確保しておく必要がある。

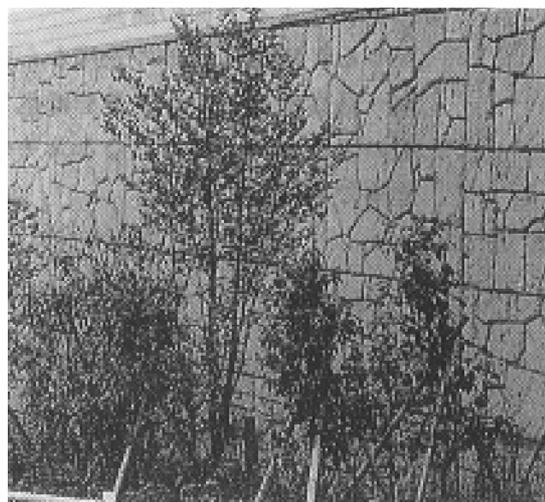
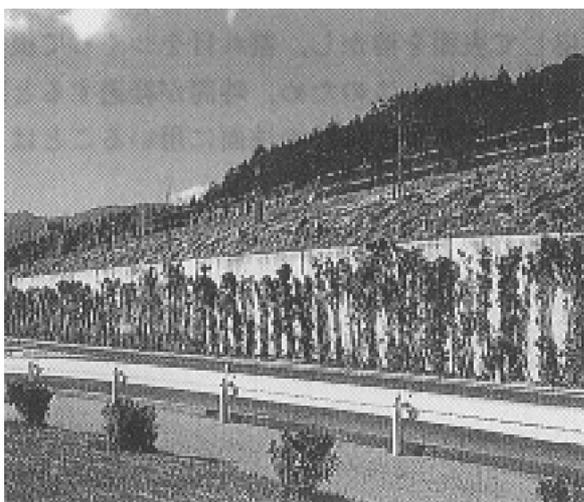


図-10.1.121 擁壁前面の植栽による緑化手法

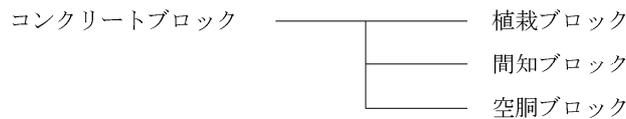
(2) ブロック積擁壁

ブロック積擁壁は、擁壁の高さに限界があり使用の範囲に制約があるが、ブロックの素材や組み方を検討することにより、表面に変化をつけることができる。

ブロックには、植栽を目的とした緑化ブロックも多く用いられている。また、同様なブロック積擁壁が長く続くと単調さを生じるので、植栽の併用等により変化をつけることが望ましい。

最近では、石張りブロック、石積ブロック等さまざまなブロックが開発され、景観、施工法、経済性の向上が図られている。

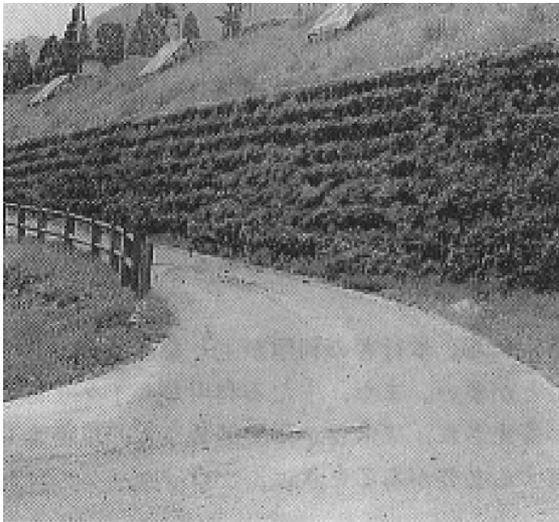
コンクリートブロックには、以下のような種類がある。



現在は、コンクリートブロックの表面に擬石や擬木等の仕上げを行ったものや、石張りブロック等の製品も数多く製造されている。

また、形状の異なるブロックを用いて、単調な壁面に変化をつける手法が用いられる場合もある。

ア 植栽ブロックによる緑化事例



公園の横を通過する農道であり、植栽ブロックに花木を植栽、鮮やかな景観を呈している。

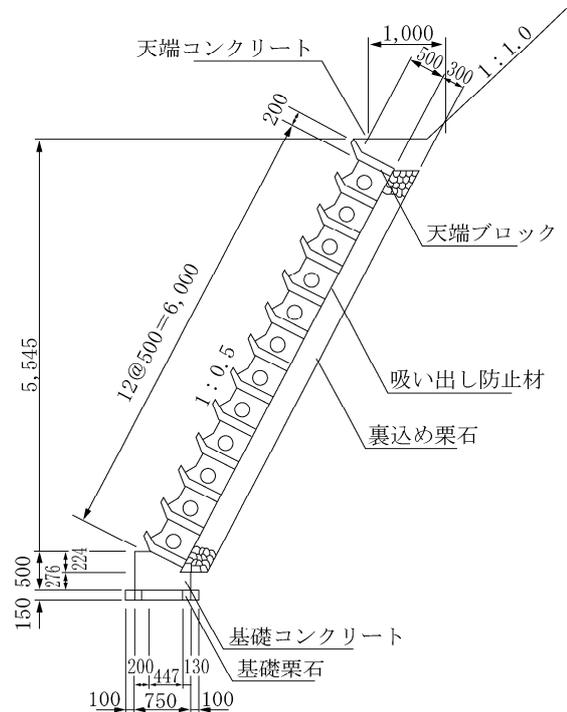


図-10.1.122 植栽ブロックによる緑化 (写真：宮崎県東郷町、断面図：山口地区)

イ 形状の異なるブロックを用いて変化をつける例

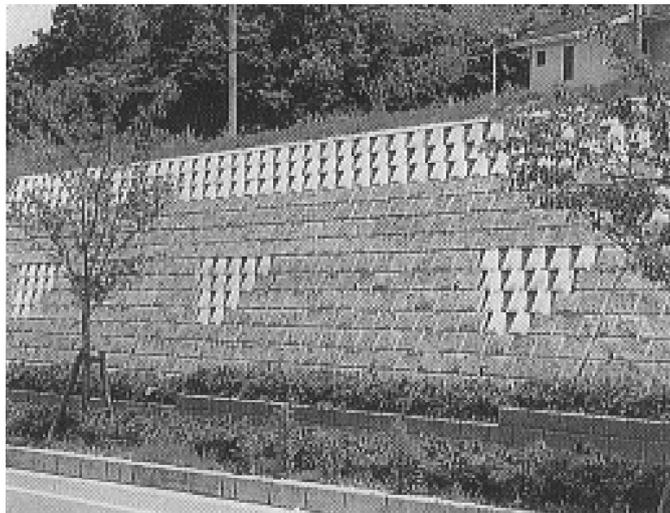


図-10.1.123 単調な壁面に形状の異なるブロックで変化を与えた事例

10.2 暗渠（カルバート）

10.2.1 一般事項

暗渠（カルバート）は、農道下に道路や水路等の空間を得るために盛土あるいは原地盤内に設けられる構造物であり、一般に水路は小断面を、道路は大断面を有している。

また、暗渠（カルバート）は、その構造形式や材料の違いから多くの種類に分類される。本技術書では、これらの中で構造形式、規模とも一般的なものについて述べており、特殊な構造のものや大規模なもの、地形、地質、施工条件等が特別なものについては、本技術書に述べられている基本的な考え方を踏まえ、更に詳細な検討を加え合理的な設計を行うことが必要となってくる。

なお、具体的な設計は、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考に行うこととする。

10.2.2 暗渠（カルバート）の種類と適用

(1) 従来型カルバート

従来型カルバートの種類は図-10.2.1に示すように、①カルバート本体に使用される材料からみた場合、②構造形式からみた場合、③使用目的からみた場合、に分類される。

構造特性からは、外力に変形することなく抵抗する剛性カルバートと、変形しながら抵抗するたわみ性カルバートがある。

これらはさらに、形状の違いから、ボックスカルバートや門形、アーチカルバートと、パイプカルバートに分けられる。ボックスカルバートや門形、アーチカルバートは剛性カルバートであり、パイプカルバートには両者がある。

これらの中からカルバートを選定するに当たっては、内空断面や土かぶりのほか、設置場所の地形・地質、周辺構造物等の条件に関する検討や工事費の比較等を行い、その使用目的にあった構造形式を選定することが重要である。

各種構造形式の特徴と一般的な使用法は、以下のとおりである。

ア 剛性ボックスカルバート

ボックスカルバート、アーチカルバートは、施工法の違いから場所打ちボックスカルバートとプレキャストボックスカルバートに分けられる。門形カルバートは場所打ちで施工される。

(ア) 場所打ちボックスカルバート

現場において、鉄筋の加工・組立、コンクリートの打設・養生を行うもので、数か月の施工期間が必要である。任意の断面形状が施工でき、土かぶり荷重等設計荷重や縦断勾配等の現地条件に応じた設計・施工が可能である。ただし、内側型枠の脱型作業を考えると、比較的断面の大きい方が有利であり、内空断面の大きさとしては1m程度以上が望ましい。また、内空幅が大きくなる場合には、中間に隔壁を設置し二連構造とすることも可能である。

(イ) プレキャストボックスカルバート

プレキャストボックスカルバートは、工場で作られた製品を現場に搬入し、設置するもので、現場施工期間を短縮することができるとともに、工場製品であるため品質が安定している。しかし、断面が大きくなると、運搬における制約から部材を2分割、4分割等、多分割化する必要がある。その場合は現場での接合方法及び接合位置について検討し、組立処理等についても十分注意しなければならない。

構造的には、鉄筋コンクリート（RC）構造とポストテンション方式によるプレストレストコンク

リート（PC）構造があり、規格化された製品の適用できる最大土かぶり、RC 構造が 3m、PC 構造は 6m で最大内空幅については、RC 構造が 3.5m、PC 構造が 5m となっている。

なお、構造の選定に際しては、構造の特質、経済性の検討を行う必要がある。

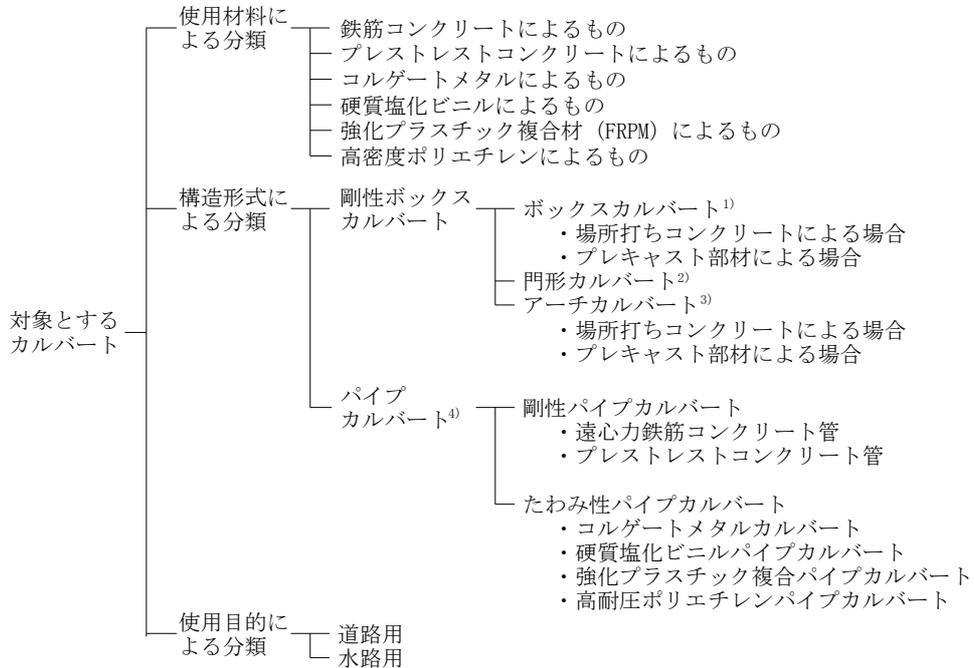


図-10.2.1 従来型カルバートの種類¹⁰⁾

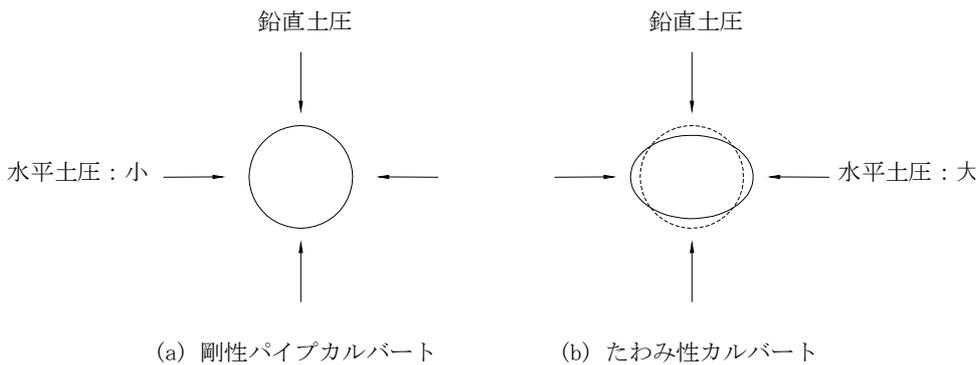


図-10.2.2 剛性パイプカルバートとたわみ性パイプカルバートの違い¹⁰⁾

(ウ) 門形カルバート

門形カルバートは、底版がなく、側壁の下端にフーチングを設置した構造であり、現地の状況から底版の設置が困難な場合や、内空幅が大きい場合に有利となる。

ただし、他のカルバートと異なり地盤反力が大きくなることや、閉合断面でないことから全体剛

性が低く変形しやすいので、基礎地盤の良好な場所に設置するのが一般的である。また、このような構造理由から、地震の影響を考慮する必要がある。

(エ) アーチカルバート

カルバートの土かぶりが大きくなると、ボックスカルバートよりもアーチカルバートが一般的に経済性において有利となる。しかし、アーチカルバートは鉛直土圧と水平土圧のバランスに大きく左右される構造であることから、地盤の傾斜等による不同沈下や、地形、盛土材料、施工の相違等による偏土圧を生じさせないことが条件となるので、選定に当たっては十分な検討を行わなければならない。

施工性においては場所打ちの場合、アーチ部分の型枠及びコンクリートの施工が難しくなるものの、施工例は数多く見られる。従来は図-10.2.3に示す構造が多く採用されてきているが、底版を薄くするために図-10.2.4の構造も近年採用され始めている。

また、アーチカルバートにもボックスカルバートと同じくプレキャストがあり、断面が大きくなると工場で上下に分割し現場で組立てる構造や、ヒンジ式アーチ工法等がある。

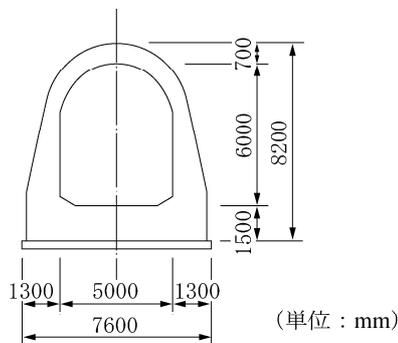


図-10.2.3 アーチカルバートの施工例(1)

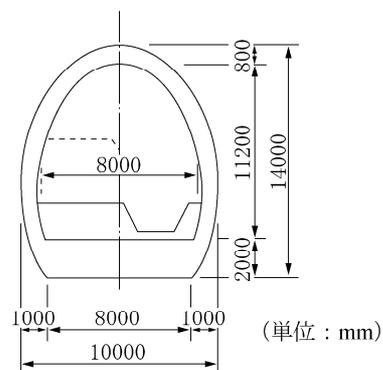


図-10.2.4 アーチカルバートの施工例(2)

イ 剛性パイプカルバート

(ア) コンクリート製パイプカルバート

コンクリート製パイプカルバートは、強度の異なる管種があるため、土かぶりや荷重の作用状況により、適切なものを選定する必要がある。一般にコンクリート製パイプカルバートに用いる管種は、鉄筋コンクリート管、プレストレストコンクリート管があり、このうちプレストレストコンクリート管は土かぶりの大きい場合に用いられる。

(イ) セラミックパイプカルバート

セラミックパイプカルバートには、円形管と卵形管の2種類があり、耐酸性・耐アルカリ性に優れている。また、強度的には、鉄筋コンクリート管の一種管と同等の外圧強さを有している。一方、衝撃に弱く一定限度を超える荷重が作用するとひび割れの発生と同時に破壊する特性があるため、埋設時及び再掘削時の取扱いには十分な注意が必要である。

ウ たわみ性パイプカルバート

たわみ性カルバートには、コルゲートメタルカルバートと硬質塩化ビニルパイプカルバートのほか、強化プラスチック複合パイプカルバートがある。これらたわみ性カルバートは、薄肉でたわみ性を有しており、鉛直土圧によってたわむことによりカルバートの両側の土砂を圧縮し、そのとき生じる受働土圧を受けることによってカルバートに加わる外圧を全周にわたり均等化して抵抗している。

(図-10.2.2(b))

(ア) コルゲートメタルカルバート

コルゲートメタルカルバートは、構成するコルゲートセクションが軽量であるため、運搬施工に際し大がかりな施設や機械を必要としない。適用箇所としては山間部の高盛土や軟弱地盤上に用いられることが多い。なお、コルゲートメタルカルバートは、亜鉛メッキされているが、高酸性等の腐食環境での使用は好ましくない。

(イ) 硬質塩化ビニルパイプカルバート

硬質塩化ビニル管は、軽量であるため長尺で扱うことができ、酸やアルカリにも強い性質を持っている、ただし、寒冷地で使用する場合には、管に衝撃が加わらないよう特に注意する必要がある。

(ウ) 強化プラスチック複合パイプカルバート

強化プラスチック複合パイプカルバートは、硬質塩化ビニル管とほぼ同様の性質を持つとともに、内径が大きく、かつ高強度の特徴を有している。ただし、特に内径の大きな強化プラスチック複合管を埋設した後に管の側部付近を再掘削した場合等は、管側部に作用する水平方向の受働土圧が減少し、管に過大な変形やたわみが生じることがある。したがって、近接箇所掘削工事を行うことが予想されるような場所で強化プラスチック複合管を使用する場合には、管側部付近の掘削の影響について十分な検討を行う必要がある。

(エ) 耐圧ポリエチレンリブパイプカルバート

耐圧ポリエチレンリブパイプカルバートは、軽量で施工性がよく、耐薬品性、耐衝撃性に優れ、軟弱地盤にも適用できる。

ただし、強化プラスチック複合パイプカルバートと同様に管側部に作用する受働土圧が減少しないよう十分な検討を行うとともに、埋戻しの際、十分な締固めを行う必要がある

(2) 従来型カルバートの適用範囲

所定の構造形式や材料、規模の範囲内にある従来型カルバートの適用範囲を表-10.2.1に、適合条件を以下のア～キに示す。

表-10.2.1 従来型カルバートの適用範囲¹⁰⁾

カルバートの種類		項目	適用土かぶり (m) ^{注1)}	断面の大きさ (m)
剛性ボックス カルバート	ボックス カルバート	場所打ちコンクリートによる場合	0.5~20	内空幅 B : 6.5 まで 内空高 H : 3 まで
		プレキャスト部材による場合	0.5~6 ^{注2)}	内空幅 B : 5 まで 内空高 H : 2.5 まで
	門形カルバート		0.5~10	内空幅 B : 8 まで
	アーチ カルバート	場所打ちコンクリートによる場合	10 以上	内空幅 B : 8 まで
プレキャスト部材による場合		0.5~14 ^{注2)}	内空幅 B : 8 まで 内空高 H : 3.2 まで	
剛性パイプ カルバート	遠心力鉄筋コンクリート管		0.5~20 ^{注2)}	3 まで
	プレストレストコンクリート管		0.5~31 ^{注2)}	3 まで
たわみ性 パイプ カルバート	コルゲートメタルカルバート		(舗装厚+0.3)又は0.6の 大きい方~60 ^{注2)}	4.5 まで
	硬質塩化ビニルパイプカルバート (円形管 (VU) の場合) ^{注3)}		(舗装厚+0.3)又は0.5の 大きい方~7 ^{注2)}	0.7 まで
	強化プラスチック複合 パイプカルバート		(舗装厚+0.3)又は0.5の 大きい方~10 ^{注2)}	3 まで
	高耐圧ポリエチレン パイプカルバート		(舗装厚+0.3)又は0.5の 大きい方~26 ^{注2)}	2.4 まで

注1) 断面の大きさ等により、適用土かぶりの大きさは異なる場合もある。

注2) 規格化されている製品の最大土かぶり。

注3) 硬質塩化ビニルパイプカルバートには、円形管 (VU、VP、VM)、リップ付き円形管 (PRP) があるが、主として円形管 (VU) が用いられる。

ア 裏込め・埋戻し材料は土であること

裏込めや埋戻しに土以外の材料を使用した場合、土圧等の作用、地震時の応答特性、締固め管理等設計の前提条件となる施工管理方法、損傷した場合の復旧性等が従来型カルバートと異なる場合がある。

イ カルバートの縦断方向勾配が 10%程度以内であること

カルバートが縦断方向 (構造物軸方向) に急勾配で傾斜していると、従来型カルバートの設計では考慮していない縦断方向の継手部の抜け出しや、縦断方向に対し斜めに横断する断面での断面力、縦断方向の軸圧縮応力等について、検討を加える必要がある。

ウ 本体断面にヒンジがないこと

不静定次数の高い従来型カルバート、あるいはプレキャストカルバートにおいて、輸送条件、施工条件等によって分割接合部を設けても、機械継手による接合や PC 鋼材による圧着接合等、分割接合部に十分な剛性を与える構造が採用されていれば、部分的な破壊がカルバート全体の崩壊につながる可能性は低い。一方、カルバートの分割接合部にヒンジを有する構造では、カルバートの変位及び変形が大きくなり、また、部分的な破壊がカルバート全体の崩壊につながる可能性があるため、基礎地盤の不同沈下や地震動の作用に対する検討が必要である。

エ 単独で設置されること

複数のカルバートが近接して連続的に設置されると、裏込めの幅が狭く隣接するカルバートどうしの相互作用が生じ、作用土圧や変形のモードが、単独で設置される従来型カルバートと異なる可能性がある。また、一般にカルバートは周辺地盤と比較して見かけの単位体積重量が小さく、単独で設置された場合には地震時に周辺地盤の挙動に支配されるため、地震の影響は比較的小さいが、多連で

使用した場合にはカルバート及び上載土の応答が増幅する可能性があるため、地震時の作用に対して別途検討が必要である。

オ 直接基礎により支持されること

杭で支持される場合については、杭と構造体の接合部について検討を加える必要がある。

カ 中柱によって多連構造になっていないこと

ボックスカルバートに中柱がある場合については、地震時に構造上の弱点になるおそれがあるため、地震時の挙動について検討を加える必要がある。

キ 土かぶり 50cm 確保すること

土かぶりが薄いカルバートの場合には、裏込め土の沈下等による本体への影響や舗装面の不陸が生じるおそれがあるため、少なくとも 50cm 上の土かぶりを確保することが望ましい。

(3) 従来型以外のカルバート等

カルバートの技術には、施工の省力化や工期短縮、経済性の向上、性能の高度化、環境への配慮等、社会の動向や時代の要請に応じた変遷が見られる。最近の動向としては、以下に示すようなものがある。

これらのカルバートの適用に当たっては、カルバートが設置される現地条件も多様化していることを踏まえて、現地条件への適用性等について十分検討するとともに、他の工法と比較検討の上で採用する必要がある。

ア プレキャスト製品の大型化

プレキャスト製品で、内空断面が表-10.2.1 に示す従来型カルバートの適用範囲を超える規模の、大型のボックスカルバートやアーチカルバートが開発されている。また、ヒンジ式アーチ構造、剛性カルバートとたわみ性カルバートの中間的な構造形式のカルバートも開発されている。

イ プレキャスト製品の長尺化

ボックスカルバートでは、縦断方向の長さを従来製品の 2 倍程度とした 4m 長尺ボックスカルバートが開発され、施工スピードの向上と接合工数の軽減が図られている。

ウ 材料の多様化

土かぶりの増加に対応して、剛性パイプカルバートにおいて薄肉鋼管に膨張性コンクリートを遠心力製法によってライニングした高耐圧の複合管が開発されている。また、新たな材料として、剛性パイプカルバートや剛性ボックスカルバートにおいて、防菌材を混入し硫化水素環境中でも耐用年数を向上させたコンクリートや廃棄物の焼却灰等を利用したコンクリート、レジン混入し耐酸性を向上させたレジンコンクリートを用いたもの等がある。

エ 継手部の耐震性の向上

ボックスカルバート、アーチカルバート、鉄筋コンクリートパイプカルバート等では、本体や継手部に伸縮・耐久性の高いゴムを内蔵あるいは後付けし、可とう性を持たせることで耐震性能を高めた構造も開発されている。

オ 大きな土かぶりに対する対応

土かぶりが数十mに及ぶ場合等で、ソイルセメントを用いて部分的に人工地山を築き、その後内部を掘削して必要な内空断面を完成させる工法や無筋コンクリートを用いた工法が開発されている。ただし、これらの工法については、非開削で掘進する施工法であるため、本技術書では取り扱わない。

10.2.3 カルバートの変状・損傷の主な発生形態

カルバートの変状・損傷としては、主に(1)常時の変状・損傷、(2)異常降雨による変状・損傷、(3)地震による変状・損傷、(4)特殊な環境による変状・損傷があり、カルバート工の実施に当たって留意しなければならない。

過去の被災事例からカルバートの変状・損傷の主な発生形態、メカニズム、原因等を理解しておくことは、カルバート工実施の各段階において的確な判断と対応する上で極めて大切である。以下にカルバートの変状・損傷の主な発生形態を誘因別に示す。

(1) 常時の変状・損傷

ア 隣接区間との段差の発生

カルバートの設置区間と隣接する盛土区間との境界部において、段差が生じることがある(図-10.2.5 参照)。段差は、裏込め材の締固めが不足する場合に、長期にわたる活荷重の作用による裏込め材の体積圧縮、あるいは軟弱地盤の圧密沈下により隣接する盛土区間が沈下することによって誘発される。段差は、カルバートを杭基礎で支持しているような場合にも多く見られ、杭が破壊することもある。さらに、杭基礎で支持されている場合、カルバートとその下部の地盤の間に空洞ができ、その空洞を水が流れる場合もある。地震によっても段差が発生することがある。(図-10.2.9 参照)。

段差が大きくなると、走行性等、上部道路の機能が低下するため、裏込め材を十分に締め固めることが重要である。また、カルバートの頂部と隣接する盛土区間の間の不同沈下に伴う段差が生じるのを避けるため、カルバートと隣接する盛土区間が一体として挙動する直接基礎が望ましい。やむを得ず杭基礎とする場合は、盛土区間とのすり付け対策についても配慮する必要がある。

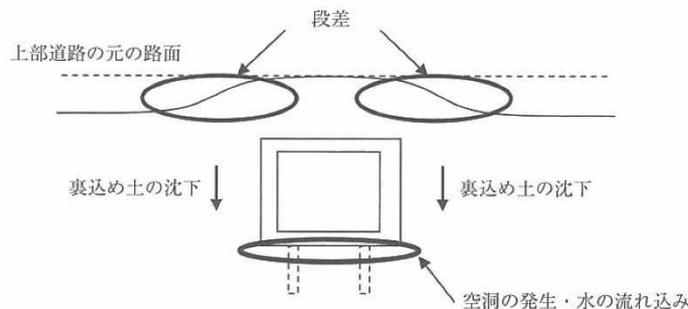


図-10.2.5 カルバート前後区間での段差¹⁰⁾

イ カルバートの沈下

軟弱地盤上のカルバートについては、常時でもカルバートと前後の盛土の間の不同沈下に伴う隣接する盛土区間との段差、隣接する盛土区間の沈下に伴うカルバートの沈下、継手部の開きやそこからカルバート内部へ地下水の浸入、カルバートの帯水が発生することがある(図-10.2.6 参照)。カルバートが帯水すると、道路用カルバートでは交通機能に支障をきたし、水路用カルバートでは通水機能が保持できなくなる可能性がある。

このような沈下に対処するため、一般にプレロードによりあらかじめカルバート及び隣接する盛土区間の基礎地盤を圧密沈下させる方法や上げ越し施工が行われる。



図-10.2.6 カルバートの沈下による帯水²²⁾

(2) 異常降雨による変状・損傷

沢、溪流等においては、異常な豪雨の際には水だけでなく多量の土砂及び流木が流下し、あるいは土石流が発生して、これがカルバート流入口を閉塞して、盛土や原地盤の大規模な被害や水路カルバートの通水阻害に至ることがあるので注意を要する（図-10.2.7、図-10.2.8 参照）。

その他、地下横断道路において、異常な集中豪雨時に帯水して交通に支障をきたす場合もある。これは主に排水ポンプ能力の問題であり、流量の算定については、「第8章 排水施設の設計」によるものとする。

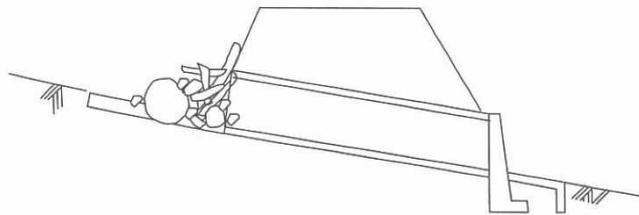


図-10.2.7 カルバートの閉塞状況¹⁰⁾



図-10.2.8 土石流入による水路カルバートの通水阻害²³⁾

(3)地震による変状・損傷

カルバートに関連する既往地震被害の特徴を整理すると以下のとおりである。

ア 段差の発生

基礎地盤が軟弱粘性土地盤又は緩い飽和砂質土地盤の場合、カルバートの変形が軽微であっても、盛土や原地盤の側方流動やすべり破壊等により生じる不同沈下により、カルバートの前後で路面の段差が生じる場合がある。また、盛土区間のすべりや崩壊は見られなくても裏込め材の体積圧縮により、カルバートの前後で路面の段差が生じる場合がある。図-10.2.9に地震により段差が生じた例を示す。

イ 継手部の開き

緩い飽和砂質地盤上に構築されたカルバートは、基礎地盤の液状化に伴って大きな変形を生じる場合がある。また、軟弱地盤上のカルバートで地下水位が高い場合には、地下水以下の基礎地盤の置換え砂や埋戻し部が液状化し、カルバートに過大な沈下や、浮き上がりが生じる場合がある。この際カルバートの変形や継手部の開きに伴う土砂の流入により盛土本体や原地盤に変形が及ぶことがある。図-10.2.10に地震によってカルバートの継手が開いた例を示す。



図-10.2.9 地震によりカルバート区間で発生した段差²⁴⁾

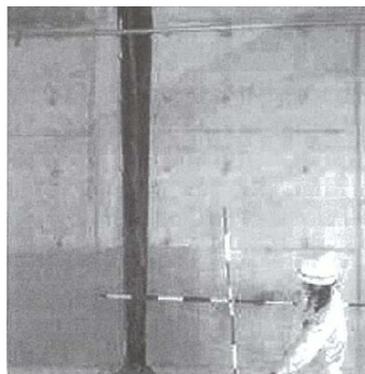


図-10.2.10 継手部の開き¹⁰⁾

(4)特殊な環境による変状・損傷

ア 凍上による変状・損傷

低温下では、裏込め土の凍上により側壁部に過大な力が作用してクラックを発生させる等、カルバートが損傷する場合がある。(図-10.2.11 参照)。

また、寒冷地において土かぶりが薄い場合、路面とカルバート内部の両方からの冷却により、路盤や路床の凍上が起き、カルバート直上の路面が押し上げられて舗装面のクラックが発生しやすくなる（図-10.2.12 参照）。特に最近では土かぶりの薄いボックスカルバートが増えているので注意が必要である。

凍上対策については、「8.6 凍上防止対策」によるものとする。



図-10.2.11 凍上によりボックスカルバート側壁に発生したクラック¹⁰⁾



図-10.2.12 凍上によるボックスカルバート上の舗装の押し上げと亀裂¹⁰⁾

イ 化学的環境による腐食

カルバートが強酸性土壌、強アルカリ性土壌や汚水にさらされる場合は、その影響を受けて本体が腐食することがある（図-10.2.13 参照）。このような環境の影響を受ける可能性がある場所にカルバートを設置する場合は、対策として、本体の表面にめっきや塗装を施す。

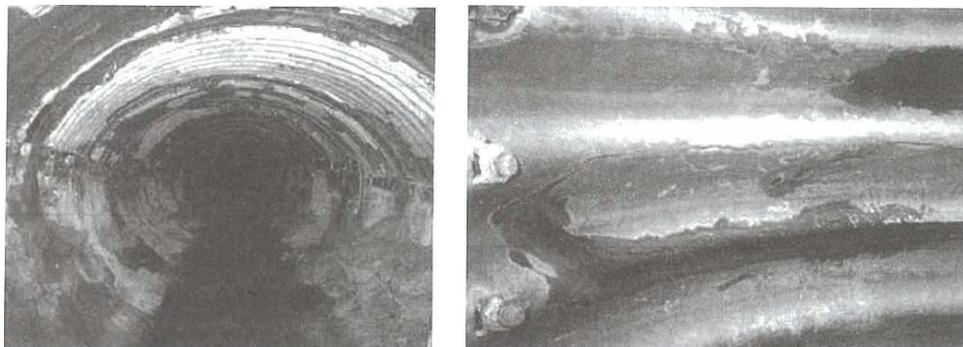


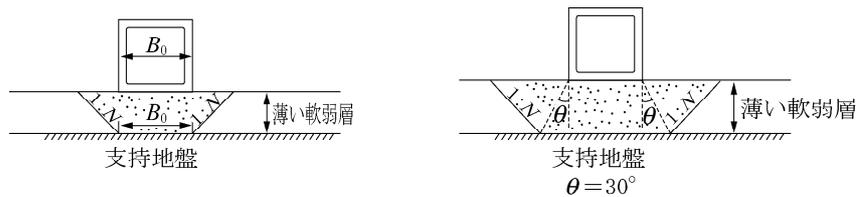
図-10.2.13 コルゲートメタルカルバートの腐食¹⁰⁾

10.2.4 基礎形式

(1) 基礎における留意事項

カルバートの基礎は、不同沈下のおそれの少ない場合は構造上問題とならず、通常の地盤では沈下量も小さいことから、農道におけるカルバートの基礎形式は直接基礎としている場合がほとんどである。ただし、軟弱地盤等の特殊な条件下においては、次に示す事項に留意する必要がある。

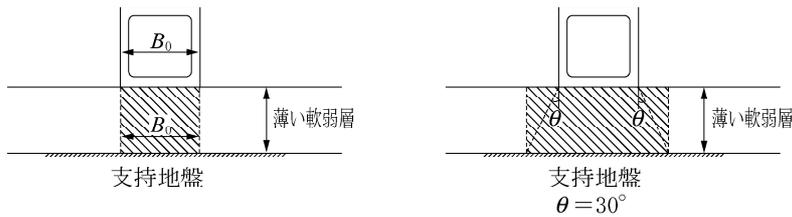
- ① 部分的に軟弱層がある場合、不同沈下が生じるおそれがあるので、軟弱層が地表近くでかつ厚さが薄い場合には、土質安定処理や良質な材料で置換えて改良地盤を形成して、これを支持地盤とする。その形状は図-10.2.14及び図-10.2.15の示すとおりとし、軟弱地盤下の地盤の支持力を照査して選定する。



N : 土質条件により算出

- (a) 軟弱層の下に底版面積と同面積で支持できる地盤がある場合
- (b) 荷重の分散を考えた方が妥当な場合

図-10.2.14 置換え基礎の形状



- (a) 軟弱層の下に底版面積と同面積で支持できる地盤がある場合
- (b) 荷重の分散を考えた方が妥当な場合

図-10.2.15 地盤改良の形状

- ② 軟弱層が厚い軟弱地盤にカルバートを設置する場合は、盛土各部の沈下量を計算によって推定し、それにより上げ越し量を決めて施工時以降の沈下に対応するものとする。ただし、沈下量が大きい場合には、プレローディング工法により、残留沈下量がカルバートの機能上支障とならない沈下量となつてからカルバートの施工を行うことがある。
- ③ 全体的に岩盤等の良質な地盤であっても、支持地盤が傾斜している場合等、カルバートの横断及び縦断方向で極端に支持力の異なる地盤がある場合は、不同沈下を生じカルバートに大きな力が作用することがあるので、図-10.2.16及び図-10.2.17に示すように、置換えコンクリートを行うか、硬い地盤を一部かき起こす等して緩和区間を設け、地盤全体がほぼ均一な支持力を持つようにするのがよい。
- ④ カルバートの機能上から沈下が許されない場合や、軟弱地盤で沈下量が大きくプレロードが効果的でない場合で、やむを得ず杭基礎等とした構造においては、周辺盛土及び地盤の沈下に伴い、上載荷重の増加や道路面の不陸発生が生じるため、十分な検討を行い対策を講じておく必要がある。

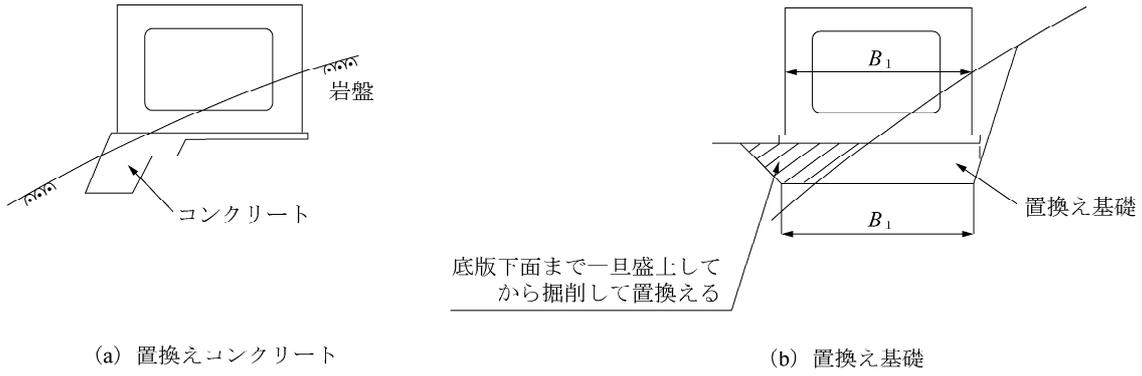


図-10.2.16 横断方向に地盤が変化している場合の対策

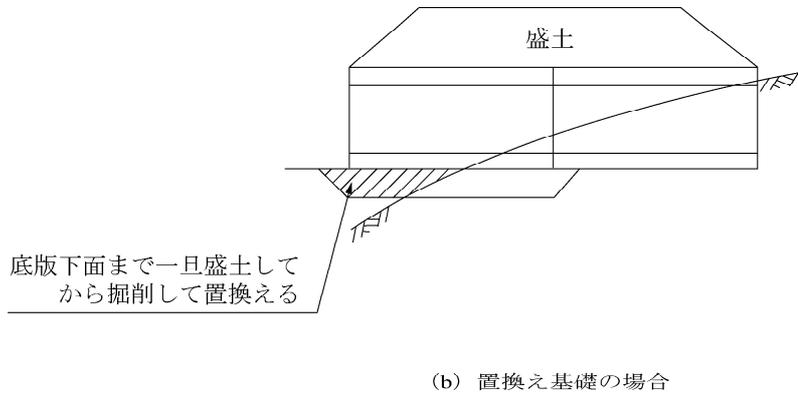
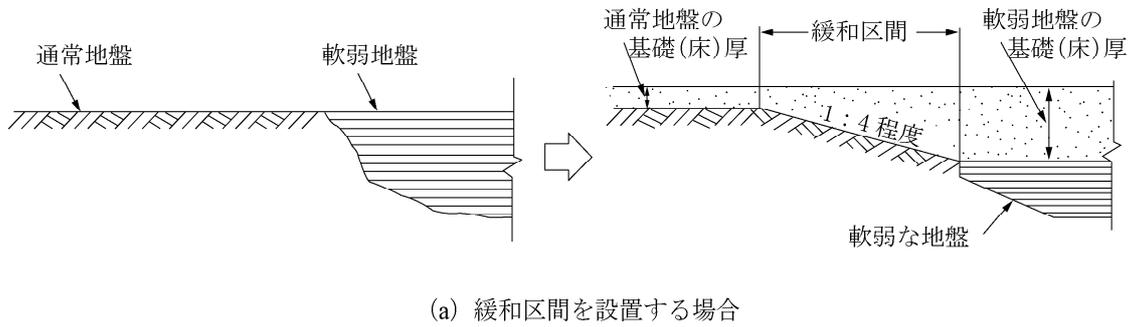


図-10.2.17 縦断方向に地盤が変化している場合の対策

(2) 直接基礎

基礎底面の処理は図-10.2.18を標準とする。ただし、地質が砂、砂礫、岩盤及び置き換え基礎の場合は基礎材を除くものとする。なお、具体的な設計は土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考に行うこととする。

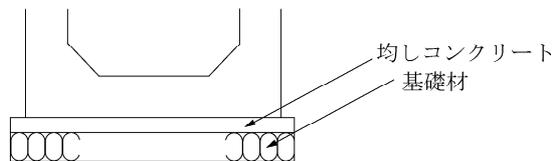


図-10.2.18 基礎底面の処理例

(3) 杭基礎

杭基礎の具体的な設計は、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考に行うこととする。カルバートの杭基礎としての留意点を、以下に示す。

- ① カルバート横方向（支間方向）の断面力は、杭を含めた全体構造で計算しなければならない。
- ② 杭種はRC杭、PHC杭が一般に用いられる。
- ③ 設計は常時のみとする。
- ④ 杭頭部はカルバートに50mm以上埋込むものとする。また、杭に作用するせん断力に対応できる埋込み深さを確保するものとする（図-10.2.19）。
- ⑤ 杭頭の結合部の応力照査は、底板コンクリートの鉛直方向支圧力度、押抜きせん断応力度及びせん断力が生じる場合は水平方向押抜きせん断応力度について行うものとする。
- ⑥ 杭の配置は、鉛直荷重をスムーズにかつ均等に受けるようにするものとし、図-10.2.19のように2列配置の場合は側壁軸線近くに配置するのが望ましい。

