# 第６章

# 擁壁計画

# 第６章　擁壁計画

## 第１節　基本事項

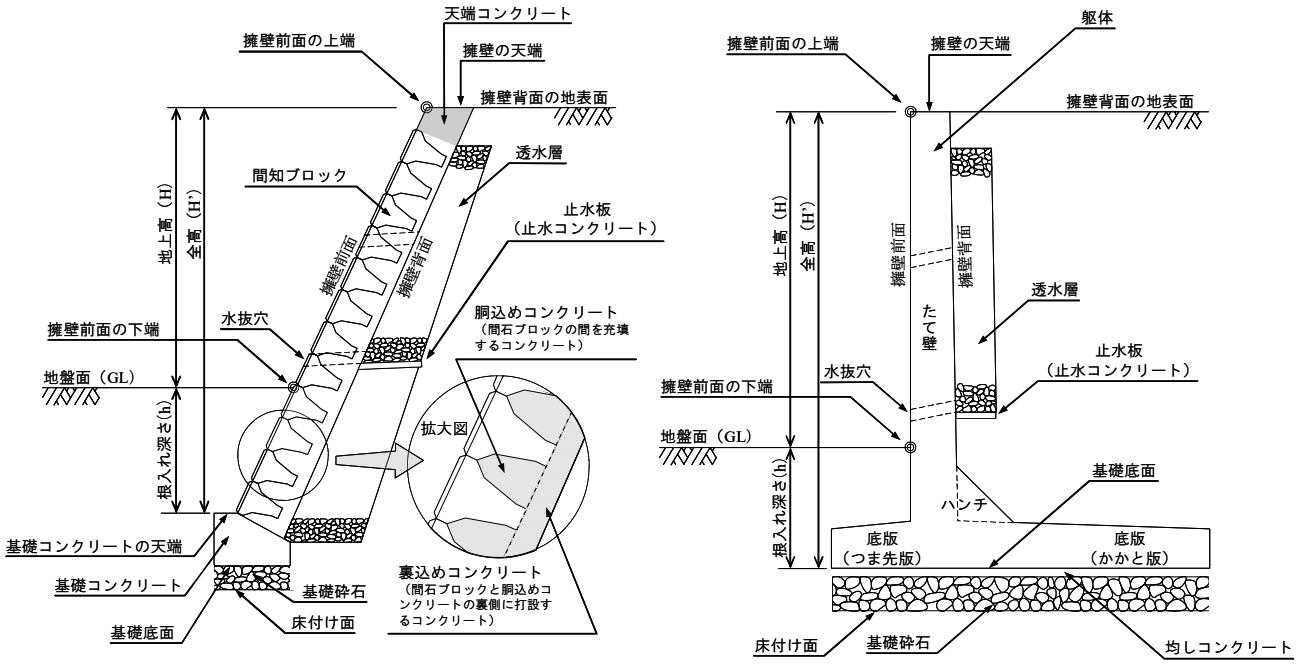
### １　擁壁各部の名称及び擁壁の高さ

擁壁各部の名称は図 6-1 のとおりである。擁壁前面の地盤面（GL）から擁壁天端までの垂直距離を擁壁の地上高（H）といい、擁壁前面の地盤面から擁壁基礎底面（練積み造擁壁の場合は、基礎コンクリートの天端）までの垂直距離を根入れ深さ（h）という。また、擁壁基礎底面（練積み造擁壁の場合は、基礎コンクリートの天端）から擁壁天端までの垂直距離を擁壁の全高（H’）という。

なお、擁壁の地上高は、擁壁の構造に応じて次のとおりとすること。

(1)　練積み造擁壁の地上高は、5.0m以下とすること。

(2)　鉄筋コンクリート造等擁壁の地上高は、地形上やむを得ない場合を除き、5.0m以下とすること。




（ア）練積み造擁壁の場合　　（イ）鉄筋コンクリート造等擁壁の場合

図 6-1　擁壁各部の名称及び擁壁の高さ

## 2　擁壁の根入れ深さ

(1)　擁壁の根入れ深さは、擁壁の地上高の 0.15 倍以上かつ 0.35m以上確保すること。

(2)　斜面上や水路、柵渠又は素掘り側溝の背後、擁壁の前面の地盤面が水平ではない場合は、次に示す各々の場合に応じて仮想地盤面（$GL_{img}$）を設定し、これを地盤面とみなして算出した地上高（以下「仮想地上高（$H_{img}$）」という。）と根入れ深さ（以下「仮想根入れ深さ（$h_{img}$）」という。）を、それぞれ擁壁の地上高及び根入れ深さとみなす。

ア　斜面上に擁壁を設置する場合

次の(ｱ)及び(ｲ)を同時に満たすよう仮想地盤面を設定する（図 6-2）。

(ｱ)　仮想根入れ深さが、仮想地上高の 0.15 倍以上かつ 0.35m以上となること。

(ｲ)　斜面の下端を通り土質に応じた角度（表 6-1）で引かれた影響線と仮想地盤面が交わる点と、擁壁基礎底面の前端との水平距離が、仮想地上高の 0.4 倍以上かつ 1.5m以上となること。ただし、斜面の角度が比較的緩やかで、影響線の角度よりも小さくなる場合は、擁壁基礎底面前端と、地盤面が仮想地盤面と交わる点との水平距離が、仮想地上高の 0.4 倍以上かつ 1.5m以上となること（図 6-3）。

表 6-1　土質別角度

| 土　質 | 軟　岩 | 風化の著しい岩 | 砂利、真砂土、関東ローム、硬質粘土その他これらに類するもの | 盛土、腐植土又は土質が確認できない場合 |
|---|---|---|---|---|
| 角度（$\theta$） | ６０° | ４０° | ３５° | ２５° |

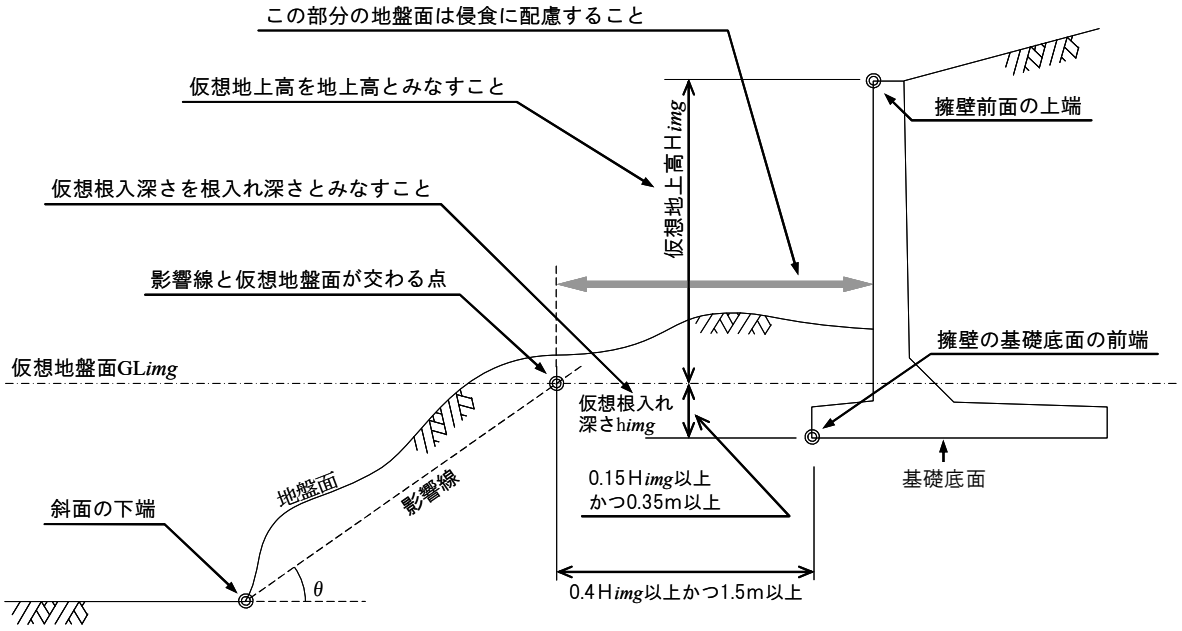



図 6-2　斜面上に擁壁を設置する場合の根入れ深さ

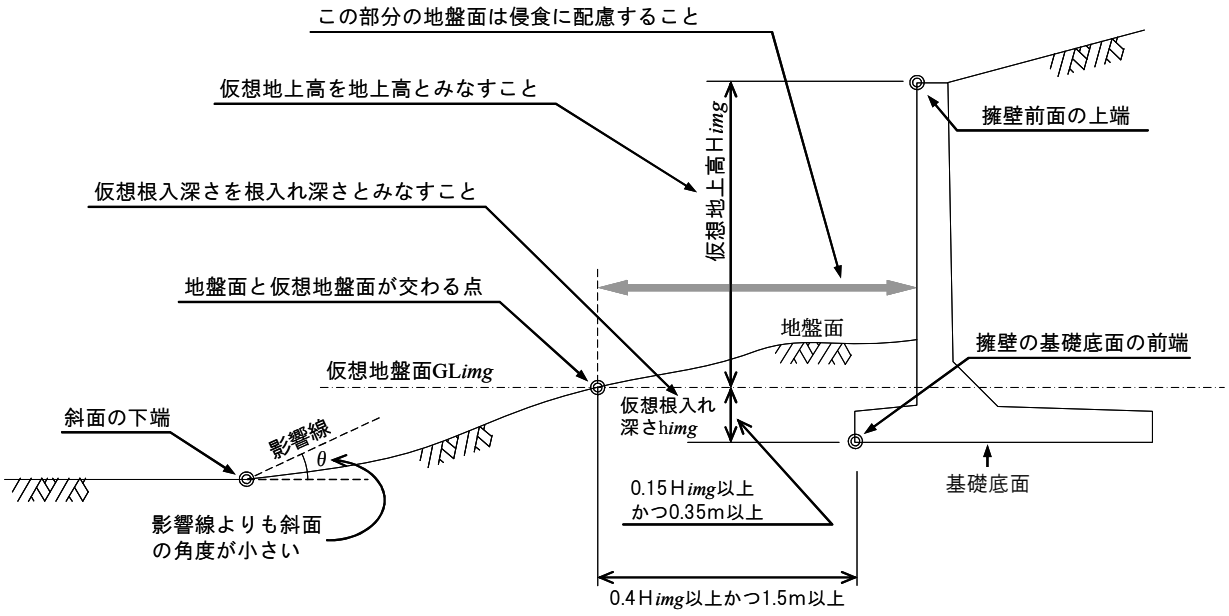
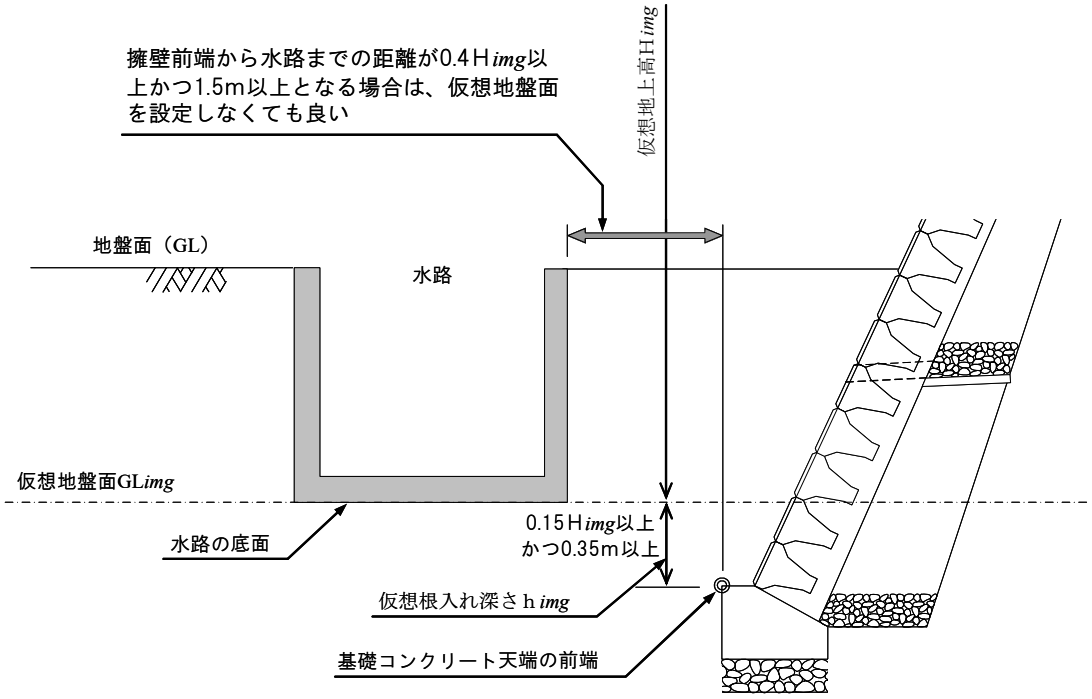