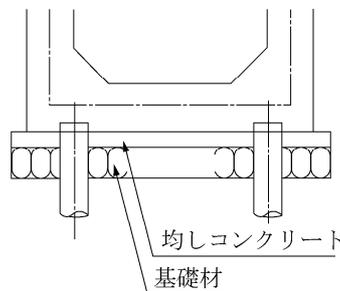


図-10.2.19 杭基礎（2列配置）の例

鉄筋コンクリート二次製品暗渠の場合は、図-10.2.20に示すように基礎コンクリートに10cm埋込むピン結合を標準とし、暗渠の規模により表-10.2.2に示すような基礎コンクリートの厚さを選定する。

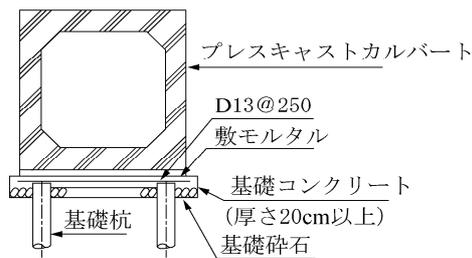


図-10.2.20 鉄筋コンクリート二次製品暗渠の杭基礎

表-10.2.2 基礎コンクリート標準厚さ（単位：mm）

規格（暗渠内幅）	基礎コンクリート厚さ	基礎砕石の厚さ
600～1,000	200	150
1,100～2,000	250	200
2,200～3,500	300	250

10.2.5 動物の移動のための道路横断工

農道によって動物の生息域が分断される場合には、農道の上部・下部に連絡ルートを設置することにより、回避できなかった影響を同じ場所で均衡させることを検討する。動物の移動経路の確保には、表-10.2.3、表-10.2.4の工法がある。工法及び設置箇所は、けもの道を調査した上で、分断範囲や分断前後の移動可能範囲を考慮し、有識者の意見を踏まえて選定することが必要である。

- ① 構 造 物: ボックスカルバート、パイプカルバート、オーバブリッジ
- ② 誘導施設: 小動物のための横断誘導路

表-10.2.3 動物の移動経路工法の留意点

現状地形	工 法	留 意 点
盛土部	ボックスカルバート パイプカルバート	<ul style="list-style-type: none"> ・それまで使われていたけもの道に沿って設置する。 ・路面や出入り口付近は舗装せず自然の仕上げとすることが望ましい。 ・側溝には生き物が落下しないような（フタ等）対策を行う。 ・出入り口の上部は覆土して植栽を行う。また、誘導及び姿を隠すための植栽を行う。 ・出入り口周辺部は、進入防止柵を設置して道路内への侵入を防ぐ。 ・水を好まない動物の利用が考えられる場合、底部に土壌や落ち葉を入れたり、内部に歩行用の柵を設けたりする。
切土部	オーバブリッジ	<ul style="list-style-type: none"> ・路面は土壌等を用いた自然の仕上げとすることが望ましい。 ・幅員はできるだけ大きく、壁高欄を設置し通行車両が見えないように配慮する。 ・出入り口部分には誘導及び姿を隠すための植栽を行う。 ・出入り口周辺部は、進入防止柵を設置して道路内への侵入を防ぐ。

表-10.2.4 道路構造物と動物の移動例

	ボックスカルバート	ボックスカルバート内の側溝	パイプカルバート	オーバブリッジ	橋梁下	備 考
タヌキ	◎	◎	◎	○	◎	
ノウサギ	○			△	◎	ボックスカルバートの利用においては比較的広く天井が高い構造を選好するようである。
イタチ	○	○	○		○	
キツネ	◎			◎	◎	
テン	○	○	○		○	
イノシシ	△				○	立地条件の良いボックスカルバートを時折利用するという情報がある。
シカ	△				○	
サル	△				◎	
オコジョ	○				○	
リス	○					通過事例はいずれも短く明るいボックスである。

凡例：◎=良く移動している ○=移動している △=余り移動していない

注) これらの判断は、これまでの調査結果に基づいており、可能性については特に考慮していない。

出典：エコロード

道路横断工は、整備される農道が動物の移動を分断しないよう横断経路を確保する対策である。

手法としては、大型・中型ほ乳類を中心とした動物の移動経路を確保するためのボックスカルバート等により道路下を通過させる場合と、道路上に橋を架ける方法がある。

大型ほ乳類（ツキノワグマ、カモシカ、シカ、イノシシ等）、中型ほ乳類（タヌキ、キツネ、ノウサギ、リス、テン、アナグマ、イタチ）、小型ほ乳類（ネズミ等）への影響の軽減を考える場合、横断工の規模は大きいほど、各種の動物の利用に役立つ。シカ、イノシシ等を想定すると、最小でも縦、横4m程度あった方がよく、また、これらの偶蹄類はグレーチングを嫌うことから、出入口にはそのような構造を設けないようにする必要がある。ボックス内に側溝があるとタヌキ、イタチがよく利用するので、設置することが望ましい。

出入口には誘導植栽をほどこし、法面部分も対象にして密度の濃いものにする。この場合、植栽樹種については在来種を原則として、極力、周辺植生と同一のものにする。

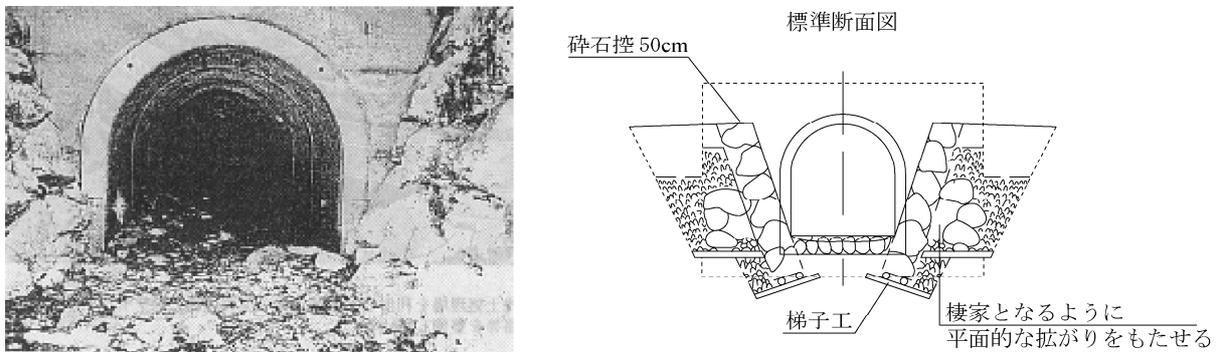


図-10.2.21 動物の移動経路を確保した横断工の例

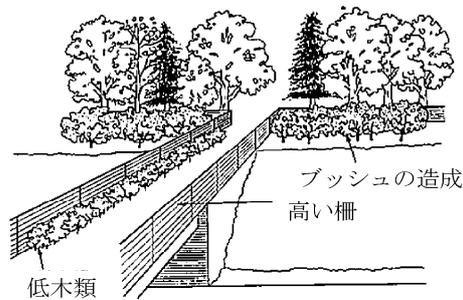


図-10.2.22 架道橋によるけもの道の例

10.3 緑地帯

10.3.1 緑地帯

(1) 緑地帯の機能

緑地帯は、農道利用者に不快感や不調和な感じを与えるものを遮蔽し、沿道との景観の調和を図る修景機能、視線誘導、遮光、トンネル出入口部の明暗差の緩和等を図る交通安全機能、道路交通によって生ずる騒音及び排気ガスが沿道に与える影響の軽減、緑陰の提供、防風、防雪等を図る環境保全機能がある。また、この線的な緑地は、開発により分断されたビオトープに生息する野生生物が、採餌・栄巢・休眠・避難のために他の場所（ビオトープ）に移動する際に通る生態学的回廊（コリドー）としての役割を果たすことが期待できる。

(2) 緑地帯の設置

農村地域においては、都市地域に比べて一般に緑が多く、交通量もそれほど多くないことから、沿道との景観の調和、騒音、排気ガスの影響の軽減等、主に都市地域の道路に要求される機能を主目的として緑地帯を設けることは少なく、むしろその立地条件から、線形等の幾何構造が余裕ある計画にできない場合や、強風、積雪等の厳しい気象条件に対応する場合に、緑地帯の用地、維持管理等を考慮の上、視線誘導、防風、除雪等交通安全上や農道機能維持のために緑地帯の設置を検討する。

(3) 緑地帯の幅員

緑地帯の幅員は、当該農道の構造及び交通の状況、沿道の土地利用状況、樹木の種類及び配置等を考慮して適切な値とする。

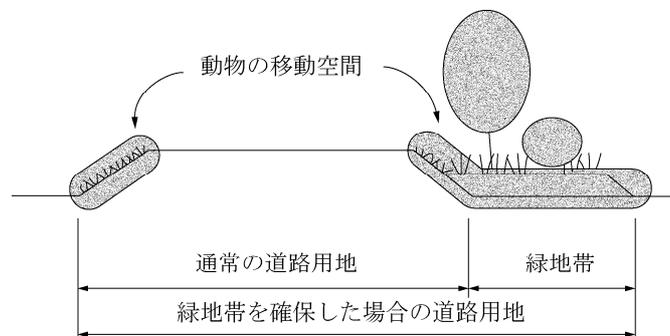


図-10.3.1 緑地帯の幅員

(4) 緑地帯の植栽

ア 樹木の配置

緑地帯の配植に当たっては、車道及び歩道の建築限界に留意し、下枝の高さ、枝張り等が、建築限界線を侵して交通の障害とならないようにするとともに、交差点部における視距の確保にも十分な注意が必要である。また、交差点及び横断歩道付近では、安全な通行を確保するために必要な視界が妨げられないよう配植に注意しなければならない。

なお、照明灯、道路標識その他これらに類する道路附属物等は、格別の支障がない限り緑地帯内に設置することができる。また、緑地帯を設置した区間には、通常車道側のガードレール等の防護柵は設けない場合が多い。

イ 樹種の設定

緑地帯に用いる樹種については、それぞれの特性を考慮の上、植栽地域の諸条件（土壌、大気、気象等）に適合し、植栽計画の意図にふさわしい樹種を決定しなければならない。

樹種の選定に当たっては、できるだけ次の事項を満たすよう留意する。

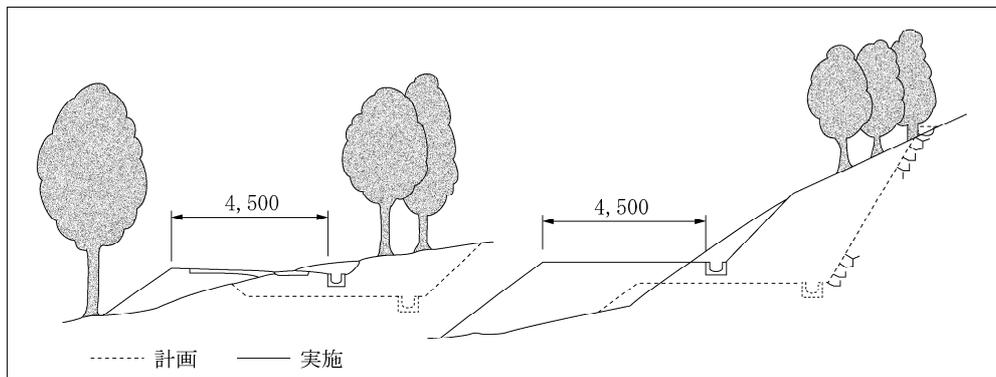
- ① 街路樹は、原則として落葉樹を使用するが、暖地で広幅員の道路等においては、常緑樹を採用することもできる。
- ② 中・低木（寄植及び刈込物）は常緑樹を主体とすること。
- ③ 周辺の農作物に被害を及ぼすおそれのある害虫等が寄生しない樹種であること。
- ④ 樹姿が美しく、病虫害に強い樹種で歩行者に害がないこと。
- ⑤ 活着しやすく、成長が良好な樹種であること。
- ⑥ 土壌条件、環境条件に適した樹種であること。
- ⑦ 維持管理の容易な樹種であること。
- ⑧ 同一樹種、同形、同大のものが一定数量入手可能なものであること。
- ⑨ 地域の特質を重んじて、沿道の諸条件に合致した樹種であること。
- ⑩ 在来種への影響に配慮して、緑化植物の導入については、生物多様性保全の観点から、移入種による自生種の生息地消失、自生種との間の浸透性交雑、在来の地域性系統の遺伝子攪乱等の危険性を考慮する必要がある。

(5) 自然環境に配慮した農道配置例

生態系保全に配慮した農道整備事例は徐々に増大しており、検討も進められている。

農道が通過する地域の自然を守る姿勢が重要であり、森林・樹木の保全や湿地・池沼・河川敷等の貴重な動植物についての知識を得て、各種の対応方法を工夫する必要がある。

樹木の保全に配慮した農道配置の例を、**図-10.3.2**に示す。



〈資料：せせらぎ、第八号、p. 5〉

図-10.3.2 樹木の保全に配慮した農道配置例（福岡県志賀島）

引用・参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路構造令の解説と運用（令和3年3月）
- 2) (公社)日本道路協会：落石対策便覧（平成29年12月）
- 3) (公社)日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説 ボラードの設置便覧（令和3年3月）
- 4) (公社)日本道路協会：車両用防護柵標準仕様・同解説（改訂版）（平成16年3月）
- 5) (公社)日本道路協会：杭基礎設計便覧（令和2年9月）
- 6) (公社)日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成22年8月）
- 7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（平成24年3月）
- 8) (公社)日本道路協会：道路土工－擁壁工指針（平成24年7月）
- 9) (公社)日本道路協会：道路土工要綱（平成21年6月）
- 10) (公社)日本道路協会：道路土工－カルバート工指針（平成22年4月）
- 11) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（平成26年3月）
- 12) (公社)日本道路協会：道路照明施設設置基準・同解説（平成19年10月）
- 13) (公社)日本道路協会：道路標識設置基準・同解説（令和2年6月）
- 14) (公社)地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）
- 15) (一財)土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル 第4回改訂版（平成26年8月）
- 16) (一財)土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル 第4版（平成26年8月）
- 17) (一財)土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版（平成25年12月）
- 18) 農林水産省農村振興局：土地改良事業設計指針 耐震設計（平成27年5月）
- 19) 農林水産省農村振興局：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の技術指針（平成27年5月）
- 20) 農林水産省農村振興局：農業農村整備事業における景観配慮の手引き（平成19年6月）
- 21) (公社)日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説（平成29年3月）
- 22) 国土交通省道路局：シェッド、大型カルバート等定期点検要領（平成31年2月）
- 23) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路土工構造物点検に関する参考資料(2022年版)－特定道路土工構造物変状事例集－（令和4年12月）
- 24) 浅野勇・渡嘉敷勝・森充広・西原正彦：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震による利根川下流沿岸域の用排水路等の被害と特徴、農村工学研究所技報第213号、pp.145-173（2012）

第11章 交通安全施設の設計

関連条項〔基準 17、運用 17-1〕

11.1 農道の安全対策

11.1.1 一般事項

農道における交通事故発生件数は、延長当たりに換算すると一般道路と比較して少ない数値になっているが、事故死亡率は逆に高くなっている。これは、延長当たりの事故発生は少ないが、ひとたび事故が発生すると重大事故（死亡事故）につながっていることを意味する。

農道はその立地条件等によって、一般車両交通の少ないものと、国道や県道等から流入してくる一般車両交通の多いものがあるが、それぞれの実態に合わせた安全対策を講じることが重要である。

前者については、施設の一層の充実、維持管理強化及び運転者に対する安全意識の向上を図る必要がある。後者については、運転者の安全意識の向上はもとより、一般の幹線道路に準じた交通機能を果たしていることから、その実態に即した道路の規格、構造、交通安全施設等の設備の整備を図る必要がある。

農道の安全対策は、以下の点に留意して行う。

- ① 警察等との連絡及び協議態勢の強化
- ② 効果的な対策工法の選定と安全施設等の維持管理
- ③ 交通安全広報活動の強化

事故防止対策には、道路管理者（あるいは道路設置者）側が実施するものと、公安委員会側で実施するものがある。

表-11.1.1 に、道路管理者、公安委員会が行う事故防止対策と設置場所の一覧を示す。

道路管理者側が実施するものとしては、道路構造そのものの改良及び改善、区画線の設置並びに案内標識、警戒標識及び一部の指示標識の設置がある。

また、公安委員会側が設置するものとしては、交通信号機、横断歩道等の道路標識、規制標識、指示標識等がある。

これらの安全施設等は実施担当者が平素から積極的に交通対策として整備すべきであるが、さらに、道路点検パトロール、交通事故現場診断実施時や交通安全対策推進委員会開催時に、道路管理者側からは信号機の設置、各種交通規制、右折専用車線の設置等の実施について、公安委員会側からは交差点改良、見通しの確保、路面補修、防護柵、カーブミラー、視線誘導標等の整備について相互に協議して、要請することが重要である。

表-11.1.1 道路管理者、公安委員会が行う事故防止対策と設置場所

事故防止対策		設置場所等			カーブ	坂道		
		大	中	小		上り	下り	
道路管理者 道路設置者を含む	防護柵	★	★	★	★	★	★	
	視線誘導標				★			
	カーブミラー			★	★			
	減速マーク				★		★	
	交差点注意	★	★	★				
	急カーブ注意				★			
	急カーブ速度落とせ				★			
	区画線	車道中央線				★	★	★
		車道外側線				★	★	★
	薄層舗装	★	★	★	★	★	★	
	道路照明	★	★	★	★	★	★	
	センターゼブラ				★	★	★	
	イメージハンプ			★				
公安委員会	信号機の設置	★	★	★				
	横断歩道	★	★	★				
	一時停止			★				
	速度規制				★	★	★	
	追越し・はみだし禁止				★	★	★	
	一方通行		★	★				
	指定方向外進入禁止	★	★	★				

出典：(一社)日本交通科学協議会

11.1.2 道路形状別の安全対策

(1) 交差点

交差点形状別に主要な具体的安全対策事例を表-11.1.2に示し、以下にその要点を述べる。

ア 見通しのよい交差点

交差点における交通事故は一時停止不履行、安全不確認によるものが大半を占めるが、見通しの悪い交差点よりも、むしろ見通しのよい交差点において多く発生している。

農道の見通しのよい交差点、特に水田地帯の交差点では、運転者が交差点の存在に気づくのが遅れることが主な原因と考えられる。その理由として、稲や雑草等により、交差点の存在そのものが直前までわからずに通過してしまう場合が多いことが挙げられる。

さらに、見通しのよい農道交差点では、農道の方が交差する道路より幅員が広い場合や、全く障害物がない場合に、優先関係に誤認を生じたり、標識等を見落したりすることにより事故が発生していることが多い。

安全対策において最も有効な方法は信号機の設置であり、事故発生の多い交差点においては対策がとられている。しかしながら、比較的交通量の少ない農道も多いことから、全て信号機を設置することは難しい。

対策に当たっては、自動車の運転者は主に路面に注意を向けているため、看板や標識よりも路面標示を重点的に整備する。また、車線の幅員は幅を広げるとスピード感がなくなるため、減速をさせるべき区間では幅員を狭める等を考慮して、前方に交差点があることを認識させる警戒看板や視線誘導標の設置、止まれ標示、隅切り部分を広くとる、ゼブラゾーンの設置により幅員を狭める、場合によっては段差の設置等が有効と考えられる。

イ 見通しの悪い交差点

見通しの悪い交差点とは、次のような場合である。

- ① トンネル出口に近接した交差点
- ② カーブ内交差点
- ③ 切土法面の高い交差点（切土部の路側に雑草が茂っている交差点）
- ④ 急な上り勾配頂上付近にある交差点
- ⑤ 交差点角に擁壁等の構造物、建物、樹木等の遮蔽物がある交差点
- ⑥ 橋梁の端部から平坦地に至るすりつけ部分にある交差点
- ⑦ 鋭角交差点

このような交差点では、お互いに交差する道路を走行する相手車両の存在が交差点近傍まで視認できないことから、事故が発生している。

このような交差点では運転者が一時停止又は徐行し、周囲の状況を十分に把握するような安全対策が必要であり、交差点の存在を知らせる警戒看板、警戒標識、赤色回転灯や見通しの改善を図るカーブミラー、夜間の安全を確保するための照明灯の設置等が有効と考えられる。

また、見通しをよくする改善対策としては、交差点付近の路肩の拡幅や法面下部のモルタル吹付け等、現地の状況により適切な改善措置を講ずることや、交差点内にカーブが入らないように交差点位置を変更する、直角交差となるように法線の検討を行う等の交差点改良も検討課題となる。

ウ 一時停止する側の幅員が広い交差点

一時停止する側の幅員が広い場合は、運転者にとって自車が優先であると誤認する。

一時停止する側の幅員が広い場合はマーキングにより幅員を狭め、優先関係を明確化させる。また、隅切り部分のゼブラマーキングによる交差点の明確化、「交差点あり」の警戒標識の設置が挙げられる。

エ 同程度幅員の交差点

交差点道路と同程度の幅員をもつ交差点でも、運転車から見ると俯角が浅いために、交差する道路幅員の方が狭く感じて、運転者は自車が優先であると誤認する。

安全対策としては、一時停止規制として、規制標識、指示標識のほか路面マーキングとして、ゼブラゾーン、薄層舗装の設置、交差点中央のクロスマーク標示、カーブミラー等も有効であり、交差点手前には警戒標識の設置も必要である。

オ 鋭角交差点

取付け道路との交差点が 60° 以下の鋭角交差点では、交差する鋭角側の道路を走行する自動車を事前に視認することは困難である。

鋭角交差点は見通しの悪い交差点に含まれるが、特に、その安全対策としては、カーブミラーの設置による相手車両の認知や、交差点内での右左折を楽にするための隅切り処置が必要である。

カ 変形（多岐）交差点

同一箇所においては、5以上交差させてはならないことが道路構造令には定められており、食い違い交差等も極力改良すべきである。しかし、現状では、このような構造になっている交差点は農道にも見られる。

変形（多岐）交差点で、特に道不案内の運転者は交差点内で自車の走行路に迷い、急ハンド

ル、急ブレーキ等の操作を行い、事故の発生やニアミスとなるケースがある。

この対策としては、交差点自身を道路構造令に定められた構造にすることが必要であるが、それが困難な場合には、案内標識の設置、照明灯による夜間の安全確保等が特に必要となる。

キ カーブ内交差点

後述の、(2)ウの項を参照。

ク 交通事故多発交差点

交通事故多発地点については、その発生要因の検討が必要である。実際の対策は、個々に対応すべきであり、各種対策を組み合わせ実施することが多い。

交差点の事故防止対策として最も有効と考えられるのは信号機の設置であるが、交通量等により信号機を設置できない交差点では、一時停止規制の総合的実施等が基本となるが、それ以外にも現地の状況により適切な対策を追加する必要がある。例えば、右折事故の多い交差点では交差点を拡幅して右折専用車線の新設、出合頭事故の多い交差点ではカーブミラーの設置や、法面の見通し等の改良及び交差点を明示する赤色回転灯の設置等は有効な対策である。

ケ 上り坂の交差点

後述の、(3)オ、カの項を参照。

コ 交通量が多い交差点

交通量が多い交差点には信号機の設置が望ましい対策であるが、その地域により交差交通の流れ（右左折車の混入等）等に配慮した対策として、一時停止規制等が考えられる。

表-11.1.2 交差点事故に対する安全対策の具体例

安全対策	信号機設置	一時停止規制実施	案内標識設置	警戒標識設置 (看板)	交差点前の幅員を狭く見せる 導流標示設置 (ゼブラ舗装等)	カーブミラー設置	照明灯設置	切土部分路肩拡幅と下部 モルタル舗装の実施	交差点を明示する回路回 転灯の設置	交差点手前の右折専用車 線の設置	適正な隅切り処置	交差点改良	交差点中心標示	すべり止め舗装	防護柵
交 差 点 形 状															
見通しのよい交差点		○	○												
見通しの悪い交差点		◎		○	◎	◎	○	◎	○			◎		○	○
ほぼ同じ幅員の交差点		◎		◎	○	○		○	○				○		
鋭角交差点		○		○		◎					◎	○	○	○	○
変形(多岐)交差点	○	○	◎				◎					○	○	○	○
カーブの途中にある交差点		◎		○		◎	○	○			◎	○		○	○
交通事故多発交差点	◎	◎	○	○	○	◎	○	◎	◎	◎					○
上り坂の交差点		○		○	○	○	○								○
交差点道路の交通量が多い交差点	◎	◎	○	○		○	○	○		○	○				○

出典：(一社)日本交通科学協議会

注1) 一時停止規制実施とは、標識・マーキング等全ての対象を含む。

2) ◎印は特に効果大きいと思われる安全対策

(2)カーブ地点

一般に、カーブ半径（曲線半径）は設計速度に応じて定められ、設計速度 50km/h の道路は 100m 以上、40km/h の道路は 60m 以上とされ、地形の状況その他によりやむを得ない箇所については、10%の片勾配を適用できるときに限って、それぞれ 80m、50m とすることができると定められている。

表-11.1.3 に、カーブ地点の道路形状別安全対策の具体的な事例を示すとともに、以下に要点を記述する。

ア 急カーブ区間

急カーブ区間では、道路線形が急カーブで危険だという正しい情報をいち早く運転者に伝えるための視線誘導標（デリネーター）を設置することが必要である。視線誘導標は、道路建設費に比べ安価で事故防止効果の大きい安全対策である。

この場合、誘導標の設置間隔は曲線部全区間にカーブ半径 50m 以下なら 5m 間隔に、カーブ半径 100m 程度なら 10m 間隔に設置し、さらに、その前後にはカーブ手前に曲線部の設置区間の 2～3 倍の間隔で 3 個、カーブ先に 1 個の設置が最低条件として必要である。

例えば、カーブ半径 50m で角度約 60° の曲線部を持つ急カーブ区間ならカーブ前後を含めて約 50 個の視線誘導標設置が必要であり、夜間事故防止対策をも考慮すれば太陽電池を用いた視線誘導標、さらには大型矢羽根式自発光視線誘導標の設置等が一層効果的である。このほか、横縞模様にゼブラになるように施工したすべり止め舗装、危険箇所を運転者に知らせる回転警告灯、視線誘導標取付けの支柱とも共用できる防護柵、はみ出し禁止規制、中央線及び車道外側線の高輝度反射性ペイント使用、ワイド化、雨天時排水の溝切り工等が、有効な対策と考えられる。

イ 見通しの悪いカーブ

山間部で山側にカーブする区間、果樹園を通過してカーブする農道等は高い法面、樹木等に遮られて見通しの悪いカーブとなる。このような地点は、はみ出し禁止規制、中央線のワイド化等の対策により右側反対車線にはみ出さない対策効果が大きいですが、同時に視線誘導標、防護柵の設置による視線誘導も効果がある。

このほか、路肩に雑草や植樹、法面から崩落した土砂等によって見通しを悪くすることもあるので、安全点検パトロール、路肩整備等の態勢を確立する必要もある。

ウ 交差点のあるカーブ

平成 6 年度の農道における交通事故の実態調査の中で、大都市近郊のある県で発生した 54 件の事故のうちで交差点の事故は 26 件であったが、交差点のあるカーブ地点の事故は 2 件にすぎず、いずれも三差路での事故であった。

交差点の事故防止対策の基本は優先関係を明確にし、隅切りを確保し、交差道路の見通しをよくすることであり、一時停止規制の実施と、隅切りの実施効果が大きいですが、これを補うための対策としてカーブミラーの設置、切土部分路肩処理等により見通しをよくする対策の効果も大きい。

エ 勾配のあるカーブ

山間部を通る農道には、勾配のあるカーブ区間が多く、このような地点の下り勾配にはすべり止め舗装、防護柵、カーブミラーの設置等の対策が主として考えられる。

表-11.1.3 カーブ地点の道路形状別安全対策の具体的事例

対 策	すべり止め舗装	速度抑制				防護柵	路肩処理	はみ出し禁止規制	カーブミラー	視線誘導標 (ベリネーター)	照明施設	区画線		隅切り	一時停止規制	路面排水対策工	片勾配
		警告板 (速度落とせ)	警告標識 (カーブあり)	速度規制	回転警告灯							高輝度	ワイド化				
カーブ区間																	
カーブ区間一般	○			○		○	○	○		○						○	○
急カーブ区間	◎	○	○		◎	◎	○	◎	○	◎	○	◎	◎			◎	◎
見通しの悪いカーブ					◎	○	◎	◎	◎		○						
S字カーブ	○	○	○		○	○	○			○		○				○	○
緩和曲線の多いカーブ	○				○	○				◎						○	○
交差点のあるカーブ	○	○				○	◎	○	◎	○	○			◎	◎		
下り勾配のカーブ	◎	○	○	○		◎		○	◎	◎	○	○	○			◎	○
上り勾配のカーブ						○		○	○	◎	○	○	○				
事故多発カーブ	○		○	○	◎	○		◎				○				◎	○

出典：(一社)日本交通科学協議会

注) ◎印は特に効果が大きいと思われる安全対策

(3) 勾配地点

一般に縦断勾配は設計速度に応じて定められ、設計速度が50km/hの道路は6%以下、40km/hの道路は7%以下と定められており、制限長つきで、それぞれ最大9、10%の特例値が認められている。

平成6年度の農道における交通事故の実態調査では、大都市近郊のある県で54件中12件(22%)が勾配区間で発生し、このうち8件が下り勾配、4件が上り勾配の事故であった。

縦断勾配と横断勾配の合成勾配が大きくなると車の傾斜、滑動、積荷の片寄せを招くおそれが生ずるので留意しなければならない。また、平面曲線の線形が悪い場合は、縦横断勾配を小さくするよう努めなければならない。横断勾配は、雨水の排水のためには大きい方がよいが、車の走行安全上では小さい方がよい。

下り勾配については、速度の抑制対策を十分検討し、できる限りカーブ中を避けることが望まれる。

カーブを伴う場所では、勾配の程度、曲線半径の大小、走行車両の速度等にもよるが、対向車線へのはみ出し路外逸脱、転落等の危険性が増すので、およそ4%を超える勾配の区間では、「速度落とせ」等の看板や安全速度標識を掲示し、10%を超える急勾配の区間については「急勾配あり」の標識を設け、すべり止めの舗装を施工し、また防護柵を設けるようにするほか、必要に応じ都道府県公安委員会による「追越しのための右側部分はみ出し禁止」・速度規制を実施して、安全な走行が保たれるようにする。

上り勾配が5%を超える農道には、必要に応じ登坂車線の設置を検討する。耕作道等の進入路

は、勾配も大きく道幅は狭くなりがちであり、トラクタの横転事故等も起こりやすいので、隅切りや路肩処理等と合わせ、接合部の勾配が大きくなるように留意する必要がある。

勾配地点の安全対策について、勾配地点の形状別、条件別に効果があると考えられる安全対策を、表-11.1.4に示し、以下にその要点を記述する。

ア 急勾配地点（ここでは5%以上の縦断勾配地点とする）

上り急勾配地点では、耕うん機が農作物を積載したとき等に問題があるが、交通量が少ない等の点を考慮すれば、登坂車線設置までの必要性はないと思われるが、前車を簡単に追越せるように見えても、車の登坂性能には限りがあって、急坂路で思うように加速ができず、右側部分にはみ出す区間が長くなって危険となるので、はみ出し禁止規制は絶対に必要である。

下り急勾配地点では、平たん地走行のアクセル操作のままでは、走行している車は自然に加速され急ブレーキをかける等の危険な状態に陥りやすいので、このような地点にかかる前に運転者に対して、「急勾配あり」、「速度落とせ」、「エンジンプレーキ使用」等の警告板（路面表示）等の速度抑制の措置をとらせるための警告を与え、かつ坂の途中にも「○○%の下り急勾配あり」の標識、さらに万が一、急ブレーキをかけた時スピンしないようにすべり止め舗装をして路外逸脱事故を防ぐ等、種々の対策が必要である。

また、往々にして急勾配のサグ部（下り勾配から上り勾配に変移する地点）には、橋梁等の構造物があり、橋梁と下り勾配部との接点の段差によっては衝撃が大きくなったり、欄干が暗かたりして、これに接触する重大事故につながるおそれ大きいので、橋梁の接合部に照明をつけたり、欄干の始端にソーラー式の回転警告灯、歩道縁石の始端に視線誘導のための反射誘導標を設置したりすることは、夜間の重大事故防止のための効果が極めて大きいと考えられる。

イ 制限長を超える勾配区間

上り勾配区間では、前車に追従した後車が追越しをかけると、右側部分にはみ出した距離が平たん地より長くなり危険である。このような区間にはみ出し禁止規制をかけることは極めて有効である。

下り勾配区間では自然加速を少しでも緩和するため、速度抑制の警告板を出すと効果が大きいし、「5%の下り勾配」等の警戒標識を設置して、運転者に道路環境の正しい情報を適宜与える対策も必要である。

ウ カーブのある勾配区間

山間部には、トンネル、橋梁といった構造物の比率が非常に高く、かつまたカーブのある勾配区間も多く存在している。

このような区間は速度のコントロールが難しく、かつ見通しが悪いので事故が発生するおそれがあり、種々の対策を打つ必要性が高い。

まず、速度の抑制対策として横縞のすべり止めを舗装する、「右（左）方屈曲あり」、「上り（下り）勾配あり」の警戒標識や路面逸脱を防ぐための防護柵を設置する、対向車線の情報を少しでも早く確実に得られるようにカーブミラーやソーラー式の視線誘導標を設置する、危険な区間なのでみ出し禁止規制をかける、等の総合的な安全対策の実施が重要であり、その事故防止効果は大きい。

エ 勾配が急に変移する地点

上りでも下りでも長い勾配が続き、上り、下りはそのまま、例えば勾配が8%から3%に変化したり、あるいはその逆に変化したりする地点では往々に、眼の錯覚で3%が平たんに見

えたり、8%が12%に見えたりして思わず急ブレーキを踏んだり、強くアクセルを踏んだりする等危険な操作をし、車が横転したり、追突事故を起こしたりする例がある。

このような地点には勾配が変移したことを示す警戒標識を設置し、正しい情報を運転者に知らせることが効果的である。

オ 交差点のある勾配地点

勾配地点に交差点があると、双方の道路のすりつけ部の勾配の関係もあって、安全対策上種々の問題があるため、このような地点にはなるべく設けないことが望まれる。

平たん部の交差点と同様に、このような地点にも、まず交差点の基本的な対策である双方の道路の優先関係を明確にするため片方に一時停止規制をかけ、隅切りを実施することは当然であるが、この際片方の道路に勾配があることを考慮して、平たんな道路の方に一時停止規制をかけるのが通常である。

このほか、双方の道路にすべり止め舗装をする、交差点前後にはみ出し禁止規制をかける、相互の見通しを確保するためにカーブミラーを設置する、「交差点あり」の警戒標識を設置する等の総合的な対策を実施すると効果が大きい。

カ 坂の頂上付近

坂の頂上付近は見通しが悪いのが一般的であるため、カーブミラーの設置、はみ出し禁止規制の実施が必要であり、このほか防護柵等の設置も必要であるが、このような地点は見通し確保の観点からガードレールでなく、ガードロープを設置することが望まれる。

表-11.1.4 勾配地点の道路形状別安全対策の具体的事例

対 策	すべり止め舗装	速度抑制				警戒標識 急勾配あり	ガードレール ガードロープ	路肩処理	追越しのため の右側部分 はみ出し禁止規制	カーブミラー	照明施設	回転警告灯	看板 事故多し等	ブレーキ・テスト指示	警戒標識 交差点あり	警戒標識 カーブあり	縦断曲線	登坂車線	視線誘導線	橋梁化	隅切り	一時停止規制実施
		警告板 速度落とせ	警告標識 エンジンブレーキ	安全速度標識	速度規制																	
勾配地点一般	○							○														
急勾配地点	◎	◎	◎	◎	○	◎	○	◎		◎	◎	○	○			○	◎	◎	◎	○		
制限長を超える勾配区間	○	○	◎	○		○	○	◎					○				○					
カーブのある勾配区間	◎	○		○	○		○	◎	◎	○	○				◎				◎			
急カーブのある勾配区間	◎	◎	○	◎	○	◎	◎	◎	◎	○	◎	○			◎				◎			
勾配が急に变移する地点	○	○									○	○				◎						
交差点がある勾配地点	◎	○					◎	○		○	○			◎							◎	◎
坂の頂上付近							◎	◎	○		○					◎						
事故多発勾配区間	◎	○		○	○			◎		○		◎							○			

出典：(一社)日本交通科学協議会

注) ◎印は特に効果が大きいと思われる安全対策

(4) トンネル・橋梁

農道整備も平野部から山間部に移るに至って、地形条件からトンネルや橋梁の建設が多くなってきている。それに伴って、トンネル出入口付近では既存農道や一般道との取付けが問題となり、対応するトンネル出入口付近及びトンネル内の安全対策が必要となる。また、橋梁においても、橋梁部分から切盛り道路へ移行するすりつけ部分において既存の農道と交差する場合、双方の道路からの見通しが悪く、安全上の問題がある場合が見受けられる。

ア トンネル内の対策

トンネル内は照明により走行の安全を図るものであるが、左右、天井の壁が運転者に圧迫感をいだかせるのでトンネル外よりも走行しにくい。トンネル内を明るくするためには、照明灯の増設、天井や路面のカラー塗装や照明灯にはナトリウムランプを採用する等が有効な対策である。

トンネル内外の明暗の差が大きいことから、トンネル内では前照灯点灯が義務付けられているが、必ずしも遵守されていない。

トンネル手前50～100mの地点で前照灯の点灯を警告することも必要であるが、運転者の意識向上を図るとともに注意を促す工夫が求められる。

長いトンネルでは、出入口は明るく中央部ではやや低照度にする等の対策も必要である。

イ トンネル出入口付近 (図-11.1.1、図-11.1.2 参照)

トンネル出入口に近接して取付け道路が交差している場合は、その取付け部で往々にして縦断勾配あるいは緩やかなカーブをとらざるを得ない。

このような場合に、取付け道路走行車もトンネル内走行車も交差点にかなり接近して初めて双方を認知できることとなる。

交差点に信号機が設置されていない場合、トンネル内に「この先交差点あり」と予告しても、トンネル内走行車が相手車両を直接認知できるのはトンネル出口付近に至ってからである。また、取付け道路で一旦停止した車両がカーブミラーによりトンネル内走行車両を認知できるのは、トンネル内走行車両が点灯している場合でもかなり交差点に近接してからであることから、右折してトンネル内へ入ろうとする場合は非常に危険である。

このように、信号機のない場合、カーブミラー等ではトンネル出口付近の交差には安全上不十分であり、信号機の設置が望まれる。信号機を設置する場合も、トンネル内に「この先信号機あり」を始めとして、走行車両に対し、路面標示や警告板等により警告することも併用すべきである。

このような位置に交差点を設けることは安全面から不適當であり、取付け道路の経路を変更してトンネルから50m以上交差点位置を移動するか、やむを得ない場合は、取付け道路をアンダー方式とすることも計画の段階から考慮に入れるべきである。

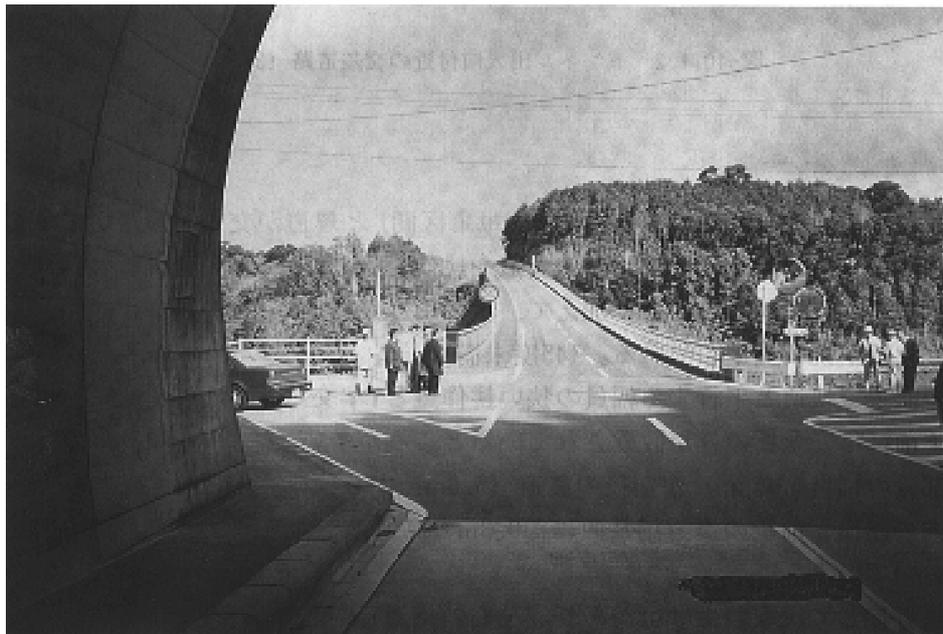


図-11.1.1 トンネル出入口付近の交差道路 (1)

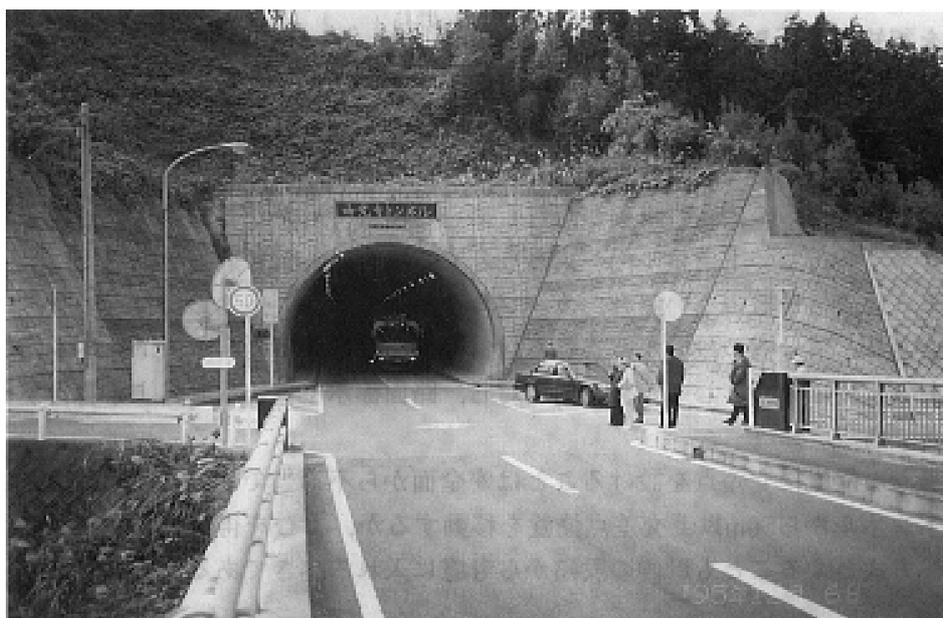


図-11.1.2 トンネル出入口付近の交差道路 (2)

(5) 踏切

農道における踏切事故は鉄道のローカル線（単車区間）と農道が交差する踏切に多く見られる。農道上の踏切の安全対策を見ると、支線農道や耕作道との交差には遮断機、警報機といった施設がほとんど整備されていないことに加えて、次のような問題点が見られる。

- ① 農道と軌道が鋭角交差している。（45°未満）
- ② 踏切の直前で軌道と平行する幅員の狭い耕作道とT字交差する。
- ③ 踏切手前には安全柵のみが設置されているところが多い。
- ④ 踏切部分の幅員（4.5m）が前後の農道（5.0m）より狭い。

⑤ 踏切内の路面と前後の農道舗装面に約 0.3m の高低差があり、すりつけ部に 5% 近くの縦断勾配がついている。

⑥ 踏切に近接して民家の生け垣があり、左右の見通しが悪い。

以上の問題点から、遮断機、警報機等の安全施設の整備はもとより、農道と交差する踏切の数を減じる方向で農道の整理を行う。その場合、踏切との交差は直角に近いものとし、踏切近傍に交差点を設置しないこと、縦断勾配はできるだけ緩勾配（2.5%以下）とし、周辺に障害となるものを排除して視界を確保することが望まれる。

11.1.3 交通量の増大に伴う安全対策

農道は、周辺の一般道と比較して交通容量に比較的余裕がある。しかし、信号規制が少ない区間等では、通勤時間帯を中心に一般道の車両が大量に流入し、その結果、重大事故及び事故総件数の増加、交通渋滞の発生等のほか、農作業や農作物輸送に関わる利用面において支障をきたすことにもなる。

このような事態に対処するためには、ハード、ソフトの両面から増大する交通の質と量に見合う交通安全施設の整備や交通管理対策を行うことが必要である。まず実態把握をして問題点を抽出し、これに対応する緊急、短期及び中・長期対策を決定しなければならない。

対策については、費用対効果・便益を基本に優先順位を定め実施するとともに、実施前後の一定期間については効果測定を行い、その結果をフィードバックすることが望まれる。

11.1.4 農道の維持管理における安全対策

農道の維持管理は、警察、道路関係者の協力を得た交通安全対策のための委員会等の組織体制を整備し、定期的な巡回点検を行って個々の事例をもとに原因を分析し、総合的な交通安全対策や維持補修のための道路の改良や安全管理施設の改善を行うことが必要である。

(1) 農道の維持管理

農道の維持管理の段階においては定期的な巡回点検による改修工事が必要であるが、それに加えて、安全性の面からは取付け道路の大幅な経路変更による交差点改良も必要と考えられる。例えば、一般道路に比べて、基幹の農道への取付け道路が短い区間に非常に多くみられるところでは、交通渋滞や交通事故が最も発生しやすい交差点の数が増える。

(2) 標識、マーキング、舗装等の定期的な点検と補修

経年変化により内容が不明瞭な標識類、車の衝突等により破損した支柱等、運転者の判断を遅らせるものが見られる。また、路面マーキング、舗装路面は、損耗に見合う補修のため定期的な改修工事のスケジュールと費用の計上が必要であるが、特に路面標示や薄層舗装等の損耗しやすい路面については早急な対応が必要である。

(3) 法面、擁壁等の処理

路側の切土法面は、法面の保護と視認性確保のため法面を高さ 1m 程度はモルタル仕上げとすることにより、法面保護と雑草繁茂を抑制し維持管理面での効果が期待される。

(4) 農道愛護協会の設立

農道沿いの樹木等によって道路標識等が見えにくくなる場合がある。このような場合、地元の受益者が中心となる農道愛護協会の設立を推進して、定期的な道路脇の草刈りとともに樹木せん定によって標識がよく視認できる環境を維持することが肝要である。

11.2 防護柵

11.2.1 防護柵の定義

防護柵の定義は、次のとおりである。

- ① 進行方向を誤った車両が路外（路側を含む。以下「路外」という。）、対向車線又は歩道等に逸脱するのを防止する。
- ② 車両乗員の傷害及び車両の破損を最小限にとどめて、車両を正常な進行方向に復元させる。
- ③ 歩行者及び自転車（以下「歩行者等」という。）の転落又はみだりな横断を抑制する。

防護柵は、車両を対象とする車両用防護柵と歩行者等を対象とする歩行者自転車用柵に区分する。

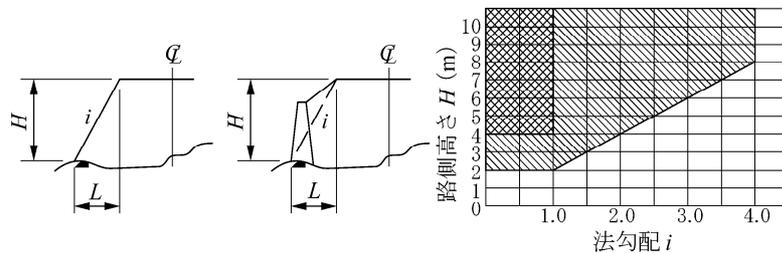
11.2.2 車両用防護柵の設置区間

防護柵は、以下のいずれかに該当する区間又は箇所（以下「区間」という。）において農道及び交通の状況に応じて原則として、車両用防護柵を設置する。

(1) 主として車両の路外への逸脱による乗員の人的被害の防止を目的として路側に車両用防護柵を設置する区間

- ① 盛土、崖、擁壁、橋梁、高架等の区間で路外の危険度が高く必要と認められる区間
- ② 海、湖、川、沼池、水路等に近接する区間で必要と認められる区間
- ③ 橋梁、高架、トンネル等への進入部又は車道に近接する構造物等に関連し特に必要と認められる区間

路側高さ 4 m 以上、かつ法勾配 1.0 以下の区間（の範囲内にある区間）については、路外の危険度が特に高い区間として車両用防護柵を設置する。



注) 法勾配 i : 自然のままの地山の法面の勾配、盛土部における法面の勾配及び構造物との関連によって想定した法面の勾配を含み、垂直高さ 1 に対する水平長さ L の割合をいう ($i=L/H$)。

路面高さ H : 在来地盤から路面までの垂直高さをいう。

図-11.2.1 路外の危険度が高い区間⁴⁾

また、の範囲内はの範囲の区間ほどではないものの、車両が路外に逸脱した場合に乗員に被害を及ぼすおそれがあると考えられる区間の目安を示したものであり、路外の危険度が高い区間と考えられる。

(2) 主として車両の路外等への逸脱による第三者への人的被害（以下「二次被害」という。）の防止を目的として車両用防護柵を設置する区間

- ① 主として車両の路外への逸脱による二次被害の防止を目的として路側に車両用防護柵を設置する区間

- ② 分離帯を有する道路において、車両の対向車線への逸脱による二次災害の防止を目的として分離帯に車両用防護柵を設置する区間
 - ③ 主として車両の歩道、自転車道、自転車歩行者道（以下「歩道等」という。）への逸脱による二次被害の防止を目的として、歩道等と車道との境界（以下「歩車道境界」という。）に車両用防護柵を設置する区間
- (3) その他の理由で必要な区間
- ① 事故が多発する農道又は多発するおそれのある農道で、防護柵の設置によりその効果があると認められる区間
 - ② 幅員、線形等農道及び交通の状況に応じて必要と認められる区間
 - ③ 気象条件により特に必要と認められる区間

11.2.3 車両用防護柵の設置方法

車両用防護柵を設置する際は、農道及び交通の状況を十分考慮して、車両用防護柵の種類及び形式を選定の上、防護柵の機能を十分発揮できるように設置するものとする。

(1) 種類及び形式の選定

ア 種類の選定

車両用防護柵は、原則としてたわみ性防護柵を選定するものとする。ただし、橋梁、高架等の構造物上に設置する場合、幅員の狭い分離帯等、防護柵の変形を許容できない区間等に設置する場合においては、必要に応じて剛性防護柵を選定することができる。

イ 形式の選定

車両用防護柵の形式選定に当たっては、性能、経済性、維持修繕、施工の条件、分離帯の幅員、視線誘導、視認性の確保、快適展望性、周辺環境との調和等に十分留意して選定するものとする。

ウ 短い構造物区間への対応

土工区間に短い橋梁等の構造物がある場合においては、原則として土工区間の車両用防護柵と同一の形式を選定するものとする。

ただし、異なる形式の防護柵を設置する必要がある場合はこの限りではない。

(2) 高さ

車両用防護柵を設置する際は、設置する車両用防護柵所定の設置基準面から上端までの高さが確保されるよう設置するものとする。

(3) 基礎

土工区間に車両用防護柵を設置する際は、設置する地盤の形状、土質条件等を十分照査した上で、また橋梁、高架等の構造物上に車両用防護柵を設置する際は、設置する構造物の耐力を十分に照査した上で設置するものとする。

(4) 設置延長

車両用防護柵は、防護柵の転倒、滑動等が生じないような延長を確保するものとする。また、たわみ性防護柵については、「11.2.2 車両用防護柵の設置区間」の各号に該当する区間の前後に、原則として各々20m程度延長して設置するものとする。

11.2.4 車両用防護柵の種別

(1) 種別の設定

車両用防護柵は、強度（車両が衝突したとき突破されない衝撃度の大きさ）及び設置場所に応じて、表-11.2.1、表-11.2.2のように種別を設定する。

表-11.2.1 種別の設定⁴⁾

強度 (kJ)	種 別		
	路 側 用	分 離 帯 用	歩車道境界用
45以上	C	Cm	Cp
60以上	B	Bm	Bp
130以上	A	Am	Ap
160以上	SC	SCm	SCp
280以上	SB	SBm	SBp
420以上	SA	SAm	—
650以上	SS	SSm	—

表-11.2.2 衝撃度による種別の設定⁴⁾

種 別			車両質量 (kN)	衝突速度 (km/h)	衝突角度 (°)	強度 (衝撃度) (kJ)
路側用	分離帯用	歩車道 境界用				
C	Cm	Cp	245	26以上	15	45以上
B	Bm	Bp		30以上		60以上
A	Am	Ap		45以上		130以上
SC	SCm	SCp		50以上		160以上
SB	SBm	SBp		65以上		280以上
SA	SAm	—		80以上		420以上
SS	SSm	—		100以上		650以上

(2) 性能

車両用防護柵は、種別に応じて、以下の各号に示す性能を有するものでなければならない。その際、衝突条件 A 及び衝突条件 B は、表-11.2.3 に示す条件をいう。

表-11.2.3 衝突条件⁴⁾

区 分	衝 突 条 件	
衝突条件 A	車両総重量時において路面から重心までの高さが 1.4m の大型貨物車による表-11.2.1 に示す種別に応じた衝撃度による衝突。その際の衝突角度は 15° とする。	
衝突条件 B	質量 9.8kN の乗用車による衝突。その際の衝突速度は次により衝突角度 20° とする。	
	種 別	衝 突 速 度
	C、Cm、Cp、B、Bm、Bp	60km/h
A、Am、Ap、SC、SCm、SCp、SB、SBm、SBp、SA、SAm、SS、SSm	100km/h	

ア 車両の逸脱防止性能

(ア) 強度性能

衝突条件 A による衝突に対して、防護柵が突破されない強度を有すること。

(イ) 変形性能

衝突条件 A による衝突に対して、たわみ性防護柵においては車両の最大進入行程が設置場所に応じ表-11.2.4 の値を満足すること、剛性防護柵においては主たる部材に塑性変形が生じないこと。

ここで、最大進入行程とは、車両が防護柵に衝突するときに、前輪又は後輪の内側が防護柵の柵面の原位置より路外方向に踏み出る距離の最大値である (図-11.2.2)。

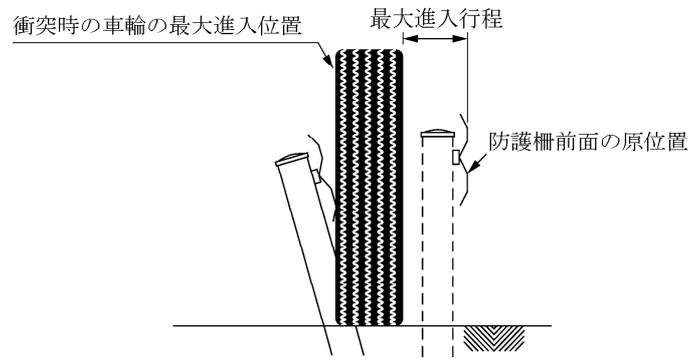


図-11.2.2 最大進入行程⁴⁾

ここで、たわみ性防護柵及び剛性防護柵とは、防護柵の設計方法により以下に示す種類の防護柵をいう。

a たわみ性防護柵

防護柵を構成する主たる部材の弾性及び塑性変形を見込んで設計する防護柵

b 剛性防護柵

防護柵を構成する主たる部材の弾性限界内での変形を見込んで設計する防護柵

表-11.2.4 たわみ性防護柵の車両の最大進入行程⁴⁾

種 別	支柱を土中に埋め込む場合	支柱をコンクリートに埋め込む場合	
路 側 用	C、B、A、SC、SB、SA、SS	1.1m 以下	0.3m 以下
分 離 帯 用	Cm、Bm	1.1m 以下	0.3m 以下
	Am、SCm、SBm、SAm、SSm	1.5m 以下	0.5m 以下
歩 車 道 境 界 用	Cp、Bp、Ap、SCp、SBp	0.5m 以下	0.3m 以下

イ 乗員の安全性能

衝突条件 B による衝突に対して、車両の受ける加速度が種別及び種類に応じ表-11.2.5 の値を満足すること。

表-11.2.5 車両の受ける加速度⁴⁾

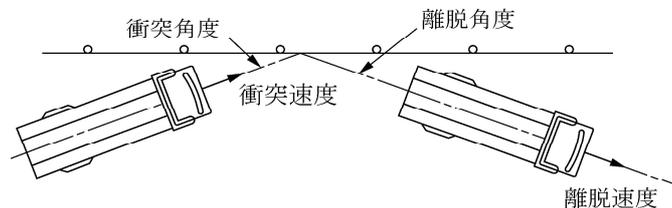
種 別	たわみ性防護柵		剛性防護柵
	支柱を土中に埋め込む場合	支柱をコンクリートに埋め込む場合	
C、Cm、Cp	90m/s ² /10ms 未満	120m/s ² /10ms 未満	120m/s ² /10ms 未満
B、Bm、Bp			
A、Am、Ap	150m/s ² /10ms 未満	180m/s ² /10ms 未満	180m/s ² /10ms 未満
SC、SCm、SCp	180m/s ² /10ms 未満	200m/s ² /10ms 未満	200m/s ² /10ms 未満
SB、SBm、SBp			
SA、SAm			
SS、SSm			

ウ 車両の誘導性能

衝突条件 A 及び衝突条件 B での衝突のいずれの場合においても以下の条件を満足すること。

- ① 車両は、防護柵衝突後に横転等を生じないこと。
- ② 防護柵衝突後の離脱速度は、衝突速度の6割以上であること。
- ③ 防護柵衝突後の離脱角度は、衝突角度の6割以下であること。

なお、離脱速度及び離脱角度は、図-11.2.3 に示すものである。

図-11.2.3 離脱速度、離脱角度⁴⁾

エ 構成部材の飛散防止性能

衝突条件 A 及び衝突条件 B での衝突のいずれの場合においても、車両衝突時に構成部材が大きく飛散しないこと。

(3) 構造及び材料

ア 防護柵高さ

車両用防護柵の路面から防護柵上端までの高さは、原則として、0.6m 以上 1.0m 以下とする。

所要の性能を満足するためにやむを得ず 1.0m を超える高さとする場合は、車両衝突時における乗員頭部の安全性を確保できる構造としなければならない。

イ 歩車道境界用車両用防護柵の形状

歩車道境界用車両用防護柵（種別：Cp、Bp、Ap、SCp、及びSBp）は、ボルト等の突起物、部材の継ぎ目等により歩行者等に危害を及ぼすことのない形状とする等、歩行者等に配慮した形状を有しなければならない。

ウ 材料

車両用防護柵に用いる材料は、十分な強度を持ち、耐久性に優れ、維持管理が容易なものを用いるものとする。

エ 防錆・防食処理

車両用防護柵に用いる材料等のうち、錆又は腐食が生じる材料は、JIS 規格又は同等品以上の効果を有する方法により防錆・防食処理を施すものとする。

11.2.5 種別の適用

(1) 設置場所

車両用防護柵は、路側に設置する場合は路側用車両用防護柵を、分離帯に設置する場合は分離帯用車両用防護柵を、また、歩車道境界に設置する場合は歩車道境界用車両用防護柵を用いるものとする。

(2) 適用区間

車両用防護柵は、道路の区分、設計速度及び設置する区間に応じて、原則として、表-11.2.6 に示す種別を適用するものとする。

表-11.2.6 種別の適用⁴⁾

道路の区分	設計速度	一般区間	重大な被害が発生するおそれのある区間	新幹線等と交差又は近接する区間
高速自動車国道 自動車専用道路	80km/h 以上	A、Am	SB、SBm	SS
	60km/h 以下		SC、SCm	SA
その他の道路	60km/h 以上	B、Bm、Bp	A、Am、Ap	SB、SBp
	50km/h 以下	C、Cm、Cp	B、Bm、Bp ^{注)}	

注) 設計速度40km/h以下での道路では、C、Cm、Cpを使用することができる。

11.2.6 歩行者自転車用柵の設置区間

以下のいずれかに該当する区間においては、農道及び交通の状況を踏まえ、必要に応じ歩行者自転車用柵を設置するものとする。

(1) 歩行者等の転落防止を目的として路側又は歩車道境界に歩行者自転車用柵を設置する区間

① 歩道等、自転車専用道路、自転車歩行者専用道路及び歩行者専用道路の路外が危険な区間等で歩行者等の転落を防止するため必要と認められる区間

(2) 歩行者等の横断防止等を目的として歩車道境界に歩行者自転車用柵を設置する区間

① 歩行者等の道路の横断が禁止されている区間で必要と認められる区間

② 歩行者等の横断歩道以外の場所での横断防止が特に必要と認められる区間

なお、横断防止等を目的として設置する柵は、景観等を考慮し、植樹帯の設置等、他の方法を検討した上で、必要と認められる場合について設置するものとする。

11.2.7 歩行者自転車用柵の種別

(1) 種別の設定

歩行者自転車用柵は、表-11.2.7 に示す設計強度に応じて以下の種別に区分する。

表-11.2.7 種別の適用⁴⁾

種 別	設計強度	設計目的	備 考
P	垂直荷重 590N/m 以上	転落防止 横断防止	荷重は、防護柵の最上部に作用するものとする。このとき、種別 P については部材の耐力を許容限度として設計することができる。
	水平荷重 390N/m 以上		
SP	垂直荷重 980N/m 以上	転落防止	
	水平荷重 2,500N/m 以上		

(2) 性能

歩行者自転車用柵は、表-11.2.7 に示す種別に応じた設計荷重に対して塑性変形しないものでなければならない。

(3) 構造及び材料

ア 防護柵高さ

歩行者等の転落防止を目的として設置する柵の路面から柵面の上端までの高さは 1.1m を標準とする。

歩行者等の横断防止等を目的として設置する柵の路面から柵面の上端までの高さは 0.7m～0.8m を標準とする。

イ 形状

歩行者自転車用柵（種別：P 及び SP）は、ボルト等の突起物、部材の継ぎ目等により歩行者等に危害を及ぼすことのない形状とする。

また、転落防止を目的として設置する柵の棧間隔は、歩行者等が容易にすり抜けられないものとする。

ウ 材料

歩行者自転車用柵に用いる材料は、十分な強度を持ち、耐久性に優れ、維持管理が容易なものを用いるものとする。

エ 防錆・防食処理

歩行者自転車用柵に用いる金属材料等のうち、錆又は腐食が生じる材料に対する防錆・防食処理は、車両用防護柵に準ずるものとする。

オ 車両用防護柵の兼用

車両用防護柵は上記を満足することにより、歩行者自転車用柵として兼用することができる。

(4) 種別の適用

歩行者自転車用柵は、原則として種別 P を適用するものとし、歩行者等の滞留が予想される区間及び橋梁、高架の区間に設置される転落防止を目的とした柵は、集団による荷重を想定し、種別 SP を適用するものとする。

11.2.8 歩行者自転車用柵の設置方法

歩行者自転車用柵を設置する際は、農道及び交通の状況を十分考慮して、防護柵機能を発揮できるように設置するものとする。

(1) 高さ

歩行者自転車用柵を設置する際は、路面から柵面の上端までの高さは1.1mを標準とする。

(2) 基礎

土工区間に歩行者自転車用柵を設置する場合は、設置する地盤の形状、土質条件等を十分に照査した上で、また橋梁、高架等の構造物上に歩行者自転車用柵を設置する場合は、設置する構造物の耐力を十分に照査した上で、設置するものとする。

(3) 柵間のすり抜け防止

転落防止を目的として同一種別の歩行者自転車用柵を設置する場合は、原則として連続して設置するものとする。

(4) 積雪地域における対応

積雪地域において歩行者自転車用柵を設置する場合は、必要に応じて積雪による荷重を考慮して設置するものとする。

11.2.9 橋梁用防護柵

(1) 車両用防護柵の兼用

歩道等のない橋梁等において、車両用防護柵に歩行者等の転落防止機能を付加して設置する場合においては、車両用防護柵自体の性能、構造を満足するほか、「11.2.7 歩行者自転車用柵の種別」に規定されている歩行者自転車用柵に求められる構造を満足することにより、車両用防護柵が歩行者自転車用柵を兼用することができる。

- ① 地覆高さともまって車両用防護柵の高さが比較的高い場合は、転落防止を目的とした歩行者自転車用柵としての機能を兼ねることができる。

(例1) 地覆から車両用防護柵上端までの高さ	85cm
+ 地覆高さ	25cm
<hr/>	
路面上高さ	110cm

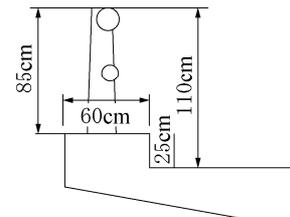


図-11.2.4 車両防護柵の兼用 (例1)

- ② 地覆高さともまっても車両用防護柵の高さが比較的低い場合は、転落防止を目的とした歩行者自転車用柵としての高さを確保するために補助部材を更に加して歩行者自転車用柵としての機能を兼ねることができる。

(例2) 地覆から車両用防護柵上端までの高さ	75cm
+ 地覆高さ	25cm
+ 補助部材の高さ	10cm
<hr/>	
路面上高さ	110cm

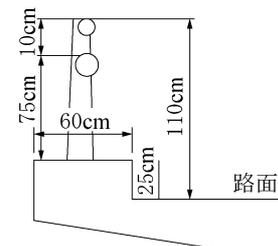
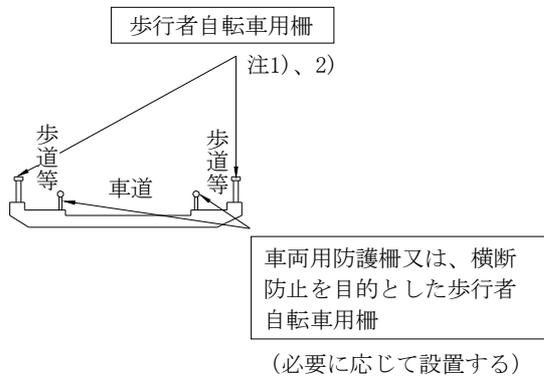


図-11.2.5 車両防護柵の兼用 (例2)

その他詳細は、「防護柵の設置基準・同解説 ボラードの設置便覧」、「車両用防護柵標準仕様・同解説」を参照のこと。

(2) 防護柵の設置位置

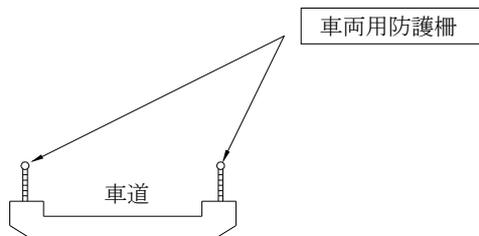
車両用防護柵を橋梁等で兼用するとき、一般的な設置位置は、図-11.2.6 のとおりとなる。



注1) ただし、車両の橋梁外への逸脱を防止する必要がある区間で、歩車道境界に車両用防護柵を設置することが困難である場合には、転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。

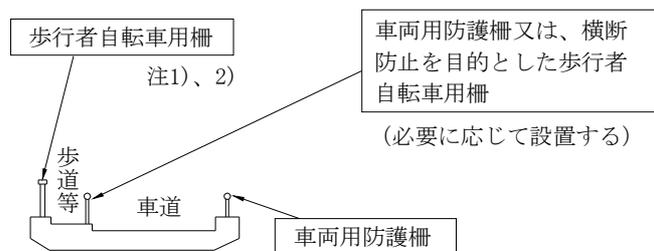
注2) 歩車道境界に車両用防護柵がない橋梁、高架区間の路側に種別SPのアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を設置する場合は、ハイテンション型のアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を用いるものとする。

1. 両側歩道の橋梁、高架での設置の考え方



ただし、歩行者等が混入するおそれのある場合には、必要に応じて転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。

2. 歩道のない橋梁、高架での設置の考え方



注1) ただし、車両の橋梁外への逸脱を防止する必要がある区間で、歩車道境界に車両用防護柵を設置することが困難である場合には、転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。

注2) 歩車道境界に車両用防護柵がない橋梁、高架区間の路側に種別SPのアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を設置する場合は、ハイテンション型のアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を用いるものとする。

ただし、歩行者等が混入するおそれのある場合には、必要に応じて転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。

3. 片側歩道の橋梁、高架での設置の考え方

図-11.2.6 車両用防護柵の一般的な設置の考え方⁴⁾

11.2.10 耐雪型車両用防護柵

(1) 耐雪型車両用防護柵の設置目的

耐雪型車両用防護柵は、積雪による破損を軽減させることを目的としているが、破損をどの程度まで軽減させる構造とするかについては、維持管理・経済性等について十分検討しなければならない。

なお、路外逸脱事故の発生頻度が特に高い箇所、路側の危険性が特に高い区間では、より強度の高い剛性防護柵の採用を検討する必要がある。

(2) 耐雪型路側用ガードレール

現在用いられている路側用ガードレールの耐雪型車両用防護柵の例を、表-11.2.8、表-11.2.9に示す。

表-11.2.8 路側用ガードレール（土中用）構造諸元の一例⁴⁾

種別	積雪ランク	5年再現最大積雪深(m)	支柱					ビーム種別	ブラケット		
			支柱間隔(m)	外径(mm)	厚さ(mm)	埋込み深さ(cm)	根巻寸法幅×長さ×厚さ(cm)		幅(mm)	コルゲーション(mm)	厚さ(mm)
B	—	標準型	4	114.3	4.5	150	なし	B	70	31	4.5
	1	0~1	4	114.3	4.5	150	なし		70	31	4.5
	2	1~2	4				40×40×25		120	31	6
	3	2~3	3								
	4	3~4	2								
	5	4~5									
C	—	標準型	4	114.3	4.5	140	なし	C	70	31	4.5
	1	0~1	4	114.3	4.5	140	なし		70	31	4.5
	2	1~2	3				40×40×25		120	31	6
	3	2~3	2								
	4	3~4									
	5	4~5									

注 1) 5年再現最大積雪深に対する構造諸元は、平均密度 4 kN/m^3 のときの値であり、 4 kN/m^3 以外のときは平均密度の比で5年再現最大積雪深を補正するものとする。ただし、1 m 以下の積雪深は、補正対象としない。

2) 積雪ランク区分は、以下のとおりである。

積雪ランク	5年再現最大積雪深
1	1 m 以下（無対策）
2	1 m を超え 2 m 以下
3	2 m を超え 3 m 以下
4	3 m を超え 4 m 以下
5	4 m を超え 5 m 以下

3) 除雪した雪を防護柵上に堆雪することが予想される場合は、必要に応じ堆雪深を考慮する。

4) 種別 B の積雪ランク 5、種別 C の積雪ランク 4、5 については上級種別の使用を検討するものとする。

5) 積雪ランクが 5 を超える場所については、冬期のビーム取外しの検討又は別途構造等について検討するものとする。

表-11.2.9 路側用ガードレール（コンクリート中用）構造諸元の一例⁴⁾

種別	積雪ランク	5年再現最大積雪深 (m)	支 柱				ビーム種別	ブラケット		
			支柱間隔 (m)	外径 (mm)	厚さ (mm)	埋込み深さ (cm)		幅 (mm)	コルゲーション (mm)	厚さ (mm)
B	—	標準型	2	114.3	4.5	40	B	70	31	4.5
	1	0~1	2	114.3	4.5	40		70	31	4.5
	2	1~2	2					120	31	6
	3	2~3	2							
	4	3~4	2							
5	4~5									
C	—	標準型	2	114.3	4.5	40	C	70	31	4.5
	1	0~1	2	114.3	4.5	40		70	31	4.5
	2	1~2	2					120	31	6
	3	2~3	2							
	4	3~4								
5	4~5									

- 注1) 5年再現最大積雪深に対する構造諸元は、平均密度 4 kN/m^3 のときの値であり、 4 kN/m^3 以外のときは平均密度の比で5年再現最大積雪深を補正するものとする。ただし、1m以下の積雪深は、補正対象としない。
- 2) 積雪ランク区分は、以下のとおりである。
- | | |
|-------|-----------|
| 積雪ランク | 5年再現最大積雪深 |
| 1 | 1m以下（無対策） |
| 2 | 1mを超え2m以下 |
| 3 | 2mを超え3m以下 |
| 4 | 3mを超え4m以下 |
| 5 | 4mを超え5m以下 |
- 3) 除雪した雪を防護柵上に堆雪することが予想される場合は、必要に応じ堆雪深を考慮する。
- 4) 種別Bの積雪ランク5、種別Cの積雪ランク4、5については、上級種別の使用を検討するものとする。
- 5) 積雪ランクが5を超える場所については、冬期のビーム取外しの検討又は別途構造等について検討するものとする。

根巻は、コンクリート製、プレキャストコンクリート製、鋼製等が考えられるが、コンクリート根巻の場合の形状例を、図-11.2.7及び表-11.2.10に示す。

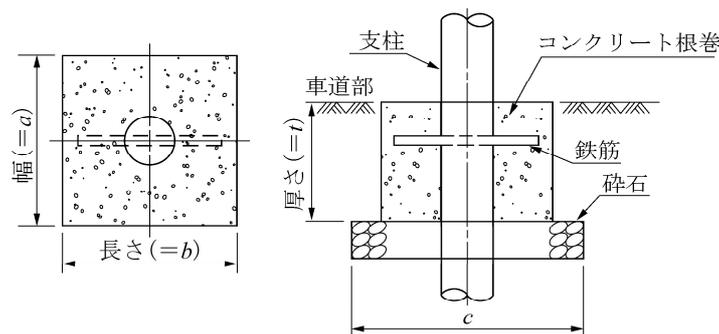


図-11.2.7 コンクリート根巻形状例⁴⁾

表-11.2.10 コンクリート根巻寸法の一例⁴⁾

a (mm)	b (mm)	t (mm)	c (mm)	鉄筋：径×長さ (mm)
400	400	250	500	D16×300
450	450	300	550	D16×350
500	500	350	600	D19×400

(3)耐雪型路側用ガードケーブル

現在用いられている路側用ガードケーブルの耐雪型車両用防護柵の例を、表-11.2.11、表-11.2.12に示す。

表-11.2.11 路側用ガードケーブル（土中用）構造諸元の一例⁴⁾

種別	積雪ランク	5年再現最大積雪深(m)	支 柱					ブラケット			端末部補助支柱		
			支柱間隔(m)	外径(mm)	厚さ(mm)	埋込み深さ(cm)	根巻寸法幅×長さ×厚さ(cm)	高さ(mm)	厚さ(mm)	取付ボルト(mm)	外径(mm)	厚さ(mm)	埋込み深さ(cm)
B	—	標準型	6	114.3	4.5	150	なし	210 (上) 290 (下)	3.2	M12 4.6 以上	なし		
	1	0~1	6	114.3	4.5	150	なし	210 (上) 290 (下)	3.2	M12 4.6 以上	なし		
	2	1~2	6	114.3	4.5	150	40×40×25	550	4.5	M12 6.8 以上	114.3	4.5	40
	3	2~3	5				45×45×30						
	4	3~4	4				50×50×35						
5	4~5	3											
C	—	標準型	6	114.3	4.5	140	なし	420	3.2	M12 4.6 以上	なし		
	1	0~1	6	114.3	4.5	140	なし	420	3.2	M12 4.6 以上	なし		
	2	1~2	6	114.3	4.5	140	40×40×25	420	4.5	M12 6.8 以上	114.3	4.5	40
	3	2~3	5				45×45×30						
	4	3~4	4				50×50×35						
5	4~5	3											

注1) 5年再現最大積雪深に対する構造諸元は、平均密度 4 kN/m^3 のときの値であり、 4 kN/m^3 以外のときは平均密度の比で5年再現最大積雪深を補正するものとする。ただし、1m以下の積雪深は、補正対象としない。

注2) 積雪ランク区分は、以下のとおりである。

積雪ランク	5年再現最大積雪深
1	1m以下（無対策）
2	1mを超え2m以下
3	2mを超え3m以下
4	3mを超え4m以下
5	4mを超え5m以下

注3) 除雪した雪を防護柵上に堆雪することが予想される場合は、必要に応じ堆雪深を考慮する。

注4) 積雪ランクが5を超える場所については、冬のケーブル取外しの検討又は別途構造等について検討するものとする。

表-11.2.12 路側用ガードケーブル（コンクリート中用）構造諸元の一例⁴⁾

種別	積雪ランク	5年再現最大積雪深 (m)	支 柱				ブラケット			端末部補助支柱		
			支柱間隔 (m)	外径 (mm)	厚さ (mm)	埋込み深さ (cm)	高さ (mm)	厚さ (mm)	取付ボルト (mm)	外径 (mm)	厚さ (mm)	埋込み深さ (cm)
B	—	標準型	4	114.3	4.5	40	210 (上) 290 (下)	3.2	M12 4.6 以上	なし		
	1	0~1	4	114.3	4.5	40	210 (上) 290 (下)	3.2	M12 4.6 以上	なし		
	2	1~2	4	114.3	4.5	40	550	4.5	M12 6.8 以上	114.3	4.5	40
	3	2~3	4									
	4	3~4	4									
	5	4~5	3									
C	—	標準型	4	114.3	4.5	40	420	3.2	M12 4.6 以上	なし		
	1	0~1	4	114.3	4.5	40	420	3.2	M12 4.6 以上	なし		
	2	1~2	4	114.3	4.5	40	420	4.5	M12 6.8 以上	114.3	4.5	40
	3	2~3	4									
	4	3~4	4									
	5	4~5	3									

注1) 5年再現最大積雪深に対する構造諸元は、平均密度4kN/m³のときの値であり、4kN/m³以外のときは平均密度の比で5年再現最大積雪深を補正するものとする。ただし、1m以下の積雪深は、補正対象としない。

2) 積雪ランク区分は、以下のとおりである。

積雪ランク	5年再現最大積雪深
1	1m以下（無対策）
2	1mを超え2m以下
3	2mを超え3m以下
4	3mを超え4m以下
5	4mを超え5m以下

3) 除雪した雪を防護柵上に堆雪することが予想される場合は、必要に応じ堆雪深を考慮する。

4) 積雪ランクが5を超える場所については、冬期のケーブル取外しの検討又は別途構造等について検討するものとする。

11.2.11 環境との調和や景観に配慮した防護柵の留意事項

防護柵は、車両の衝突を考慮するものと、その必要のないものに区分でき、衝突を考慮しないものについては、デザインにかなり自由度がある。

防護柵の形態を考える上では、道路景観や地域性及び生態系への配慮が必要であるが、道路景観の主役としてではなく、脇役としてシンプルなものを用いることが望ましい。

また、「脱炭素社会の実現に資する等のための建築物等における木材の利用の促進に関する法律」を踏まえ、良好な景観の形成等を考慮し、木材の利用を検討することが望ましい。

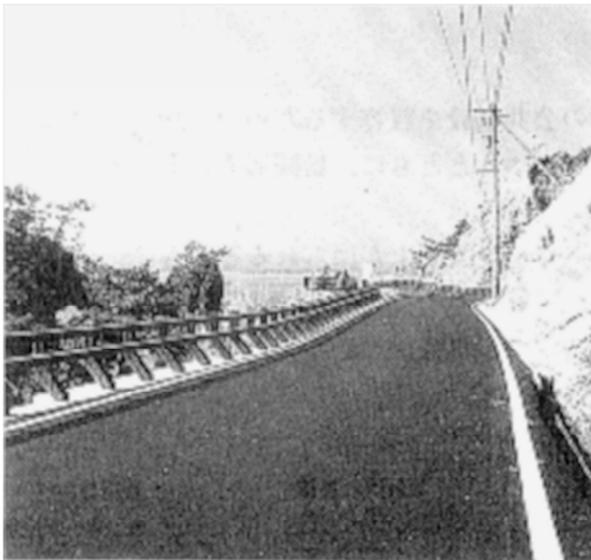
(1) 景観への配慮

ア 景観の連続性を確保する

連続した防護柵の景観が乱雑にならないよう、一定区間において形式や色調を統一する。

イ 周囲との調和に留意する

特に山間部や景勝地では、防護柵が周囲の色調と競合したり混乱したりすることがある。低明度・低彩度の色を使用した防護柵は、それほど目立たず、周囲の色彩と馴染みやすい。



険しい断崖や奇岩がならぶ眺めのよい場所を通過することから、従来のガードレールの代わりに、周辺の景観に違和感を与えない防護柵を設置している。

図-11.2.8 周囲に調和した防護柵の例（石川県富来町）

ウ 道路からの眺望を阻害しない

眺望のよい部分では、ガードケーブル等、なるべく眺望を阻害しないような構造の防護柵を設置することが望ましい。



歴史的風土保存地区、風致地区に指定されていることから、景観を線的に分断するガードレールに代えて、目立たない構造のガードケーブルを用いている。

図-11.2.9 道路からの眺望に配慮した防護柵の例（奈良県飛鳥村）

エ 道路外からの景観にも配慮する

防護柵の景観については、道路利用者からの景観のみでなく、道路の外部からの景観を考慮して、裏面の色や形状にも配慮することが必要である。

オ 植栽で防護柵を隠す

(2) 地域性への配慮

ア 地域を PR する

防護柵のデザインの中に、地域のシンボルマークや特産品等をデザインとして取り入れることによって、地域を PR する。

イ 地場材の利用

防護柵に地場で産出される素材を利用することによって、周辺の環境との調和を図りながら地域性を強調することが考えられる。この場合、防護柵の強度に注意する必要がある。

(3) 生態系への配慮

交通安全施設の設計は、人間の安全性確保以外に、野生生物に対する安全・保護対策用の侵入防止柵等を検討することが重要である。

ア 道路への侵入防止対策（ロードキル対策）

山間部等の野生動物が生息する地域においては、ロードキルを減少させるため、主として野生動物の道路への侵入防止対策を検討する。

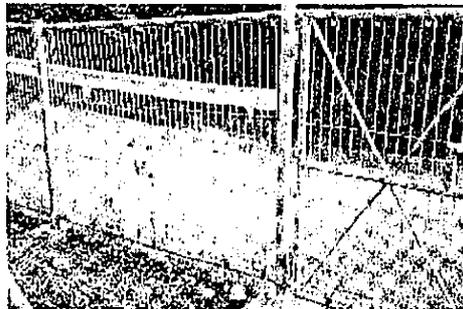
- ① シカに対しては、フェンスの高さを上げる。
- ② 小動物の対応として、フェンスの隙間や構造物との接点の隙間をなくす。
- ③ フェンスの網目を小さくしたり、構造や形状を工夫したりする。
- ④ 法面等に縦排水溝からの小動物の侵入防止の工夫をする。

表-11.2.13 立入防止柵の構造と動物の侵入防止効果

立入防止柵		有刺鉄線	格子型	金網型
大型 ほ乳類	シカ	×	△	△
	クマ	×	△	△
	サル	×	×	×
	イノシシ	×	△	○
	カモシカ	×	△	△
中小型 ほ乳類	キツネ	×	△	○
	タヌキ	×	△	○
	テン	×	×	△
	イタチ	×	×	△
	ノウサギ	×	△	○
	リス	×	×	×

×=効果なし。おおむね自由に行き来する。△=余り効果はない。

○=効果あり。侵入はほぼ防止される



出典：自動車道路のランドスケープ

図-11.2.10 フェンスのよじ登りを防止するための縦格子柵例

11.2.12 車道との分離施設のデザイン

(1) 防護柵のデザイン

ア 歩行者保護用防護柵

歩行者保護用防護柵としては、ガードレール、ガードケーブル、オートガード等があり、設置の際の配慮点としては、以下のことが挙げられる。

- ① 歩道、車道の両側から見られることから、表裏のない構造とする。
- ② できる限り植栽で修景することが望ましい。
- ③ 農道建設の際に伐採した木材や間伐材を防護柵として利用している事例もある。

イ 横断防止柵

横断防止柵は、比較的自由にデザインできることから、現在でも地域のシンボルマークを利用したもの等、多様なデザインが見られる。

これらの中には、余りに自己主張が強すぎたり周辺との調和を欠いたりするデザインも見受けられ、道路の雰囲気にも悪影響を与えているものも見られる。このため、防護柵のデザインについては、以下の点に留意することが必要である。