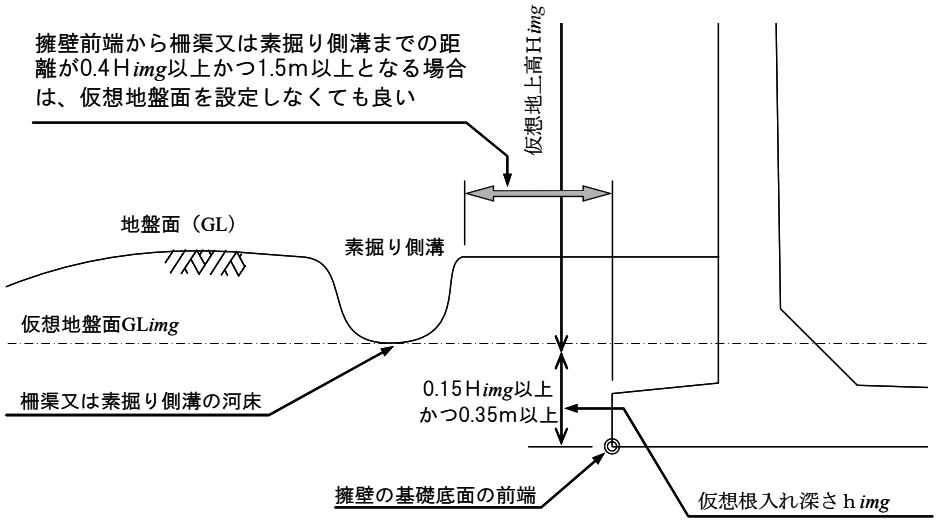

図 6-3　緩やかな斜面上に擁壁を設置する場合の根入れ深さ

イ　水路、柵渠又は素掘り側溝の背後に擁壁を設置する場合

水路、柵渠又は素掘り側溝（以下「水路等」という。）の背後に擁壁を設置する場合は、水路の底面若しくは柵渠又は素掘り側溝の河床を通る水平面を仮想地盤面とする（図 6-4）。ただし、擁壁前端から水路等までの距離が仮想地上高の 0.4 倍以上、かつ、1.5m以上となる場合は、仮想地盤面の設定を要さない。




（ア）　水路の背後に擁壁を設置する場合




（イ）　柵渠又は素掘り側溝の背後に擁壁を設置する場合

図 6-4　水路、柵渠又は素掘り側溝の背後に擁壁を設置する場合の根入れ深さ

ウ　河川に近接して設置する擁壁

擁壁等で防護されている河川に近接して擁壁を設置する場合は、斜面上に擁壁を設置する場合の考え方に準じて仮想地盤を設定し、新設する擁壁の設置位置を定めること（図6-5）。

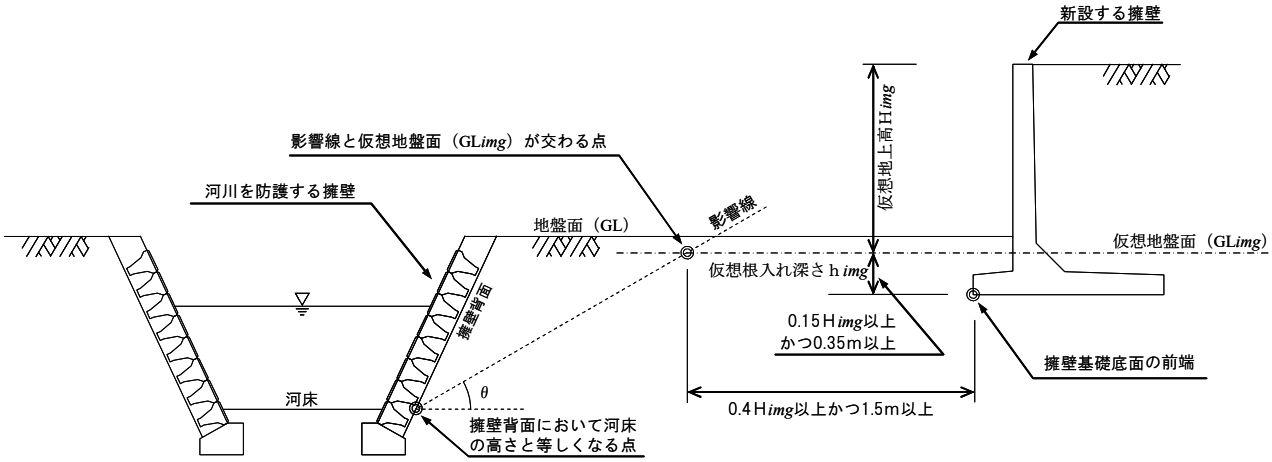



図 6-5　河川に接して設置する擁壁

エ　Ｌ型側溝又は街渠の背後に擁壁を設置する場合

Ｌ 型側溝コーピング又は街渠ブロック（以下「コーピング等」という。）の天端から0.25m下がった水平面を仮想地盤面とする（図 6-6）。ただし、擁壁前端からコーピング等の前面までの距離が 1.5m以上となるか、又はコーピング等の高さが 0.25m未満の場合は、仮想地盤面の設定を要さない。

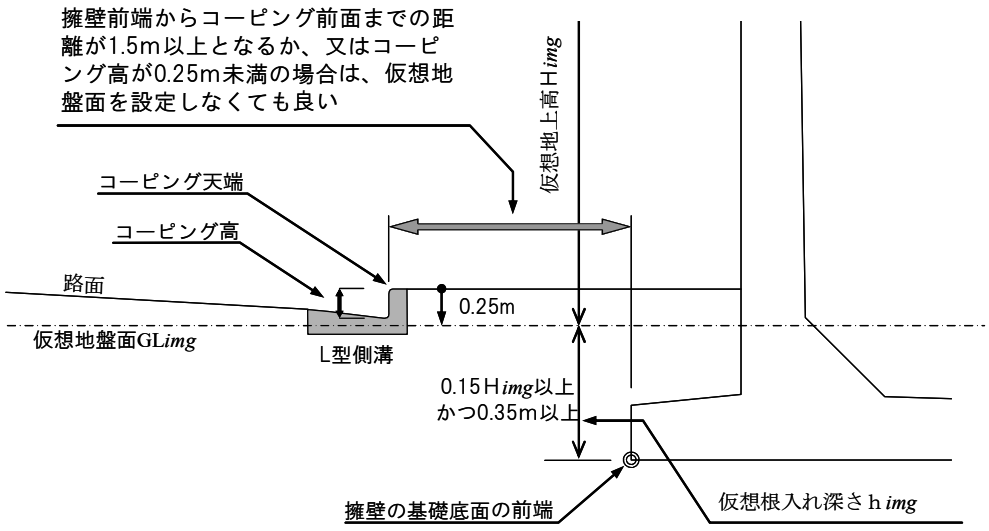
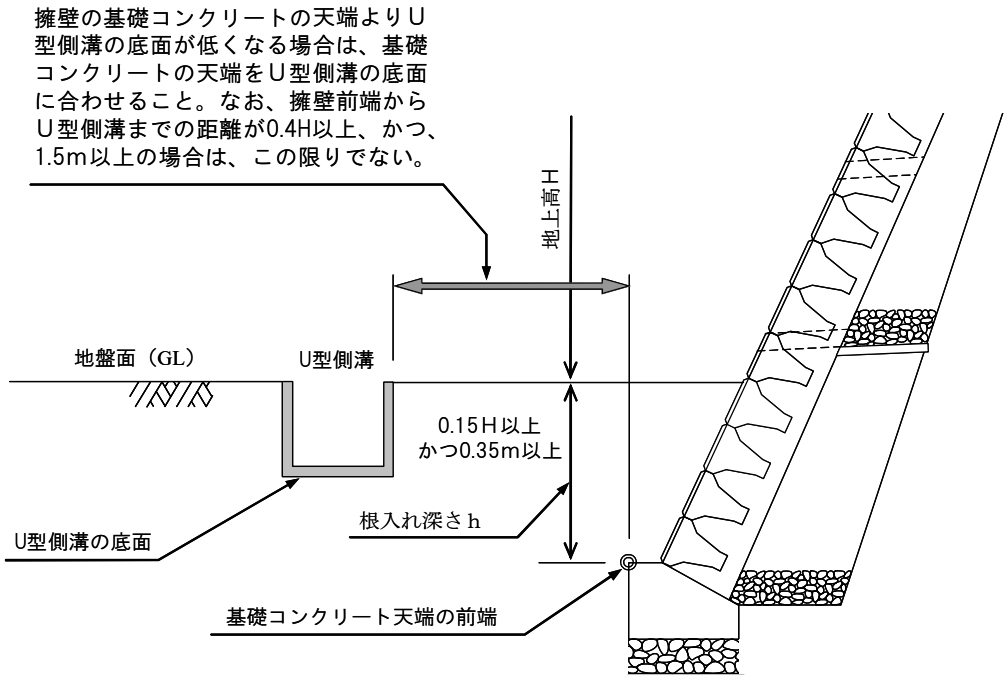
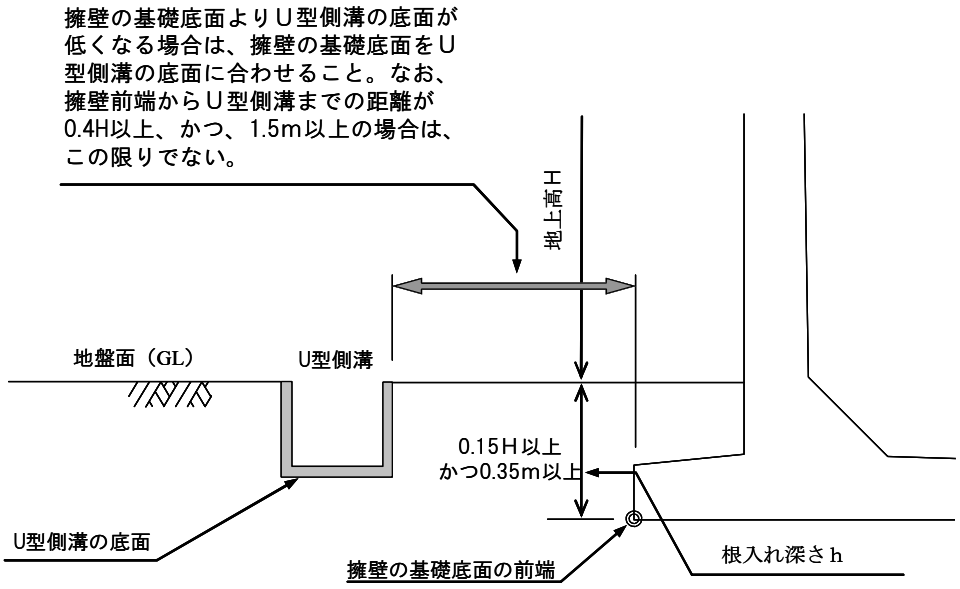



図 6-6　Ｌ型側溝等の背後に擁壁を設置する場合の根入れ深さ

(3)　U 型側溝の背後に擁壁を設置する場合は、仮想地盤面の設定は不要とし、擁壁の根入れ深さを当該 U 型側溝の天端からの高さとする。ただし、基礎コンクリートの天端又は擁壁の基礎底面よりU型側溝の底面が低くなる場合は、基礎コンクリートの天端又は擁壁の基礎底面をU型側溝の底面に合わせること。なお、その場合擁壁前端からU型側溝までの距離が地上高の 0.4 倍以上、かつ、1.5m以上となる場合は、この限りでない（図 6-7)。




（ア）　練積み造擁壁を設置する場合




（イ）　鉄筋コンクリート造擁壁を設置する場合

図 6-7　U型側溝の背後に擁壁を設置する場合の根入れ深さ

## 3　斜面に沿って設置する擁壁

斜面に沿って擁壁を設置する場合、基礎部分は段切り（幅 1.0m以上）により水平とすること（図 6-8）。

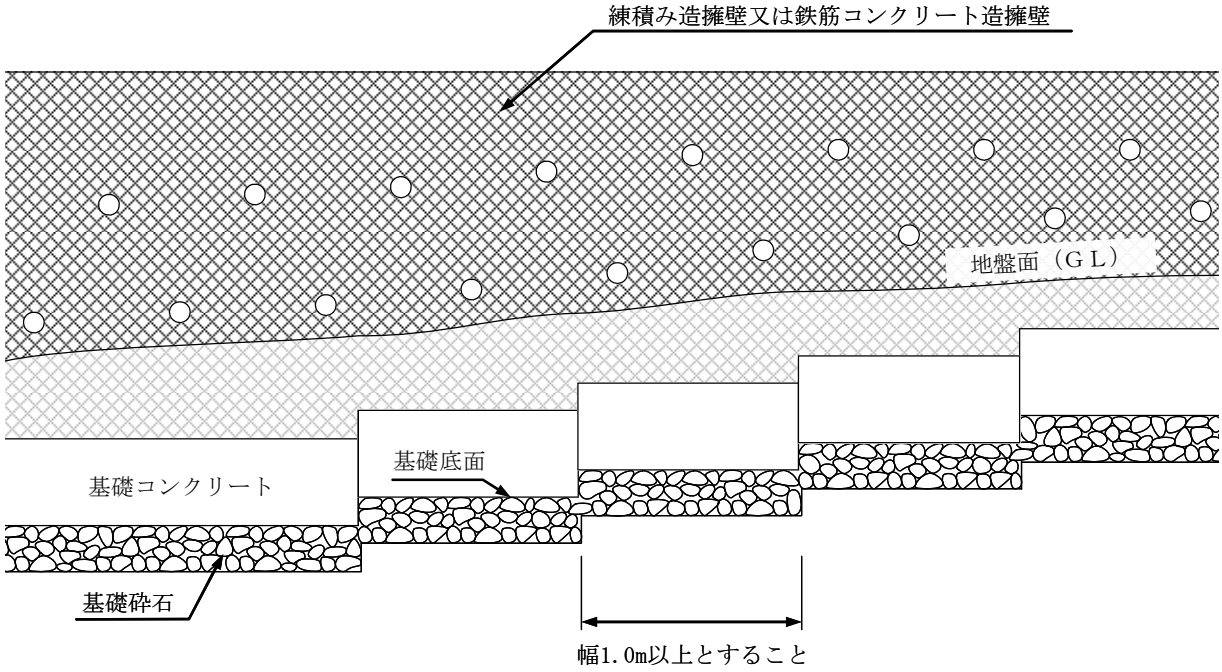



図 6-8　斜面に沿って設置する擁壁

## 4　二段擁壁

(1)　二段擁壁とは

宅地造成又は特定盛土等に関する工事の区域内の擁壁同士又は同区域内の擁壁と区域外の既存擁壁が、平行又は平行に近い形でひな壇状に配置される場合など、上段側の擁壁（以下「上段擁壁」という。）により、下段側の擁壁（以下「下段擁壁」という。）の安全性に影響すると考えられる状態に配置される擁壁を、二段（多段）擁壁という。

(2)　二段擁壁の設置規制

ア　二段擁壁となる擁壁の配置は原則として避けること。

二段擁壁とならないようにするには、次の(ｱ)又は(ｲ)のとおり配置すること。

(ｱ)　上段、下段擁壁ともに新設する場合、下段擁壁を新設する場合又は上段擁壁を新設し下段擁壁が法の技術的基準に適合している場合（図 6-9、図 6-10）

下段擁壁の基礎底面の後端を基点として水平面と土質に応じた角度（表 6-1）をなす影響線を引いたとき、上段擁壁の基礎底面の前端（練積み造擁壁の場合は基礎コンクリートの天端の前端）が影響線より後ろに位置し、かつ、上段擁壁と下段擁壁の間の水平距離が上段擁壁の地上高の 0.4 倍以上かつ 1.5m以上となること。

(ｲ)　上段擁壁を新設し、下段擁壁が法の技術的基準に適合していない又は適合するか確認できない場合（図 6-11、図 6-12、図 6-13、図 6-14）

下段擁壁の前面の下端を基点として、水平面と土質に応じた角度（表 6-1）をなす影響線を引いたとき、その影響線と下段擁壁背面の地盤が交わる点と上段擁壁の基礎底面の前端（練積み造擁壁の場合は基礎コンクリートの天端の前端）の水平距離が上段擁壁の地上高の 0.4 倍以上かつ 1.5m以上となること。

イ　地形上やむを得ず二段擁壁となる場合、下段擁壁が鉄筋コンクリート造の場合は次のうち(ｱ)、(ｲ)、(ｴ)の全てを満たしていることが確認できるとき、練積み造の場合は次のうち(ｱ)、(ｳ)、(ｴ)の全てを満たしていることが確認できるときに限り、二段擁壁を認めるものとする。

(ｱ)　下段擁壁と上段擁壁の水平距離が、上段擁壁の地上高の 0.4 倍以上かつ 1.5m以上となること。なお、上段擁壁が杭基礎の場合は、この限りでない。
（図 6-15、図 6-16）

(ｲ)　下段擁壁について、背面形状、地表面載荷重及び上段擁壁による荷重を考慮して構造計算を行い、さらに、以下の項目について確認すること。

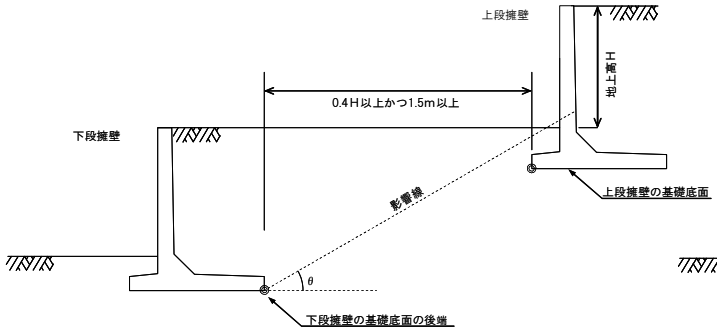
a　常時において転倒、滑動、沈下に関する安全率が 1.5 以上であり、かつ各部材に作用する応力度が長期許容応力度以内であること。

b　中地震時（設計水平震度 $k_h$＝0.20）において、各部材に作用する応力度が短期許容応力度以内であること。

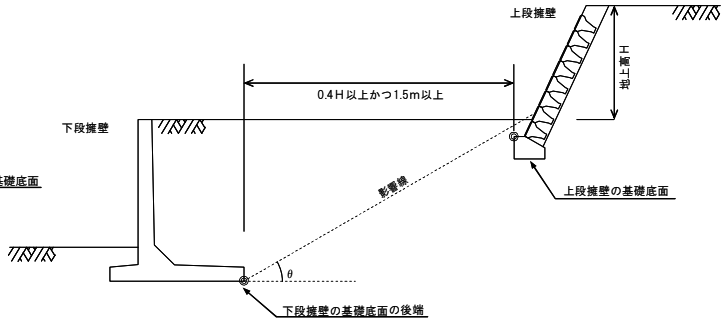
c　大地震時（設計水平震度 $k_h$＝0.25）において転倒、滑動、沈下に関する安全率が１．０以上であり、かつ各部材に作用するモーメント及びせん断力が、それぞれ降伏曲げモーメント及びせん断耐力以内となること。

(ｳ)　下段擁壁について、下段擁壁の前面の地盤面から上段擁壁の背面の地盤面までの高さ（５ｍ以下に限る）を擁壁で覆わなければならない崖の高さとみなして擁壁のタイプを選定し、当該擁壁の頭切りを行って高さを調整すること。（図 6-16）

(ｴ)　上段、下段擁壁ともに含む形で斜面安定計算を行い、常時で安全率 1.5 以上かつ大地震時（設計水平震度 $k_h$＝0.25）で安全率 1.0 以上となること。