- ① 防護柵は、できればない方がすっきりする場合もあり、なるべくシンプルなデザインを検討する。

② 地域の構成を表すモチーフを盛込んだデザインを検討する。

ただし、余りに即物的なデザインのもの、逆に安直で悪いイメージを与えることがあり、デザインの洗練されたものとする必要がある。

③ 沿道との統一性を図ったデザインを検討する。

④ 舗装、照明灯、道路空間を演出する施設等とのデザインを統一する。

⑤ ある一定区間では、デザイン、色彩の統一を図る。

(2) 駒止め（ボラード）のデザイン

防護柵は、歩道と車道との行き来を遮断することを目的とするが、駒止めは、自動車が歩道に乗り上げることを防止することを主目的とする。このため、単に歩車道を分離するだけでよい場合には、防護柵の代わりに駒止めを利用することで、歩行者が車道にでることは比較的自由であり、歩行者の行動を強制する感じが少なく、開放的な印象を与える。また、農業車両の進入は、駒止めの間隔を調整することで対応できる。駒止めを設置する場合には、以下の点に留意することが望ましい。

① 素材の持つ特質を生かしたデザインとする。

周辺の雰囲気との調和をあらかじめ検討して素材の決定を行う。地域で産出される材料を用いることも有効である。

② 沿線や舗装との調和を図った色彩とする。

③ ひとつひとつが安定感を持った形状とする。基本的にはシンプルな形が望ましい。

駒止めは、道路景観の主役ではないことから、奇異なデザインで人目を引くようなことは避けた方がよい。

④ 地域性、個性を表現する場合は、できる限り控えめなデザインとして、目立ち過ぎないように配慮する。



図-11.2.11 駒止めのイメージ

なお、駒止め（ボラード）の具体的な設置計画、設計については、防護柵の設置基準・同解説ボラードの設置便覧の巻末「ボラードの設置便覧」を参照されたい。

11.3 照明施設

11.3.1 一般

道路照明は、その設置場所により、連続照明、局部照明及びトンネル照明の三つに大別できる。

連続照明については、原則としてポール照明方式とする。ただし、農道の構造や交通の状況等によっては、構造物取付照明方式等とすることができる。

なお、灯具は照明方式に応じて適切に配置するものとする。

本項では照明施設に求められる性能指標のみを示すこととし、具体的設計手法は、「道路照明施設設置基準・同解説」等を参照のこと。

11.3.2 連続照明

連続照明の設計に当たっては、以下に示す照明の要件を考慮する。

- ① 平均路面輝度が適切であること。
- ② 路面の輝度均斉度が適切であること。
- ③ グレアが十分抑制されていること。
- ④ 適切な誘導性を有すること。

(1) 平均路面輝度

平均路面輝度は、道路分類及び外部条件に応じて、表-11.3.1の上段の値を標準とする。ただし、中央帯に対向車前照灯を遮光するための設備がある場合には下段の値をとることができる。

表-11.3.1 平均路面輝度^{6) 14)}

(単位：cd/m²)

道路分類	外部条件		
	A	B	C
主要幹線道路	1.0	0.7	0.5
	0.7	0.5	—
幹線・補助幹線道路	0.7	0.5	0.5
	0.5	—	—

ここに、外部条件 A：道路交通に影響を及ぼす光が連続的にある道路沿道の状態
 外部条件 B：道路交通に影響を及ぼす光が断続的にある道路沿道の状態
 外部条件 C：道路交通に影響を及ぼす光がほとんどない道路沿道の状態

(2) 輝度均斉度

輝度均斉度は、総合均斉度 0.4 以上を原則とする。

(3) 視機能低下グレア

視機能低下グレアは、相対閾値増加を原則として表-11.3.2の値とする。

表-11.3.2 相対閾値増加⁶⁾ (単位：%)

道路分類	相対閾値増加
主要幹線道路	15以下
幹線・補助幹線道路	

(4) 誘導性

適切な誘導性が得られるよう、灯具の高さ、配列、間隔等を決定するものとする。

11.3.3 局部照明

局部照明は、交通流が局部的に複雑となるような場所、道路の平面線形や縦断線形が複雑な場所等において、交通状況、道路状況等を明確にすることを目的として整備するものである。

局部照明に用いる光源、照明器具、灯具の配置方法等は、各局部照明の目的に基づいて選定し、連続照明区間に局部照明を整備する場合は、路面輝度、灯具配光等を考慮して局部照明のための灯具の配置を行うことが必要である。

(1) 交差点

交差点の照明は、道路照明の一般的効果に加えて、これに接近してくる自動車の運転者に対してその存在を示し、交差点内及び交差点付近の状況がわかるようにするものとする。

交差点の照明は、自動車の前照灯効果の及ばないところを補い、交差点に接近、進入、通過する自動車の運転者に対して以下の役割を果たすことを目的としている。

- ① 遠方から交差点の存在がわかること。
- ② 交差点付近に存在する他の自動車、歩行者等が、交差点より手前から識別できること。
- ③ 交差点内に存在する他の自動車、歩行者等が、交差点内において識別できること。

①と②については、適切な灯具配置等により所期の効果が得られるようにする必要がある。一方、③については、交差点内の明るさを確保する必要がある。

交差点内とは、原則として平面交差する道路部分を対象とし、**図-11.3.1**に示す。また、横断歩道がある場合は、歩行者等の見え方が交通事故防止には特に重要であり、横断中及び横断しようとしている歩行者等の見え方を考慮し、**図-11.3.2**に示すように横断歩道部と歩行者等の待機場所（1m程度）までを含む範囲を交差点内と考えるとよい。

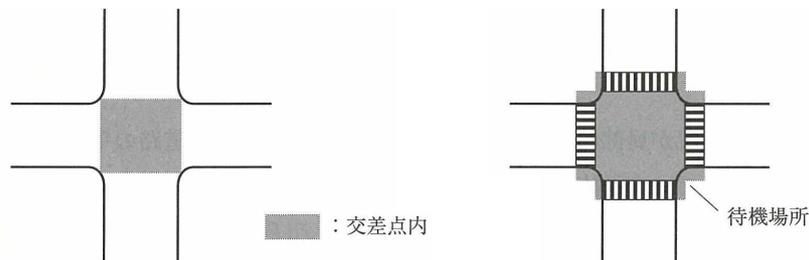


図-11.3.1 交差点内の範囲⁶⁾

図-11.3.2 横断歩道のある交差点内の範囲⁶⁾

交差点内の明るさは、平均路面照度 20lx 程度、かつ、照度均斉度は 0.4 程度（路面上の最小照度を平均路面照度で除した値）を確保することが望ましい。また、車両や歩行者等の交通量が少なく、周辺環境が暗い交差点においても、平均路面照度は 10lx 以上を確保することが望ましい。なお、交差点内の横断歩道上の平均路面照度は、交差点内と同程度の値を確保することが望ましい。

(2) 横断歩道

単路部に単独に存在する横断歩道の照明は、これに接近してくる自動車の運転者に対して、その存在を示し、横断中及び横断しようとする歩行者等の状況がわかるようにするものとする。

横断歩道は、歩行者等が車道を横断する場合に指定された場所であり、特に歩行者等の安全を確保しなければならない重要な場所である。したがって、その照明は、自動車の運転者が横断歩道の存在を知り、そこを横断中の歩行者が良く見え、また横断しようとして歩道の縁石あるいは

路端に立っている歩行者も良く見えるようにすることが重要である。

横断歩道の照明方式は、運転者から見て歩行者の背景を照明する方式を原則とするが、背景の明るさを確保することが難しい場合などには、歩行者自身を照明する方式を選定することができる。

以下にそれぞれの照明方式とその照明要件を示す。

ア 歩行者の背景を照明する方式

(ア) 連続照明のない場合

通常、横断歩道上又はその付近にいる人物の路面上 0.5m までの高さを 50m 手前の運転者から視認できることが必要である。ここで、人物の高さを 0.5m としたのは、人物の一部を対象とすれば、シルエット視によりその存否が確認できること、人物は子供を前提とし子供の身長を 1m として、その下半身の高さを採用したことによる。

有効な背景として横断歩道の後方 35m 以上の路面を明るくする必要があるが、明るい路面を背景とする人物のシルエット効果を良くするためには、横断歩道の後方に灯具を配置し、横断歩道の直前には設置しない方が望ましい（図-11.3.3 参照）。

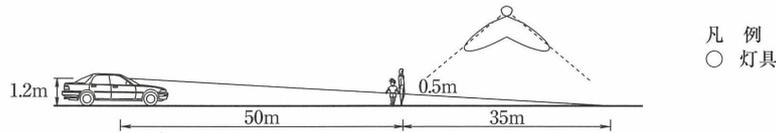


図-11.3.3 運転者から見た歩行者の背景の長さ⁶⁾

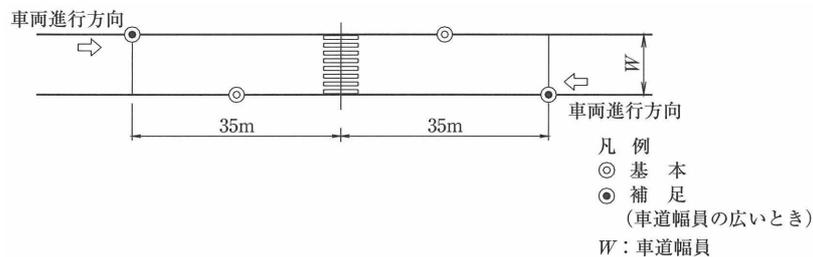


図-11.3.4 歩行者の背景を照明する方式の灯具の配置例⁶⁾

平均路面照度は、横断歩道の前後それぞれ 35m の範囲を対象に 20lx 程度を確保することが望ましく、交通量が少なく、周辺環境が暗い場合においても 10lx 以上を確保することが望ましい。

また、路面の照度分布が不均一になると歩行者等の視認性に影響するため、路面の照度分布はできるだけ均一に保つことが望ましい。

(イ) 連続照明のある場合

横断歩道が連続照明区間内に存在する場合は、図-11.3.4 に示す配置となるように考慮し、横断歩道の前後それぞれ 35m の範囲を連続照明区間より明るくすることが望ましい。

イ 歩行者自身を照明する方式

横断歩道上の歩行者等を直射光により照明する方式は、将来においても連続照明が設置されない道路や、横断歩道が曲線部や坂の上などに設けられ、背景が路面になりにくい場合など、背景の明るさの確保が難しく、シルエット効果が得られにくい場合に適している。

横断歩道上及びその付近の歩行者等を視認するには、運転者方向の鉛直面照度が必要であり、横断歩道中心線上 1 m の高さにおいて、鉛直面の平均照度は、20lx 程度を確保することが望ましい。なお、交通量が少なく、周辺環境が特に暗い場合などにおいても 10lx 以上を確保することが望ましい。ここで、鉛直面照度を高さ 1 m としたのは、人物は子供を前提とし、子供の身長を 1 m としてその全身を照明し、人物の存否、動き等の視覚情報を得るためである。

灯具は、横断歩道の手前の鉛直面照度が高くなる位置に設置するとともに、横断歩道中心線上の鉛直面照度の分布をできるだけ良好に保つことが望ましい（図-11.3.5 参照）。

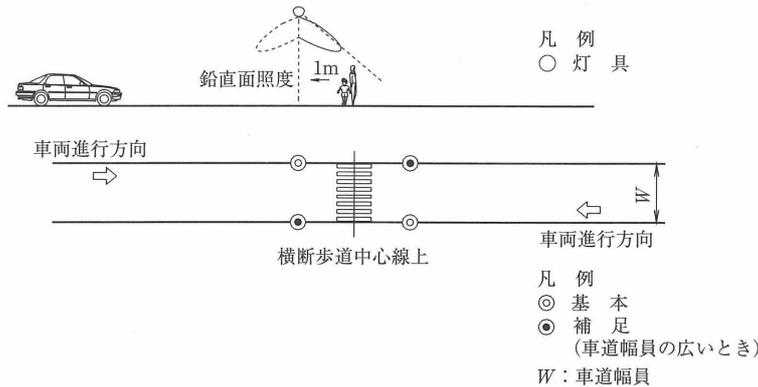


図-11.3.5 歩行者自身を照明する方式の灯具の配置例⁶⁾

(3) 歩道等

歩道等の照明は、夜間における歩行者等の安全かつ円滑な移動を図るために良好な視環境を確保するようにするものとする。

歩行者等が歩道等を安全に通行するためには、道路上に存在する障害物や路面の段差などの道路状況を把握する上で適切な路面照度を確保するのがよい。

路面照度の設定には、交通量や周辺の光環境などを考慮するものとし、視認性の観点から平均路面照度 5lx 以上とすることが望ましい。また、歩道等の路面に明るさのムラがあると障害物の視認が困難となる。このため、路面の照度均斉度（路面上の最小照度を平均照度で除した値）は、0.2 以上を確保することが望ましい。灯具は、誘導性を考慮し等間隔で連続的に設置することが望ましい。

なお、当該路面の照度及び均斉度が連続照明等によって確保される場合は、歩道等の照明を設置しなくてもよい。

高齢者や障害者などの利用が多く、特に重要であると認められる箇所においては、「道路の移動等円滑化整備ガイドライン」（(一財)国土技術研究センター 平成 23 年 8 月）を参照のこと。

(4) 道路の幅員構成が急変する場所

車道幅員、路肩幅員の減少などにより幅員構成が急激に変化する場所は、走行上危険な箇所となるおそれがあるので、道路標識、防護柵などの設置とともに、急変する場所の状況が遠方から視認できるよう必要に応じて照明施設を設置するのがよい。

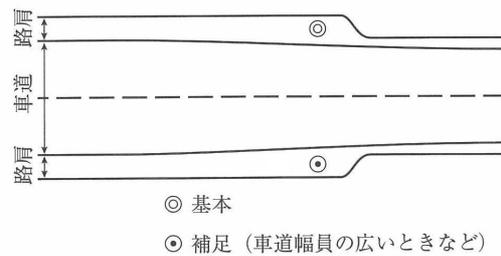


図-11.3.6 幅員構成が急変する場所の灯具配置の例⁶⁾

(5) 道路線形が急変する場所

道路線形が急変する場所としては、平面線形が急変する場所、縦断線形が急変する場所及び両者が複雑に絡み合った場所がある。

平面線形が急変する場所の照明は当該箇所の状況を明示することはもちろんのこと、灯具の配列と路面上の輝度分布のつながりによって、良好な誘導性が得られるよう、灯具を適切に配置する必要がある。

一方、縦断線形が急変する場所の照明は、前照灯の効果が及ばない頂部や底部において付近の詳細がわかるように、適切な灯具の配置が必要である。また、坂路では、運転者が灯具から強いグレアを受けやすいので、灯具を必要以上に傾斜して取付けないこと、灯具の配光を制限することなどの配慮が必要である。

(6) 橋梁

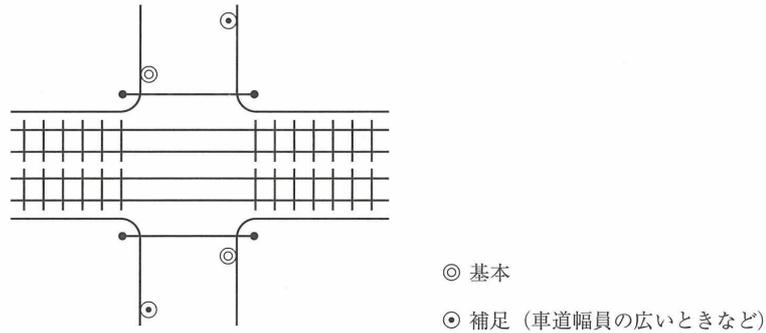
橋梁の照明を連続的に設置する場合は「11.3.2 連続照明」の規定に準じる。また、以下の事項に留意して設置する必要がある。

- ① 橋梁の構造などによっては、灯具の取付高さや間隔が制限されることがある。灯具の取付高さや間隔が制限された場合には、灯具の取付位置に注意して、グレアをできるだけ少なくなるようにすることが望ましい。
- ② 付近を船舶が航行する場合には、橋梁部分の照明光がグレアを与えたり、航路灯との誤認を生じさせたりするおそれがある。したがって、このような状況にある橋梁の照明に用いる灯具の配光には特に注意が必要である。
- ③ 橋梁によっては、側面から見た照明効果やその装飾性などに特別の考慮が必要となることがある。

(7) 踏切

踏切では、遮断機、踏切警標、停止線などが確認でき、前方の道路状況が明確に見通せるよう考慮しなければならない。また、線路方向にはできるだけ直射光を出さない配慮が必要である。

図-11.3.7に、踏切における灯具の配置例を示す。

図-11.3.7 踏切における灯具の配置例⁶⁾

(8) その他

乗合自動車停留施設あるいはその他局部照明が必要な場所の照明を行う場合には、その利用目的に合致した照明のレベル、照明方式、光源、照明器具を選択することが望ましい。

11.3.4 トンネル照明

トンネル等は、一般部と異なり昼間においても照明を必要とすることや、周囲が側壁等で閉鎖されているため走行上特に注意を要するなどの特殊性を有している。さらに、道路幅員が一般部よりも縮小されている場合があり、事故の発生するおそれが高いため特に安全を確保する必要がある。このため、トンネル等には設計速度、交通量、延長、構造、線形等に応じた適切な照明施設を設置する。

なお、運転者の眼は、明るいところから暗いところに移行するときは順応時間が長く、暗いところから明るいところに移行するときは順応時間が短い。したがって、トンネル等については、眼の順応を円滑に行うため昼間においても照明施設が必要となる。

設計に際しては、「道路照明施設設置基準・同解説」を参照するものとする。

トンネル照明の構成は以下のとおりとする。

- ① 基本照明
- ② 入口部照明
- ③ 出口部照明
- ④ 特殊構造部の照明
- ⑤ 停電時照明
- ⑥ 接続道路の照明

(1) 基本照明

基本照明は、トンネルを走行する運転者が前方の障害物を安全な距離から視認するために必要な明るさを確保するための照明であり、トンネル全長にわたり、灯具を原則として一定間隔に配置する。基本照明のみの区間の照明を基本部照明という。

ア 平均路面輝度

トンネル内の平均路面輝度は、設計速度に応じて表-11.3.3の値を標準とする。

表-11.3.3 基本照明の平均路面輝度⁶⁾

設計速度 (km/h)	平均路面輝度 (cd/m ²)
60	2.3
50	1.9
40以下	1.5

注) ここで用いる設計速度は、トンネル本体の設計速度が基本になるが、道路線形等の幾何構造のほか、交通の状況、最高速度の制限等の交通規制の状況などに応じて適宜定められた値をいう。

なお、交通量、トンネル延長に応じて、平均路面輝度は表-11.3.3に示す値より低い値とすることができる。ただし、この場合においても 0.7cd/m^2 未満であってはならない。

イ 輝度均斉度

輝度均斉度は、総合均斉度 0.4 以上を原則とする。

ウ 視機能低下グレア

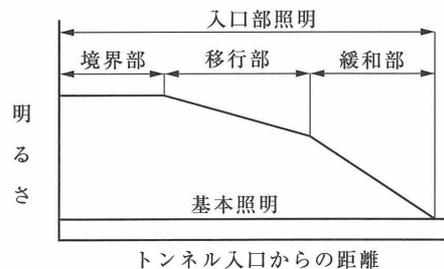
視機能低下グレアは、相対閾値増加 15% 以下を原則とする。

エ 誘導性

適切な誘導性が得られるよう、灯具の高さ、配列、間隔等を決定するものとする。

(2) 入口部照明

入口部照明は、昼間、運転者がトンネルに接近する際に生じる急激な輝度の変化と、進入直後から起きる眼の順応の遅れを緩和するための照明であり、基本照明と入口照明を加えたものをいう。なお、入口部照明は、図-11.3.8に示すように境界部、移行部、緩和部の3つの区間によって構成される。

図-11.3.8 入口部照明の構成⁶⁾

入口照明は、人工照明のみによる方法が一般的であるが、自然光を利用する方法（自然光照明）もある。自然光照明はルーバー又は類似の構造を用いた遮光構造物によって自然光を直接的に制御して、入口照明や、連続するトンネルの坑口間の路面輝度を調節しようとするものである。

(3) 出口部照明

出口部照明は、昼間、出口付近の野外輝度が著しく高い場合に、出口の手前付近にある障害物や先行車の見え方を改善するための照明であり、基本照明と出口照明を加えたものをいう。なお、出口照明にはルーバー等を用いて自然光を制御する方法もある。

(4) 特殊構造部の照明

トンネル内の分合流部、非常駐車帯、歩道部、避難通路に設置する照明をいう。

ア 分合流部の照明

分合流付近の状況を示し、分合流する自動車の存在を把握させるために設置する照明である。

イ 非常駐車帯の照明

本線を走行中の車両から非常駐車帯の位置が視認でき、本線車道から非常駐車帯に待避している車両の存在が確認できるように設置する照明である。

ウ 歩道部の照明

歩道を有するトンネルの歩道部において歩行者等が安全に歩行できるように設置する照明である。

エ 避難通路の照明

非常時の避難や安全などを確保するために設置する照明である。

(5) 停電時照明

運転者がトンネル内を走行中に突然、停電になった場合に起こる危険な状態を防止するための照明で、基本照明の一部を兼用することができる。

(6) 接続道路の照明

夜間、入口部においてトンネル入口付近の幅員の変化を把握させるため、あるいは出口部においてトンネル内から出口に続く道路の状況を把握させるため設置する照明である。

11.3.5 環境との調和や景観に配慮した道路照明の留意事項

道路照明は、景観のみでなく昆虫、鳥類に影響を与えるおそれがあることから、照明を設置する際には、生態系保全も含めた配慮が必要である。

(1) 生態系に配慮した整備

ア 昆虫の誘引

照明は、昆虫を誘引し、周囲の農作物に影響を与える場合があり、なるべく昆虫を誘引しない波長のものを考える必要がある。

夜間、昆虫は波長の短い光に好んで集まることから、なるべく短い波長をカットした照明を用いることが望ましい。

イ 鳥類の環境に配慮した事例

野鳥保護のために、騒音対策及び橋梁の照明に配慮する必要があることもある。

茨城県稲敷地区広域農道では、新利根川河口付近の霞ヶ浦を横断する稲敷大橋を架橋するに当たり、河川敷に生息するコジュリンの生息環境を確保するための対策を行っている（図-11.3.9参照）。この中で、道路照明については、後方への光を抑制するため後方カット遮光板を設置するとともに調光装置（22時～翌6時は全光時の55%の照度にする。）を設置して照度を低減している。また、高欄を高くすることにより遮光機能を持たせ、光が路面以外に漏れるのを極力少なくしている。

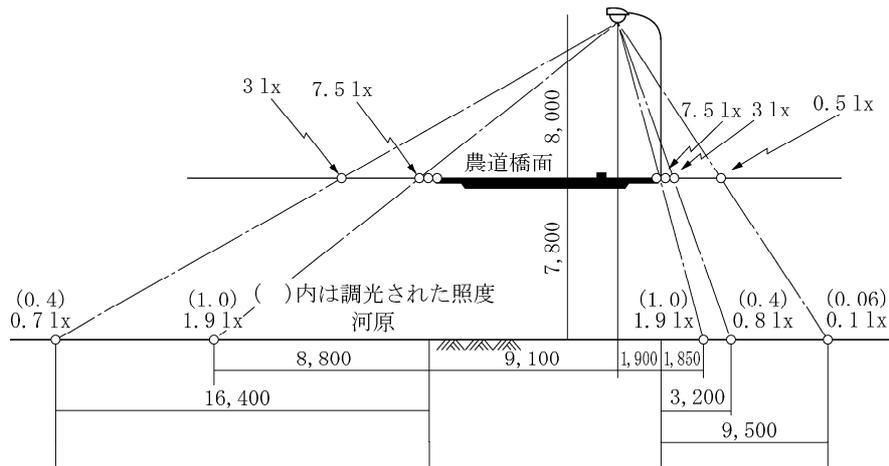


図-11.3.9 野鳥保護のための対策例（茨城県稲敷地区）

(2) 照明施設のデザイン

照明施設の支柱や灯具等は、昼間目につきやすいものであり、形態、色彩、デザイン等景観面に十分配慮することが必要である。照明施設のデザインについては、地域の個性を生かしたものを取入れる。



歴史的な景観に配慮して、灯籠、照明施設の色、デザインを工夫している。

図-11.3.10 景観に配慮した照明施設の例（1）
（群馬県子持村）



図-11.3.11 景観に配慮した照明施設の例（2）
（熊本県上島中央地区）

ア 形状

一般にシンプルなデザインが好ましいといわれており、奇抜なデザインは、そぐわない場合が多い。地域の歴史に由来するもの、個性を発揮するもの等、工夫することが考えられる。

(イ) 色調

色調としては、一般に低明度、低彩度のものが好ましいといわれている。特に集落内では、沿線民家の壁や塀、屋根の色等との馴染みを考慮して、派手な色調は集落全体の雰囲気乱すことが危惧される。

(イ) 素材

地域で産出される木材や石等、自然の材料等の地場産材料の利用が考えられる。

(ウ) 他の道路施設との調和

防護柵や駒止め等の施設と調和したデザインにすることにより、統一性のある景観を作り出すことができる。

11.4 道路反射鏡

11.4.1 設置場所

安全確保のために必要な視距は、単路部と交差部に分けて考える。単路部においては、前方から来る車両を制動停止視距以前で確認する必要がある。

(1) 単路部

次のいずれかに該当する場所には、必要に応じて道路反射鏡を設置する。

ア 当該道路が1車線である農道において、視距が表-11.4.1に示す値以下の場所

表-11.4.1 1車線道路の視距

車両の速度 (km/h)	視距 (m)
40	80
30	60
20	40

イ 当該道路が2車線である農道において、視距が表-11.4.2に示す値以下の場所

表-11.4.2 2車線道路の視距⁹⁾

車両の速度 (km/h)	視距 (m)
50	55
40	40
30	30
20	20

ウ 上記以外で、交通事故の発生のおそれがあり、道路反射鏡を設置することによりその防止に効果があると認められる場所

(2) 交差部

次のいずれかに該当する場所には、必要に応じて道路反射鏡を設置する。

ア 次の①と②に該当する信号制御されていない交差点

① 従道路（一時停止制御される側の道路あるいは優先道路でない側の道路）において、左方向を確認する際、見通すことができる距離が、次式において求められた値以下の場合

$$D = V(T + t) / 3.6$$

D : 主道路上の車両の走行距離 (m)

V : 主道路の車両の速度 (km/h)

T : 従道路の車両が主道路を確認してから発進するまでの時間 (反応時間) (s)

t : 従道路の車両が主道路を横断するのに必要な時間 (s)

② 従道路において右方向を確認する際、見通すことのできる距離が次式において求められた値以下の場合

$$D' = V(T + t') / 3.6$$

D' : 主道路上の車両の走行距離 (m)

t' : 従道路の車両が停止位置から主道路の右方向の車両の走行を阻害しない位置まで走行するのに必要な時間 (s)

イ 上記以外で、交通事故の発生のおそれがあり、道路反射鏡を設置することによりその防止に効果があると認められる場所

11.4.2 形式等の選定

道路反射鏡の選定に当たっては、映像の視認性、視界（映像の範囲）、経済性、道路環境との調和、維持管理等に十分留意しなければならない。

特に留意すべき点は次のとおりである。

(1) 映像の視認性

映像は、確認すべき位置にある車両等が車両等として十分確認できなければならない。このため、鏡面の曲率半径は表-11.4.3を標準とする。

表-11.4.3 鏡面の曲率半径⁹⁾

必要な視距又は見通し距離 D	$D < 40\text{m}$	$40\text{m} \leq D \leq 60\text{m}$	$60\text{m} < D$
鏡面の曲率半径 (mm)	1,500 2,200	3,000	3,600以上

なお、(2)③で述べる鏡面の大きさと十分視界が得られる場合は、必要な視界が得られる範囲内で鏡面の曲率半径を大きくするものとする。

(2) 視界

視界には、確認すべき車両等のもとより、その付近の交通及び道路の状況を判断するのに必要な範囲が含まれていなければならない。このため、現地の状況を十分調査する必要がある。

視界は、鏡面の曲率半径、鏡面数、鏡面形状及び鏡面の大きさに関連するので、それぞれの特徴と相互関係に留意しなければならない。

- ① 鏡面数 : 単路部は原則として一面鏡を使用する。交差部において、1方向のみを確認する場合は一面鏡を、また異なった2方向を確認する場合は二面鏡を原則として使用する。
- ② 鏡面形状 : 鏡面形状は、道路反射鏡に求められる上下方向の視界と左右方向の視界を調査して決定しなければならない。
一面鏡及び異方向を確認する二面鏡は、丸形を原則とする。ただし、上下方向の必要な視界が左右方向の必要な視界よりも狭い場合は角形を用いてもよい。
- ③ 鏡面の大きさ : 鏡面の大きさは、(1)で選定された鏡面の曲率半径、及び(2)②で選定された鏡面形状で必要な視界が確保できる最小の鏡面の大きさを、道路幅員等を考慮して表-11.4.4から選定するものとする。

表-11.4.4 鏡面の大きさ及び鏡面の曲率半径 (単位: mm)⁹⁾

鏡面形状	鏡面の大きさ	鏡面の曲率半径
丸形	ϕ 600	1,500 2,200 3,000
	ϕ 800	
	ϕ 1,000	
角形	\square 450×600	3,600以上
	\square 600×800	

- ④ 色彩 : 道路反射鏡の支柱、フード及び取付枠等の色彩は、警戒色である橙色とし、その基準色は2.5YR6/13（マンセル値）とする。
ただし、周囲の環境等によりやむを得ない場合は、他の色彩を用いてもよいものとする。

(3) 形式等選定の目安

道路反射鏡の形式を選定するに当たって必要な視距等、確認すべき道路幅員と車線数別に鏡面の大きさ及び曲率半径の目安を、表-11.4.5に示す。

表-11.4.5 鏡面の大きさ及び鏡面の曲率半径の選定の目安（単位：mm）⁹⁾

必要な視距等 (m)		視認すべき農道の幅員 (m)			
		30未満	30以上～40未満	40以上～50未満	50以上～60以下
1 車 線	4、5	φ 600 □ 450×600 r=1,500	φ 600 □ 450×600 r=2,200	φ 800 □ 600×800 r=3,000	φ 800 □ 600×800 r=3,000
		φ 800 □ 600×800 r=2,200	φ 800 □ 600×800 r=2,200	φ 1,000 r=3,000	φ 1,000 r=3,000
2 車 線	6	φ 800 □ 600×800 r=2,200	φ 800 □ 600×800 r=2,200	φ 1,000 r=3,000	φ 1,000 r=3,000
	7	φ 1,000 r=2,200	φ 1,000 r=2,200	φ 1,000 r=3,000	φ 1,000 r=3,000

注) 必要な視距等が60mを超える場合には、φ 1,000mmの r=3,600mm又はこれ以上を適宜選択すればよい。

11.4.3 設置方法

道路反射鏡は、対面又は交差する車両、歩行者、障害物等を十分かつ容易に確認し得る位置、高さ、角度等を選んで設置しなければならない。ただし、建築限界を考慮し、鏡面、支柱等が車両又は歩行者の通行の障害とならないように留意しなければならない。

道路反射鏡は視距の不足又は見通し距離の不足を補うのに最も適した位置、高さ、角度等で設置しなければならない。特に、道路反射鏡を視認する人も、映像に映しだされる相手方も動いていることが多いので、どの位置からどの位置までにいる人が、各位置でどの範囲までの映像（視界）を必要とするかを十分考慮しなければならない。

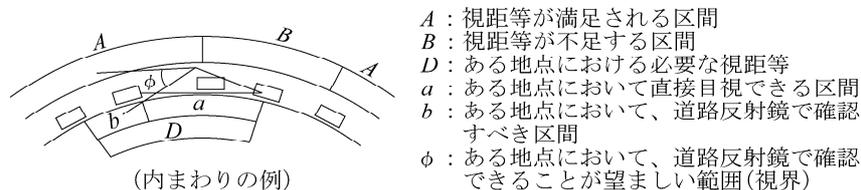


図-11.4.1 道路反射鏡による視距等の確保概念図⁹⁾

なお、道路反射鏡を必要とする区間及びその付近は、道路標識（警戒標識）、視距誘導標等の設置も検討するのがよい。

(1) 設置位置

設置位置を選定するに当たっては、①道路反射鏡そのものの発見性、②映像の範囲、③観測角、④映像の影となるような障害物の有無、⑤道路反射鏡そのものが交通に与える影響等を検討しなければならない。

観測角が大きくなると映像の判別性が著しく悪くなることが知られているので、観測角は、 130° 以内とすることが望ましい。映像の障害となる道路敷内の電柱等はできるだけ移設するものとする。しかし、これらの対応が困難な場合は道路反射鏡の限界と考えざるを得ないこともある。これらの検討は、特に従道路又は道路反射鏡を必要とする方向からの検討が重要である。

一方、道路反射鏡を必要とする道路は未改良の道路が多く、また一般に狭幅員で歩車道の区別がないことも多く、道路反射鏡の視認性や映像の見やすさ等から選定される適切な設置位置が、道路交通上障害となることがある。この場合、多少視認性等が悪くなるにしても、視認性等から選定された位置の直近で、道路交通上安全な位置に変更するのがよい。

図-11.4.2、図-11.4.3 に代表的な設置例を示す。

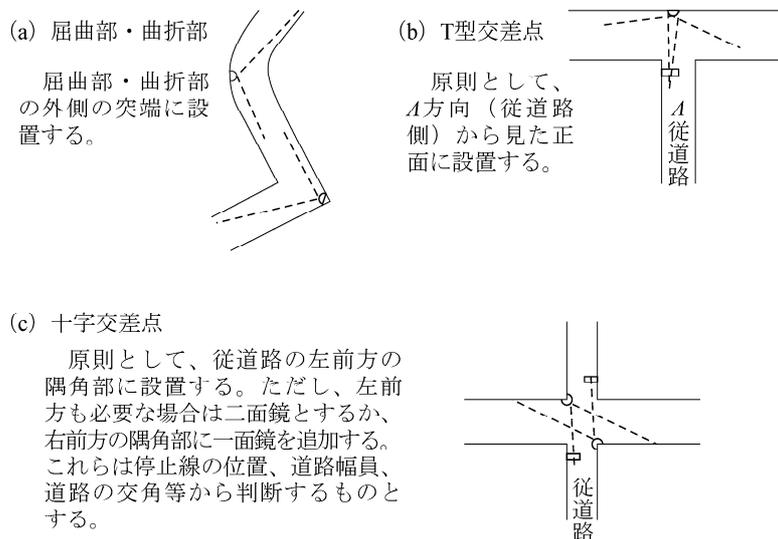


図-11.4.2 道路反射鏡の設置位置⁹⁾

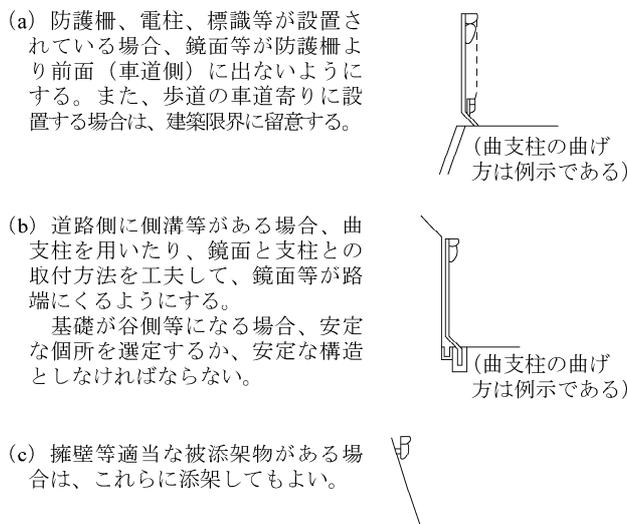


図-11.4.3 道路反射鏡の設置方法⁹⁾

(2) 鏡面の設置高さ

鏡面の設置高さは、高いと鏡面の視認性が悪くなるとともに、一般に支柱や基礎等が大きくなり不経済となる。低いと鏡面が汚れやすい、交通の障害となりやすい、いたずらされやすくなる等の問題がある。これらのことから、鏡面下端から路面までの高さは2.5mを標準とする。

ただし、道路の縦断勾配が変化する等、特に必要がある場合は、1.8m程度まで低くすることができる。

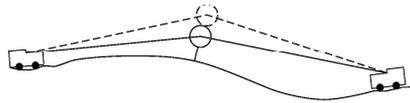


図-11.4.4 鏡面の設置高さを低くした例⁹⁾

(3) 鏡面の取付角度

鏡面の取付角度としては上下方向と左右方向とがある。これらの角度は当然、必要な映像の範囲（視界）から決めるべきものであるが、特に、大型車と小型車や歩行者等による目の高さの違いや、道路反射鏡に接近することによって鏡面軸に対する視線の入射角が変化することを考慮しなければならない。

また、1方向を二面鏡で確認させる場合、各鏡面の映像の範囲が重なりすぎたり、又は各鏡面の映像が重なり合わなかったりして死角を生ずることがあるので、各鏡面間の取付角度にも留意する必要がある。

(4) 鏡面の支柱等への取付方法及び支柱

基礎の位置は基礎の安定性や他の重要構造物等の基礎等から決まってくることもある。この場合、鏡面を最適な位置にするため、曲支柱を使用する、取付金具を延ばす等の配慮が必要である。また、必ずしも独立で設置する必要はなく、適当な擁壁等の構造物があれば、これらに添架することも検討する必要がある（図-11.4.3参照）。

二面鏡の場合は、各鏡面を横方向に配置するのが一般的であり、縦方向に配置するのは好ましくない。

(5) 設置数

1方向の視距等が不足する区間は一面鏡1基で対応するのが原則であるが、これが困難な場合は視距等が不足する区間を小区間に分けてそれぞれの小区間に対応して道路反射鏡を設置する、あるいは道路反射鏡の限界と考えると、より危険性が高い範囲を映し出し、道路反射鏡で映し出せない範囲は他の方策を考慮するものとする。

11.5 視線誘導標

11.5.1 設置場所

運転者が快適に、しかも安全に車両を走行させるためには、農道線形を把握することが重要であり、視線誘導標はその手助けとなる。特に夜間、降雨又は煙霧時には見通しが悪いので、路端を明示し、農道の屈曲、拡幅、交差の状況をわかりやすくする必要がある。

設置上の留意点は、以下のとおりである。

- ① 視線誘導標は、左側路側に設置することを原則とする。ただし、曲線半径が特に小さい曲線部や車線数に変化する区間等においては、必要に応じて右側路側にも設置するものとする。なお、曲線半径が特に小さい左曲がり曲線部において、視線誘導標を左側路側に設置しても、視線誘導効果が極めて低いと認められる場合は、右側のみの設置とすることもできる。また、必要に応じて、中央分離帯や交通島等に設置するものとする。
- ② 左側路側に設置する反射体の色は白色とし、右側に設置する場合は注意すべき場所又は道路右側であることを示すため橙色とする。
- ③ 反射体の直径は、交通の状況、沿道の状況等を勘案して定める。現在、主に直径70mm、80mm、100mmの反射体を用いられているが、速度が高い区間、交通量が多い区間では反射光量を大きくし、視線誘導効果を高めるため、直径100mmの反射体を用いることが望ましい。

11.5.2 設置間隔

- ① 視線誘導標は連続して設置するが、等間隔で設置した場合、平面曲線半径が小さい区間では、視線誘導標相互の間隔が視覚的に広く見えるため、なめらかに視線が誘導されず効果が低下する。このため、平面線形に関係なく視覚的に一定の間隔で視線誘導標が見えるように、視線誘導標相互の標準設置間隔は道路の曲線半径に応じ、表-11.5.1に示す値とするとよい。
- ② 曲線の遷移地点における視線誘導標の設置は、なめらかにすりつけるものとする。
- ③ 平面線形が曲線から緩和曲線を介さずに直線に移行する場合に、標準設置間隔をそのまま適用すると、曲線の遷移地点においては設置間隔が極端に開き、円滑な視線誘導を損ねることがある。このため、曲線から直線へ移行する遷移地点においては、3基の視線誘導標を設置して、すりつける方法にするとよい。

3基の設置位置は、以下のとおりである。

第1基 2S（ただし、最大間隔は40mとする。）

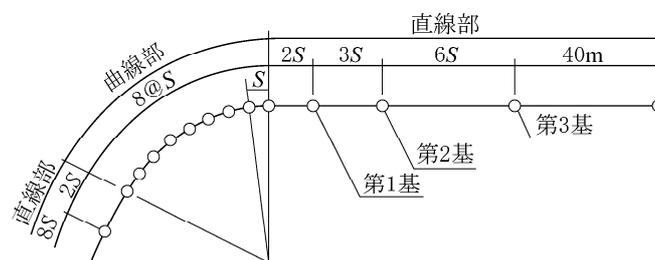
第2基 3S（ " ）

第3基 6S（ " ）

ここで、Sは曲線上の標準設置間隔である（図-11.5.1参照）。

表-11.5.1 標準設置間隔⁷⁾

曲線半径 (m)	設置間隔 (m)
～ 50	5
51～ 80	7.5
81～ 125	10
126～ 180	12.5
181～ 245	15
246～ 320	17.5
321～ 405	20
406～ 500	22.5
501～ 650	25
651～ 900	30
901～1,200	35
1,201～	40

図-11.5.1 遷移地点における視線誘導標の設置間隔⁷⁾

- ④ 車線幅員や車道部の幅員構成が変化する区間に設置する場合は、その変化を的確に示すような設置間隔となるよう配慮するものとする。
- ⑤ 右側路側に設置する場合は、左側路側に設置する場合と同様とする。
通常は、当該区間の左側路側に設置する視線誘導標の裏面を使うものとする。
- ⑥ 交通島等に設置する場合は、適切な視線誘導がなされるような設置間隔を決定するものとする。
- ⑦ 防護柵等に設置する場合は、支柱等の位置を考慮して視線誘導効果を損なわない範囲で調整することができる。
- ⑧ 縦断線形が急変する箇所等で不連続に見える場合には、設置間隔を調整するものとする。

11.5.3 設置位置及び設置高さ

視線誘導標の設置位置は、車道の建築限界の外側直近に設置するものとする。

反射体の設置高さは、路面上 50cm 以上 100cm 以下の範囲で道路の区間ごとに定めるものとする。

連続的に円滑な視線誘導を行うためには、設置位置は統一されていることが望ましい。建築限界の外側直近とは、防護柵等に添架する場合は防護柵等の位置を意味し、防護柵等を設置しない区間においては、路肩（保護路肩を除く。）外端をいう。設置高さは、ある程度低い方が反射性能がよくなり有利である。しかし、自動車によってはね上げられた泥等が反射体に付着して、反射性能低下の原因となることが多くなり、維持管理上に難点がある。

本技術書では、設置高さを 50～100cm としているが、防護柵等に設置する場合も考慮すると、設置高さは路面上から反射体の中心まで 90cm を標準とするとよい。

11.5.4 設置角度

反射体の設置角度は、自動車の進行方向に対して直角に設けることを標準とする。

ただし、曲線半径が小さい区間等で、進行方向に対して直角では反射光が弱い場合には、走行調査等により設置角度を変えることが望ましい。

11.6 立体横断施設

11.6.1 形式及び構造

立体横断施設には横断歩道橋と地下横断歩道とがあるが、地下横断歩道の設置は原則として、次のような場合に検討する。

- ① 寺院、仏閣付近、風致地区等で、横断歩道橋では著しく風致を損なうおそれのある場合
- ② 横断歩道橋に比べ、経済性、施工性等で有利な場合
- ③ 放牧地等で、牛馬等の横断のため必要と認められる場合
- ④ 高い盛土部において、比較的安価に地下横断を設けることができる場合
- ⑤ 降雪地域で横断歩道橋は利用率が著しく低下するおそれのある場合

地下横断歩道を設置する場合は、地下という特性を考慮して、照明、換気、排水施設等に十分配慮し、衛生、防犯上支障がないものとしなければならない。地下横断歩道の内空断面は、建築限界によって決めるものとするが、一般交通のない農道では、通行に支障のない範囲においてこれを縮小してもよい。

立体横断施設の形式及び設置位置の選定、設置に伴う交通運用並びに構造等の基準については、「立体横断施設技術基準・同解説」によるものとする。

11.6.2 設置上の留意点

立体横断施設の設置位置は、横断者と自動車との分離が促進されるように、既存の路上横断施設との関連を十分考慮して定めなければならない。

- ① 立体横断施設の線形は、横断者の主流に沿ったものにすることが望ましい。また、出入口（昇降口）の位置及び方向は、横断者の流れを考慮して決定しなければならない。
- ② 立体横断施設設置後の既設の歩道等の残存幅員は、原則として3.0m以上確保しなければならない（道路構造令第11条第4項）。

ただし、地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ない場合においては、この限りでない。

また、立体横断施設の設置に当たっては、走行する自動車の視距を妨げる位置に出入口（昇降口）及び橋脚等を設けてはならない。

11.7 防雪施設等

積雪地帯においては、地形、気象等の状況により農道上に吹きだまりが発生したり、雪崩が農道上に到達したり等して交通に支障を及ぼす場合がある。

このため、農道の線形、構造、樹木や家屋等、周りの状況を考慮の上、あらかじめ吹きだまり、雪崩等の発生場所や程度を予想し、これが生じないような又はこれらに対処できる防雪施設、融雪施設等を計画することが望ましい。しかしながら、実際上予測することは極めて困難であることから、農道の完成後現地の状況によっては、防雪施設等を整備する必要の出る場合もある。また、

以下に述べるような施設のほかに、手元にある材料（古鉄筋、木材等）を用いて柵を造ったりすることによっても相当の効果を期待できる場合もあるので、冬期一時的にこのような方策を用いることも考えられる。

なお、融雪施設等については流末の閉塞等により浸水が生じることが多いので、立地条件等に応じた十分な配慮が必要である。

11.7.1 防雪施設

(1) 吹きだまり防止施設

降雪時やその直後において気温が低く、風がある程度強くなると吹雪となる。これが、風速の遅くなる場所や渦流を生ずる場所に埋積し吹きだまりをつくる。実際、吹きだまりは、大体毎年同じ場所に発生する傾向がある。

これを防ぐために、まず農道の線形計画を立てる際に吹きだまりの発生しにくい線形及び構造を選ぶことが原則であるが、なお、吹きだまりを避けることができない場合には、吹きだまりの程度、周りの状況等を考慮し、次のような吹きだまり防止施設を設ける必要がある。

ア 吹払柵

図-11.7.1のように、農道の風上側に傾斜した柵を設け、農道上の風速を増大させて雪の埋積を防止するもので、浅い切取部、片切・片盛土部、低い（2m以下）盛土部において効果がある。構造は、風が透過せず強風に耐えるものとしなければならず、柵の角度は75°程度がよい。

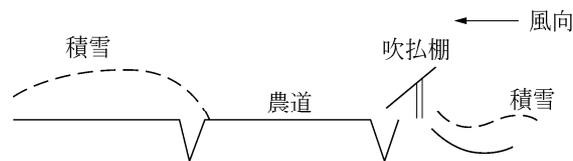


図-11.7.1 吹払柵

イ 吹きだめ柵

農道の風上側に柵を立てて、その前後の風速の遅くなる場所に人工的に吹きだまりを造り、農道に堆雪する雪をその前で防止するものである。柵の構造には、透過柵と不透過柵があり、設置方式には定置式と移動式がある。

ウ 防雪林

農道の風上側に設け、雪を林の中にためる防雪林と、樹林と農道の間に堆積させる防雪生垣とがある。

(2) 雪崩防護施設

斜面上の雪層が力の平衡を失って急激に運動を起こす状態が雪崩である。雪崩には、斜面上の雪層の表面部のみが滑降する「表層雪崩」と、雪層全体が滑降する「全層雪崩」とがある。「表層雪崩」は、降雪期間（2月ごろ）に、主として雪び、樹枝、露岩等から落ちた小雪塊がきっかけとなることが多い。一方「全層雪崩」は、融雪時期（3、4月ごろ）に主として雪層と地面の境界部の融雪の緩みが原因となることが多い。

これを防ぐためには、路線の設定に当たって、雪崩の発生しやすい箇所を避けることが原則であるが、やむを得ずこのような箇所に農道を建設する場合は、雪崩の発生を予防するか又は発生した雪崩の障害を防護する施設を設ける必要がある。

ア 予防

雪び、吹きだまり予防 柵、林等
 斜面の雪層の始動予防 階段、柵、杭、林等

イ 防護

阻止 擁壁、柵、杭等
 誘導 擁壁、スノーシェッド等

11.7.2 排雪施設（流雪溝）

流雪溝は人家連担区間等で、路側に十分な埋雪敷を確保することが困難で、近くに適当な雪捨場が得られない場合や、機械除雪で十分に積雪を処理できない場所等に設置するものである。

流雪溝を計画するに当たっては、積雪期を通じて十分な水の流入量が確保できることが前提であり、その上で流雪能力との関連で断面、勾配等を決定しなければならない。また、流末は排雪された雪が停滞することのないよう位置、構造等を十分検討しなければならない。

11.7.3 融雪施設

一般的なものとして、路面に散水して降ってきた雪を融かし、路面に積雪するのを防ぐ消雪パイプがある。普通、路央に給水パイプを埋設し、適当な間隔で設けられた小孔から路面に向かって水を噴出させ、農道の両側に流す方法がとられる。

消雪パイプを計画するに当たっては、次の点に注意する必要がある。

- ① 地下水その他の温水が豊富に得られること。用水の温度は 10℃以下では使用しない方が無難である。
- ② 気温の著しく低い地方又は寒風にさらされる場所では、かえって路面凍結の誘因となる。
- ③ 縦断勾配の大きいところや、曲線区間は水が路面を流れにくいので、避けた方がよい。
- ④ 給水パイプは適当な位置に泥吐き口を設けること。
- ⑤ 消雪用水及び融雪水の排水、流末処理に十分配慮すること。
- ⑥ 散水量は 1 m² 当たり毎秒 5～10cc くらいが普通であるが、気温、水温、風速等を考慮の上、熱損失分を加算して決めること。

なお、一般的にあって、交通量が多いほど、消雪効果が上がるようである。

引用・参考文献

- 1) 道路構造令 令和2年政令第329号（令和2年11月）
- 2) (公社)日本道路協会：道路構造令の解説と運用（令和3年3月）
- 3) (財)日本農業土木総合研究所：農道整備事業推進円滑化手法検討調査報告書（平成8年3月）
- 4) (公社)日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説 ポラードの設置便覧（令和3年3月）
- 5) (公社)日本道路協会：車両用防護柵標準仕様・同解説（改訂版）（平成16年3月）
- 6) (公社)日本道路協会：道路照明施設設置基準・同解説（改訂版）（平成19年10月）
- 7) (公社)日本道路協会：視線誘導標設置基準・同解説（昭和59年10月）
- 8) (公社)日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説（昭和54年1月）
- 9) (公社)日本道路協会：道路反射鏡設置指針（昭和55年12月）
- 10) (公社)日本道路協会：道路標識設置基準・同解説（令和2年6月）
- 11) (公社)日本道路協会：自転車道等の設計基準解説（昭和49年10月）
- 12) (一社)交通工学研究会：改訂 平面交差の計画と設計 基礎編（平成30年11月）
- 13) (一社)交通工学研究会：改訂 平面交差の計画と設計—応用編—2007（平成19年10月）
- 14) 国土交通省：LED 道路・トンネル照明導入ガイドライン（案）（平成27年3月）

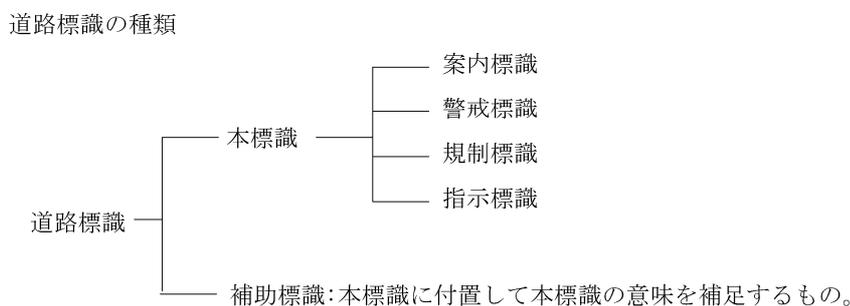
第12章 交通管理施設の設計

関連条項〔基準 17、運用 17-2〕

12.1 道路標識

12.1.1 種類と設置者の区分

道路標識の種類は、本標識と補助標識に大別されるが、補助標識は本標識に付置してその意味を補足するものであり、それ自体単独に用いられることはない。本標識には4種類あり、それぞれの機能と設置者の区分は次のとおりである。



(1) 案内標識

目的地への方向及び距離、著名地点、市町村の境界、サービス施設等を示すものであり、通行中の道路利用者を案内し、又は有益と思われるその他の情報を提供するものである。設置は道路管理者が行う。

案内標識には、「道路標識、区画線及び道路標識に関する命令」(昭和35年総理府・建設省令第3号)(以下「標識令」という。)及び「道路の案内標識の英語による表示に関する告示」(平成26年国土交通省告示第372号)に準じ、英語併用表示を行うものとする。

なお、英語併用表示に当たっては、「地名等の英語表記規程」(平成28年3月国土交通省国土地理院 国地達第10号)及び「観光立国実現に向けた多言語対応の改善・強化のためのガイドライン」(平成26年3月国土交通省観光庁)を考慮するものとする。

(2) 警戒標識

交差点、道路の屈曲部、踏切等道路における走行上危険な箇所等を道路利用者に予告するものである。設置は道路管理者が行う。

(3) 規制標識

通行止め、駐車禁止、最高速度制限等道路利用者が遵守しなければならない禁止、制限又は特別の義務を道路利用者に示すものである。道路管理者が設置するもの(「重量制限」、「自動車専用」等)、公安委員会が設置するもの(「追越し禁止」、「駐車禁止」等)及び両者が設置するもの(「車両通行止め」、「指定方向外進行禁止」等)がある。

(4) 指示標識

横断歩道、安全地帯等交通に関し、必要な地点を示すものである。設置は公安委員会が行う(ただし、「規制予告」については道路管理者も設置することができる。)

12.1.2 道路標識の設置

道路標識が道路利用者への的確な情報を与え、安全かつ円滑な交通を確保する上で十分効果を発揮するためには、ルートに沿って一貫した情報や指示が与えられるように統一のとれた合理的な設置計画に基づいて設置するものとする。

(1) 設置場所

道路標識の設置場所の選定に際しては、次の各項に留意の上決定するものとする。

- ① 標識の視認性が妨げられないこと。
- ② 安全かつ円滑な交通の障害とならないこと。
- ③ 沿道からの道路利用者にとって障害とならないこと。
- ④ 必ずしも交差点付近に設置する必要のない標識は、極力交差点付近を避けること。
- ⑤ その他、道路管理上支障ないこと。

(2) 設置方式

道路標識の設置方式には、路側式、片持式、門型式、添架式がある（図-12.1.1 参照）。

- ① 路側式は、単一又は複数の柱に標示板を取り付け、主に道路の路端又は歩道に設置する方式である。
- ② 片持式、門型式は、鉄筋コンクリート、ポール等を用い、車道上に門型に架けられた横木に標示板を取り付け、車道の直上に表示する方式である。
- ③ 添架式は電柱、照明灯等標識を添架できる施設がある場合、これを利用する方式である。「標識令」では、路側標示板の高さを表-12.1.1のように規定している。

表-12.1.1 道路標識の路側標示板の設置高さ³⁾

標識の種類	設置高さ (cm)	摘 要
案内標識	180 以上	標示板下端まで
警戒標識	100 以上	標示板中央までの高さ
規制標識	100 以上	標示板下端まで
指示標識	100 以上	〃
補助標識	100 以上	〃

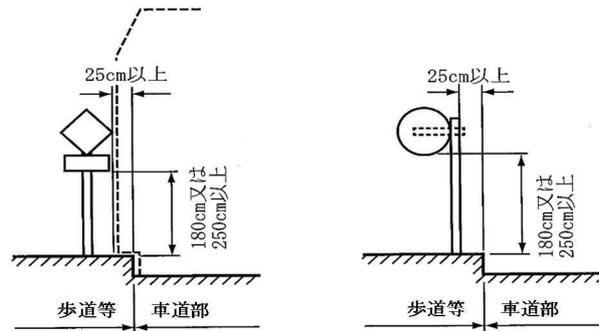
(3) 道路標識についての留意事項

道路標識関係で改善の余地がある事例等、留意すべき事例を列記する。

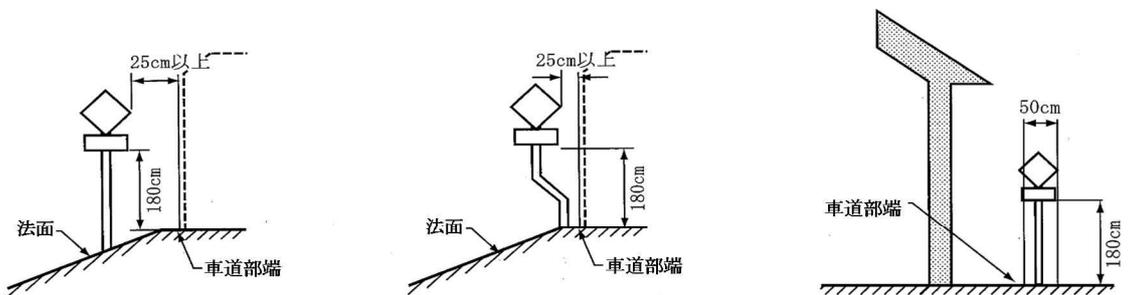
- ① 想定された道路標識以外に、路側には道路利用者に対する注意事項の看板（例：シートベルトを締めて、死亡事故発生地点）や広告看板等が道路標識の視認性に悪影響を及ぼすもの、1か所に多数の標識があるもの、季節により樹木、花木の影響で見えにくくなるもの等があり、そのため運転者が道路標識を見落とししたり、判断に時間がかかり誤認したりする可能性がある場所が見られる。これらのものについては、除去するか、設置場所の移転、標識類の高さ、大きさ、その他視認性の向上対策が必要である。
- ② 標識の文字や色彩等、その内容が気象条件やその他の理由により色が褪せて判別しにくくなるケースも見られるため定期的な維持管理が必要である。なお、近年、夜間交通量の増大、対向車のヘッドライトや看板など、道路標識視認の阻害要因が増えていることから、視認性が高く耐候性に優れた広角プリズム型反射シートを用いた標識も開発されている。
- ③ 案内標識は地名、道路名等の同一路線で一貫性がない農道もあるので、連続性のある標示

方式にする必要がある。

- ④ 警戒標識のうち、見通しの悪い交差点やカーブ、曲がり角、坂の頂上等、事故防止のため事前予告として本標識に距離や区別等を記入した補助標識を付置した標識が必要である。

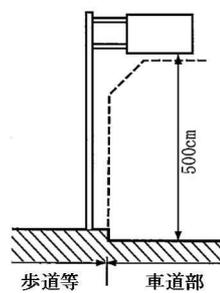


歩道等に設置する路側式の例

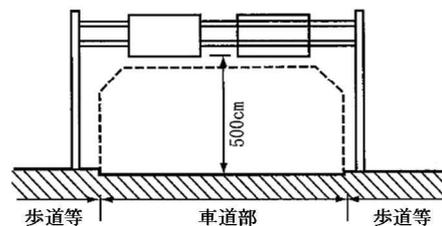


歩道等を有しない道路に設置する路側式の例

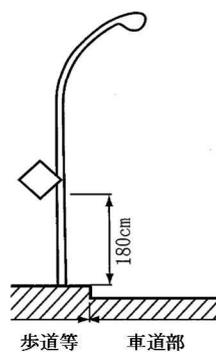
車道部端に設置する路側式の例



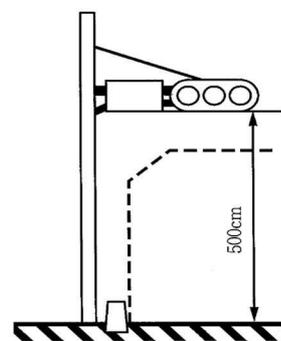
片持式の設置例



門型式の設置例



添架式（照明柱）の設置例



添架式（信号機）の設置例

図-12.1.1 標識の設置方式例³⁾

12.1.3 環境との調和や景観に配慮した道路標識の留意事項

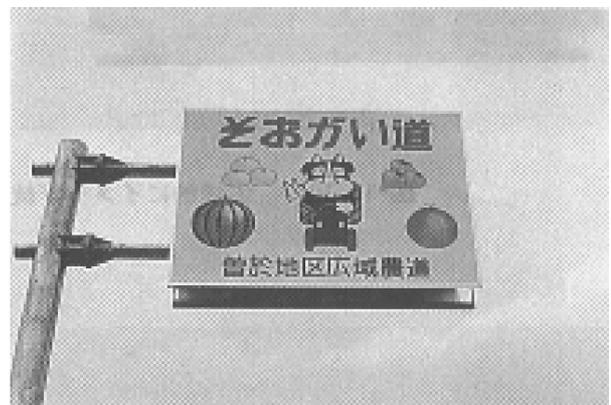
案内標識は、農道利用者に必要な情報を適切に伝えるための施設であり、見やすさに配慮して設置することが必要である。

標識は目につきやすく、標識のデザインが農道のイメージを作り出すこともあるため、標識のデザインについては、地域性を高め洗練されたデザインとすることが必要である。

(1) デザインの統一性の確保

路線が複数の市町村にまたがる場合には、市町村が独自に設置する案内標識のデザインがまちまちになり、路線としての統一性を欠く場合もある。

路線全体の整備の基本的な考え方やキャッチフレーズを意識して、関係する市町村が協議して、デザインの統一性を図ることが考えられる。



曾於地域の広域農道は、総延長 46km の農道で、農業振興地域開発を促進する農道として脚光を浴びている。そおかい道というユニークな愛称は、一般募集したものの中から「曾於の街と、そう快感を表した」名称で、地域住民に広く親しまれている。看板には、大隅牛がトラクタに乗り広域農道をそう快に走る状況と、周囲に曾於の代表作物を配している。

図-12.1.2 広域的にデザインを統一した案内標識の例

(2) イメージの統一性の確保

案内標識には、農道の入口等に設置する大型の標識と、路線内での市町村境や路線の中間部に設置する小型の標識がある。これらのデザインに一貫性をもたせることにより、路線の統一したイメージを形成できる。

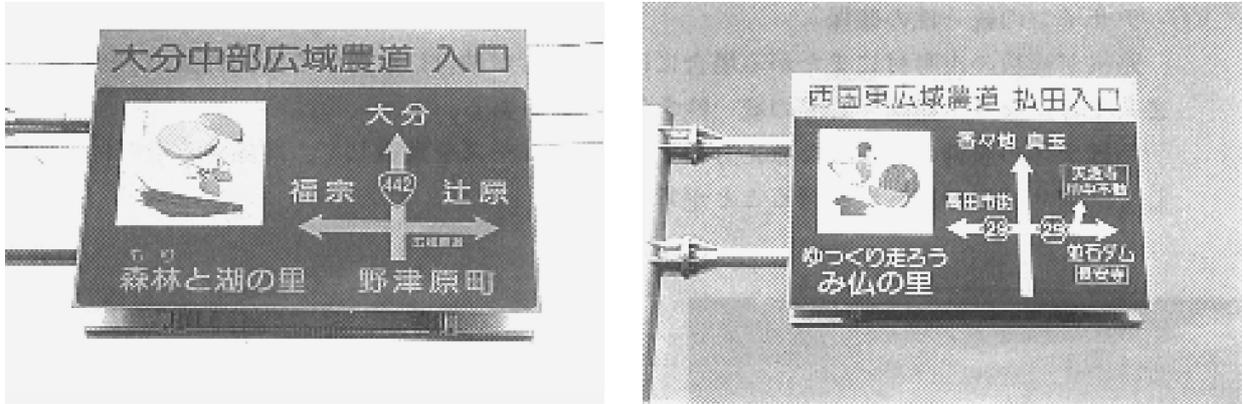


図-12.1.3 広域的にイメージ統一した案内標識の例 (1) (大分県)

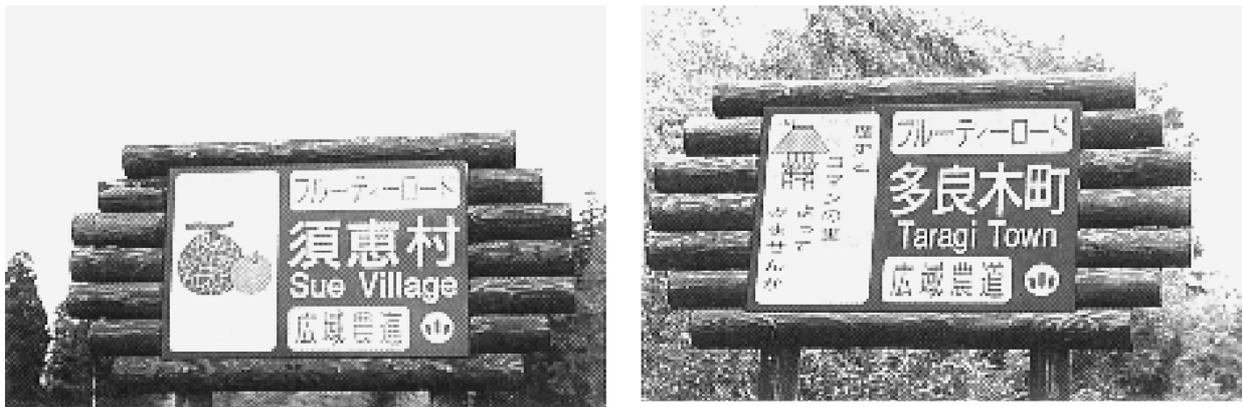
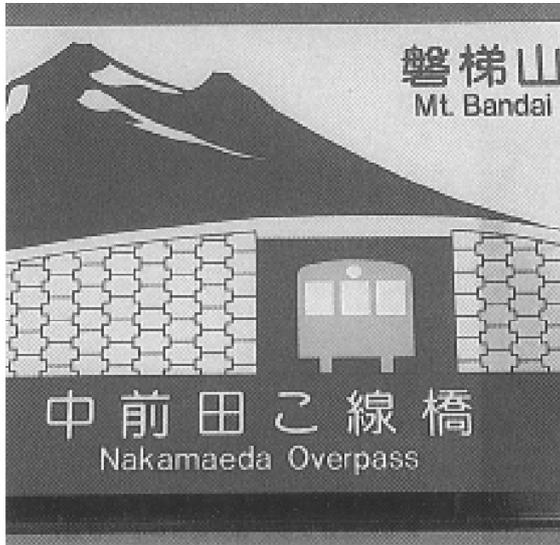


図-12.1.4 広域的にイメージ統一した案内標識の例 (2) (熊本県)

(3) シンボルのデザイン化

地域のシンボルをデザイン化して標識化することが考えられる。地域のシンボルとなるものとしては、代表的な山岳、河川等の自然や特産品が考えられる。



シンボルとなる山を標識に用いた事例。デザイン化することでわかりやすく表現している。

図-12.1.5 地域のシンボルをデザイン化した例

また、農道の路線名や愛称の文字をデザイン化することによって、標識のイメージを洗練することが考えられる。

(4) 環境との調和に配慮した道路標識

ア 運転者への注意喚起の標識

車両の速度を抑えることによる野生生物との事故回避は、有効な対応である。

イ 伐採木や間伐材を利用した道路標識

農道建設の際に伐採した木材や間伐材を利用した道路標識の設置を検討する。



図-12.1.6 運転者への注意喚起の標識例



図-12.1.7 木製案内板例

12.2 マーキング

区画線及び道路標示は、運転者が路面上から視線をそらすことなく視認できる利点がある。区画線としては車道中央線、車線境界線、車道外側線、歩行者横断指導線、車道幅員の変更、路上障害物の接近、導流帯、路上駐車場がある（図-12.2.1 参照）。

〔参 考〕 マーキングの一般的基準としては、「道路構造令の解説と運用」がある。

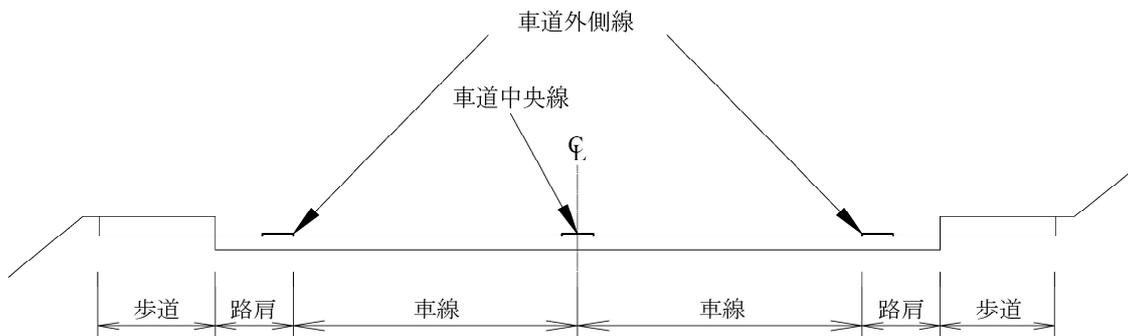


図-12.2.1 区画線の設置例

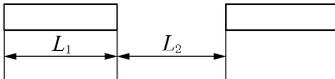
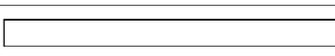
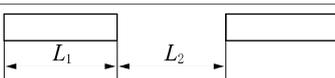
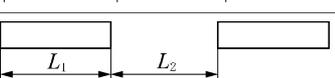
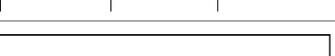
区画線の設置場所、様式は「標識令」によるものとし、それぞれ第5条、第6条に規定されている。

道路中央線は一般に車道の中央に設けられ、白色の実線と破線の2種類がある。車線境界線は車線の幅を示し、白色の実線と破線がある。車線外側線は車道端に設けられ、白色実線である。白色の実線は横断・転回等で横切る場合を除いて、その線を越えてはいけない。白色の破線は交通上支障がなければ、追越し等のために、この線を踏み越えて自動車が行くことができる。

車道外側線は、路肩部に自動車が逸脱して走行するのを防いだり、交通事故を減少させたりする目的がある。

縦方向の線の様式・寸法は、表-12.2.1に掲げるものが「標識令」で定められている。

表-12.2.1 区画線の寸法

種 類	様 式	標準寸法 (cm)	備 考
車道中央線	破線 	$w=12\sim15$ $L_1=L_2=300\sim1,000$	2車線の車道に設置する場合
	実線 	$w=15\sim20$	4車線以上の車道に設置する場合
車道境界線	破線 	$w=10\sim15$ $L_1=300\sim1,000$ $L_2=(1\sim2.0)L_1$	一般の場合
	破線 	$w=30\sim75$ $L_1=200\sim500$ $L_2=(1\sim1.5)L_1$	高速道路等の付加車線の場合
車道外側線	実線 	$w=15\sim20$	

12.3 交通信号機

交通信号機を設置すべきかどうかの判断は、警察庁「信号機設置の指針」（令和3年3月24日）が参考となる。

設置に当たっては、道路管理者は道路の線形、幅員等の幾何構造、交通状況、交通制御方式、信号機の機種、他の信号機との関連等を考慮して適切な位置を選定するとともに、交通信号の設置、運用を所掌している都道府県公安委員会と事前に協議し、双方の交通管理の考え方に相違をきたさないように留意しなければならない。

12.4 ライフライン収容施設

ライフライン収容施設とは、電話、電気等の公共施設を収容するための、地下利用施設である。公益施設の埋設工事に伴う不経済な繰返しを防止するとともに、景観形成にも有効であることから近年関心が高まっている。

ライフライン収容施設は、農作業の利便性、安全性の向上が図られるとともに、景観整備の面からも有効である。

また、電話線、電力線のほかにも水道や集落排水の污水管路、かんがい用のパイプライン等も併せて収容することが考えられる。

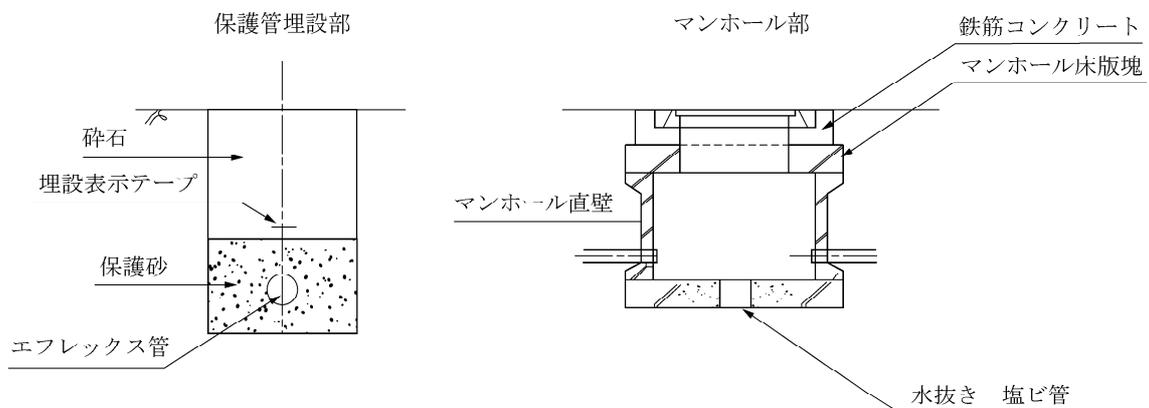


図-12.4.1 電線類のみを収容するライフライン収容施設の事例

引用・参考文献

- 1) 道路構造令 令和2年政令第329号（令和2年11月）
- 2) (公社)日本道路協会：道路構造令の解説と運用（令和3年3月）
- 3) (公社)日本道路協会：道路標識設置基準・同解説（令和2年6月）

第13章 道路施工上の留意事項

関連条項〔基準 18、運用 18-1～18-3〕

13.1 施工計画

施工計画は、気象条件が良好で、しかも農作業に支障を与えない時期に施工できるよう計画することが望ましい。

工期内に安全かつ経済的に工事を完成させるため、工事期間中の天候、路線の交通状況、周辺環境、環境に配慮した資材の活用、労務状況、輸送機関及び基地建設の適地等について調査して、概略工程を作成し、これについて検討を行って、不都合な点を修正の上、詳細な施工計画を作成する。

施工計画を大別すると、工程計画、資材計画、機械計画に分けられる。

13.1.1 工程計画

工程計画は、工事全体を把握する上で施工計画の中でも中心となるもので、その計画は無理のない最も経済的なものでなければならない。工程表の項目は、一般に仮設準備工、切盛土工、路盤工、表層工、附帯工及び後片付け等である。

工程計画の手法としては、ネットワークが一般的である。ネットワークは、仕事の流れ、先行・並行・後続作業の分析、各作業時間の決定、合理的な人員及び機械の張付け、資材の経済的な手配、並びに経済速度での工事の進行を管理することができる。

また、作業の遅れや変化が、工事全体の工期にどのように影響を及ぼすかを早期に正確にとらえることができ、あらかじめ全体工程を支配する作業を確認することができる。

13.1.2 資材計画

所要の資材が、経済的にしかも確実に得られるよう、十分な調査を行った上で資材計画を作成しなければならない。

作業中、資材の欠乏による中断を避けるために、資材の保有量は工程計画等を十分検討して余裕のある計画としなければならない。

資材の貯蔵に当たっては、変形、変質及び骨材等の分離を起こさないよう施設の設備計画と貯蔵管理の両面について注意をする必要がある。

また、材料の使用に当たっては、事前に品質の確認を行う。施工中に材料を変えようとする場合も同様である。

なお、地域で採取できる自然材料（石材、間伐材等）、農道改修時に発生したアスファルト・コンクリート塊等を利用することにより周辺環境との調和、廃棄物の発生抑制による環境への配慮、社会的コストの縮減及び工事費の縮減にも効果的であることから、積極的に検討する必要がある。

13.1.3 機械計画

(1) 土工事における機械計画

土工作业には、伐開除根、掘削、積込み、運搬、敷均し、含水量調節、締固め、整地、溝掘り等の作業がある。これら作業によく使用されている建設機械を分類すると、表-13.1.1のとおりである。

なお、道路土工はそのほとんどの作業について建設機械を用いて施工している。しかし、工事箇所によっては工事区域の環境対策として使用機種を選定に十分配慮することが必要となっている。

また、建設機械は常に進歩改良され、性能の向上あるいは新機種の開発が行われているが、新しい機械は、施工の信頼性、経済性等を十分検討して採用すべきである。

表-13.1.1 作業の種類と建設機械

作業の種類	建設機械の種類
伐開除根	ブルドーザ、レーキドーザ、チェンソー、草刈り機
掘削	ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシェル） ホイールローダ、ブルドーザ、リッパ、ブレーカ
積込み	ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシェル） ホイールローダ、バケットホイールエキスカベータ
掘削、積込み	ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシェル） ホイールローダ、バケットホイールエキスカベータ
掘削、運搬	ブルドーザ、スクレープドーザ、スクレーパ
運搬	ブルドーザ、ダンプトラック、ベルトコンベア
敷均し	ブルドーザ、モータグレーダ
含水量調節	プラウ、ハロー、モータグレーダ、散水車
締固め	タイヤローラ、タンピングローラ、振動ローラ、ロードローラ、振動コンパクタ、ランマ、タンパ、ブルドーザ
整地	ブルドーザ、モータグレーダ
溝掘り	トレンチャ、バックホウ

(2) 舗装工事における機械計画

舗装工事に必要な専用機械は、混合用、運搬用、敷均し用、散布用、締固め用、清掃用の各種がある。

表-13.1.2 に、一般に使用されている機械を示す。

表-13.1.2 工種別、作業別使用機械一覧表

工種	作業内容					備考	
	混合用	運搬用	敷均し用	締固め用	その他		
路床			ブルドーザ モータグレーダ	ロードローラ タイヤローラ 振動コンパクタ 振動ローラ			
下層路盤			ブルドーザ モータグレーダ	ロードローラ タイヤローラ 振動コンパクタ 振動ローラ	散水車		
上層路盤	粒度調整工法 (路上混合)		混合と同時施工 ロードスタビライザ モータグレーダ	ロードローラ タイヤローラ 振動コンパクタ 振動ローラ	散水車		
	粒度調整工法 (プラント混合)	連続ミキサ付きプラント バッチミキサ付きプラント	ダンプトラック	アグリゲートスプレッダ モータグレーダ	ロードローラ タイヤローラ 振動コンパクタ 振動ローラ		
	瀝青安定処理工法 (プラント混合)	連続ミキサ付きプラント バッチミキサ付きプラント	ダンプトラック	アスファルトフィニッシャ アスファルトスプレッダ	ロードローラ タイヤローラ 振動ローラ	散水車 スイーパ	加熱・常温混合
	瀝青安定処理工法 (路上混合)	ディストリビュータ ロードスタビライザ		モータグレーダ アスファルトフィニッシャ	ロードローラ タイヤローラ 振動ローラ	散水車 スイーパ	加熱・常温混合
	セメント安定処理工法 (プラント混合)	連続ミキサ付きプラント バッチミキサ付きプラント	ダンプトラック	アグリゲートスプレッダ モータグレーダ	ロードローラ タイヤローラ 振動ローラ	散水車 スイーパ	石灰安定処理工法も同じ
表層	セメント安定処理工法 (路上混合)	モータグレーダ スタビライザ セメントスプレッダ		混合と同時施工	ロードローラ タイヤローラ 振動ローラ	散水車 スイーパ	石灰安定処理工法も同じ
	加熱混合式工法	連続ミキサ付きプラント バッチミキサ付きプラント	ダンプトラック	アスファルトスプレッダ アスファルトフィニッシャ	ロードローラ タイヤローラ 振動ローラ	散水車 スイーパ	常温混合も同じ
	浸透式工法			アグリゲートスプレッダ	ロードローラ タイヤローラ	同上及びディストリビュータ (アスファルト散布)	
コンクリート版	コンクリートプラント	ダンプトラック ・ トラックミキサ	コンクリートスプレッダ (敷均しと同時施工) コンクリートフィニッシャ パイブレータ		同上及びコンクリートカッター (目地切断)		

13.2 施 工

13.2.1 準備工

準備工は、本工事を行うための事前工事であるが、これの良否が本工事の進捗、資金面及び出来高の質に大きな影響を与えるため、工事着手前に十分検討を行い、最良の方法を選択すべきである。準備工としては、工事準備測量、障害物等の除去、準備排水、丁張、安全施設、仮設物等がある。なお、近年は ICT 施工により丁張が不要となる現場もある。

13.2.2 土 工

(1) 土量の計算と配分

ア 土量の変化率

土量は、土を掘削し、盛土を構築しようとする場合、土が地山にあるとき、それをほぐしたとき、それを締め固めたときのそれぞれの状態によって体積を異にするため、土量計算に当たっては、施工段階及び土質の種類に応じた土量換算率を考慮する必要がある。

イ 土量の配分

土量配分は、運搬距離をできるだけ短くなるように計画するのが原則であるが、橋梁やカルバート等の構造物の工程とも併せて考慮する必要がある。土量配分の手法としては、土積図による方法と土量計算書による方法とがある。

土積図による方法は一般に多く用いられる方法で、比較的土工量の多い場合に、運搬距離と土のバランスの関係を的確につかむことができる。土量計算書による方法は、単純な土量配分の場合や土工量の少ない場合に用いる。

土量の配分計画に当たっては、必ず現場をよく観察し、何よりも施工が円滑にできるように配慮しなければならない。

(2) 土工

ア 盛土工

盛土に使用する材料は、設計条件に合致したものをを用いるとともに、設計図に定められた勾配で、できるだけ凹凸のないように仕上げる。

また、急な地盤上に盛土を行う場合には、段切り等により盛土と現地盤との密着を図り、滑動を防止しなければならない。

盛土路体は、繰返し載荷される交通荷重を確実に支持し、かつ交通荷重や盛土の荷重によって生ずる変形や沈下が完成後の車両の交通に支障を及ぼさないものであること等が要求される。

この路体の品質を確保するための締固め基準は、締固め度で規定することを原則とする。

しかし、土質の変化が多いところでは、基準試験をその都度行わなければならないこと、自然含水比が最適含水比 (W_{opt}) より著しく高い粘性土に対しては適用しにくいこと等の問題点がある。また、自然含水比が (W_{opt}) より乾燥側の土では、その含水比での締固めによって、締固め度が所定の基準値を超えても浸水時に強度が減少するおそれがあり、注意しなくてはならない。また、日本は、地形地質条件及び気象上の影響から、この締固め度規定法の適用が難しい現場に遭遇することがかなり多いので、機械的にこの規定法を用いないように注意する必要がある。

土質の変化が著しい場合や、含水比の高い粘土及び粘性土のように締固め度で規定することが困難な場合は、飽和度又は空気間隙率で規定する。

イ 片切り片盛りや切盛土の接続部

片切り片盛りや切盛土の接続部には、完成後段違いが生じて、舗装に亀裂等が生じやすい。その対策として、段切りや切土のすりつけ、排水工を行うほか、原地盤と盛土の境目の路床部分では、急激な変化を避けるため、すりつけ区間を設けて同質の盛土材料で埋め戻したのち、締固めを行うものとする（図-13.2.1 参照）。

切土と盛土の縦断方向の接続部においても、図-13.2.2 に示すように、すりつけ区間を設けて同質の盛土材料で埋め戻し、締固めを行うものとする。

また、片切り片盛りの施工では、一方の掘削土を横断方向に移動するため、図-13.2.3 のような高まき施工となることがしばしばある。このような場合には、盛土側に敷均し作業用のブルドーザを配置し、上方からの切崩し土を速やかに敷き均し、かつ締め固めた盛土の上に高くたまることのないように作業しなければならない。

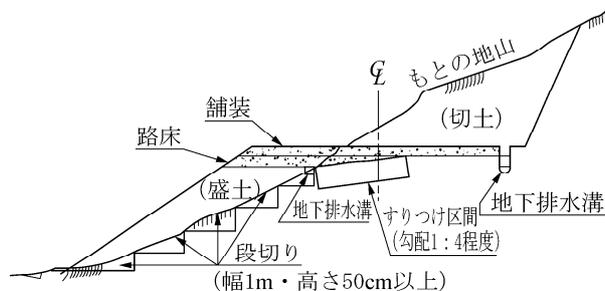
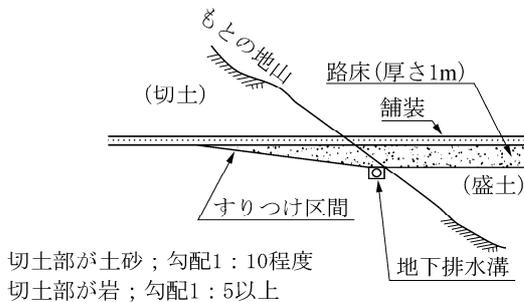