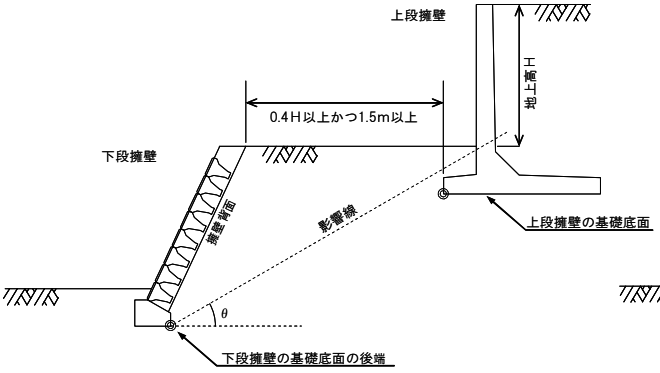



上段が鉄筋コンクリート造擁壁の場合

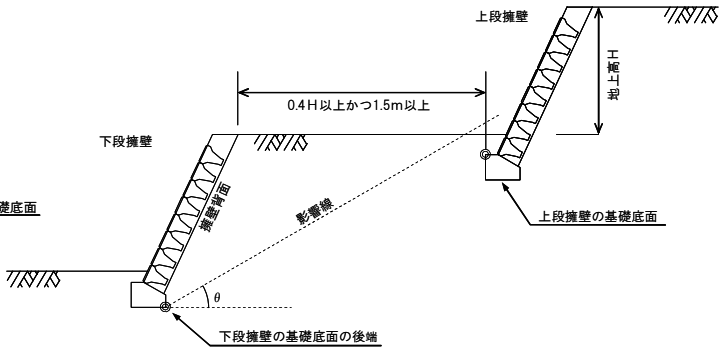



上段が練積み造擁壁の場合

図 6-9　下段が鉄筋コンクリート造擁壁の場合




上段が鉄筋コンクリート造擁壁の場合




上段が練積み造擁壁の場合

図 6-10　下段が練積み造擁壁の場合

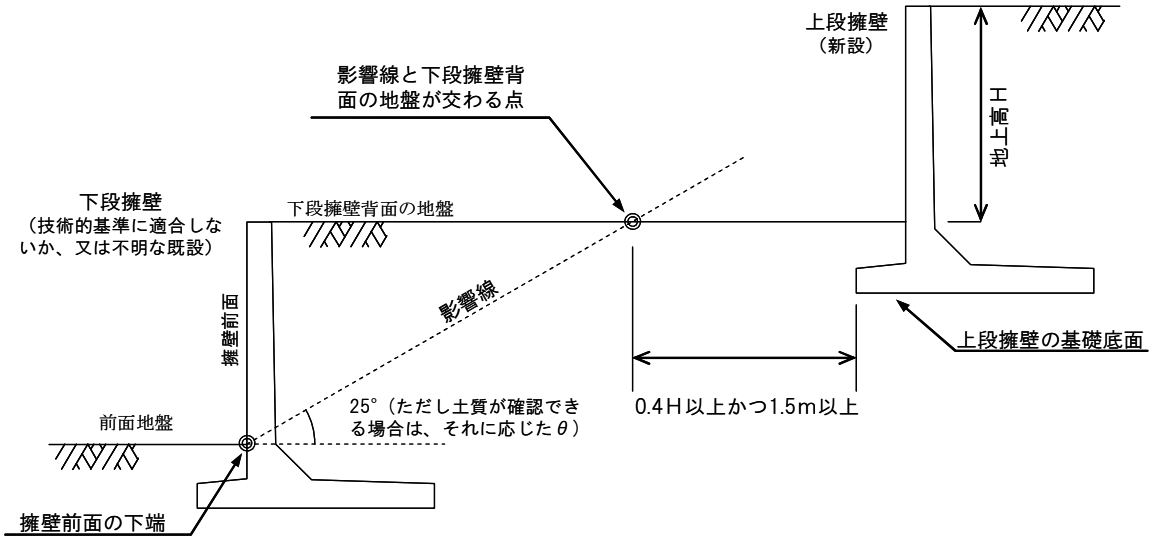



図 6-11　上段、下段ともに鉄筋コンクリート造擁壁の場合

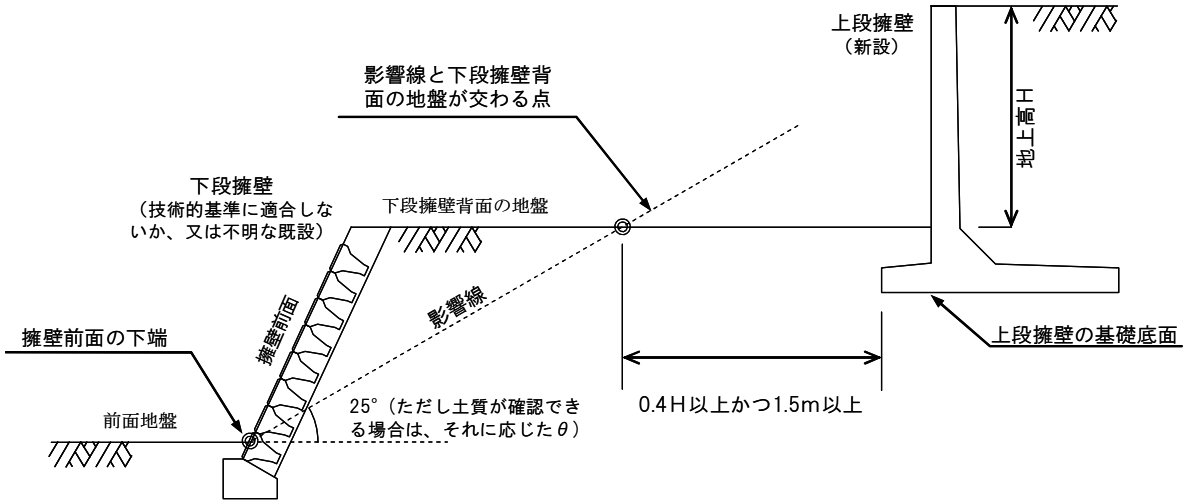



図 6-12　上段が鉄筋コンクリート造擁壁、下段が練積み造擁壁の場合

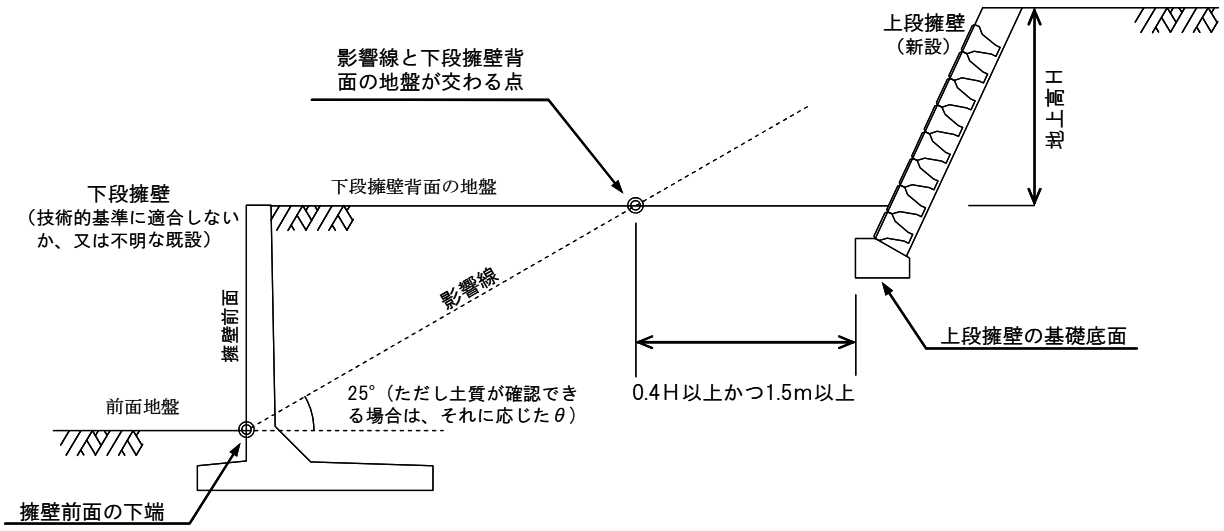



図 6-13　上段が練積み造擁壁、下段が鉄筋コンクリート造擁壁の場合

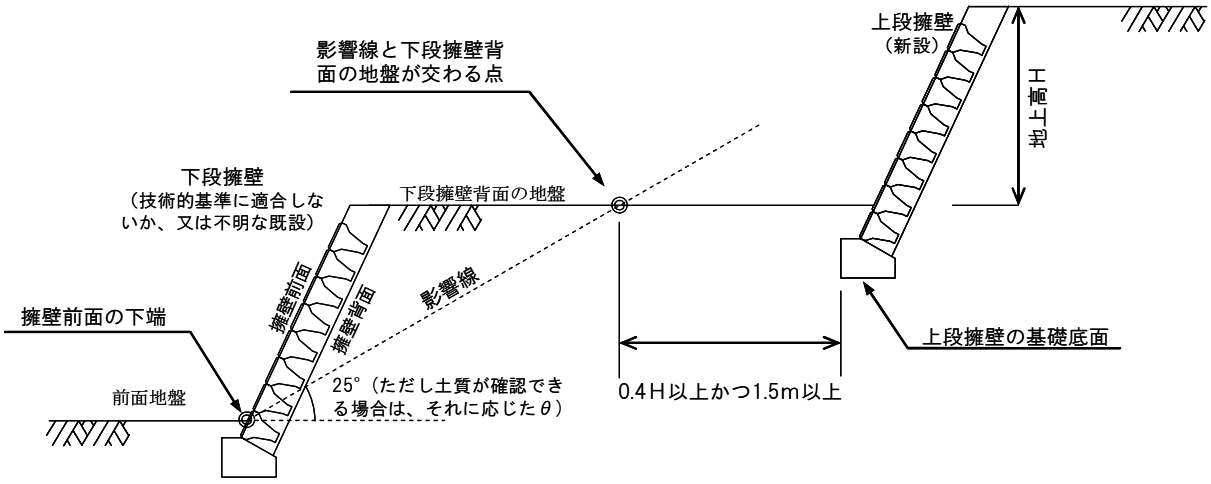
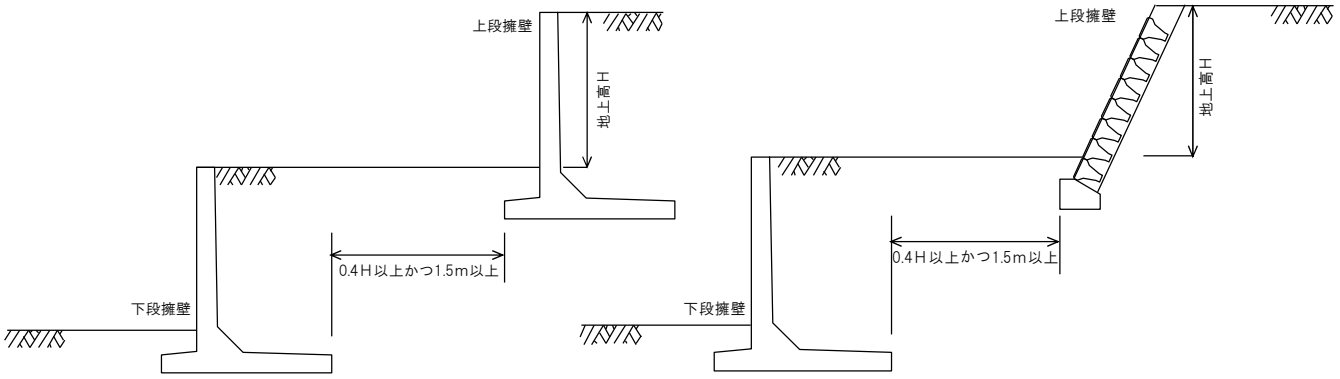