図-13.2.1 盛土基礎地盤上の段切り及び切土・盛土の接続部（土砂地盤の例）



切土部が土砂；勾配1：10程度
切土部が岩；勾配1：5以上

図-13.2.2 切土・盛土の接続部（縦断方向）

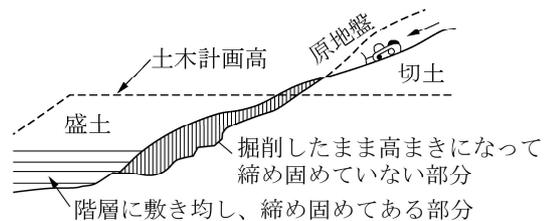


図-13.2.3 切土・盛土の接続部にありがちな施工状態

ウ 盛土と構造物の接続部の施工

橋梁、暗渠等の構造物と盛土との接続部では、排水及び締固めが不十分となりやすいことから、一般に交通供用後接続部の沈下によって段差が生じ、その結果、円滑な車両の交通に支障を与えるとともに構造物への影響が懸念されることがある。

そこで、盛土と構造物の接続部の段差をなくす対策としては、

- ① 裏込めの材料に良質材を使い入念に施工する。
- ② 必要に応じて構造物と盛土との接続部に踏掛版を設ける。
- ③ 軟弱地盤上の接続部では特に沈下が大きくなりがちであるので必要な処理を行う。

等が考えられ、適切な処理を行うものとする。

エ 構造物基礎・管路等の掘削

これらの掘削は、現地盤面から下で行われるために作業中に崩壊を起こしやすいので、現場の状況に応じた工法を選定し、安全の確保に注意することが大切であり、地下水、地下埋設物、近接構造物の基礎等について、事前の調査と対策を十分行い、出水、崩壊、沈下、破損等の事故のないようにしなければならない。

構造物基礎等の施工時掘削勾配の目安として、労働安全衛生規則の該当条項を参考として以下に示す。

労働安全衛生規則 (掘削面のこう配の基準)		
第356条 事業者は、手掘り（パワー・ショベル、トラクタ・ショベル等の掘削機械を用いないで行なう掘削の方法をいう。以下次条において同じ。）により地山（崩壊又は岩石の落下の原因となるき裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を除く。以下この条において同じ。）の掘削の作業を行なうときは、掘削面（掘削面に奥行きが2メートル以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。以下同じ。）のこう配を、次の表の左欄に掲げる地山の種類及び同表の中欄に掲げる掘削面の高さに応じ、それぞれ同表の右欄に掲げる値以下としなければならない。		
地 山 の 種 類	掘削面の高さ (単位 メートル)	掘削面のこう配 (単位 度)
岩盤又は堅い粘土からなる地山	5未満	90
	5以上	75
その他の地山	2未満	90
	2以上5未満	75
	5以上	60
2 前項の場合において、掘削面に傾斜の異なる部分があるため、そのこう配が算定できないときは、当該掘削面について、同項の基準に従い、それよりも崩壊の危険が大きくなるように当該各部分の傾斜を保持しなければならない。		

オ 切土の施工

(ア) 切土の施工における注意事項

切土法面の施工機械は、地質・土質条件、工事行程等に合わせて最も効率的で経済的となるよう選定する。また、掘削工法は、必要に応じて試験掘削等を行って選定する。

また、切土の施工に当たっては地質の変化に注意を払い、当初予想される地質以外の場合にはひとまず施工を中止して当初設計と比較検討し、必要があれば設計変更を行うとともに、維持管理時にも参照できるように地盤状況を整理する。

a 工法選定

切土工は、他の土工に比べて機械化が遅れ人力に頼る面が多いが、最近では機械化が進み、迅速かつ質の良い施工ができるようになった。施工機械の組合せや所要台数等は、施工能率に大きく影響するため、工事工程に合わせて最も効率的で経済的となるよう選定するとともに、必要に応じて試験掘削等を行って工法を選定するよう努めなければならない。

掘削土が硬い場合には、図-13.2.4に示すように機械の掘削限界を弾性波速度によって

知っておくと便利である。

基本的な掘削方法としては、**図-13.2.5** に示すようにベンチカット工法（階段式掘削）とダウンヒルカット工法（傾斜面掘削）がある。ベンチカット工法は階段式に掘削を行う工法で、ショベル系掘削機やトラクタショベルによって掘削積込みが行われ、地山が硬いときは発破を使用し掘削する。この工法は工事規模が大きい場合に適し、掘削機械等に見合ったベンチ高さの選定が必要である。

ダウンヒルカット工法は、ブルドーザ、スクレープドーザ、スクレーパ等を用いて傾斜面の下り勾配を利用して掘削し運搬する方法である。この工法においては施工中に降雨によって洗掘を起こし、大量の土砂が低地に流入する危険性があるので降雨期には注意が必要である。下り勾配は余り急にすると危険になり、また帰りの上り勾配は使用機械の登坂能力によって決まる。これら掘削工法に関しては、「道路土工一切土工・斜面安定工指針 付録4. 掘削の前処理及び掘削工法」を参照されたい。

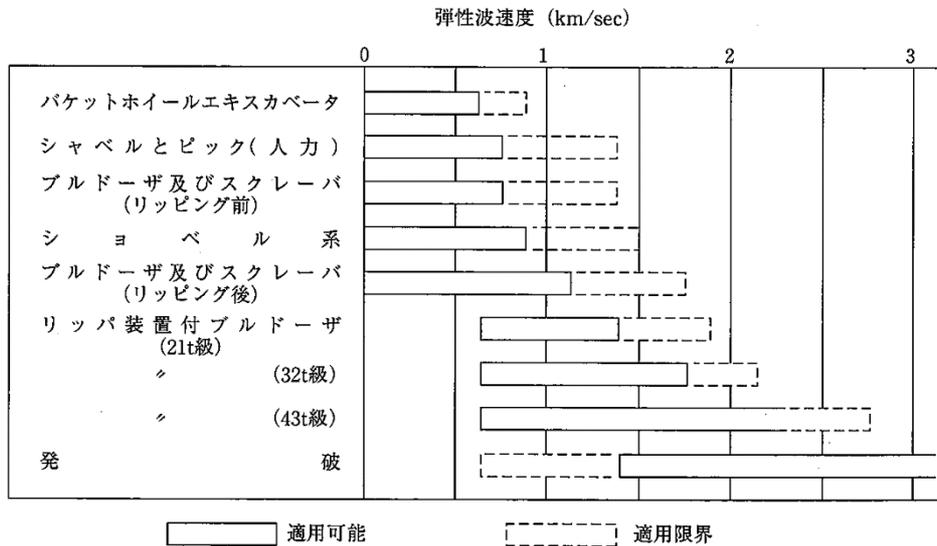


図-13.2.4 掘削工法の適用限界³⁾

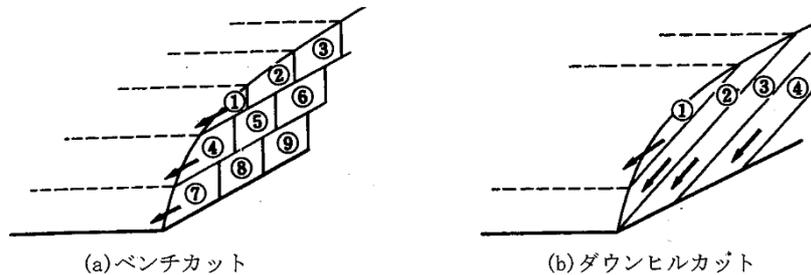


図-13.2.5 掘削方法³⁾

b 施工中の観察と設計変更

切土の施工に当たっては地質の変化に注意を払い、当初予想された地質以外の断層破砕帯、岩脈、法面に対して流れ盤となる不連続面（節理、層理、片理、断層面）が現われた場合、ひとまず施工を中止して、当初設計と比較検討し必要があれば、設計変更を行うとともに、施工時に明らかになった地山の状況についても維持管理時に参照できるよう

にし、事前に行った調査結果と併せて整理・保管するのがよい。

例えば、岩盤を風化土が覆っている箇所での法面施工においては、岩盤と風化土の境界面の高さが予想と異なった場合はできるだけ早期にそれを確認して、法面勾配の変更による手戻りを少なくするように心掛けなければならない。

また、「第6章 切土工の設計 6.3.2 切土法面の勾配」において、表-6.3.1に示す標準法面勾配が適用できない条件に該当し、かつ重要な法面では、切土施工前に観測機器を設置し、掘削しながら地山の挙動を観測し、その観測結果を次の掘削や対策工に反映させる情報化施工を行う場合もある。切土法面では予定掘削線より奥へ切込んだ場合、部分的に法面勾配が設計より急勾配となることがあるので、掘削に当たっては丁張を適切な数量・間隔で設置し、切りすぎないように注意しなければならない。

当初から擁壁類が計画されている法面では、一般に掘削面の勾配が表-6.3.1の標準値よりも急勾配となることが多いため、掘削中又は掘削終了後に崩壊を起こす危険性が高い。この場合の掘削断面は労働安全衛生規則を考慮するとともに、掘削あるいは擁壁等の施工中には特に安全管理を十分行わなければならない。掘削前の地下水位より大幅に深く切り下げる場合、地下水のバランスを崩し崩壊の原因となることがあるので、急激に切り下げないように施工中何段階かに分けて、地下排水工を施工しながら切り下げて行くことが望ましい。

切土法面の崩壊や落石は、その法面が元々持っている性質（地形、地質、湧水等）と関係が深く、切り取り、凍結溶解、降雨、風化等の誘因によって起こるものである。斜面の崩壊を予測することは困難であるが、施工中の切土法面及びその周辺の斜面の崩壊は注意深く観察していれば、事前に察知することができる場合もある。切土工事のように自然斜面に手を加えることは、斜面の安定を低下させるのであるから、施工中においては常に地山の挙動を監視する態勢が必要であり、地山周辺の僅かな変化をも見逃さず、崩壊の可能性についてチェックすることが災害防止上絶対に必要な要件となる。一般的な崩壊発生の諸現象のチェックポイントを列記すると次のとおりである。

- ① 対象区域の地表面の踏査
- ② 法肩部より上方の亀裂発生の有無の確認
- ③ 法面の地層変化部の状況の確認
- ④ 浮石の状況変化の確認
- ⑤ 湧水、浸透水の発生の有無又は湧水量の変化の確認
- ⑥ 凍結溶解状況の確認
- ⑦ 周辺の地山斜面の崩壊、切土法面の崩壊事例との対比

(イ) 施工中の切土法面保護

施工中にも、雨水等による法面侵食や崩壊・落石等が発生しないように、一時的な法面の排水、法面保護、落石防止を行うのがよい。また、掘削終了を待たずに切土の施工段階に応じて順次上方から保護工を施工するのがよい。

完成時には安全が確保されるように設計されている切土法面においても、法面が仮仕上げされ、法面保護工が本施工されるまでの間に、雨水等による法面侵食や崩壊・落石等が発生することがある。このため、一時的に法面の排水、法面保護、落石防止を行う場合がある。また、掘削終了を待たずに切土の施工段階に応じて順次上方から保護工を施工するのがよ

い。掘削終了後に保護工を施工すると、下から資材を運び上げることになり不経済な上に、長期間法面を無処理で放置することになり、風化、侵食を促進させることになる。施工中の切土法面保護は、以下を参考に実施するとよい。

a 排水

ビニルシートや土のう等の組合せにより、仮排水路を法肩の上や小段に設け、これを集水して縦排水路で排水し、できるだけ切土部への水の浸透を防止するとともに法面を雨水等が流れないようにすることが望ましい。

b 法面保護

法面全体をビニルシート等で被覆したり、モルタルを吹き付けたりして法面を保護することもある。

また、切土法面勾配が緩やかで、かつ植生に適した土質の場合には、発芽率が良好で初期生育に優れた草本植物の種子散布により短期的な法面保護を図ることもある。

c 落石防止

亀裂の多い岩盤法面や礫等の浮石の多い法面では、仮設の落石防護網や落石防護柵を施すこともある。

(ウ) 岩盤法面の施工

法面の施工に当たっては、**図-13.2.6**に示すような丁張を立て、本体部分の掘削後バックホウ等により削り落としながら仕上げる。硬岩の場合はジャックハンマ等を用いて仕上がり法面に沿ってせん孔し、後に残る岩盤を緩めないように爆力の低い発破を行う。

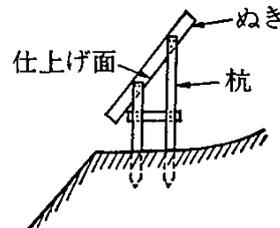


図-13.2.6 切土法面の丁張³⁾

岩の地山に対する大規模な土工工事の場合、**図-13.2.7**に示すように、本体部分の爆破にはブラストホールドリルやドリルマスター等の大孔径せん孔機によって 150~200mm のせん孔を行い、法面に沿ってはトラクタドリルやドリフト等で 30~50mm の小孔径せん孔を行い、弱装薬とした上で両者一度に爆破して、本体の爆破と同時に法面の施工も併せて行う工法も採られるようになってきた。

このようにして法面の施工を行った後、将来落石のおそれのある浮石等は、ピックハンマやバール等によって丁寧に取り除く。

浮石を大きく取り除くことが困難な場合には、根固め工、ワイヤロープ掛工、グラウンドアンカー工法等によって処理しなければならない。

軟岩の場合はブルドーザによるリップ工法が最も一般的であり、効率的である。最近は大規模ブルドーザの普及や性能向上で、リップ工法による岩掘削はその適用範囲が拡大されてきているが、地層面・割れ目の方向や傾斜等が掘削の難易に影響するので掘削する方向によ

っては、かなり適用範囲が違ってくる場合があるので注意する必要がある。

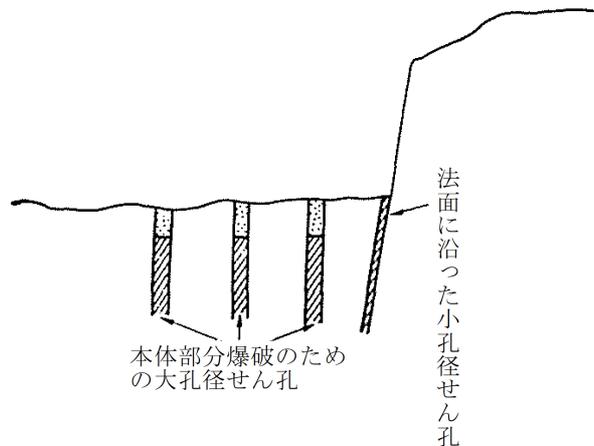


図-13.2.7 法面仕上げを同時に行う爆破法³⁾

また、法高が高く施工中にも小さい落石等の危険があると認められる場合には落石防護網を用いる。

仕上り法面の凹凸については、岩質によっても異なるがおよそ30cm程度までにすることが好ましい。

断層については、それが大きなものである場合は調査段階で判明し、その対策も十分立てられるが、施工中発見した断層についてはその大きさ、方向、断層破砕の程度、湧水の有無等を十分に調査し、大規模な崩壊につながるものかどうかを検討しなければならない。それが大規模な崩壊の誘因とならないと思われても、部分的な小さな崩壊が起こりやすいので、必要に応じてその部分に対してブロック等による張工又は積工及び水抜き等の処置を講ずる必要がある。

岩石の風化は岩質によって異なり、中には法面に露出することによって急速に進むものがあるので、このような場合はできるだけ早くコンクリートやモルタル吹付け等の工法を用いて防護すべきである。特に数種の岩が互層をなしている場合に、それが薄層であっても風化が速く進む岩（例えば凝灰質岩、泥岩、変質を受けた岩等）ではそこから表面の崩壊が起こり、かなり広範囲に法面を損傷することがあるので、その処置を疎かにすべきではない。

(エ) 土砂法面の施工

法面施工に当たっては、丁張に従って仕上げ面から余裕をもたせて本体を掘削し、その後法面を仕上げるのがよい。

地山が土砂の場合の法面施工に当たっては、図-13.2.6に示すような丁張に従って仕上げ面から余裕をもたせて本体を掘削し、その後人力やバックホウ等で仕上げる方法がよく用いられる（図-13.2.8）。

なお、植生工を施工する場合、法面の仕上げは多少の凹凸があった方がよいこともある。



図-13.2.8 切土法面の仕上げの状況

13.2.3 排水工

(1) 路面の排水

排水処理の良・不良が、施工の難易はもとより舗装の耐久性に影響を及ぼすので、施工中の排水処理はもちろんのこと、舗装完成後においても、排水不良が生じて舗装に悪影響を及ぼさないよう適切に処理する必要がある。

ア 表面排水

舗装施工中の雨水及び湧水は、施工条件を著しく悪化させるとともに、施工及び未施工部分の破壊の原因となるので、速やかに工事区域外に排除しなければならない。このために、あらかじめ保護シートや素掘り側溝等の仮排水施設を設ける等して、常に良好な施工条件を保つ必要がある。

イ 地下排水

路床、路盤の排水が悪いと、路床土や路盤材の強度が低下して支持力が減少するので、湧水等により排水不良となるおそれがある区間を発見したら、その原因を追求して、例えば、砂、栗石等による暗渠を設けたり、有孔管を敷設したりする等の処理を行う必要がある。また、処置を講じた後も注意深く観察することを忘れてはならない。

(2) 道路敷内外の排水（準備排水）

準備排水は、土工のうちで最も大切なものの一つであり、まず地山の大きな不陸を大型機械で均し、自然排水が容易な勾配に整形しなければならない。また、水が工事区域内に入らないように区域内の水と併せて素掘りの溝（トレンチ）、暗渠等で区域外に排水しなければならない。この際の排水末端は、隣接地へ影響を及ぼさないよう注意しなければならない。

切土の場合、切土部に流入する表流水を遮断するため、伐開除根の際周囲に適当なトレンチを設け、掘削するところに湛水しないようにし、工程の進捗とともにこのトレンチを移動させる。地形の低い場所で自然排水が不可能なときは、集水枘を設けポンプ排水する。切土の掘削作業は、地下水を遮断して水位を下げて土の乾燥を図ったのち開始するのが得策である。この場合のトレンチはできるだけ深いところが望まれる。トレンチの掘削は、工事用運搬道路の分も合わせて施工するよう配慮が必要である。

(3) 土取場・発生土受入地の排水

ア 土取場の排水

良好な積込み・運搬作業環境確保及び切取面の侵食・崩壊の防止のため、降雨、地下水・湧水等の排水処理を適切に行う。

表流水により、掘削面が泥ねい化して積み込みや運搬作業に支障をきたすとともに、土取り面が侵食して場合によっては崩壊を生じることがあるので、土取場には、排水を良くするため適切な素掘りの溝を設けるとともに、切取り面は自然乾燥を図るために南面に位置させるとか、季節風が一定方向から吹く地方では、この風による乾燥をも期待できるよう計画することが望ましい。

土取場においては降雨、湧水、地下水等の排水処理を適切に行い、特に積込み場所、運搬路の排水に注意しなければならない。

土取場の排水は、深い溝を掘って地下水を低下させるのが普通であり、溝の深さは地下水面よりも深くなければならない。この方法は砂質土の場合は有効であるが、粘性土の場合には、含水比の低下は余り期待できない。

なお、土取場の掘削は排水を考慮して常に上り勾配に進行するとよい。土取場内の運搬路も工事用道路と同様に側溝、横断排水管等を設け良好な状態に保たなければならない。

大規模な土取場の場合、掘削のために流水の方向や流域面積が変わり、既設の水路や河川等に影響を及ぼすおそれもあると考えられるので、あらかじめ必要に応じて排水溝、沈砂池等の防災対策を考慮しておかなければならない。

イ 発生土受入地の排水

降雨等によって受入土が滑動するおそれがないよう常に周到な排水処理を行う。

発生土受入地は、一般に山間部、低湿地等地形や地質の悪いところに設置されることが多く、土の扱いも粗雑になりやすいので、排水処理に十分注意しなければならない。

発生土受入地は、降雨等によって受入土が滑動するおそれがないよう常に周到な排水処理を行うことが必要である。発生土受入地に流入する地表面の水は、地下排水溝や暗渠等であらかじめ排除しておく。

また、発生土の受入れ作業中に水たまりができないように整地しながら行う。

発生土受入地の表面や法面の勾配が急な場合には、降雨等の際に表流水で土砂が流れ洗掘や崩壊が生じて、周辺へ流出しないよう、あらかじめ擁壁、土のう等による保護を行っておくとよい。

(4) 切土施工時の排水

切土施工時の排水は、以下に配慮する。

- ① 切土部は常に表面排水を考えて適切な勾配をとり、かつ切土面を滑らかに整形するとともに、雨水等が湛水しないように配慮する。
- ② 切り盛りの接続区間では、雨水等が盛土部に流入するのを防ぐために、切土と盛土の境界付近にトレンチを設ける。

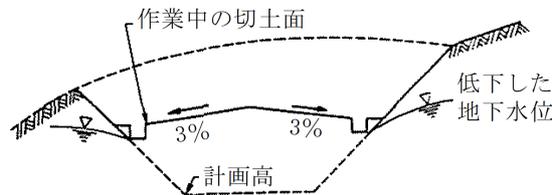
切土法面は気象条件によって種々の影響を受けるが、最も多いのは雨水の流下による侵食であり、集排水が十分であれば法面損傷防止に役立つ。したがって、法面の集排水設備や法面の保護は、なるべく早めに法面の仕上げを追いかけて施工する必要がある。特に、火山灰質（シラス等）地山の崩壊は、ほとんどが不完全な排水処理によって生じているので、排水工の位置を決定

する場合には十分な現地踏査が必要である。

切土部は常に表面排水を考え、**図-13.2.9**に示すように3%程度の勾配をとり、かつ切土面を滑らかに整形し、また雨水等が湛水しないように掘削断面の両側にトレンチを設け、このトレンチで雨水等を排除することが望ましい。

切り盛りの接続区間では、施工の途中で切土側から盛土側に雨水等が流れ込み、その境が泥ねい化しやすくなる。雨水等が盛土部に流入するのを防ぐためには、**図-13.2.10**に示すように、切土と盛土の境界付近にトレンチを設ける必要がある。また、このトレンチは地下排水溝に転用できることが多い。

地下水位の高い切取り部では、切土の各段階ごとにその水位を下げて材料の脱水をして乾燥を図るため、地下水のある側に十分な深さのトレンチを設けることが望ましい。法面付近に段階的に設けるトレンチは、徐々に集水を行って、切取りによる地下水位の急激な低下を防ぎ、工事中の法面崩壊を防止するためにも大いに役立つ。なお、地下水位を下げる場合、周辺の井戸、用水等への地下水の利用状況等を確認し、対策を考えてから工事を進める必要がある。



トレンチは切土作業に先行して切土法面に沿って掘削しておく

図-13.2.9 切土面の横断勾配³⁾

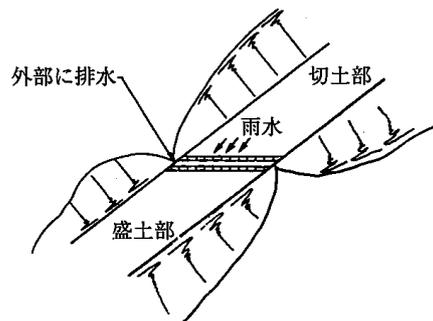


図-13.2.10 切り盛り境の素掘り排水溝の例³⁾

切土部の地質は、工事前の調査のみでは完全に把握できないので、切土作業中にもよく地質や湧水の状況を注意して観察し、排水工や法面保護工の必要性の有無を常に考えながら、対応策をとることが大切である。

(5) 構造物裏込め部の排水

構造物裏込め部に、雨水等が流入しないように仮排水溝等を設けて、施工中の排水に注意しなければならない。

構造物裏込め部は、降雨・融雪時の排水が不良になり湛水しやすいので、施工中の排水に注意しなければならない。また、融雪時には土砂が裏込め部に流入しないよう図-13.2.11 に示すように仮排水溝を設けたり、土のうを積んだり、小土堤等を築いておくとよい。

裏込め部に湛水しやすい場合には、仮排水路等を設けて、水を速やかに取り除くことが大切である。自然排水の不可能な箇所ではポンプ排水も考慮しなければならない。

裏込め完了後までかなり長期間放置する場合には、構造物の裏込め部に雨水等が流入しないよう処置する。

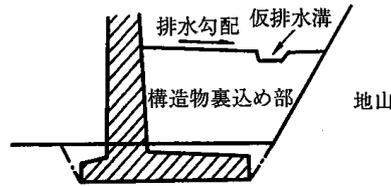


図-13.2.11 施工中の構造物裏込め部の排水処理の例³⁾

(6) 流末処理

排水の流末は、周辺に影響を及ぼさないよう適正に処理しなければならない。

山間部及び農村部の道路の排水は、極力河川あるいは排水路まで導くよう計画すべきである。この場合それぞれの管理者と事前に協議する必要がある。

市街地の道路の排水は、一般に下水道施設に放流される。したがって、その処理に当たっては、下水道管理者と十分調整を取る必要がある。

13.2.4 路床工

(1) 概要

構築路床の築造工法には、土、安定処理工法、置換え工法等がある。工法の選定においては、構築路床の必要とする CBR と計画高さ、土処分地及び良質土の有無等に配慮して決定する。

構築路床は、適用する工法の特徴を把握した上で現状路床の支持力を低下させないように留意しながら、所定の品質、高さ及び形状に仕上げる。

構築路床の施工終了後から舗装の施工までに相当の期間がある場合には、工事用車両の通過により仕上げ面が荒らされたり、降雨によって軟弱化や流出が生じたりするおそれがあるので、仕上げ面の保護や仮排水の設置等に配慮する必要がある。

工法の種類と概要は「7.5.5 軟弱路床に対する改良工法」を参照のこととし、以下に各工法の施工について述べる。

(2) 良質土による盛土の施工

盛土路床は、使用する盛土材の性質をよく把握した上で均一に敷き均し、過転圧による強度低下を招かないように十分に締め固めて仕上げる必要があり、以下の点に留意するとよい。

- ① 一層の敷均し厚さは、仕上がり厚で 20cm 以下を目安とする。
- ② 盛土路床施工後の降雨排水対策として、縁部に仮排水溝を設けておくことが望ましい。
- ③ 路床が切土の場合、表面から 30cm 程度以内に木根、転石等の路床の均一性を損なうものがある場合には、これらを取り除いて仕上げる。

(3) 安定処理工法の施工

安定処理工法による構築路床は、現状路床土と安定材を均一に混合し、締め固めて仕上げる。構築路床の安定処理は、一般に路上混合方式で行い、所定の締め固め度を得られることが確認できれば、全厚を一層で仕上げる。なお、中央プラントで現状路床土の安定処理を行い、処理した材料を盛土や置換え工法に用いることもある。以下に安定処理における配合設計の方法と施工について示す。

ア 配合設計

構築路床における安定処理の配合設計は、安定材の添加量と CBR の関係から目標とする CBR に対応する安定材の添加量を求め、この量に割増率を乗じたものを設計添加量とする割増率方式と、目標とする CBR に安全率を乗じたものに対応する安定材の添加量を設計添加量とする安全率方式がある。以下に配合設計上の留意点について示す。

(ア) 目標とする CBR

目標とする CBR は、舗装の構造設計によって与えられる。

(イ) 試料

配合設計に使用する試料は、安定処理対象区間の代表的なものを使用する。含水比が特に大きく変化する場所では、それぞれの地点の試料を採取し、各々について配合設計を行う。

(ウ) 安定材

安定処理の対象が、砂質系材料の場合にはセメントが、粘性土の場合には石灰が、一般に有効である。また、セメント系安定材、石灰系安定材等の各種の安定材も開発されており、材料の選定に当たっては、安定処理の効果を室内実験等で確認し、経済性や施工性を考慮して決定するとよい。

なお、セメント及び石灰には、市街地等における施工時の粉塵抑制を目的としたものもあるので、施工状況に応じて使用を検討するとよい。

(エ) 供試体の作製方法及び CBR 試験方法

供試体の作製方法及び CBR 試験方法は「第 2 章 調査 2.2.2 地質・土質調査 (2) 舗装工 イ CBR 試験」を参照する。

ただし、路床土が極めて軟弱で突固めが困難な場合には、舗装試験便覧に示される「締め固めをとまわらない安定処理土の CBR 試験方法」を参照する。なお、安定材に生石灰を用いる場合の供試体作製は、いったん混合したのち 3 時間以上適当な覆いをかぶせて放置し、生石灰が消化してから再び混合して突き固める。

(オ) 配合設計における安定材の添加量

配合設計における安定材の添加量は、セメント又は石灰の適当と予測される添加量を中心に数%ずつ変化させた 3 点を標準とする。

(カ) 安定材の添加量の割増率

割増率方式における安定材の添加量の割増率は、現状路床土の土質・含水比、混合比、施工時期等を考慮して決めるが、一般に処理厚 50cm 未満の場合は 15~20%、処理厚 50cm 以上の場合は砂質土で 20~40%、粘性土で 30~50% の範囲とする。

(キ) 割増率方式による安定材の設計添加量を求める方法の例

図-13.2.12 の曲線①において安定処理後の路床土の目標 CBR を 12 とした場合の添加量は $a\%$ となり、割増率を 20% とすれば設計添加量は $a \times (1 + 0.2) = 1.2a\%$ となる。曲線②は、

目標 CBR を 8 とした場合のもので、割増率を 30% (砂質土) とすれば設計添加量は 1.3b% となる。安定材の添加量が極めて多く不経済となる場合には、目標とする CBR を下げて処理厚を大きくする等の変更を検討する。

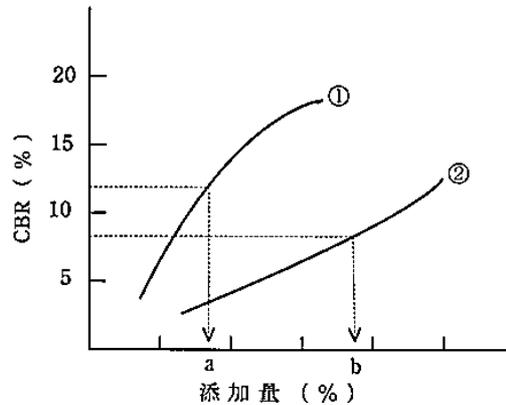


図-13.2.12 安定剤の添加量と CBR⁵⁾

(ク) 安定処理土の六価クロム溶出量の確認

セメント及びセメント系安定材を使用した安定処理土は、「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領(案)」(国土交通省 平成13年4月)に基づき、六価クロムの溶出量が土壤環境基準(環境省 平成3年8月)に適合していることを確認する。

イ 施工

安定処理の一般的な施工手順及び施工上の留意点を以下に示す。

- ① 安定材の散布に先立って現状路床の不陸整正や、必要に応じて仮排水溝の設置等を行う。
- ② 所定量の安定材を散布機械又は人力により均等に散布する。
- ③ 散布が終わったら、適切な混合機械を用いて所定の深さまで混合する。混合中は混合深さの確認を行い、混合むらが生じた場合には再混合する。
- ④ 粒状の生石灰を用いる場合には、一回目の混合が終了したのち仮転圧して放置し、生石灰の消化を待ってから再び混合する。ただし、粉状の生石灰(0~5mm)を使用する場合は、一回の混合で済ませてもよい。
- ⑤ 散布及び混合に際して粉塵対策を施す必要がある場合には、防塵型の安定材を用いる、シートを設置する等の対策をとる。
- ⑥ 混合終了後、タイヤローラ等による仮転圧を行う。次に、ブルドーザやモータグレーダ等により所定の形状に整形し、タイヤローラ等により締め固める。軟弱で締め固め機械が入れない場合には、湿地ブルドーザ等で軽く転圧を行い、数日間養生後、整形してタイヤローラ等で締め固める。なお、厚層で締め固める場合には、振動ローラを用いるとよい。

(4) 置換工法及び凍上抑制層の施工

置換工法及び凍上抑制層は、原地盤を所定の深さまで掘削し、掘削面以下の層をできるだけ乱さないように留意しながら、良質土又は凍上抑制効果のある材料を敷き均し、締め固めて仕上げる。

置換工法及び凍上抑制層の一層の敷均し厚さは、仕上がり厚で20cm以下を目安とする。

13.2.5 下層路盤工

(1) 概要

下層路盤の築造工法には、粒状路盤工法、セメント安定処理工法及び石灰安定処理工法がある。下層路盤の施工は、所定の仕上がり厚さが得られるように各路盤材料を均一に敷き均し、所定の締固め度が得られるまで締め固め、かつ、所定の形状に平たんに仕上げる。

工法の種類と概要は「7.6.9 下層路盤」を参照のこととし、以下に各工法の施工について述べる。

(2) 粒状路盤の施工

粒状路盤の施工に当たっては、特に材料分離に留意しながら粒状路盤材料を均一に敷き均し、締め固めて仕上げる。一層の仕上がり厚さは20cm以下を標準とし、敷均しは一般にモータグレーダで行う。転圧は一般に10～12tのロードローラと8～20tのタイヤローラで行うが、これらと同等以上の効果がある振動ローラを用いてもよい。なお、一層の仕上がり厚さが20cmを超える場合において、所要の締固め度が保証される施工方法が確認されていれば、その仕上がり厚さを用いてもよい。以下に施工上の留意点を示す。

ア 粒状路盤材料が乾燥しすぎている場合は、適宜散水し、最適含水比付近の状態に締め固める。

イ 締固め前に降雨等により、粒状路盤材料が著しく水を含み締固めが困難な場合には、晴天を待って曝気乾燥を行う。

(3) セメント、石灰安定処理路盤の施工

下層路盤の安定処理は、骨材と安定材とを均一に混合したのち、締め固めて仕上げる。以下に安定処理の配合設計と施工を示す。

ア 配合設計

セメント及び石灰による安定処理工法の配合設計は、安定材の添加量と一軸圧縮強さとの関係から所定の強度に対応する添加量を求め、これを設計添加量とする。ただし、中央混合方式による場合で、同一の材料と配合とによって、良好な結果を得ている過去の配合を利用する場合には、配合設計を省略することができる。以下に配合設計方法及び留意点を示す。

(ア) 安定材及び骨材

下層路盤安定処理の骨材及び安定材については「第7章 路床及び舗装の設計 7.6.9 下層路盤 (2)セメント安定処理工法 (3)石灰安定処理工法」を参照する。

(イ) 供試体作製方法及び一軸圧縮試験方法

供試体作製時の含水比は、骨材に相当と予測される添加量の安定材を加えたもので求めた最適含水比とする。一軸圧縮試験方法は、「舗装調査・試験法便覧」((公社)日本道路協会 平成31年3月)を参照する。

(7) 配合設計における安定材の添加量

セメント、石灰の添加量は、適当と予想した量を中心に1～2%変化させた3～4点で一軸圧縮強度試験を実施して決定する。

(エ) 安定材の設計添加量の求め方

安定材の設計添加量は一軸圧縮強さとの関係から、表-7.6.14に示す所定の一軸圧縮強さに対応した添加量とする。路上混合方式による場合は、必要に応じて15～20%の範囲で割増した値を設計添加量とする。

ただし、配合設計によって得られた設計添加量が少なすぎると混合の均一性が悪くなるので、中央混合方式では2%、路上混合方式では3%を下限とする場合が多い。

図-13.2.13には、下層及び上層路盤において、セメント、石灰を用いて安定処理した場合の安定材添加量を求めるための添加量と一軸圧縮強さとの関係例を示す。

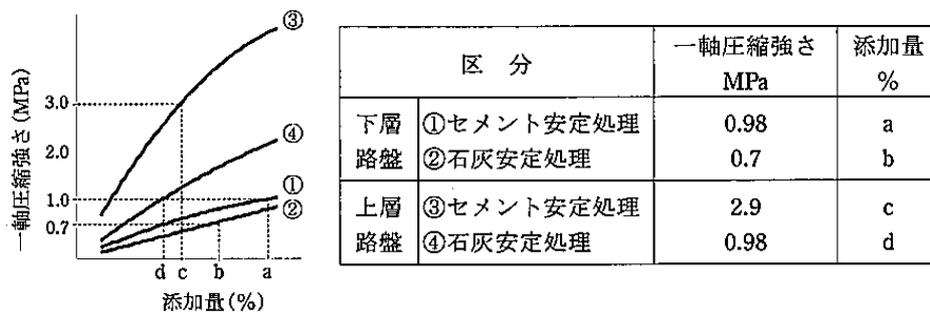


図-13.2.13 安定材の添加量と一軸圧縮強さ (アスファルト舗装の場合の例)⁵⁾

(オ) 安定処理路盤材料の六価クロム溶出量の確認

セメント及びセメント系安定材を使用した安定処理路盤材料は、「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領(案)」(国土交通省 平成13年4月)に基づき、六価クロムの溶出量が土壤環境基準(環境省 平成3年8月)に適合していることを確認する。

イ 施工

路上混合方式によるセメント及び石灰安定処理工法の一般的な施工手順及び施工上の留意点を以下に示す。

- ① 施工に先立ち、在来砂利層等をモータグレーダのスカリファイア等で所定の深さまでかき起こし、必要に応じて散水を行い、含水比を調整したのち整正する。
- ② 地域産材料や補足材を用いる場合は、整正した在来砂利層等の上に均一に敷き広げる。
- ③ 安定材の散布、骨材との混合は、「13.2.4 路床工 (3) 安定処理工法の施工 イ 施工」に準じて行う。
- ④ 混合が終わったらモータグレーダ等で粗均しを行い、タイヤローラで軽く締め固める。次に、再びモータグレーダ等で所定の形状に整形し、舗装用ローラで所定の締め固め度が得られるまで転圧する。転圧には二種類以上の舗装用ローラを併用すると効果的である。
- ⑤ 一層の仕上がり厚は、15～30cmを標準とする。
- ⑥ 締め固め終了後直ちに交通開放しても差し支えないが、含水比を一定に保つとともに表面を保護する目的で、必要に応じてアスファルト乳剤等を散布するとよい。

- ⑦ 路上混合方式の場合、前日の施工端部を乱してから新たに施工を行う。ただし、日時をおくと施工、継目にひび割れを生じることがあるので、できるだけ早い時期に打ち継ぐことが望ましい。中央混合方式の場合の施工継目は、本章の「13.2.6 上層路盤工 (3)セメント、石灰安定処理路盤の施工」を参照する。

13.2.6 上層路盤工

(1)概要

上層路盤の築造工法には、粒度調整工法、セメント安定処理工法、石灰安定処理工法、瀝青安定処理工法及びセメント・瀝青安定処理工法がある。上層路盤の施工は、所定の仕上がり厚さが得られるように上層路盤材料を均一に敷き均し、所定の締固め度が得られるまで締め固め、かつ、所定の形状に平たんに仕上げる。なお、コンクリート舗装においては、型枠の設置やスリップフォームペーパーの走行に支障がないよう、コンクリート版縦縁部付近の路盤の締固めと平たん性に留意する。

工法の種類と概要は「7.6.8 上層路盤」を参照のこととし、以下に各工法の施工について述べる。

(2)粒度調整路盤の施工

粒度調整路盤は、材料分離に留意しながら粒度調整路盤材料を均一に敷き均し、締め固めて仕上げる。粒度調整路盤の一層の仕上がり厚は15cm以下を標準とするが、振動ローラを用いる場合は上限を20cmとすることができる。なお、一層の仕上がり厚さが20cmを超える場合において所要の締固め度が保証される施工方法が確認されていれば、その仕上がり厚さを用いてもよい。粒度調整路盤材料の敷均し及び締固めは「13.2.5 下層路盤工 (2)粒状路盤の施工」に準ずる。

(3)セメント、石灰安定処理路盤の施工

上層路盤におけるセメント安定処理又は石灰安定処理は、安定処理路盤材料を中央混合方式又は路上混合方式により製造し、均一に敷き均した後、締め固めて仕上げる。以下に配合設計の方法と施工について示す。

ア 配合設計

配合設計は、「13.2.5 下層路盤工 (3)セメント、石灰安定処理路盤の施工」を参照する。安定材の設計添加量は一軸圧縮強さとの関係から、表-7.6.10に示す所定の一軸圧縮強さに対応した添加量とする。また、セメント及びセメント系安定材を使用した安定処理路盤材料は、「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領(案)」(国土交通省 平成13年4月)に基づき、六価クロムの溶出量が土壤環境基準(環境省 平成3年8月)に適合していることを確認する。

イ 施工

セメント安定処理及び石灰安定処理路盤の施工は、「13.2.5 下層路盤工 (2)粒状路盤の施工 (3)セメント、石灰安定処理路盤の施工」に準ずる。ただし、以下の点に留意する。

- ① 一層の仕上がり厚は10~20cmを標準とするが、振動ローラを使用する場合は30cm以下で所要の締固め度が確保できる厚さとしてもよい。
- ② 敷き均した路盤材料は、速やかに締め固める。なお、セメント安定処理の場合は、硬化が始まる前までに締固めを完了することが重要である。

- ③ 石灰安定処理路盤材料の締固めは、最適含水比よりやや湿潤状態で行うとよい。
- ④ 締固め終了後直ちに交通開放しても差し支えないが、含水比を一定に保つとともに表面を保護する目的で必要に応じてアスファルト乳剤等をプライムコートとして散布するとよい。
- ⑤ 横方向の施工継目は、セメントを用いた場合は施工端部を垂直に切り取り、石灰を用いた場合は前日の施工端部を乱して、各々新しい材料を打ち継ぐ。また、縦方向の施工継目は、あらかじめ仕上がり厚さに等しい型枠を設置し、転圧終了後取り去るようにする。新しい材料を打ち継ぐ場合は、日時をおくと施工継目にひび割れを生じることがあるので、できるだけ早い時期に打ち継ぐことが望ましい。

(4) 瀝青安定処理路盤の施工

瀝青安定処理路盤は、瀝青安定処理路盤材料を均一に敷き均し、締め固めて仕上げる。以下に配合設計の方法と施工について示す。

ア 配合設計

瀝青安定処理工法においては、マーシャル安定度試験又は経験により設計アスファルト量を決定する。マーシャル安定度試験による場合は表-7.6.10に示す基準値の範囲で経済性を考慮して決める。なお、経験に基づき設計アスファルト量を決定する場合には、マーシャル安定度試験による配合設計を省略してもよい。