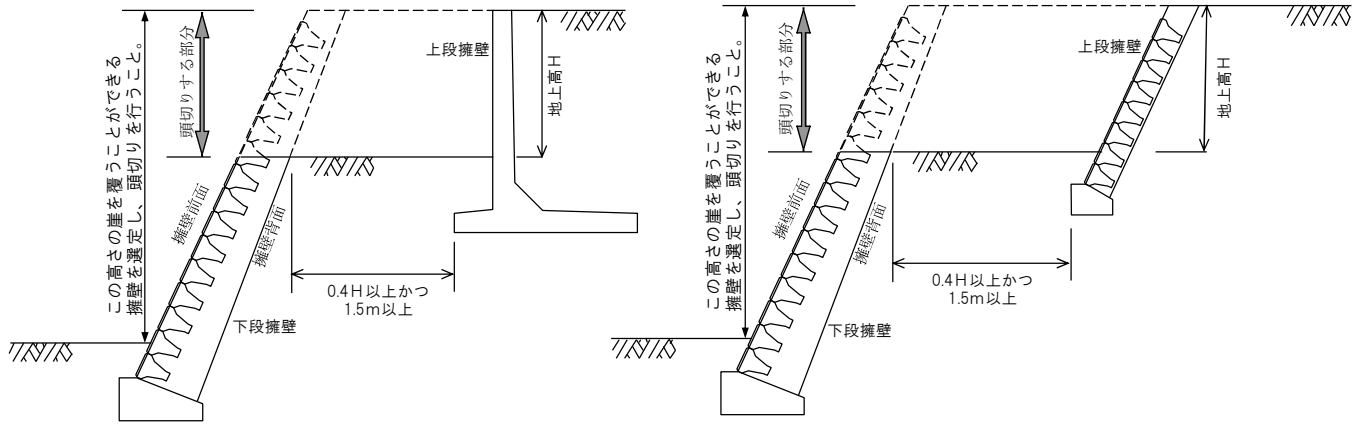

図 6-14　上段、下段ともに練積み造擁壁の場合




上段が鉄筋コンクリート造擁壁の場合　　上段が練積み造擁壁の場合

図 6-15　地形上やむを得ず二段擁壁となる場合（下段が鉄筋コンクリート造擁壁）

※「4(2)イ(ア)」を示すものであり、その他の条件は P.47 を参照




上段が鉄筋コンクリート造擁壁の場合　　上段が練積み造擁壁の場合

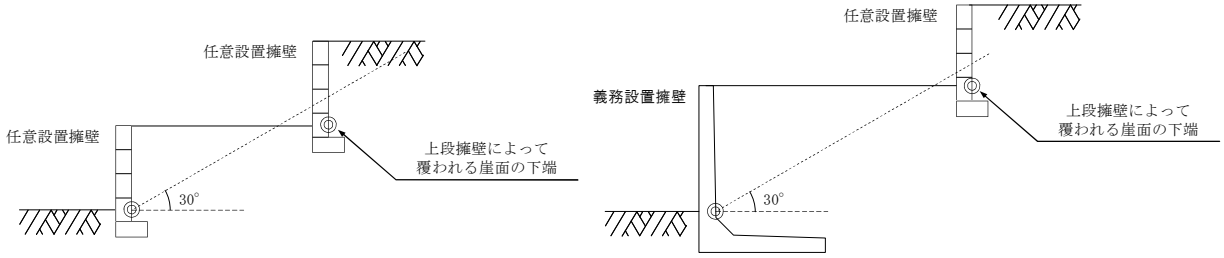
図 6-16　地形上やむを得ず二段擁壁となる場合（下段が練積み造擁壁）

※「4(2)イ(ア)及び(ウ)」を示すものであり、その他の条件は P.47 を参照

(3)　二段擁壁とみなさないもの

(2)の規定に係わらず、上下の擁壁で覆われる崖面が一体の崖ではなく、かつ、上下いずれも任意設置擁壁の場合（下図の(ア)）又は上段が任意設置擁壁の場合（下図の(イ)）は、二段擁壁とみなさないものとする（図 6-17）。なお、上段、下段擁壁が共に義務設置擁壁の場合又は下段擁壁が任意設置擁壁で上段擁壁が義務設置擁壁の場合は、二段擁壁の規定が適用となるので注意すること。

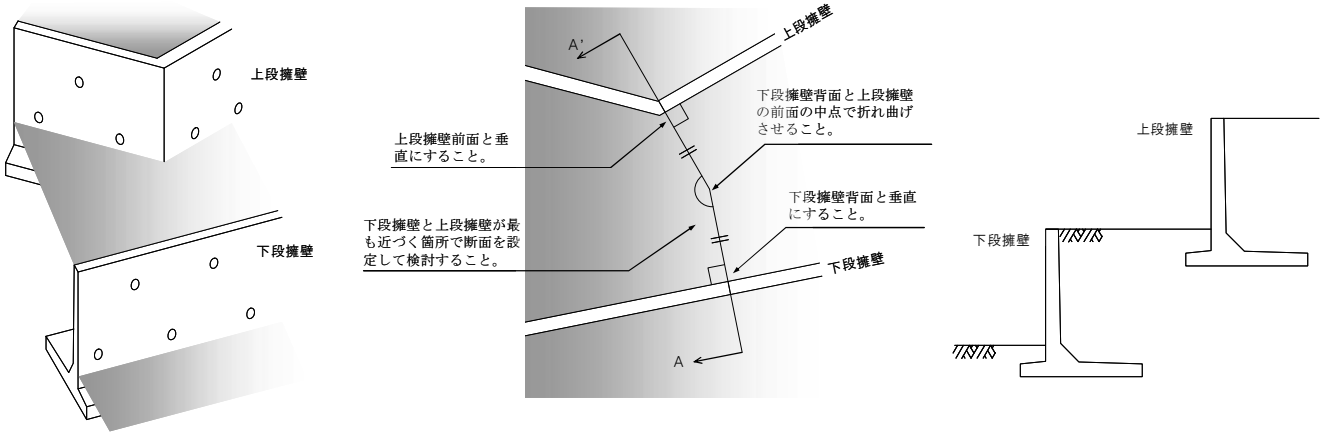
また、上段擁壁と下段擁壁が平行ではない場合は、図 6-18 を参考とし、二段擁壁に該当するかどうか検討するための断面を設定すること。




（ア）　上下の擁壁で覆われる崖面が一体ではなく、かつ、上下どちらも任意設置擁壁の場合

（イ）　上下の擁壁で覆われる崖面が一体ではなく、かつ、上段擁壁が任意設置擁壁の場合

図 6-17　二段擁壁とみなさなくてもよい場合




（ア）　立体図

（イ）　平面図

（ウ）　Ａ－Ａ'断面図

図 6-18　上下の擁壁が平行でない場合の検討断面の設定

(4)　宅地造成又は特定盛土等に関する工事の区域内の既存擁壁について

宅地造成又は特定盛土等に関する工事を行う区域内の既存擁壁は、二段擁壁になるかどうかに係わらず、法の技術的基準に適合しなければならないので留意すること。

# 第２節　擁壁の設計及び施工

## １　擁壁の選定

(1)　練積み造擁壁

ア　練積み造擁壁は、本指針 ページ～ ページの間知石等練積み擁壁標準構造図に示されるものを使用すること。また、基礎コンクリートは無筋コンクリート造を基本とするが、基礎地盤が切土と盛土にまたがる場合等必要に応じて、鉄筋コンクリート造とすること。

イ　擁壁背面の地盤の高さに合わせるために、標準構造図に示される擁壁の高さを変更して施工する場合は、擁壁の頭部を切る構造（頭切り）とすること（図 6-19）。

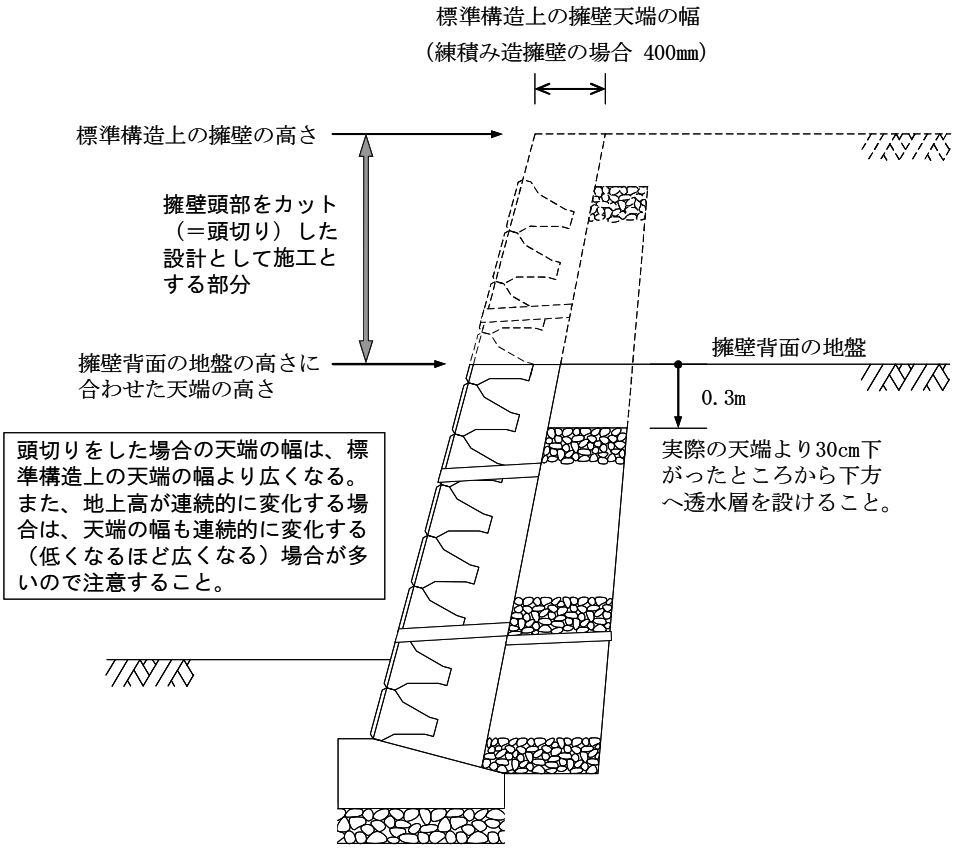



図 6-19　擁壁の頭切り

ウ　擁壁背面の地表面が傾斜しているときは、擁壁背面において前面地盤と高さが等しくなる点から、表 6-1 に示す角度の影響線を引き、当該影響線が擁壁背面の地表面と交わる点における水平面と擁壁前面の地盤面との高さを擁壁で覆わなければならない崖の高さとみなして擁壁のタイプを選定し、当該擁壁の頭切りを行って高さを調整すること（図 6-20）。

なお、影響線が擁壁背面の地表面と交わらない場合又は影響線と擁壁背面の地表面が交わる点の高さが５ｍ以上の場合は、土羽付き５ｍタイプを選定すること。

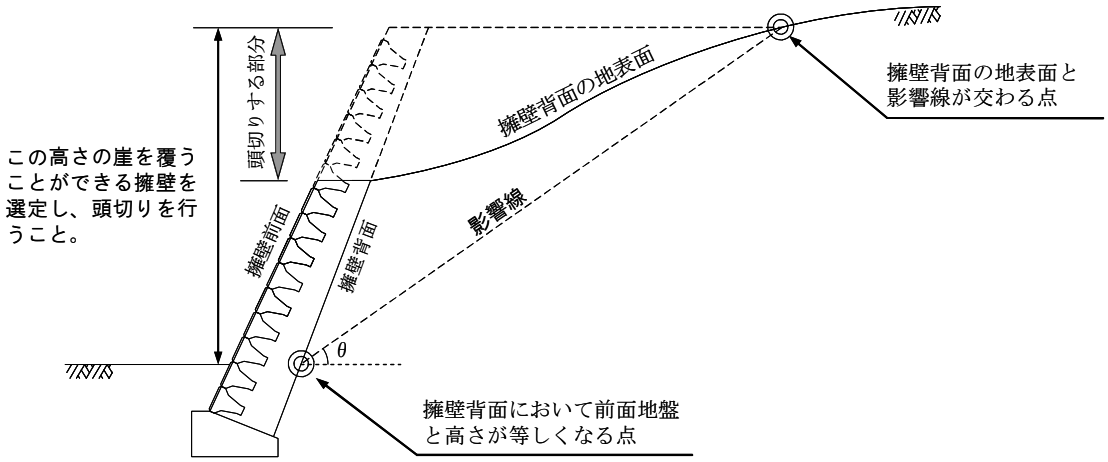



図 6-20　擁壁背面の地表面が傾斜している場合の練積み造擁壁のタイプの選定と施工

(2)　鉄筋コンクリート造等擁壁

鉄筋コンクリート造擁壁の義務設置擁壁については、「第３節　鉄筋コンクリート造擁壁の設計」に基づいて構造計算を行うこと。ただし、本指針 ページから ページの鉄筋コンクリート造擁壁標準構造図中に示される構造のものを、その設計条件に則り使用する場合はこの限りではない。

(3)　国土交通大臣認定擁壁

法施行令第 14 条に規定する特殊な材料又は構法による擁壁を設置する場合は、国土交通大臣が認定し、かつ、設置条件が適合するものを使用すること。

## 2　擁壁の基礎地盤

(1)　基礎地盤の設計上の長期許容地耐力については、土質調査を行い定めること。ただし、地上高が５ｍ以下であり、かつ、現地の地盤が地山の関東ロームであることが確認できた場合は、長期許容地耐力として、堅いローム層の 100ｋＮ／㎡を用いることができる。なお、現場の施工の際には、現地の地盤の許容地耐力を測定し、設計上の必要な許容地耐力が得られていることを確認すること。

(2)　現地の床付け地盤の許容地耐力が設計上の必要な許容地耐力を満たしていない場合には、地盤改良又は杭基礎の設置を行うこと。

(3)　擁壁の基礎は、栗石等を 20 ㎝以上の厚さに敷きならし、十分に転圧したうえで設置すること。ただし、地盤が岩盤の場合はこの限りでない。

(4)　鉄筋コンクリート造等擁壁については、均しコンクリート（厚さ５㎝以上）を打設した後、設置すること。（、ページの図）

## 3　コンクリート

(1)　鉄筋コンクリート造等擁壁の躯体に使用するコンクリートは、設計基準強度 $F_c$ が 21N／㎟（210 kg f／㎠）以上の強度のものを使用すること。練積み造擁壁の胴込め、裏込めコンクリート及びその他の部材等に使用するコンクリートは、設計基準強度 $F_c$ が 18N／㎟（180 kg f／㎠）以上の強度のものを使用すること。なお、圧縮及びせん断に関する許容応力度は、表 6-2 のとおりである。

表 6-2　コンクリートの許容応力度（建築基準法施行令第 91 条より）

| 設計基準強度 $F_c$ （N／㎟） | 長期許容応力度 | | 短期長期許容応力度 | |
|---|---|---|---|---|
| | 圧縮 〔N/㎟〕 | せん断 〔N/㎟〕 | 圧縮 〔N/㎟〕 | せん断 〔N/㎟〕 |
| ２１ （２１０kg f/㎠） | 7 （７０kg f／㎠） | ０．７０ （7 kg f／㎠） | １４ （１４０kg f／㎠） | １．４０ （１４kg f／㎠） |
| ２４ （２４０kg f／㎠） | 8 （８０kg f／㎠） | ０．７３ （７．３kg f／㎠） | １６ （１６０kg f／㎠） | １．４６ （１４．６kg f／㎠） |
| ２７ （２７０kg f／㎠） | 9 （９０kg f／㎠） | ０．７６ （７．６kg f／㎠） | １８ （１８０kg f／㎠） | １．５２ （１５．２kg f／㎠） |

※24N/㎟以上を使用する場合には納品書等を提出すること。

(2)　無筋コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c$ は 23ｋＮ／㎥（2.3ｔf／㎥）、鉄筋コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c$ は 24ｋＮ／㎥（2.4ｔf／㎥）とする。

(3)　鉄筋とコンクリートのヤング係数比 $n$ は、15 とする。

(4)　コンクリートの引張強度は、考慮しないこと。

(5)　コンクリートの施工は、「コンクリート標準示方書」（(社)土木学会）に従い行うこと。

## 4　鉄筋

鉄筋コンクリート造等擁壁の鉄筋には、ＳＤ295 以上の基準強度を持つ異形棒鋼を用いること（表 6-3）。

表 6-3　異形棒鋼の許容応力度

| 異形棒鋼の種類 | 基準強度 （N／㎟） | 長期許容引張り応力度 $\sigma_{sa}$ （N／㎟） | 短期許容引張り応力度 $\sigma_{sa}$ （N／㎟） |
|---|---|---|---|
| ＳＤ２９５Ａ及びＢ | ２９５ （２９５０kg f／㎠） | １９５ （１９５０kg f／㎠） | ２９５ （２９５０kg f／㎠） |
| ＳＤ３４５ | ３４５ （３４５０kg f／㎠） | ２１５ （２１５０kg f／㎠） ただし、Ｄ２９以上の場合は、１９５（１９５０kg f／㎠） | ３４５ （３４５０kg f／㎠） |
| ＳＤ３９０ | ３９０ （３９００kg f／㎠） | | ３９０ （３９００kg f／㎠） |

※ＳＤ３４５以上を使用する場合には納品書等を提出すること。

## ５　鉄筋コンクリート造等擁壁の構造体

(1)　鉄筋径はＤ13 以上とし、間隔は 30 ㎝以下とすること。また、粗骨材が行き渡るよう、密な配置は避けること。

(2)　鉄筋の重ね継ぎ手は、鉄筋径の 40 倍以上とすること。

(3)　鉄筋のかぶりは６㎝以上とする。

(4)　引張り鉄筋の定着長は、主筋に溶接する場合を除き、その径の 40 倍以上とすること。ただし、末端をフック状に加工するときは、その径の 25 倍以上とする。

(5)　たて壁と底版の接合部分には、ハンチ（30 ㎝×30 ㎝以上）を設けること。

(6)　部材の最小厚さは、20 ㎝以上とすること。

(7)　配筋は、用心鉄筋、配力鉄筋を設けること。

## ６　杭基礎

(1)　杭基礎は、杭先端が良質な支持層によって支持される支持杭とすること。摩擦杭は不可とする。

(2)　杭の配列は、正方形、長方形又は千鳥状等、左右対称の単純な配置とすること。また、最小配列は２行２列を原則とすること（図 6-21）。

(3)　杭の最小中心間隔は杭の直径の 2.5 倍とすること。これを満たさない場合は群杭として設計を行うこと。また、底版縁端と杭中心との最小距離は、打込み杭、中掘り杭及びプレボーリング杭の場合は杭径の 1.25 倍、場所打ち杭及び鋼管ソイルセメント杭の場合は杭径の 1.0 倍とすること（図 6-22）。

(4)　杭頭部は、擁壁底版に剛結合することを原則とする。その方法は、次のア又はイによるものとし、詳細な構造は「杭基礎設計便覧」（(社)日本道路協会）等を参考とすること。

ア　方法Ａ

杭を底版の中に杭径以上埋込む方法。

イ　方法Ｂ

杭を底版内へ 10 ㎝程度埋込み、主として鉄筋で補強する方法。

(5)　杭に用いる材料の許容応力度は、「平成 13 年７月２日国土交通省告示第 1113 号　地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法等を定める件（以下、この章において「告示」という。）」（本指針 ページを参照）による。