イ 施工

ここでは、最も一般的な加熱混合方式により製造した加熱アスファルト安定処理路盤材料の施工について述べる。加熱アスファルト安定処理路盤材料の製造、運搬、施工は、「13.2.8 加熱アスファルト混合物の施工」に準じて行う。施工方法には、一層の仕上がり厚が10cm以下の「一般工法」とそれを超える「シックリフト工法」とがある。以下にそれぞれの施工上の留意点について示すが、シックリフト工法を採用するに当たっては、過去の実績や与えられた条件等を勘案して敷均し厚さや施工方法を慎重に決定する。

なお、加熱アスファルト安定処理路盤の施工に際して、下層の路盤面にプライムコートを施す必要があるが、これについては「13.2.7 プライムコート」を参照する。

(ア) 一般工法

- ① 加熱アスファルト安定処理路盤材料は、基層及び表層用混合物に比べてアスファルト量が少ないため、余り混合時間を長くするとアスファルトの劣化が進むので注意しなければならない。
- ② 混合性をよくするためにフォームドアスファルトを用いることもある。
- ③ 敷均しには、一般にアスファルトフィニッシャを用いるが、まれにブルドーザやモータグレーダ等を用いることもある。ただし、アスファルトフィニッシャ以外で敷き均す場合は、材料の分離に留意する。

(イ) シックリフト工法

- ① 敷均し時の混合物温度は、一般工法と同様に110℃を下回らないようにする。
- ② 敷均し作業は連続的に行う。特に、敷均し厚さが厚くなることから、時間当たりの混合物使用量が多くなるため、アスファルトプラントの製造能力に配慮する。
- ③ 敷均しには、アスファルトフィニッシャのほかにブルドーザやモータグレーダを用いることがある。ブルドーザやモータグレーダにより敷き均した場合は、敷き均した混合

物が緩んだ状態にあり不陸を生じやすいので、初転圧に先立ち軽いローラ等を用いて仮転圧を行っておくとよい。

- ④ 側方端部は温度降下が速いため、最初に締固めを行う。側方端部を拘束するものがない場合は、締固めにより混合物が横にずれることのないようにタンパ等の小型の締固め機械で締め固めるとよい。型枠や構造物等で拘束される場合には、振動ローラ等で締め固める。
- ⑤ 施工厚さが厚いために混合物の温度が低下しにくく、締固め終了後早期に交通開放を行うと初期にわだち掘れが発生しやすい。やむを得ず早期に交通開放する場合には、舗設後冷却する等の処置が必要である。また、早期に交通開放するために中温化技術の適用を検討するとよい。なお、夏期の高気温時に交通開放した場合には、わだち掘れの発生を防止することが難しいので、この時期の施工はできるだけ避けることが望ましい。

(5) セメント・瀝青安定処理路盤の施工

セメント・瀝青安定処理路盤は、安定処理路盤材料を路上混合方式又は中央混合方式により製造し、材料分離に留意しながら均一に敷き均し、締め固めて仕上げる。以下に配合設計の方法と施工について示す。

ア 配合設計

セメント・瀝青安定処理工法の配合設計は、「舗装再生便覧」((公社)日本道路協会 平成22年12月)に準じて行う。

イ 施工

セメント・瀝青安定処理路盤の施工は「舗装再生便覧」((公社)日本道路協会 平成22年12月)を参照する。

(6) 切込み砕石(クラッシュラン工法)

- ① 材料の敷均し、転圧及び仕上げは粒度調整工法に準じて行う。
- ② 骨材の分離が著しく、落着かない箇所は、新しい材料で入れ替え、転圧して仕上げることを望ましい。なお、細粒分が少なく落着きの悪い場合は、スクリーニングスを散布し転圧するが、これらが層をなさないように少しずつ一様に散布しながら転圧して仕上げる。

13.2.7 プライムコート

(1) 概要

プライムコートは、路盤(瀝青安定処理を除く)を仕上げた後、速やかに瀝青材料を所定量均一に散布して養生する。

(2) 使用材料及び標準使用量

プライムコートには、通常、アスファルト乳剤(PK-3)を用いるが、これ以外に路盤への浸透性を特に高めた専用の高浸透性乳剤(PK-P)を使用することもある。これらの材料の散布量は一般に1~20/m²が標準である。

(3) 施工上の留意点

- ① 寒冷期等においては、養生期間を短縮するため加温して散布するとよい。
- ② 散布したアスファルト乳剤の施工機械等への付着及びはがれを防止するため、必要最小限の砂(通常100m²当たり0.2~0.5m³)を散布するとよい。
- ③ 瀝青材料が路盤に浸透せず厚い皮膜を作ったり、養生が不十分だったりする場合には、上

層の施工時にブリージングが起きたり、層の間でずれて上層にひび割れを生じたりすることがあるので留意する。

13.2.8 加熱アスファルト混合物の施工

(1) 概要

基層及び表層における、加熱アスファルト混合物の施工の良否は、舗装の供用性に大きな影響を与えるため、施工管理を適切に行い平たんに仕上げる。表層及び基層用混合物の舗設は、所定の温度で行い、特に次の点に留意する。

- ① 敷均しに当たっては材料分離を防止する。
- ② 所定の締固め度が得られるように転圧する。
- ③ 縦横断形状を正しく仕上げる。

加熱アスファルト混合物は、混合所において適切な温度管理、品質管理の下で製造し、運搬車で舗設現場に運搬する。なお、加熱アスファルト混合物の製造・運搬については、「アスファルト混合所便覧」((公社)日本道路協会 平成8年10月)を参照する。

(2) 舗設準備

混合物の敷均しに先立って、以下の点に留意し、必要な機械器具の点検整備や、舗設前の路盤又は基層の点検、清掃を行う。

- ① 施工中支障がないように、必要な機械器具の数量・状態、予備品の有無等を調べる。
- ② 混合物を舗設する前の、路盤又は基層表面のごみ、泥、浮き石等を取り除く。また、路盤に欠陥が生じている場合には手直しを行う。

(3) タックコート

タックコートは、瀝青材料を所定量均一に散布して養生する。

ア タックコートの目的

タックコートは、新たに舗設する混合物層とその下層の瀝青安定処理層、中間層、基層との接着、及び継目部や構造物との付着をよくするために行う。

イ 使用材料及び標準使用量

タックコートには、通常、アスファルト乳剤 (PK-4)を用いる。なお、ポーラスアスファルト混合物、開粒度アスファルト混合物や改質アスファルト混合物を舗設する場合、さらに橋面舗装等、層間接着力を特に高める必要がある場合には、ゴム入りアスファルト乳剤 (PKR-T) が用いられる。これらの材料の散布量は一般に $0.3 \sim 0.6 \text{ l/m}^2$ が標準である。

ウ 施工上の留意点

- ① 寒冷期の施工や急速施工の場合、瀝青材料散布後の養生時間を短縮するために以下の方法等を採用することがある。
 - ・アスファルト乳剤を加温して散布する方法
 - ・ロードヒータにより加熱する方法
 - ・所定の散布量を2回に分けて散布する方法
- ② コンクリート版の表面に施工する場合には、コンクリート舗装の接着層に使用する材料を用いることもある。
- ③ タックコート面の保護や、乳剤による施工現場周辺の汚れを防止する場合、以下のもの等を使用することもある。

- ・乳剤散布装置を搭載したアスファルトフィニッシャ
- ・運搬車両や舗設機械のタイヤに付着しにくい乳剤

(4) 敷均し

混合物は所定の厚さが得られるように、通常アスファルトフィニッシャにより敷き均す。フィニッシャが使用できない箇所等においては、人力によって行う。なお、施工に当たっては以下の点に留意する。

- ① 敷均し時の混合物の温度は、アスファルトの粘度にもよるが、一般に 110°C を下回らないようにする。
- ② 敷均し作業中に雨が降り始めた場合には、敷均し作業を中止するとともに、敷き均した混合物を速やかに締め固めて仕上げる。
- ③ 寒冷期の敷均しは「(9) 寒冷期における舗設」を参照する。

(5) 締め固め

混合物は、敷均し終了後、所定の密度が得られるように締め固める。締め固め作業は、継目転圧、初転圧、二次転圧及び仕上げ転圧の順序で行う。一般に、ロードローラの作業速度は 2～6 km/h、振動ローラは 3～8 km/h、タイヤローラは 6～15 km/h であるが、試験施工、過去の実績等により定めるとよい。

ローラは、一般にアスファルトフィニッシャ側に駆動輪を向けて、横断勾配の低い方から高い方へ向かい、順次幅寄せしながら低速かつ等速で転圧する。ロードローラによる転圧方法の一例を図-13.2.14 に示す。

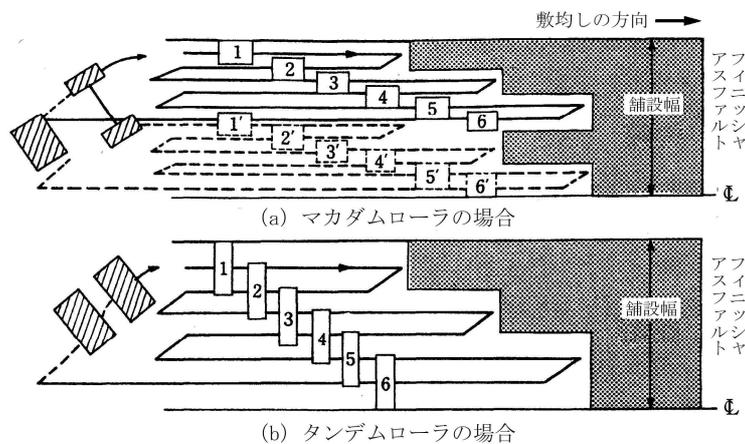


図-13.2.14 ロードローラによる転圧方法の一例⁵⁾

なお、中温化技術により施工性を改善した混合物を使用する場合や、締め固め効果の高いローラを使用する場合等の転圧温度については、所定の締め固め度が得られる範囲で、適切な温度を設定するとよい。

〔注〕中温化技術とは、加熱アスファルト混合物を製造する過程で特殊添加剤を加えることや、フォームドアスファルトを使用すること等により、従来よりも低い温度でアスファルト混合物の製造・施工を行う技術のことである。

ア 初転圧

- ① 初転圧は、一般に 10～12t のロードローラで 2 回（1 往復）程度行う。
- ② 初転圧は、ヘアクラックの生じない限りできるだけ高い温度で行う。初転圧温度は一般

に110～140℃である。

- ③ ローラへの混合物の付着防止には、少量の水、切削油乳剤の希釈液、軽油等を噴霧器等で薄く塗布するとよい。なお、軽油等は、アスファルト混合物をカットバックする性質を持っているため、必要に応じて非石油系の付着防止剤を使用することがある。

イ 二次転圧

- ① 二次転圧は、一般に8～20tのタイヤローラで行うが、6～10tの振動ローラを用いることもある。
- ② タイヤローラによる混合物の締固めは、交通荷重に似た締固め作用により、骨材相互のかみ合わせをよくし、深さ方向に均一な密度が得やすい。
- ③ 荷重、振動数及び振幅が適切な振動ローラを使用する場合は、タイヤローラを用いるよりも少ない転圧回数で所定の締固め度が得られる。ただし、振動ローラによる転圧では、転圧速度が速すぎると不陸や小波が発生する。また、遅すぎると過転圧になることもあるので、転圧速度に注意する。
- ④ 二次転圧の終了温度は一般に70～90℃である。

ウ 仕上げ転圧

- ① 仕上げ転圧は、不陸の修正、ローラマークの消去のために行うものであり、タイヤローラあるいはロードローラで2回（1往復）程度行うとよい。
- ② 二次転圧に振動ローラを用いた場合には、仕上げ転圧にタイヤローラを用いることが望ましい。
- ③ 仕上げた直後の舗装の上には、長時間ローラを停止させないようにする。

エ 締固め時の混合物の観察

- ① 初転圧時の温度が高過ぎると、混合物の落ちつき具合が悪くなる。
- ② ローラの線圧過大、転圧温度の高過ぎ、過転圧等の場合、ヘアクラックが多くみられることがある。

(6) 継目

継目の施工に当たっては、継目又は構造物との接触面をよく清掃したのち「(3)タックコート」に準じてタックコートを施工後、敷き均した混合物を締め固め、相互に密着させる。

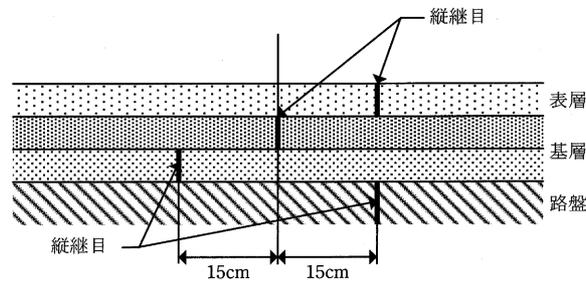
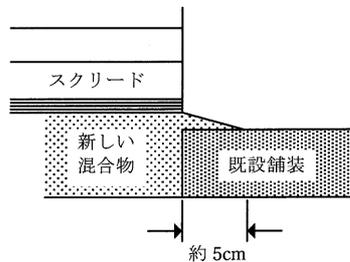
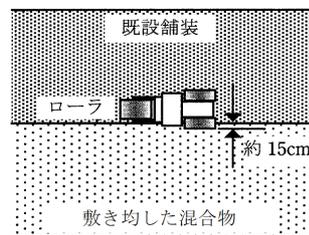
施工継目や構造物との接合部では、締固めが不十分となりがちとなる。所定の締固め度が得られない場合には、不連続となり弱点となりやすいので、施工継目はできるだけ少なくなるように計画する。継目は、その方向により横継目と縦継目とがある。

ア 横継目

- ① 横継目は施工の終了時、又はやむを得ず施工を中断したとき、道路の横断方向に設ける継目で、仕上がりの良否が走行性に直接影響を与えるので、平たんに仕上げるように留意する。
- ② 舗設作業をやむを得ず長時間中断するときは、敷均しの終わった端まで転圧を完了させておく。
- ③ 施工中断時又は終了時の継目は、横断方向にあらかじめ型枠を置いて、所定の高さに仕上げる。
- ④ 既設舗装の補修・延伸の場合を除いて、下層の継目の上に上層の継目を重ねないようにする。

イ 縦継目

- ① 縦継目は道路幅員を車線数に分けて施工する場合に道路中心線に平行に設ける継目である。締固めが十分でないと、継目部の開きや縦ひび割れ等が生じやすい。
- ② 表層の縦継目の位置は、原則としてレーンマークに合わせるようにする。
- ③ 各層の継目の位置は、既設舗装の補修・拡幅の場合を除いて、下層の継目の上に上層の継目を重ねないようにする（図-13.2.15 参照）。また、縦継目は、上・下層とも車輪の走行位置直下にしないようにする。
- ④ 縦継目部は、レーキ等で粗骨材を取り除いた新しい混合物を、既設舗装に 5 cm 程度重ねて敷き均し（図-13.2.16 参照）、直ちにローラの駆動輪を 15cm 程度かけて転圧する（図-13.2.17 参照）。
- ⑤ ホットジョイントの場合は、縦継目側の 5～10cm 幅を転圧しないでにおいて、この部分を後続の混合物と同時に締め固める。

図-13.2.15 各層縦継目の一例⁵⁾図-13.2.16 縦継目の重ね合わせ⁵⁾図-13.2.17 縦継目の転圧⁵⁾

(7) 交通開放温度

転圧終了後の交通開放は、舗装表面の温度がおおむね 50℃で以下となってから行う。交通開放時の舗装の温度は、舗装の初期のわだち掘れに大きく影響するが、表面の温度を 50℃以下とすることにより、交通開放初期の舗装の変形を小さくすることができる。

夏期や夜間作業等で作業時間が制約されている場合には、以下の対策を施すとよい。

- ① 舗装の冷却時間を考慮した舗設作業時間を検討する。
- ② 舗装冷却機械等による強制的な冷却により、舗装の温度を早期に低下させる方法を検討する。
- ③ 通常の混合物よりも低い温度で、製造・施工が行える中温化技術の適用を検討する。

(8) 改質アスファルト混合物の舗設

改質アスファルト混合物の舗設は、基本的には通常の加熱アスファルト混合物と同様にして行う。

ただし、通常の加熱アスファルト混合物に比べて、より高い温度で舗設を行う場合が多いので、特に温度管理に留意して速やかに敷均しを行い、締め固めて仕上げる。以下に施工上の留意点を示す。

- ① 改質アスファルト混合物の望ましい舗設温度は、製品により異なるので、詳細は製造メーカーの仕様を参照のこと。
- ② 改質アスファルト混合物の敷均しは、原則としてアスファルトフィニッシャーを用い、混合物が適切な温度を保持している内に速やかに行う。
- ③ 締め固めは、初転圧に10t以上のロードローラを、二次転圧に12t以上のタイヤローラ又は6～10tの振動ローラを用いることが望ましく、可能な範囲で大型のローラを使用するとよい。
- ④ ローラへの混合物の付着防止には、水に付着防止剤を添加するか、軽油等を噴霧器等で薄く塗布するとよい。
- ⑤ コールドジョイント部は、温度が低下しやすく締め固め不足になりやすいため、ガスバーナ等の使用により、直前に過加熱に注意しながら既設舗装部分を加熱しておくことよい。
- ⑥ 寒冷期において気温5℃以下の場合、あるいは、5℃以上であっても風の強い場合には「(9)寒冷期における舗設」を参照するほか、ローラの台数を増やしたりするとよい。

(9) 寒冷期における舗設

寒冷期に加熱アスファルト混合物を舗設すると、混合物温度の低下が早く、所定の締め固め度が得られにくい。やむを得ず5℃以下の気温で舗設する場合には、現場状況に応じて次の方法を組み合わせる等して、所定の締め固め度が得られることを確認した上で舗設を行う。

- ① 舗設現場の状況に応じて、混合物製造時の温度を普通の場合より若干高めとする。ただし、アスファルトの劣化を避けるため、混合物の温度は必要以上に上げないように留意する。
- ② 混合物温度が低下しても、良好な施工性が得られる中温化技術を必要に応じて使用することもある。なお、この場合には混合温度の低減は行わない。
- ③ 混合物の運搬に当たっては、連搬車の荷台に帆布を2～3枚重ねて用いたり、特殊保温シートを用いたり、木枠を取り付けたりする等、運搬中の保温方法の改善を行うとよい。
- ④ 瀝青材料を散布する場合には、散布しやすくするために瀝青材料の性質に応じて、加温しておくことが望ましい。その他は「(3)タックコート」を参照する。
- ⑤ 敷均しに際しては連続作業に心掛け、局部加熱に注意しながらアスファルトフィニッシャーのスクリードを断続的に加熱するとよい。
- ⑥ 締め固めに際しては、以下の点に留意する。
 - ・ 転圧作業のできる最小範囲まで、混合物の敷均しが進んだら、直ちに締め固め作業を開始する。初転圧時のヘアクラックを少なくするためには、線圧の小さいローラを用いるとよい。
 - ・ ローラへの混合物の付着防止には、水を用いず、軽油等を噴霧器で薄く塗布するとよい。
 - ・ コールドジョイント部は、温度が低下しやすく締め固め不足になりやすいため、直前に過加熱に注意しながらガスバーナ等を使用して、既設舗装部分を加熱しておくことよい。

13.2.9 コンクリート版の施工

(1) 概要

コンクリート版の施工は、適切な施工計画を立て、所要の出来形と品質及び性能を確保するように行う必要がある。施工の良否は、コンクリート版の強度、目地の挙動、平たん性等に与える影響が大きいので、適切な施工管理が重要である。ここでは、普通コンクリート版の施工について、セットフォーム工法及びスリップフォーム工法といった機械施工や、簡易な施工機械及び人力による施工法について、具体的な舗設方法と留意事項、初期及び後期養生の方法、暑中及び寒中施工における対策、初期ひび割れについての対策等を示す。

なお、簡易な施工機械及び人力による施工法が適切となる場合の目安は、おおむね以下のとおりであるが、その場合も機械化施工の場合と同様に、所要の出来形と品質及び性能が得られるよう施工を行う。

- ① 施工規模：施工延長 200m 程度以下、日施工量 300m² 程度以下、施工幅員 3 m 程度以下
- ② 区間特性：目地割りが複雑で人孔等が多くある場合
- ③ 構造特性：鉄筋コンクリート版であるような場合

(2) コンクリートの製造と運搬

ア 製造

舗装に用いるコンクリートは、レディーミクストコンクリートを利用する場合と、現場に設置した専用プラントで製造する場合とがある。一般的には前者による場合が多いので、施工においては、所定の品質のコンクリートを円滑に出荷できる JIS 表示許可工場を選定するとよい。また、コンクリートの製造は、作業標準に従い、所定の品質基準の範囲に入るように行う必要があり、以下の点に留意する。

- ① コンクリートプラントは、使用開始前に性能検査を行う。性能検査では、計量器検査、練混ぜ検査、品質管理体制の確認等を行う。ただし、コンクリートプラントが JIS 表示許可工場の場合は、定期的に性能検査が行われているので、工事ごとに性能検査を行う必要はない。
- ② コンクリートの製造量は、路盤面あるいはアスファルト中間層上面及びコンクリート版面の、仕上がり高さの誤差等によるコンクリートのロスとして、版厚に応じて設計量よりも 3～4% 程度余分に見込む必要がある。
- ③ コンクリートの配合やワーカビリティは、コンクリート版の種類や舗設方法に応じて適切なものを選定する。例えば、セットフォーム工法やスリップフォーム工法と、転圧工法とでは配合やワーカビリティがそれぞれ異なる。

イ 運搬

コンクリートの運搬は、よく清掃した運搬車を用い、材料分離が生じないように行う必要があり、以下の点に留意する。

- ① 一般に、スランプ 5 cm 未満の硬練りコンクリート及び転圧コンクリートの運搬はダンプトラックで行い、スランプ 5 cm 以上のコンクリートの運搬はアジテータトラックで行う。
- ② コンクリートの練混ぜから、舗設開始までの時間の限度の目安は、ダンプトラックによる運搬の場合で約 1 時間以内、アジテータトラックによる運搬の場合で約 1.5 時間以内とする。

(3) 普通コンクリート版の施工

普通コンクリート版の施工は、荷下ろし、敷均し、鉄網及び縁部補強鉄筋の設置、締固め、荒仕上げ、平たん仕上げ、粗面仕上げ、養生の順に各作業をバランスよく連続的に行い、所要の出来形と品質及び性能が得られるように仕上げる。

普通コンクリート版の機械施工には、セットフォーム工法又はスリップフォーム工法の適用が可能である。鉄網を用いる場合は、セットフォーム工法で行うことが多く、その場合の施工工程の例を図-13.2.18に示す。なお、スリップフォーム工法の場合でも施工工程はほぼ同様であるが、鉄網及び縁部補強鉄筋の設置方法には工夫を要するので、これらを用いない場合の施工に適する。

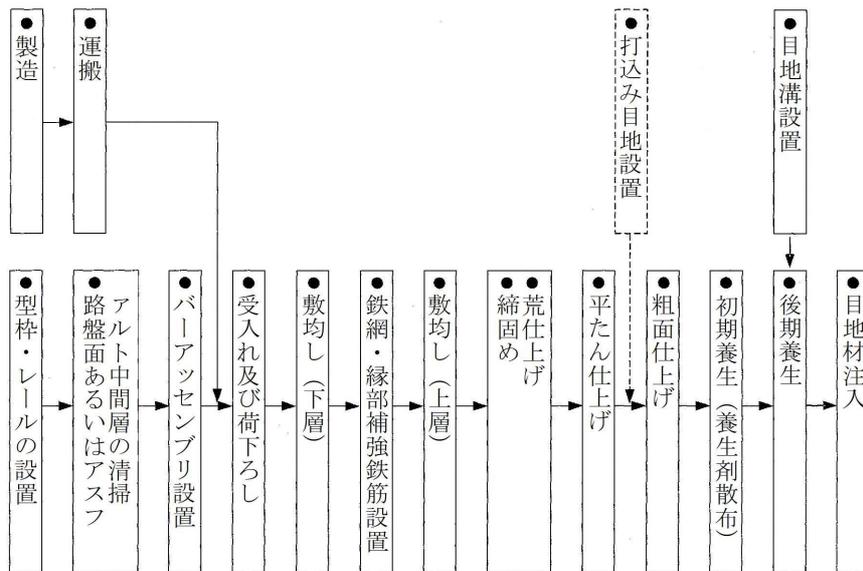


図-13.2.18 セットフォーム工法による普通コンクリート版の施工工程の例⁵⁾

以下には、主としてセットフォーム工法による普通コンクリート版の一般的な施工手順及び施工上の留意点を示すが、スリップフォーム工法による場合についても一部含める。また、簡易な施工機械及び人力による施工法で特筆する留意点についても示す。

ア 施工機械の選定と組合せ

施工機械の選定と組合せは、所定の出来形、品質及び性能が保証される限り、施工条件を考慮した上で最も経済的な組合せとする。施工機械の選定と組合せに関係する施工条件には、以下の項目がある。

- ① 施工幅員と1日当たり計画施工延長
- ② 鉄網敷設の有無
- ③ コンクリートの供給が施工車線の外からできるか否か
- ④ スリップフォームペーバの適用が可能か否か（施工幅員の変化の有無、施工上必要となる版端からの余裕幅等）

イ 型枠

セットフォーム工法に用いる型枠は、ボルトで緊結されたレールを走行する、舗設機械の重量に耐えられる堅牢なものでなければならない。通常、型枠は銅製で、長さ3mのものが使用される。

ウ レール

セットフォーム工法に用いるレールには、長さ3m及び5mのものがある。レールには、一般に12、15、22kg/mの種類があるが、使用機械の横方向の扇動が強く働き、脱線しやすくなるため15kg/m以上のレールを用いることが望ましい。

エ 準備工

コンクリート版の施工に先立って、路盤又はアスファルト中間層、型枠又はセンサーライン、施工機械、コンクリートの供給方法、各種資機材等の点検を行う。施工前に点検する主たる項目には、以下のものがある。

- ① 施工の基盤となる路盤又はアスファルト中間層の状態（スリップフォームペーパーを適用する場合には、履帯走行位置の平坦性と支持力の確保も重要）
- ② 型枠又はセンサーラインの据付け状況、天端の高さと通り
- ③ 施工機械の組立てと整備状況
- ④ コンクリートの供給に関するコンクリートプラントとの確認
- ⑤ 鉄網、バーアセンブリ等の数量と配置位置等

オ 受入れ及び荷下ろし

コンクリートの受入れに際しては、荷下ろしする前に所要のコンクリートが搬入されたか否かを、確認することが重要である。観察、確認の結果、不良なコンクリートの場合には、廃棄処分するとともに、観察の結果について絶えずコンクリートプラントに連絡し、所要のコンクリートが搬入されるよう努めなければならない。

コンクリートの荷下ろしは、運搬車から直接路盤又はアスファルト中間層上に行く場合と、荷下ろし機械を用いて行う場合とがあり、敷均し機械の種類によっても異なるので、適切な方法を選択する。なお、荷下ろしには、荷下ろし機械のほかに、バックホウ等のバケットを使用することもある。荷下ろしの良否は、コンクリート版の均質性や平坦性に影響を与えるので、丁寧に行う必要がある。また、型枠やバーアセンブリ等に変形を与えないように荷下ろしをすることが大切である。

カ 敷均し

コンクリートの敷均しは、敷均し機械（スプレッダ）もしくはスコップ等を用いた人力によって行い、全体ができるだけ均等な密度になるように適切な余盛をつけて行う。敷均しは、鉄網を用いる場合は2層で、鉄網を用いない場合は1層で行う。

キ 鉄網及び縁部補強鉄筋の設置

鉄網及び縁部補強鉄筋は、下層コンクリートを敷き均した後、コンクリート版の上面から1/3の深さを目標に設置する。このとき、鉄網の継手は全て重ね継手方法とし、焼きなまし鉄線で結束する。縁部補強鉄筋も、所定の位置に焼きなまし鉄線で鉄網と結束する。なお、鉄網の設置位置は、目標とする位置の±3cmの範囲とする。

ク 締め固めと荒仕上げ

敷き均したコンクリートは、コンクリートフィニッシャを用い、十分に締め固めて所定の高さに荒仕上げをする。人力による場合は、棒状バイブレータ等により十分に締め固めるが、特に型枠周辺、バーアセンブリ設置箇所では、入念に行う。その後、簡易フィニッシャ等でさらに締め固めながら荒仕上げを行うが、版厚が薄い場合はテンプレートタンパ（木制定規）を用いて荒仕上げを行うこともある。

コンクリートの締固めは、一般に、鉄網の設置の有無に関わらず、1層で行う。なお、横収縮目地の一部に打込み目地を設ける場合には、フィニッシュ通過後あるいは平たん仕上げ終了後、振動目地切り機械等で所定の位置に溝を切り、その中に仮挿入物を埋め込む。

ケ 平たん仕上げ

コンクリートの表面は、表面仕上げ機械を用い、緻密で平たんに仕上げる。人力による場合は、荒仕上げの終了後、直ちにフロートあるいはパイプ等を用い、平たんに仕上げる。

コ 粗面仕上げ

平たんに仕上げたコンクリートの表面は、コンクリート表面の水びかりが消えた後、粗面仕上げ機械又は人力により、粗面に仕上げる。粗面仕上げには、シュロぼうき等によるほうき目仕上げ、タイングルーピング仕上げ及び骨材露出（洗出し）仕上げがある。一般的には、ほうき目仕上げが用いられるが、特にすべり抵抗性を高めたい場合にはタイングルーピング仕上げが、また、トンネル内での粉塵発生を抑制したい場合等には、骨材露出仕上げが用いられる。なお、荒仕上げ、平たん仕上げ及び粗面仕上げの順に行う一連の作業を、総称して表面仕上げという。

サ 目地の施工及び養生

コンクリートの粗面仕上げ終了後には、初期養生、後期養生、目地溝の設置等が行われる。それらについては、「(4)目地の施工」及び「(5)養生」を参照する。

(4) 目地の施工

目地は、コンクリート版の種類や設置位置によって種類が異なるので、その働きや構造をあらかじめ熟知し、所要の性能が発揮できるように、所定の位置に正しく設置することが重要である。その施工が不適切な場合には、コンクリート舗装の構造上の弱点となりやすく、乗り心地も損なうので、特に入念に施工する必要がある。

目地の施工においては、目地がコンクリート版面に垂直になるように施工すること、目地を挟んだ隣接コンクリート版に段差が生じないようにすること等がコンクリート版や目地の種類に関わらず共通に留意する事項である。

以下に、普通コンクリート版の目地の施工上の留意点を示す。

ア 横目地

- ① 横目地に設けるダウエルバーは、路面及び道路軸に平行で、所定の高さ（一般には版厚の1/2）に設置する。バーアセンブリ（チェア、クロスバー及びダウエルバーを組み立てたもの）は、舗設時に移動しないように十分に固定する。1日の舗設の終わりに設ける横膨張目地の施工例を図-13.2.19に、また、横収縮目地の施工例を図-13.2.20に示す。
- ② 横収縮目地に設ける目地溝は、カッタによる切削時において、コンクリート版に有害な角欠けが生じない範囲内で、できるだけ早期に行う。カッタによる目地溝は、所定の位置に所要の幅及び深さまで垂直に切り込んで設置する。
- ③ 横収縮目地として打込み目地を設ける場合は、一般に、平たん仕上げ終了後に振動目地切り機を用いて溝を設け、仮挿入物を埋め込む。コンクリートの硬化後に仮挿入物の上部をカッタで切削して目地溝とする。ただし、スリップフォーム工法では、打込み目地を設けないのが一般的である。
- ④ 一日の施工の終わり、あるいは天候等の理由で施工途中に設ける施工目地は、予定の目地位置に設置する。また、コンクリートは止め型枠の際まで均等かつ十分に締め固める。

- ⑤ コンクリート版の種類に関わらず、構造物との突合せ部等に設ける横膨張目地の施工では、舗設時に目地板が傾いたり湾曲したりしないようにする。

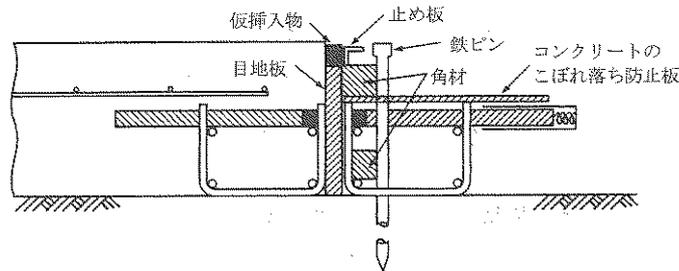


図-13.2.19 1日の舗設の終わりに設ける横膨張目地の施工例⁵⁾

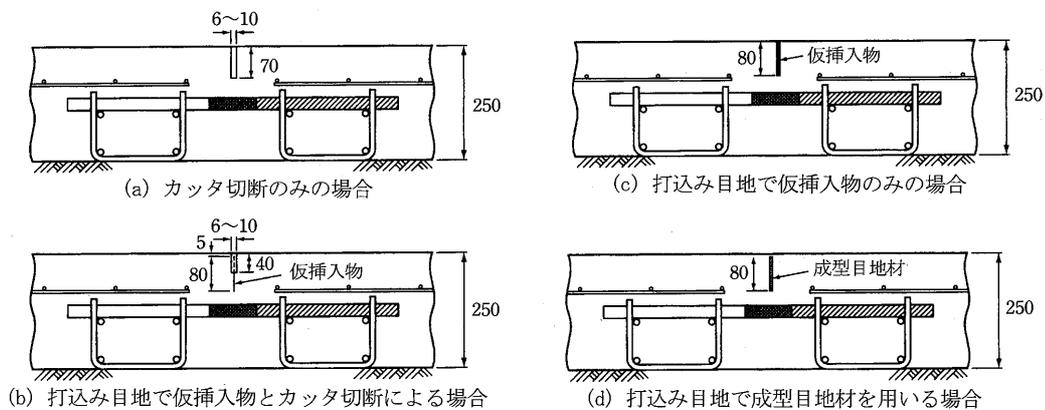
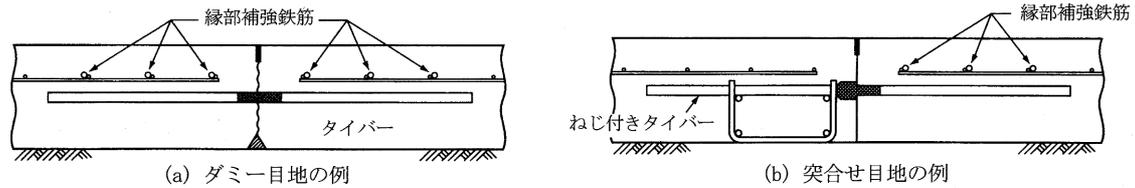


図-13.2.20 横収縮目地の施工例 (単位: mm)⁵⁾

イ 縦目地

- ① ダミー目地の場合 (二車線同時施工等) には、下層コンクリートを敷き均した後、タイバーを所定の間隔・位置・高さ (一般に版厚の 1/2) に挿入して設置する。鉄網と縁部補強鉄筋を用いる場合は、それらも設置してから上層コンクリートを舗設し、硬化後カッタによる目地溝を設ける。縦目地におけるタイバーの設置例を、以下の②で示す突合せ目地とする場合を含めて図-13.2.21 に示す。
- ② 突合せ目地の場合 (一車線ずつの施工) には、あらかじめネジ付きタイバーを用いたバーアッセンブリを設置してコンクリートを舗設する。また、隣接のコンクリート版を舗設する際には、ネジ付きタイバーの接続が完全に行われていることを確認する。スリップフォーム工法の場合は、締め固めたコンクリートの側面に、タイバーインサーターを用いてタイバーを設置したり、コンクリートの硬化後に削孔しタイバーを設置したりすることもある。
- ③ コンクリート版の種類に関わらず、路側構造物との境界面に設ける縦膨張目地の施工では、目地板が舗設時に変形したり移動したりしないようにする。

図-13.2.21 縦目地のタイバーの設置例⁵⁾

(5) 養生

養生は、表面仕上げした直後から、表面を荒らさずに養生作業ができる程度に、コンクリートが硬化するまで行う初期養生と、初期養生に引き続き、コンクリートの硬化を十分に行わせるために、水分の蒸発や急激な温度変化等を防ぐ目的で、一定期間散水等をして湿潤状態に保つ後期養生とに、分けられる。

養生作業は、舗設したコンクリート版が、所要の品質を得て交通に開放できるようになるまで、有害な影響を受けないように行うことが重要である。

なお、補修工事で早期交通開放を必要とする場合等に、真空コンクリート工法による真空養生が行われることがある。

養生における留意点を以下に示す。

ア 初期養生

- ① 初期養生は、コンクリート版の表面仕上げに引き続き行い、後期養生ができるまでの間、コンクリート表面の急激な乾燥を防止するために行う。コンクリート版の表面が日光の直射や風等により急激に乾燥すると、ひび割れが発生することがあるので留意する。
- ② 初期養生としては、一般に舗設したコンクリート表面に養生剤を噴霧散布する方法で行われる。また、大規模工事ではそれに加えて三角屋根養生を併用することがある。
- ③ コンクリート表面の養生剤には、被膜型と浸透型がある。養生剤は、種類に応じた適切な散布量を適切な時期に均一に散布する。なお、養生剤には、初期・後期の一貫養生が可能なものもある。

イ 後期養生

- ① 後期養生は、その期間中、養生マット等を用いてコンクリート版表面をすき間なく覆い、完全に湿潤状態になるように散水する。
- ② 後期養生は初期養生より養生効果が大きいため、コンクリート表面を荒らさないで、後期養生ができるようになったら、なるべく早く実施する。
- ③ 養生期間中は、車両等の荷重が加わらないようにする。
- ④ 転圧コンクリート版では、転圧終了後のコンクリート版上を、小型車及び作業車が低速で走行することは、表面を荒らさない限り特に差し支えない。
- ⑤ 簡易な養生方法としては、散水マット養生が省略でき、初期・後期の一貫養生が可能な養生剤を散布する方法もある。

ウ 真空養生

- ① 真空養生は、コンクリートの平たん仕上げに引き続いて行う。真空養生後に粗面仕上げ等の表面仕上げをして後期養生を行う。
- ② 真空養生の方法は、平たん仕上げ後のコンクリート面に真空マットを置き、真空ポンプによりマット内の圧力を下げ、コンクリート中の余分な水分を吸い出すものである。この方

法は、大気圧を利用してコンクリートを締め固める効果もある。

- ③ 真空ポンプによる吸引時間は、15～20分程度である。表面仕上げ後の湿潤養生が大切である。湿潤養生は前述の後期養生と同様に行う。
- ④ 真空養生したコンクリートは、フレッシュコンクリートのダレが抑えられ、またコンクリート版の強度発現が早いので、急坂路や早期の交通開放が必要とされる箇所等に適用することがある。

エ 養生期間

- ① 養生期間を試験によって定める場合、その期間は、現場養生を行った供試体の曲げ強度が配合強度の70%以上となるまでとする。交通への開放時期は、この養生期間の完了後とするが、設計基準曲げ強度が4.4MPa未満の場合は、現場養生を行った供試体の曲げ強度が3.5MPa以上とする。
- ② 養生期間を試験によらないで定める場合には、早強ポルトランドセメントを使用の場合は1週間、普通ポルトランドセメントを使用の場合は2週間、高炉セメント、中庸熱ポルトランドセメント及びフライアッシュセメントを使用の場合は3週間を標準とする。
なお、養生期間を短縮することができるコンクリートとして1DAY PAVEがあり、適用に当たっては「早期交通開放型コンクリート舗装 1DAY PAVE 製造施工マニュアル」((一社)セメント協会 令和4年3月)等を参照のこと。
- ③ 真空養生を適用したコンクリートの養生期間を、試験によらないで定める場合には、早強ポルトランドセメントの場合は2日、普通ポルトランドセメントの場合は3日を標準とする。

13.2.10 土砂系舗装の施工

土砂系舗装の場合の路盤工の構造は、これを上層路盤と下層路盤に分け、舗装の工種とも関連させることとし、それぞれの構造は、その機能を果たすに十分なものでなければならない。特に、将来舗装を予定する箇所においては、舗装を対象としたCBR試験を行い、その結果に基づく舗装路盤材料の規格等に合ったものを用いることが望ましい。

また、土砂系舗装の仕上げに当たっては、所定の横断勾配、片勾配、縦断勾配等にならって、平坦かつ均一でなければならない。

このためにも、モータグレーダ等による整形又はローラ等による路床表面、路盤面等の転圧と、モータグレーダの併用等の施工が望ましい。

13.2.11 情報化施工技術

近年、建設現場では、人手不足解消、労働環境改善、生産性の向上等への対応として情報化施工技術の導入が進んでいる。情報化施工技術は、情報通信技術を工事の測量、施工、出来形管理等に活用することにより、従来の施工技術と比べ高い生産性と施工品質の実現が期待される施工システムであり、情報化施工技術を活用した工事では、作業時間や投入労働力の低減、機械制御による工事品質の向上、現場での錯綜回避による作業安全性の向上、可視化による合意形成の円滑化といった様々なメリットが生じている。

国営土地改良事業等における工事を情報化施工技術活用工事として発注・実施する場合の考え方については「情報化施工技術の活用ガイドライン」等を参照のこと。

13.3 施工管理

13.3.1 工程管理

農道建設は、土工、附帯構造物、舗装等の各工事から構成されているので、工事の条件をよく理解し、工程計画のポイントをつかみ、工事の進捗状況を常に把握し、工程に何らかの変化が生じたら、適切な対策をたてられるよう工程管理を十分に行う。

(1) 工程管理の方法

工程計画における1日当たりの作業量は、通常の状態における平均的な計画作業量を規定しているが、土工、舗装工事は、気象、地質等の原因で作業が予定どおり進まなかったり、長期間のうちには、機械量や労働力等の僅かな変動で工程が大きく遅れたりすることがあるので、平常時の実施作業量は計画作業量のある程度上回るよう心掛けるものとする。

(2) 工程遅延に対する処置

工程に遅延が生じた場合は、その起因を突き止め、適切な処置を講じなければならない。

工程遅延の原因としては、工事着手が遅れた場合、用地取得や仮設物用の借地が遅れた場合、労務手配や資材納入が遅れた場合、機械配置や能力が適切でない場合、天候不順による場合、各工種間の作業工程調整が不適当な場合、予期しない事故が発生した場合、地形、地質等の変化に伴う大幅な計画変更が生じた場合、周辺住民とのトラブルによる工事の停滞が生じた場合等が挙げられる。また、天候等の外的条件によるもの以外にも、工事の段取りの不手際や手戻りによるものが意外に多いので、工程計画と管理を十分に行うことが重要である。また、遅延の原因がつかめたら、工程計画の見直しを図り、作業時間短縮のため、班数の増加や使用機種の変更等、作業体制の検討を行い、速やかに対応策を決定し実行に移さなければならない。

用地問題や周辺住民とのトラブル、災害、計画の変更等に伴う工程の遅延に対しては、関係機関と綿密な協議を行い、必要な対策をとることが大切である。

13.3.2 品質管理

(1) 一般事項

土工、舗装及び構造物の品質は、使用する材料、施工条件及び養生等によって変動する。この変動をできるだけ少なくして、均一な品質の舗装を安定した工程で作るために品質管理が必要である。

品質管理の具体的な手法は、品質を直接判断する出来形の測定及び客観的に評価する各種試験（物理的、化学的性質）を、施工期間中ほぼ一定の度数で連続的に行い、その結果を統計的に処理して、品質及び施工の適否を判断するもので、この結果に基づいて適切な処置を行わなければならない。

(2) 品質管理の手順

- ① 管理しようとする品質特性を決める。管理対象とする品質特性としては、最終品質に影響を及ぼす因子のうち、できるだけ工程の初期に結果が判明するような特性を選ぶ。
- ② その特性について品質標準を決める。品質の標準はその工事の目標とするもので、管理基準値、規格値を定める。
- ③ その品質標準を守るための作業標準を決める。
- ④ 作業員の教育、訓練、現場の作業員に各自の作業内容、作業方法を教育、訓練する。

⑤ 品質のチェックデータをとってヒストグラムを作り、品質標準を十分満足しているかを確認、またこのデータによって管理図を作り、工程が安定しているかを確認する。

⑥ 品質を再測定して、修正処置の可否を判定する。

(3) 品質管理試験の項目と度数及び規格値

品質管理の対象とすべき項目及び度数は、現場条件を考慮して定める。

規格値については、別途制定されている「土木工事施工管理基準」（農林水産省）により適正に管理しなければならない。

13.3.3 出来形管理

工事完成後において、目視により確認できる部分とできない部分があるので、出来形管理については、その手法を十分検討の上、欠陥の少ない信頼性の高いものを完成するように管理する。

一般に、出来形不足は再施工に手間がかかるばかりでなく、費用も非常にかかるものであり、これをなくすためにも日常の管理が極めて重要である。

出来形の管理基準を満足するような工事の進め方、作業標準を事前に決め、全ての作業員に調和徹底させるとともに、施工中に測定した各記録は速やかに整理し、その結果を常に施工へ反映させることが必要である。

出来形管理に用いる管理基準は、「土木工事施工管理基準」（農林水産省）による。

13.3.4 安全管理

施工に当たっては、工事の全般的な保安計画について検討しなければならない。工事中の作業員及び第三者に対する安全対策、防護柵、バリケード、標識等の設置について検討する。

交通処理を必要とするところでは、作業車の通行を含めて、標識、旗ふり等による十分な交通安全対策を検討する。

作業時間によっては、近隣の環境条件を考慮し、騒音、振動、ほこり、汚水等の公害の問題が生じないかどうか調査して必要な対策をたて、安全対策を遵守し管理していかなければならない。

この安全対策に対しては、次の法律及び諸法規がある。

- | | |
|--------------------|------------------------|
| ① 労働安全衛生法、同施工令、同規則 | ⑦ 水質汚濁に関する法律 |
| ② 火薬類取締法、同施工規則 | ⑧ 水質保全条例 |
| ③ 道路交通法 | ⑨ クレーン等の安全規則 |
| ④ 消防法 | ⑩ 車両制限令 |
| ⑤ 騒音規制法 | ⑪ 道路工事現場における標示施設等の設置基準 |
| ⑥ 大気汚染防止法 | ⑫ 土木工事安全施工技術指針 |

引用・参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路土工要綱（平成21年6月）
- 2) 農林水産省農村振興局：情報化施工技術の活用ガイドライン（令和5年4月）
- 3) (公社)日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針（平成21年6月）
- 4) (公社)日本道路協会：舗装設計便覧（平成18年2月）
- 5) (公社)日本道路協会：舗装施工便覧（平成18年2月）
- 6) (公社)日本道路協会：コンクリート舗装ガイドブック2016（平成28年3月）
- 7) (公社)日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料（平成21年8月）

第14章 保全管理

関連条項〔基準19、運用19〕

14.1 保全管理の必要性

農道の管理延長は17万kmを超え、農道を構成している橋梁、トンネル、排水施設、擁壁、舗装などの構造物の経年的な劣化も進行している。

これらの農道の機能を適切に維持するためには、機能が失われたり性能が低下したりすることを抑制又は回復する機能保全をリスク管理やライフサイクルコストの低減に着目して計画的に行う、保全管理を推進することが求められている。

政府全体においては、「インフラ長寿命化基本計画」（平成25年11月）及び「国土強靱化基本計画」（平成30年12月）、農林水産省農村振興局においては、「インフラ長寿命化計画（行動計画）」（平成26年8月策定）を定め、これを受けて農道の保全対策の執務参考資料として基本的な考え方と実施手順を示した「農道保全対策の手引き」（令和3年4月）が作成されている。

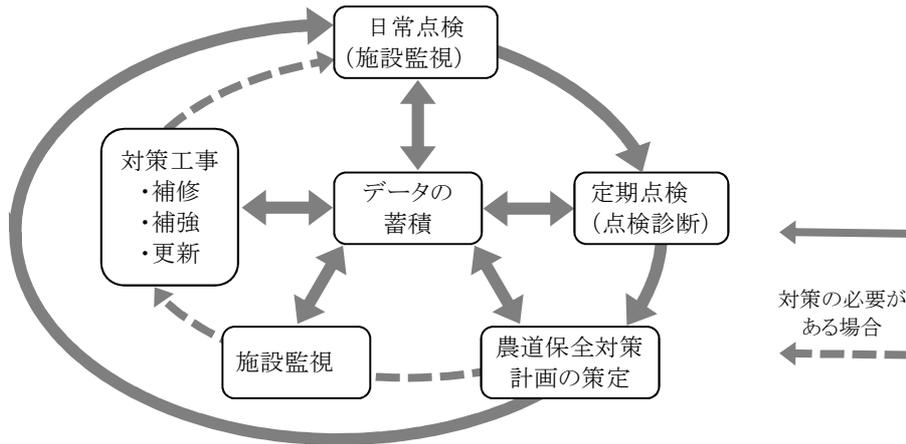
14.2 保全管理の基本的事項

農道の保全管理は、日常管理、定期点検及び診断結果に基づく劣化予測や効率的な対策工法の比較検討の結果を取りまとめた農道保全対策計画（個別施設計画）を策定し、これらに基づいたメンテナンスサイクル（図-14.2.1参照）を確立し、農道の機能（表-14.2.1参照）の維持と安全性の確保を図ることを目的とする。

上記に当たっては、路線や構造物の重要性、現場条件等も勘案し、保全管理コストの最小化や平準化（図-14.2.2参照）が図られるよう、保全対策工法及び対策時期を適切に設定し実施するとともに、以下の点に留意する。

- ① 草刈り作業の省力化として、無線遠隔操作草刈機等の機械除草、防草シート、地被植物の植栽、高刈りによる草刈り等による対策が挙げられる。これらの対策を導入する際は、法面の形状、植生状況、環境への影響、地域の状況等を踏まえ検討することが望ましい。
- ② 水路の泥上げの土を路肩に放置して路肩に草が生えたり狭くなったりするなど、農道の機能を損なうような状況が見られることのないよう、施設管理者と適切に管理できる手法を調整する。

なお、農業用パイプライン、上下水道管、通信機器、地中電線等の埋設物の管理者は農道管理者と異なる場合があることに留意が必要である。



- ※1 日常管理の一環として継続的に行う施設監視（結果は定期点検、農道保全対策計画の策定等に活用）
- ※2 5年に1回の点検を行うよう努める。
- ※3 農道保全対策計画に基づき、適期に対策工事を実施するために継続的に行う施設監視

図-14.2.1 農道保全管理の実施項目と流れ²⁾

表-14.2.1 農道の保全管理において対象とする農道の機能²⁾

機能		機能の具体的な内容
交通機能	通行	ほ場への通作や農産物の輸送等の農業用の通行、農業地域内及び農業地域と国道・都道府県道等を連絡する社会生活上の通行が、安全・円滑・快適にできる。
	アクセス	ほ場への営農資材の搬入、収穫物の搬出、農業機械の出入り等が容易にできる。
	滞留	収穫、防除等を行うために、農業機械や営農者が留まって作業（滞留）できる。
空間機能	環境	緑地帯が野生生物の生息環境や移動経路に利用される。また、農道が景観構成要素となったり、景観資源となる道祖神等が配置されていたりする。
	収容	農業用排水路が埋設（収容）される。また、ライフライン（ガス、上下水道、電気等）が収容される。
	防災	火災時の延焼防止、災害時の通行（迂回利用含む）ができる。

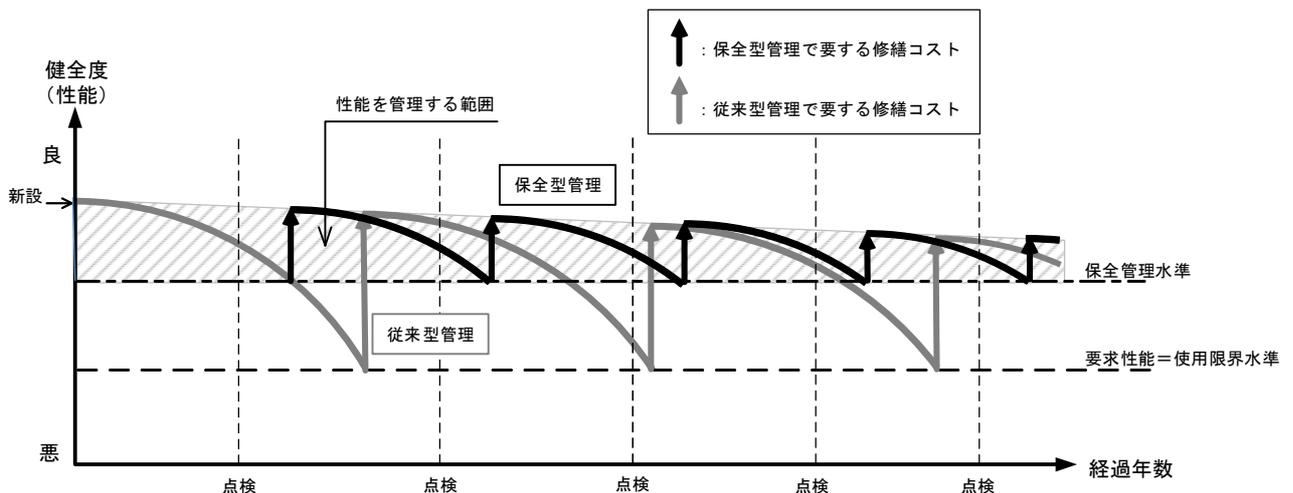


図-14.2.2 保全型管理による修繕コストの平準化イメージ

14.3 農道の構造に応じた保安全管理

保安全管理の具体的な内容については、「インフラ長寿命化計画（行動計画）」、「農道保全対策の手引き」による。また、(公社)日本道路協会等関連する図書を以下に示す。

表-14.3.1 保安全管理参考資料

構造物	主要な参考資料	
農道全般	農道保全対策の手引き 道路土工要綱 道路土工構造物点検要領	農林水産省農村振興局 R3.4 (公社)日本道路協会 H21.6 国土交通省道路局 H29.8
法面	道路土工－盛土工指針 道路土工－切土工・斜面安定工指針	(公社)日本道路協会 H22.4 (公社)日本道路協会 H21.6
擁壁	道路土工－擁壁工指針	(公社)日本道路協会 H24.7
カルバート	道路土工－カルバート工指針 シェッド、大型カルバート等定期点検要領	(公社)日本道路協会 H22.3 国土交通省道路局 H31.2
舗装	舗装点検要領	国土交通省道路局 H28.10
橋梁、トンネル	道路橋定期点検要領 道路トンネル定期点検要領	国土交通省道路局 H31.2 国土交通省道路局 H31.2
その他	横断歩道橋定期点検要領 門型標識等定期点検要領 小規模附属物点検要領	国土交通省道路局 H31.2 国土交通省道路局 H31.2 国土交通省道路局 H29.3

14.4 保安全管理の手順

保安全管理に当たっては、日常的な管理を適切に実施するとともに、定期点検等による損傷程度の把握、健全性の診断、保全対策計画の策定・更新及び措置の実施に、計画的かつ効率的に取り組むことが必要である。このためには、点検結果や対策工事の実施内容等の情報を蓄積・データベース化し、それぞれの段階で最新の情報を共有することが必要である。

農道の保安全管理の実施手順を以下に示す。なお、詳細は、「農道保全対策の手引き」を参照することとし、以降では基本事項についてのみ記載している。

- ① 点検計画の策定（日常管理における点検、維持、補修、定期点検等）
- ② 点検診断結果の評価（定期点検等による損傷程度の把握と健全性の診断）
- ③ 保全対策計画の策定（効率的な保全対策工法と保全対策時期の比較検討）
- ④ 対策工事の実施・監視
- ⑤ 管理情報の記録（点検・評価の結果や保安全管理にかかる情報の蓄積）

14.4.1 点検計画の策定

- ① 点検には、日常点検、定期点検、異常時点検、詳細点検があり、早期に損傷を発見し、状況を把握し、安全性等を確保するための対策工法と対策時期の検討に必要な情報を得ることを目的に実施する。表-14.4.1に設定例を示す。
- ② それぞれの点検は、農道の路線としての重要性や構造物の特性、重要性、劣化要因、耐震化等を踏まえて、点検計画を策定して実施する。
- ③ 点検計画には、点検の頻度又は時期、点検項目と点検方法、点検体制、安全対策、緊急連絡体制、工程など必要事項を定める。表-14.4.2に点検計画に定める事項例を示す。

- ④ 点検計画の策定に当たっては、施設管理者となる自治体、土地改良区等の予算や人員の制約を考慮して、継続して対応できる現実的な内容を検討する。

表-14.4.1 点検の種類と頻度の設定例²⁾

点検の種類	目的	頻度
日常点検	日常管理の一環として、構造物の異常を発見することを目的に実施	随時（パトロール）
定期点検	構造物の損傷状況を把握することを目的に実施	5年ごと
異常時点検	異常気象、地震、事故等の発生直後に安全性の確認を目的に実施	異常時の発生直後
詳細点検	定期点検等では判明しなかった損傷原因等の把握を目的に実施	定期点検を踏まえて実施

表-14.4.2 点検計画に定める事項例²⁾

点検計画に記載すべき事項	点検の頻度・時期	農道の設計条件、路線としての重要性、構造物の特性・重要度（耐震対策）、劣化要因等を考慮し、構造物ごとに点検の頻度、実施時期を設定する。
	点検項目と方法	必要な情報を得るために点検する路線、環境条件、施設、部位、部材等に応じて適切な項目（損傷の種類）を整理するとともに、点検項目に応じた適切な方法を定める。
	点検体制	点検の種類に応じた点検作業員、連絡調整用員、点検に伴う交通誘導警備員等の点検における実施人員体制を定める。 （定期点検の体制の例）（道路橋定期点検要領（国土交通省道路局、H31.2）） 道路橋の定期点検を適正に行うために必要な知識及び技能を有する者がこれを行う。 【補足】 健全性の診断（部材単位の健全性の診断）において適切な評価を行うためには、定期点検を行う者が道路橋の構造や部材の状態の評価に必要な知識及び技能を有することとする。当面は、以下のいずれかの要件に該当することとする。 ・道路橋に関する相応の資格又は相当の実務経験を有すること。 ・道路橋の設計、施工、管理に関する相当の専門知識を有すること。 ・道路橋の点検に関する相当の技術と実務経験を有すること。
	安全対策	道路交通、第三者及び点検に従事する者の安全確保を第一に、労働基準法、労働安全衛生法、道路交通法、その他関連法規を遵守するとともに、現地の状況を踏まえた適切な安全対策について、盛り込む。
	緊急連絡体制	事故等の発生時の緊急連絡体制を構築する。点検員等から、調査職員、警察署、救急指定病院等へ連絡する場合の手順を明らかにしておく。また、構造物の安全性の観点から緊急対応の必要性があると判断された場合の連絡体制を定めておく。
	工程	定期点検を適切に行うために、点検順序、必要日数あるいは時間などをあらかじめ検討し、点検計画に反映させる。
策定の際に検討する事項	既存資料の把握	農道台帳、維持管理データ、過去の点検診断結果の記録等を調査し、構造物諸元、補修履歴等を整理する。
	現地踏査	点検に先立ち、農道構造物本体及び周辺状況を把握し、点検方法や足場等の資機材の計画立案に必要な情報を得るための現地踏査を実施する。この際、交通状況や点検に伴う交通規制の方法等についても調査し記録（写真を含む）する。
	管理者協議	点検の実施に当たり、交通規制等を行う場合において、鉄道会社、公安委員会、他の道路管理者等との協議が必要な場合には、点検が行えるように協議を行わなければならない。

表-14.4.3 構造物別の点検（定期点検）の考え方²⁾

構造物	点検の考え方	主な対象項目 (変状の種類)
橋梁	<ul style="list-style-type: none"> 橋梁が本来目的とする機能を維持し、また道路利用者及び第三者が、橋梁や附属物などからのボルトやコンクリート片、腐食片などの落下などにより安全な通行を妨げられることを極力避けられるように、適切な措置が行われること。 橋梁が、道路機能の長期間の不全を伴う落橋やその他構造安全上の致命的な状態に至らないように、次回定期点検までを念頭にした、措置の必要性について判断を行うために必要な技術的所見を得ること。 道路の効率的な維持管理に資するよう橋梁の長寿命化を行うに当たって、時宜を得た対応を行う上で必要な技術的所見を得ること。 	鋼：腐食、亀裂、破断等 コンクリート：ひび割れ等
トンネル	<ul style="list-style-type: none"> トンネルが本来目的とする機能を維持し、また利用者が、トンネルや附属物からのコンクリート片やボルトの落下などにより安全な通行を妨げられることを極力避けられるように、適切な措置が行われること。 トンネルが、道路機能の長期間の不全を伴う通行止めやその他構造安全上の致命的な状態に至らないように、次回定期点検までを念頭にした、措置の必要性について判断を行うために必要な技術的所見を得ること。 道路の効率的な維持管理に資するようトンネルの長寿命化を行うに当たって、時宜を得た対応を行う上で必要な技術的所見を得ること。 	覆工：ひび割れ、はく離、段差、変形等 坑門：ひび割れ、はく離、変形等
舗装	<ul style="list-style-type: none"> 舗装の点検では、日常点検で把握しきれないひび割れ、わだち掘れ、平坦性等の変状の有無や状態について、路面性状測定車等を活用して把握する。また、必要に応じて、現地での計測、コア採取による試験や開削調査等により損傷の原因や程度の把握に必要なデータを得る。 耕作道等の小規模な農道や土砂系舗装の農道においては、徒歩巡回等により目視や損傷箇所の現地計測等を行い、必要な情報を得る。 点検項目は、交通の安全性のほか、必要に応じて走行性や環境保全についての管理水準に合わせて、必要な項目を設定するものとする。 	ひび割れ、わだち掘れ、平坦性、すべり抵抗・ポットホール、透水性、騒音
道路法面、擁壁、土工等	<ul style="list-style-type: none"> 道路法面、擁壁、土工等については、徒歩で近接目視を行い、ひび割れ、崩落、湧水等の変状の早期発見、及び日常点検等で発見された変状の経過観察を行う。 異常な変状が確認された場合には、安全性に重大な影響を及ぼすおそれがあることから、詳細な調査を実施し、早急な応急措置、復旧対策を行うものとする。 	路面の亀裂・沈下、路面や排水溝の通水阻害・溢水、落石、法面工・擁壁のひび割れ等
附帯施設 (安全施設、照明等)	<ul style="list-style-type: none"> 附帯施設（安全施設、照明等）については、目視や作動確認を行い、損傷、破損が確認された場合は、速やかに交換等の措置を行うものとする。 なお、効果的に点検を実施する観点から、農道の頭上に設置されている規模が大きい施設（例えば門型式）など、第三者被害が大きくなるおそれが高い施設について、優先的に点検を行うものとする。 	

14.4.2 点検診断結果の評価

- ① 点検診断により得られた情報により、損傷状況を把握するとともに、健全性の診断を行い、診断結果に基づく必要な措置を講ずる。
- ② 健全性の診断は、把握された損傷の種類、原因、進行の可能性等を基に、当該農道路線及び構造物に要求される管理水準や環境条件等を勘案の上、実施する。

表-14.4.4 構造物別の健全性の判定区分²⁾

構造物	健全性の判定区分
橋梁・トンネル	<p>I 健全：構造物の機能に支障が生じていない状態。</p> <p>II 予防保全：構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。</p> <p>III 早急措置段階：構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。</p> <p>IV 緊急措置段階：構造物の機能に支障が生じている又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。</p>
舗装	<p>I 健全（損傷レベル小）：管理基準に照らし、劣化の程度が小さく、舗装表面が健全な状態。</p> <p>II 表層機能保持段階（損傷レベル中）：管理基準に照らし、劣化の程度が中程度。</p> <p>III 修繕段階（損傷レベル大）：管理基準に照らし、それを超過している又は早期の超過が予見される状態。</p> <p>（III-1 表層等修繕）表層の供用年数が使用目標年数を超える場合</p> <p>（III-2 路盤打換等）表層の供用年数が使用目標年数未満である場合</p>
切土法面	<ul style="list-style-type: none"> ・法面崩壊のおそれのある箇所。具体的には、法面のはらみだし、傾動、段差、開口量（ずれ量）の大きなクラック、目地の大きな開き、ずれ等が見られるもの ・吹付工等の構造物の一部が破損・劣化し、落下するおそれのある箇所。具体的には、構造物のはく離、浮き等が見られるもの
盛土	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土の一部に崩壊等の変状が見られ、全体の崩壊のおそれのある箇所。具体的には、路面に円弧状クラックが発生しており（特に繰り返し補修している箇所は要注意）かつ法面・法尻部に崩壊、湧水を伴うはらみだし、軟弱化等の変状が見られるもの
グラウンドアンカー工	<ul style="list-style-type: none"> ・アンカー構成部材が破損・劣化し、部材の一部が落下するおそれのある箇所。具体的には、アンカーの破断による飛び出し、頭部コンクリート等の浮き、破損等が見られるもの
擁壁工	<ul style="list-style-type: none"> ・壁面構成部材が破損・劣化し、部材の一部が落下するおそれのある箇所。具体的には、躯体はく離部分、壁面ブロック破損部の落下、防護壁基礎、笠コン等の附帯構造物が破損により落下するおそれのあるもの
ロックシェッド、スノーシェッド	<ul style="list-style-type: none"> ・構造物が倒壊・崩落するおそれのある箇所。具体的には、部材の変形、傾動、著しい劣化損傷、目地部分でのずれ、谷側基礎（地盤の変状等）の見られるもの ・部材等が落下するおそれのある箇所。具体的には、コンクリート部材の浮き・はく離・クラックや附属物等を含む鋼部材の著しい腐食、亀裂・破断、緩み、脱落等が見られるもの
落石防護工	<ul style="list-style-type: none"> ・構造物が倒壊・崩落するおそれのある箇所。具体的には、部材の変形、傾動、著しい劣化損傷、目地部分でのずれ等が見られるもの ・部材等が落下するおそれのある箇所。具体的には、コンクリート部材の浮き・はく離・クラックや附属物等を含む鋼部材の著しい腐食、亀裂・破断、緩み、脱落等が見られるもの ・落石予防工の対象岩体が落下するおそれのある箇所。具体的には根固め材料の崩壊や岩体基部の洗掘等が見られるもの
カルバート工	<ul style="list-style-type: none"> ・壁面構成部材が破損・劣化し、部材の一部が落下するおそれのある箇所。具体的には、側壁や頂版の部材の浮き・はく離・クラックや、附属物等を含む鋼部材の著しい腐食、亀裂・破断、緩み、脱落等が見られるもの

14.4.3 保全対策計画の策定

- ① 点検結果の評価を踏まえて、対象構造物ごとに保全対策工法と保全対策時期を検討する。
- ② 橋梁やトンネル等の構造物を対象として保安全管理コストの最小化、保安全管理の効率化や平準化が図られるよう、点検時期、保全対策時期、保全対策工法、保全対策費用等の施設のメンテナンスサイクルを記載した個別施設計画を策定する。
- ③ 個別施設計画は、点検結果、保全対策に係る新たな知見、保全対策の実績等を踏まえて必要な見直しを行う。
- ④ 農道保全対策計画を個別施設計画にみなすことができる。

【農道保全対策計画】

- (1) 農道保全対策計画とは、農村整備事業（農道・集落道）や農山漁村地域整備交付金のうち農地整備事業（通作条件整備）等を活用して、既設農道の点検診断を実施した場合、策定・更新することとされている計画をいう。
- (2) 農道保全対策計画では、保全対策のためのコストの最小化・平準化が図られるよう、また保全対策の効率化、施設の重要性、利用状況など総合的な視点から保全対策シナリオを比較・検討して策定・更新する。
- (3) 保全対策シナリオとは、保全対策工法、保全対策実施時期、保全対策実施規模の組合せにより設定される長期的な保全のシミュレーションである。保全対策シナリオは、選定された保全対策工法による保全対策が、保全すべき機能の管理水準が維持されるような時期に実施されるように複数のシナリオを設定する。

【個別施設計画】

- (1) 個別施設計画とは、「インフラ長寿命化基本計画」のIV. の2. に基づく計画をいう。
「インフラ長寿命化計画（行動計画）」の「別添3 個別施設計画の策定・更新方針 2. 農道」において、策定済みの農道保全対策計画を個別施設計画にみなすことができるとしている。
- (2) 対象施設
「インフラ長寿命化計画（行動計画）」に基づき個別施設計画を策定することとしている対象施設は次の施設とする。
なお、本対象に該当しない施設においても、「農道保全対策の手引き」の3-2-1 点検計画の策定等を参考に優先順位を考慮し、個別施設計画を策定するよう努めるものとする。
 - ① 橋梁（橋長 15m 以上）
 - ② トンネル
 - ③ ①及び②以外で、管理者の判断で個別施設計画の策定が必要と思われる道路施設等（橋梁（橋長 15m 未満）、ボックスカルバート、法面・斜面、擁壁、横断歩道橋、門型標識等）

なお、橋梁（表-14.4.5）、トンネル（表-14.4.6）、道路・小規模構造物（表-14.4.7）の個別施設計画の例を示す。

表-14.4.5 個別施設計画（橋梁）²⁾

施設名称	完成年度	管理主体	当該路線名 架橋河川(道路)名	造成事業	施設の場所	集落コード
〇〇橋	昭和〇〇年度	〇〇県	〇〇川	広域農道 〇〇地区	〇〇市〇〇町	

道路橋示方書	昭和〇〇年度版	橋の等級(設計荷重)	1等橋	特記事項	緊急輸送路指定
--------	---------	------------	-----	------	---------

施設概要	施設の規模	橋長(支間長)	〇〇m(〇〇m)		幅員(車道幅員)	〇〇m(〇〇m)	
	施設の構造	上部工型式	鋼溶接橋 箱桁(鋼床版)				
			鋼製(使用鋼材)	塗装使用の有無	支承形式	落橋防止の有無	
		橋台工型式	控え壁式橋台		基礎形式	杭基礎	
	橋脚工型式	T型橋脚柱角型(鋼製)		海岸からの距離	2.2km		
計画策定目的	広域農道〇〇地区によって整備され、〇〇市が管理している〇〇橋は、〇〇年余り経過している。〇〇橋は、昭和〇〇年以前の道路橋示方書に準拠し設計されたものであり、現在の耐震基準を満たしていないため、耐震化対策が必要である。また、一部損傷が見られることから、詳細点検実施し点検結果に応じて長寿命化計画を策定する。						
調査結果概要	現地調査	本橋梁は建設後〇〇年経過しているが、大きな損傷も確認されなかったことから、比較的健全度高い橋梁であると考えられる。支承部に土砂堆積が確認されており、維持管理を行う必要がある。					
	詳細調査(点検)	下部工に比較的大きなひび割れ及び漏水が確認された。現在、橋台・橋脚にひび割れが確認されている。				判定区分	II
	劣化原因(推定)	下部工に確認された漏水は、伸縮装置の排水不良が原因と推測される。					
長寿命化対策概要	対策工法(案)	【老朽化対策】 下部工に確認された漏水は、伸縮装置の非排水化することが望ましい。 【耐震化対策】 現行の道路橋示方書に基づき、落橋防止構造を設置する。					
	対策時期(案)	【老朽化対策】 下部工に確認された漏水は損傷進行にもつながることから早期に対策することが望ましい。 【耐震化対策】 路線の重要度及び他橋梁と比較して優先度を考慮の上、適時、耐震化対策を実施する必要がある。					
	対策費用(参考)	【老朽化対策】 伸縮装置の非排水化 伸縮装置補修工 〇〇千円 【耐震化対策】 落橋防止工(2基) 〇〇千円					
管理方法	管理方法	老朽化対策として、伸縮装置の非排水化を早期に行い、定期的に点検及び維持工事を適切に行うことで予防保全的に管理していくことが望ましい。					

	平成26年	平成27年	平成28年	平成29年	平成30年	令和元年	令和2年	令和3年	令和4年	・・・
対策費用(長寿命化)(百万円)										
対策費用(更新)(百万円)										
対策の内容・時期		定期点検	← 上部工(塗装塗替) 高欄(塗装塗替) →				定期点検	← 支承交換 →		

長寿命化計画による効果

<p>○適切な補修を計画的に実施することで、橋梁の安全性を確保できる。</p> <p>○予算平準化により、厳しい予算制約の中で計画的な補修が可能となる。</p> <p>○●●年間で約〇〇億円のコスト縮減となる。</p>

表-14.4.6 個別施設計画（トンネル）²⁾

施設名称	完成年度	管理者	路線名	造成事業	集落コード	施設の場所
〇〇トンネル	昭和〇〇年度	〇〇県	〇〇線	広域農道		起 緯度 35° 40' 27.87" 点 経度 139° 45' 06.69" 終 緯度 35° 40' 30.24" 点 経度 139° 45' 04.70"

設計又は適用設計技術基準の年度	〇〇年度	トンネル等級	AA	特記事項	緊急輸送路指定
-----------------	------	--------	----	------	---------

施設の規模	延長	〇〇m	全幅員	〇〇m	建築限界高さ	〇〇m	内空断面積	〇〇㎡	縦断勾配	〇〇%
	施設の構造等	トンネル分類	トンネル工法		壁面種類		天井板種類		現況	
陸上トンネル開削工法		補助ベンチ付全断面工法		ブロック張り工法		軽量気泡コンクリート板		通行規制なし		
坑門(起点側)形式・延長		坑門(終点側)形式・延長		交通量(台/日)		舗装		排水		
面壁型 12m		突出型 13m				インターロッキング系		L型側溝排水		
道路附属物、占用物件		照明、換気、標識、警報表示板、上水道、工業用水、農業用水、下水道、電力、通信ケーブル								
計画策定目的	広域農道〇〇地区によって整備され、〇〇市が管理している〇〇トンネルは、供用後〇〇年余り経過している。これまでは職員による日常点検等で異常があった場合に限り対応していた。今後は、従来の対処療法型から予防保全型維持管理への転換を図り、トンネルの総合的な維持管理コストの縮小、はく落等による利用者被害や長期的交通規制を伴う工事など社会的損失の発生を回避・抑制し、〇〇トンネルの長寿命化を目的とする。									
調査結果概要	現地調査	本構造物は、積雪寒冷地域に位置する矢板工法で施工された延長〇〇mの道路トンネルである。トンネル台帳及び工事記録、点検記録を把握後、トンネル全長にわたる目視観察を行った。調査の結果、覆工コンクリートの天端付近にひび割れが発生しているのを確認した。また、一部ボルト・ナットの腐食が見られることから、照明や換気施設等の附属物の状況確認も含め詳細調査が必要である。								
	詳細調査(点検)	覆工コンクリートの天端付近の変状を把握するため、トンネル全長にわたるサーモグラフィ法、電磁波レーダー法及び削孔調査により、覆工コンクリートの浮き(はく離)、背面空洞の有無と規模、巻厚を調査した。調査の結果、部分的に浮きと〇～〇cm程の背面空洞が散見された。巻厚は設計値〇cmをおおむね満たしているが、局所的に薄い箇所もあった。また、触診及び打音検査により取付金具、アンカーボルト、ボルト・ナットの亀裂や破断、緩み、脱落、変形等の状況を確認し、ボルトの腐食に加え、緩みや変形しているところを〇箇所発見した。								
	劣化原因(推定)	覆工コンクリートの天端付近は乾燥収縮と温度伸縮によりひび割れが生じやすいところであるため、それらの影響が考えられる。また、本トンネルは矢板工法で施工されており、施工時に鋼製支保工や矢板が支障となってコンクリートの充填不良を起こし、覆工コンクリートと背面の地山との間に空洞が残ったものと思われる。この空洞により、地盤反力が均等に作用しないことから曲げや偏土圧が作用して、ひび割れが発生したと推測される。ボルト・ナットの変状については、経年劣化と通行車両による振動等が考えられる。								
長寿命化対策概要	対策工法(案)	次のように処置する。 ①覆工コンクリートの背面空洞箇所には裏込注入工を施工 ②ひび割れが発達しているところには繊維シート接着によるはく落防止工を施工 ③ボルト・ナットの変状については、交換及び締め直す。								
	対策時期(案)	①、②については、コンクリート片落下による第三者被害の危険があることから、〇年度に着工する。 ③については、詳細調査時に処置済み。								
	対策費用(参考)	①△円×▽m3=●円 ②☆円×★m2=◆円								
管理方法	補修工事後も引き続き当該補修箇所の経過調査を行う。また、本トンネルは緊急輸送路に指定されていることに加え、通学路でもあることから5年に1回の定期点検を行う。									

	平成26年	平成27年	平成28年	平成29年	平成30年	令和元年	令和2年	令和3年	令和4年	・・・
対策費用(長寿命化)(百万円)										
対策費用(更新)(百万円)										
対策の内容・時期		定期点検	〇〇工				定期点検	〇〇工		

長寿命化計画による効果

<p>○適切な補修を計画的に実施することで、トンネルの安全性を確保できる。</p> <p>○予算平準化により、厳しい予算制約の中で計画的な補修が可能となる。</p> <p>○●●年間で約〇〇億円のコスト縮減となる。</p>

表-14.4.7 個別施設計画（道路・小規模構造物）²⁾

1. 施設概要

路線名	造成事業		事業実施期間(供用開始年度)		供用開始年度
農道●号	●●事業		●年～△年		●年
施設造成主体	施設管理者		管理延長		
A県	△△市		農道●号 2,000m 防護柵 30m		
施設規模と補修歴	農道幅員別延長(m)		舗装区分別延長(m)		
	4.0m以上	1.8～4.0m	アスファルト舗装	コンクリート舗装	砂利舗装
	1,400m	600m	1,000m	400m	600m
	附属物の種別		附属物の規格		
	(例)標識、照明設備、防護柵、擁壁、水路等		防護柵の例：車両用防護柵、転落防止柵等 擁壁、水路の例：高さ、幅、延長等		
	点検履歴				
	農道●号全線について路面性状測定車による平坦性の確認(H20.6.20)				
	補修履歴				
農道●号線 路面沈下箇所の路盤補修(H21.8.30)					

2. 施設の状態

調査・診断内容	【RO. O. O. ●●の調査(日常パトロール含む)】 農道●号線 全線の路面の亀裂、沈下の確認、路面排水設備の通水阻害、機能低下状況の確認
調査・診断結果	【RO. O. O. ●●の調査結果(日常パトロール含む)】 農道●号線 一部区間(15m程度)に3cm程度の沈下あり。 沈下区間から50mほど先において走行に支障を生じるクラックが●mに渡り△箇所あり。 排水設備、目地不良箇所が7箇所あり。水路が沈下して漏水している区間あり。
劣化原因等の推定	農道の沈下部については不明。 排水設備の目地については経年劣化によるものと推定される。

3. 長寿命化対策概要

点検計画等を含む管理方針	農道の沈下区間及びクラック発生区間については通行への支障の程度を確認の上、R1年度に対策を予定。 R1年に農道及び附帯施設について点検を予定しており、その状況を踏まえて排水路の目地の改修、一部水路の沈下による通水阻害区間の敷設替えを検討。
--------------	--

	H30	R1	R2	R3	R4
対策費用(長寿命化)(千円)		路盤の打ち替え (2,000千円) 表層切削 オーバーレイ(1,000千円)	排水路の改修 (1,500千円)		
点検計画		定期点検			
	R5	R6	R7	R8	R9
			防護柵の撤去・新設 (3,000千円)		
		定期点検			

14.4.4 対策工事の実施・監視

(1) 対策工事の実施

管理者は、保全対策を実施する段階において、保全対策計画策定の考え方を踏まえ、状況の変化等による必要な検討をした上で、適切な保全対策を実施する。

(2) 監視

監視は、施設の劣化の進行状況を見極め、最適と判断される時点（適時）に適切な対策工事を実施できるようにすることなどを目的に行う。

14.4.5 管理情報の記録

- ① 施設管理者は、定期点検、健全性の診断の結果、措置の内容等を記録し、当該施設が利用されている期間中は、これを保存する。
- ② 農道の保安全管理を適切かつ効率的に実施するため、原則として施設管理者は農道の基礎諸元、過去の点検結果とその評価、保全対策の履歴等の管理情報についてデータベースを構築するとともに毎年度更新する。
- ③ 施設管理者に代わって別の者が点検診断及び保全対策を実施する場合は、上記の情報を施設管理者に共有する。

表-14.4.8 保安全管理において重要となる基礎情報例²⁾

情報の種類	項目	参考となる資料		
路線名	対象路線名	農道台帳等	維持管理において必須の情報（造成時に整理）	
管理者・造成主体	農道管理者、農道造成者、譲与年月日等	農道台帳、財産管理関係契約書等		
施設諸元	路線属性	路線の種類（広域・一般等）、延長、測点等		農道台帳、設計書、出来高図面
	事業経緯	造成事業の目的・経緯、開始・竣工年、総事業費		事業計画書、工事誌・事業誌、農道台帳等
	道路構造	車線数、幅員、構造物（橋梁、トンネル等）の有無、構造物の形式等		農道台帳、設計書等
	沿道条件	沿道状況、農家戸数		設計書、事業計画書等
	交通条件	総交通量、計画交通量、設計速度		設計書等
	設計法	設計基準		設計書等
	材料条件	構造物の材料（舗装材、橋梁部材、トンネル部材）	設計書等	
構造設計値	舗装構成、材料強度等	設計書等		
防災計画	緊急輸送道路	緊急輸送道路ネットワーク計画、地域防災計画	保全対策の実施において必要となる事項	
第三者への影響	跨道橋、跨線橋	緊急輸送道路ネットワーク計画、地域防災計画、農道台帳		
保全対策の履歴	過去の保全対策の履歴（施工年、施工範囲、工法、工事費等）	保全対策記録簿、個別施設設計画等		
日常管理状況	管理体制、管理費、日常点検状況	日常点検票、管理日誌	対策工法の検討等に必要となる情報（状況に応じて整理）	
点検結果	点検結果、点検結果の評価	点検結果票、個別施設設計画等		
その他	供用状況	交通量、車両状況、事故発生歴等		既往の調査結果、聞き取り
	供用環境	地質条件（軟弱地盤、地すべり、地下水位）、周辺利用環境（市街化の進展等）		設計書、既往調査結果等
	地域特性	気象条件（気温、降水量、積雪量、凍上指数）、構造物設置環境（塩害可能性等）等	アメダス、地図情報、公表データ等	

14.5 災害対応の留意点と保安全管理のフィードバック

14.5.1 災害対応の留意点

- ① 農道が被害を受ける自然災害としては豪雨によるものが多く、法面崩壊や路肩の崩れ、倒木や土砂の堆積等も多数発生している。これらの被害に対しては、作業者の安全を確保した上で、速やかにカラーコーンやバリケード、テープ等を用いて危険箇所の立入禁止、片側通行、通行止め、迂回等の通行規制を行うとともに、土のうやブルーシート等により被害が拡大しないよう適切な措置を講じなければならない。
- ② 基幹的農道については、災害時の避難、救助、物資供給等の応急活動のために緊急車両の通行を確保すべき緊急輸送道路等に指定されている場合がある。これらの農道については早期に点検を行うことが望ましい。
- ③ 大雪に関しては、除雪基準を積雪深 10cm、15cm 以上など市町村道と同じ基準としている場合が多いため、自治体の取り決めに応じて適切に対応することが望ましい。
- ④ 近年、災害時の情報収集への無人航空機（ドローン等）の活用が増加している。農道についても、自治体の人手が不足する中で立ち入り困難な路線を効率的に確認するために、無人航空機（ドローン等）を活用している事例もある。

14.5.2 保安全管理のフィードバック

- ① 農道の点検等は、自治体、土地改良区等の予算や人員の制約、交通量や地域社会における役割、施設ごとの構造物の重要性等を考慮して、現実的な対応を設定することが求められる。このため、点検計画で定める点検の頻度又は時期、方法、体制等については、地域や農道の条件を考慮して設定し、状況の変化や老朽化の進行等を踏まえて適切に見直すことを基本とする。
- ② 農道の保安全管理を実施していく中で、地域や路線ごとに保全対策や設計で配慮すべき事項が生じた場合は、適切にフィードバックしていくことが重要である。例えば、高齢化が進行した地域における法面の草刈りの安全性に配慮して、防草対策、法面勾配、法面小段の設置等を検討したり、農業経営体の規模拡大等に伴う農業機械の大型化に対応した舗装や幅員を検討したりすることも考えられる。
- ③ 水路の泥上げの土を路肩に放置して路肩に草が生えたり狭くなったりするなど、農道の機能を損なうような管理方法が見られた場合は、管理者と調整を行い適切な管理方法に改めるよう努める。

引用・参考文献

- 1) 農林水産省農村振興局：インフラ長寿命化計画（行動計画）（令和3年6月）
- 2) 農林水産省農村振興局：農道保全対策の手引き（令和3年4月）