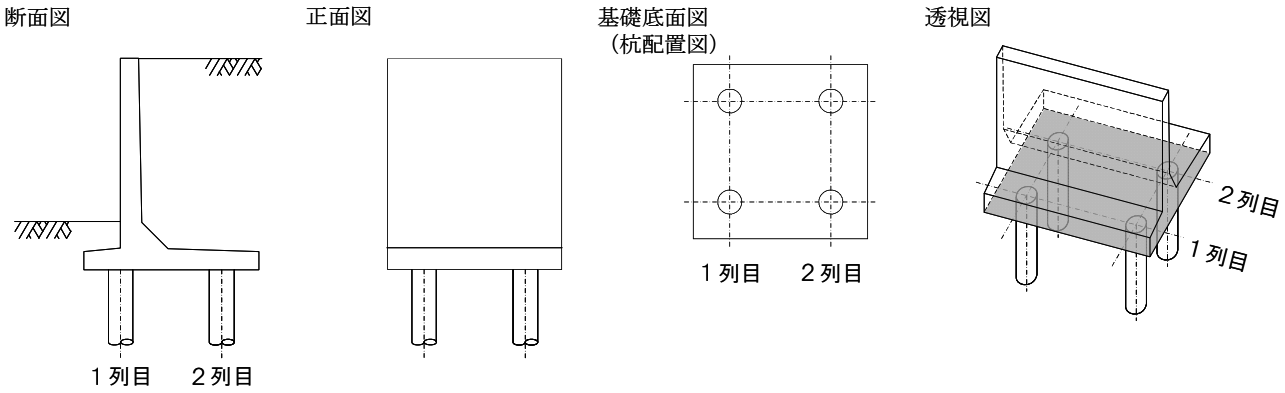



図 6-21　杭の最小配列

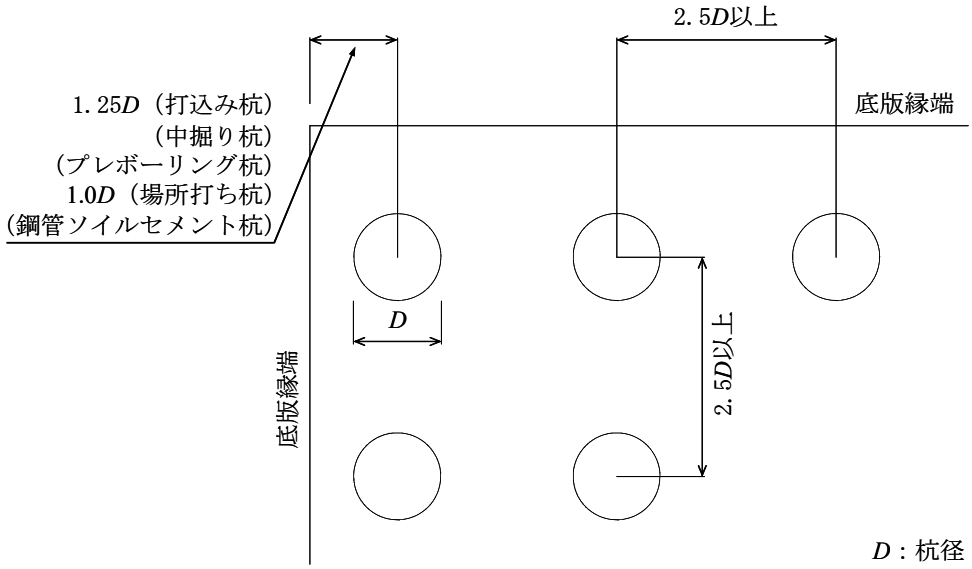
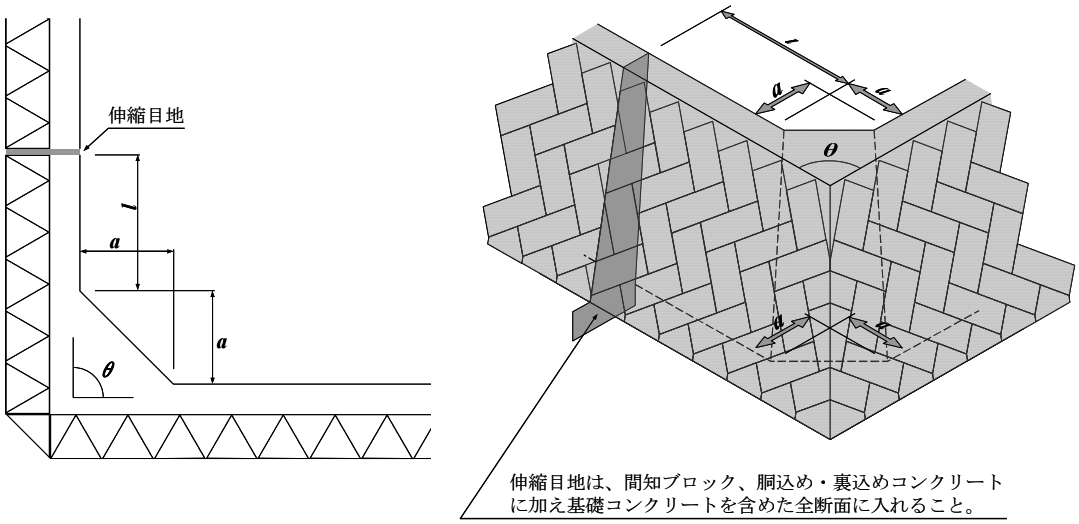



図 6-22　杭の最小中心間隔及び底版縁端との距離

## 7　擁壁のコーナー補強

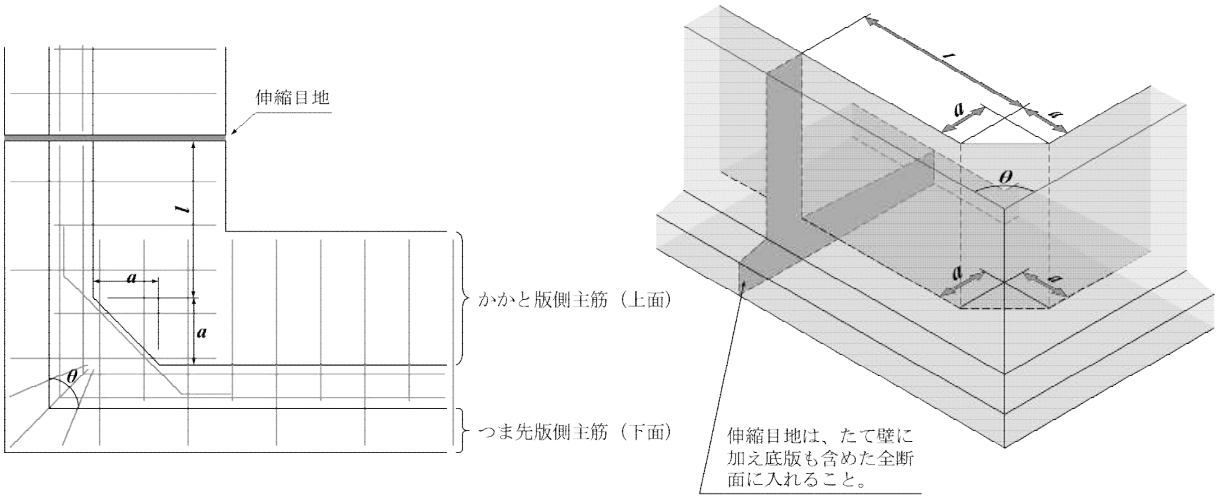
60 度以上 120 度以下の角度をなす擁壁のコーナーにおいては、当該コーナーをはさむ二等辺三角形の部分を鉄筋コンクリート（練積み造擁壁の場合はコンクリート）で補強すること。二等辺三角形の一辺の長さは、擁壁の地上高が３m以下の場合は 50 ㎝、３ｍを超える場合は 60 ㎝とする（図 6-23、図 6-24）。また、鉄筋コンクリート造擁壁の補強方法については、たて壁の横筋に準じて配筋すること。




（ア）　平面図　　（イ）　立体図

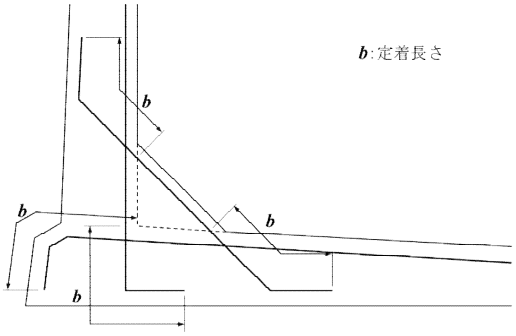
擁壁のコーナー部の角度θが６０度以上１２０度以下の場合は以下のとおりコーナーを補強すること。
　擁壁の地上高が３m以下のとき ……　a＝５０㎝以上
　擁壁の地上高が３mを超えるとき …　a＝６０㎝以上
伸縮目地の位置ℓは、原則として擁壁の地上高かつ２．０m超とすること。

図 6-23　練積み造擁壁のコーナー補強及び伸縮目地




（ア）　平面図　　（イ）　立体図

擁壁のコーナー部の角度θが６０度以上１２０度以下の場合は以下のとおりコーナーを補強すること。
　擁壁の地上高が３m以下のとき ……　a＝５０㎝以上
　擁壁の地上高が３mを超えるとき …　a＝６０㎝以上
伸縮目地の位置ℓは、原則として擁壁の地上高かつ２．０m超とすること。




（ウ）　引張り鉄筋の定着長さ

図 6-24　鉄筋コンクリート造等擁壁のコーナー補強及び伸縮目地

## 8　伸縮目地

(1)　擁壁の伸縮目地は、擁壁延長 10～15m以内ごとに設け、特に、地盤の変化する箇所（切盛境等）、擁壁の高さや基礎地盤の高さが著しく異なる箇所、及び擁壁の構造工法を異にする箇所には必要に応じて設けること。

(2)　伸縮目地の位置は、原則として擁壁のコーナー部から擁壁の地上高以上かつ 2.0m超離すこと。

(3)　伸縮目地を設けた場合は、擁壁を底版又は基礎部分まで切断すること

(4)　伸縮目地は、厚さ１㎝以上のエラスタイト板等を使用すること。

## 9　透水層

(1)　擁壁の天端から 30 ㎝下がった位置から擁壁背面全体に、幅 30 ㎝以上の透水層を設けること。練積み造擁壁については、標準構造図に示す位置に透水層を設けること。また、特に湧水等が多い箇所については、傾斜透水層を併用すること（図 6-25）。

(2)　透水層には栗石等を使用し、均一に突き固め、水抜穴から栗石等が流出しないようにすること。

(3)　鉄筋コンクリート造等擁壁については、透水層として、擁壁用透水マット（擁壁用透水マット協会に加盟する会社の製品に限る。）を用いることができる。なお、施工にあたっては、加盟会社ごとに定められている施工方法に従うこと。

(4)　透水層の種類に係わらず、最下段の水抜穴の底面の高さに合わせて、幅 30 ㎝以上、厚さ５㎝以上の止水板を設けること。

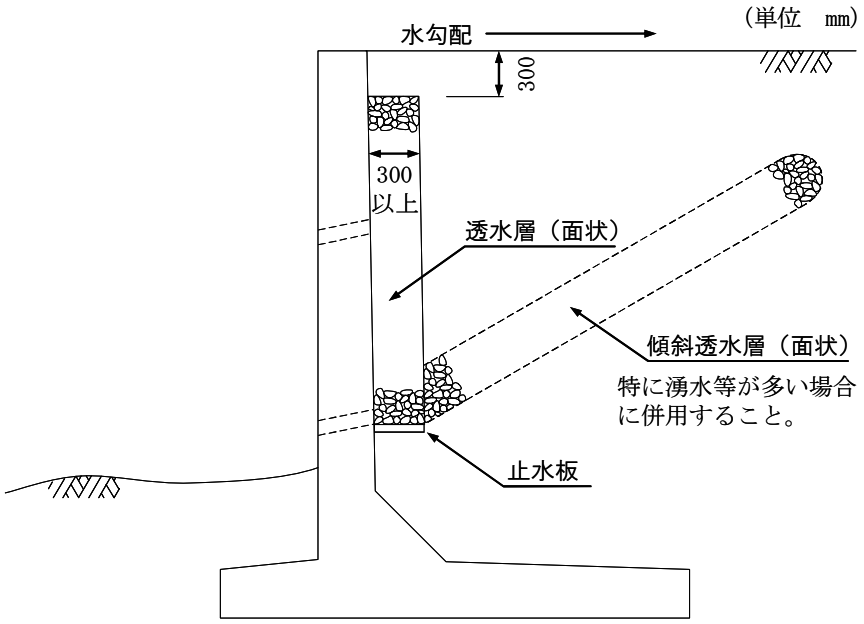



図 6-25　透水層の配置

## １０　水抜穴

(1)　擁壁の水抜穴は、内径 75 ㎜以上の硬質塩化ビニールパイプその他これに類する耐水材料を使用すること。

(2)　水抜穴は、壁面３㎡当たり１箇所以上設けること。

(3)　水抜穴は、千鳥配置とし、原則として最下段は地表面より 10 ㎝以内に設置すること。

(4)　湧水等の水のある箇所は、有効に排水できるように水抜穴を設置すること。

(5)　水抜穴は、擁壁背面の水を速やかに流すことができるよう十分に勾配をとること。

## １１　練積み造擁壁の施工

(1)　施工は二重丁張りをかけて築造すること。

(2)　間知ブロック又は間知石（以下「間知ブロック等」という。）を組積みするに当たっては、次の事項に注意すること。

ア　間知ブロック等は、施工前に十分水洗いすること。

イ　間知ブロック等の形状は原則として変更しないこと。また、天端等に形状に合わせて加工する場合でも、控えは残すこと。

ウ　目地塗面の全面にモルタルが行きわたるようにすること。

エ　芋目地ができないようにすること。

(3)　胴込め及び裏込めコンクリートが透水層内又は水抜穴に流入して、透水効果を妨げないようにするため、また、施工を確実にするため、必ず抜き型枠を使用すること。

(4)　胴込め及び裏込めコンクリートの打設にあたっては、コンクリートと間知ブロック等が一体化するよう十分突き固めること。

## １２　任意設置擁壁の設計及び施工

切土の高さが 2.0m以下又は盛土の高さが 1.0m以下の崖を覆うために設置する擁壁は、可能な限り、義務設置擁壁に準じて設計し、透水層及び水抜穴を設けること。また、施工にあたっては、基礎地盤の地耐力についても十分確認すること。

# 第３節　鉄筋コンクリート造等擁壁の構造計算

## １　擁壁に作用する荷重及び土圧

(1)　擁壁の自重は、躯体の重量及びかかと版上の土の重量とし、つま先版上の土の重量は擁壁の自重に算入しないこと。

(2)　擁壁背面における地表面載荷重（以下単に「地表面載荷重」という。）$q$ は、土地利用形態に合わせ、10ｋＮ/㎡（1.0tf/㎡）以上とすること。

(3)　安定計算に用いる土圧は、かかと版先端の仮想背面に作用する主働土圧を原則とする。また、前面からの受働土圧は、考慮しないこと。

(4)　土圧算定に用いる背面土の土質定数は、複数のサンプルにより土質試験を行い決定することを原則とする。ただし、地上高 5.0ｍ以下の擁壁については、現地の土質が関東ロームであることが確認できる場合に限り、次の土質定数を用いることができる。

単位体積重量 $\gamma$ ＝16ｋＮ／㎥、内部摩擦角 $\phi$ ＝20°

(5)　背面土の粘着力は、考慮しないこと。

(6)　土と土の鉛直な仮想背面の壁面摩擦角 $\delta$ は、地表面の勾配 $\beta$ に等しいものとする。また、土とコンクリートの壁面摩擦角 $\delta$’は、常時において（２／３）$\phi$ とする。ただし、擁壁背面に石油系素材の透水マットを使用した場合には、$\phi$ ／２とする。なお、地震時における土と土の鉛直な仮想背面の壁面摩擦角 $\delta$ は式 6-1 のとおりとし、土とコンクリートの壁面摩擦角 $\delta$’は、透水層の素材に係わらず $\phi$ ／２とする。

$$\tan\delta = \frac{\sin\phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin\phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}1$$

ここに、　$\sin\Delta = \dfrac{\sin(\beta + \theta)}{\sin\phi}$

$\delta$　：　壁面摩擦角〔°〕

$\theta$　：　地震時合成角（$=\tan^{-1}k_h$）〔°〕

$k_h$　：　設計水平震度

$\beta$　：　水平面に対して擁壁背面の地表面がなす角度〔°〕

$\phi$　：　背面土の内部摩擦角〔°〕

である。ただし、$\beta + \theta \geqq \phi$ の場合、$\delta = \phi$ とする。

(7)　常時の土圧は、次に示す公式等を用いて算出すること（式 6-2)。また、土圧係数については、クーロンの主働土圧係数を用いること（式 6-3)。擁壁背面の地表面が折れ曲がっていて一様な勾配でないなど、これらの式が適用できない場合は、試行くさび法を用いること。

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H \cdot (H + 2 \cdot h) \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}2$$

ここに、　$P_A$　：　常時の主働土圧合力〔ｋＮ〕

$\gamma$　：　背面土の単位体積重量〔ｋＮ/㎥〕

$H$　：　土圧作用面の高さ〔ｍ〕

$h$　：　地表面載荷重による換算高さ〔ｍ〕　$h = q / \gamma$

$q$　：　単位面積当たり地表面載荷重〔ｋＮ／㎡〕

$K_A$　：　主働土圧係数

クーロンの主働土圧係数

$K_A$　：　クーロンの主働土圧係数（下式より求めること。）

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta)\left\{1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right\}^2} \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}3$$

$\alpha$　：　鉛直面に対して土圧作用面がなす角度〔°〕

土圧作用面が擁壁たて壁の場合は、たて壁背面が鉛直面となす角度になる。土圧作用面が鉛直の場合は $\alpha$ ＝０。

$\beta$　：　水平面に対して擁壁背面の地表面がなす角度〔°〕

$\phi$　：　背面土の内部摩擦角〔°〕

$\delta$　：　土圧作用面の壁面摩擦角〔°〕

である。なお、$\phi < \beta$ の場合、この式は適用できない。

(8)　式 6-3 における主働土圧係数 $K_A$ は、地震時の構造計算を要さない擁壁に限り、計算によらず、次の値を用いることができる。

ア　現地の土質が関東ロームであることが確認できる場合　$K_A$＝０．５

イ　擁壁の形式が逆Ｌ型擁壁又は重力式擁壁のとき、背面土が安定した関東ロームの切土であり、かつ、施工に伴う掘削範囲を、安全な範囲の中で最小限とする場合　$K_A$＝０．４

(9)　設計時に用いる地震時荷重は、擁壁の自重に起因する地震時慣性力と常時の土圧の合計、又は物部・岡部式等を用いて算出した地震時土圧（式 6-4）のうち、大きな方とすること。擁壁背面の地表面が水平又は一様な勾配でない場合の地震時土圧は、試行くさび法を用いて算出すること。

$$P_{EA} = \frac{1}{2} \cdot K_{EA} \cdot \gamma \cdot H \cdot (H + 2 \cdot h) \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}4$$

ここに、　$P_{EA}$　：　地震時の主働土圧合力〔ｋＮ〕

$\gamma$　：　背面土の単位体積重量〔ｋＮ/㎥〕

$H$　：　土圧作用面の高さ〔ｍ〕

$h$　：　地表面載荷重による換算高さ〔ｍ〕　$h = q/\gamma$

$q$　：　単位面積当たり地表面載荷重〔ｋＮ／㎡〕

$K_{EA}$　：　地震時主働土圧係数（下式より求めること。）

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta)\left\{1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta)}}\right\}^2}$$

$\alpha$　：　鉛直面に対して土圧作用面がなす角度〔°〕

$\beta$　：　水平面に対して擁壁背面の地表面がなす角度〔°〕

$\phi$　：　背面土の内部摩擦角〔°〕

$\delta$　：　土圧作用面の壁面摩擦角〔°〕

$\theta$　：　地震時合成角（$=\tan^{-1} k_h$）〔°〕

$k_h$　：　設計水平震度（中地震時０．２、大地震時０．２５）

である。なお、設計鉛直震度 $k_v$ は０とする。

(10)　土圧合力の作用位置（土圧作用面下端からの垂直距離）$y_A$ は、式 6-5 で表される。

なお、擁壁背面が水平（$\beta$ ＝０）及び土圧作用面が鉛直（$\alpha$ ＝０）の場合は、式 6-6 で表される。

試行くさび法を用いて土圧を算定した場合は、求められた土圧分布の重心位置が土圧合力の作用位置となる。

$$y_A = \frac{H}{3} \cdot \frac{\gamma \cdot H \cos(\alpha - \beta) + 3q \cos\alpha \cos\beta}{\gamma \cdot H \cos(\alpha - \beta) + 2q \cos\alpha \cos\beta} \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}5$$

$$y_A = \frac{H}{3} \cdot \frac{\gamma \cdot H + 3q}{\gamma \cdot H + 2q} \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}6$$

ここに、　$y_A$　：　土圧合力の作用位置〔ｍ〕

$\gamma$　：　背面土の単位体積重量〔ｋＮ/㎥〕

$H$　：　土圧作用面の高さ〔ｍ〕

$q$　：　単位面積当たり地表面載荷重〔ｋＮ／㎡〕

$\alpha$　：　鉛直面に対して土圧作用面がなす角度〔°〕

$\beta$　：　水平面に対して擁壁背面の地表面がなす角度〔°〕

である。

## 2　地震時の検討

擁壁の地上高が 5.0ｍを超える場合は、常時に加えて、中地震時（設計水平震度 $k_h$＝0.20、設計鉛直震度 $k_v$＝０）及び大地震時（設計水平震度 $k_h$＝0.25、設計鉛直震度 $k_v$＝０）を想定した構造計算を行うこと。なお、中地震時の構造計算については、部材計算のみとする。

## 3　転倒に対する安定

(1)　転倒モーメントに関する確認項目

ア　常時における擁壁の転倒に対する安全率 $Fs$ は、1.5 以上であること（式 6-7）。また、擁壁の重量及び土圧等の合力の作用点について、基礎底面の中心からの偏心距離 $e$ が底版幅の１／６以内であること（式 6-8）。

$$Fs = Mr／Mo \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}7$$

ここに、　$Fs$　：　転倒安全率

$Mr$　：　転倒に抵抗しようとするモーメント〔ｋＮ･ｍ〕

$Mo$　：　転倒させようとするモーメント〔ｋＮ･ｍ〕

である。

$$e = \left| \frac{B}{2} - d \right| \leqq \frac{B}{6} \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}8$$

ここに、　$e$　：　合力の底版中央からの偏心距離〔ｍ〕

$B$　：　擁壁の底版幅〔ｍ〕

$d$　：　底版つま先から合力作用点までの距離〔ｍ〕

（下式により求めること。）

$$d = \frac{Mr - Mo}{V}$$

$V$　：　擁壁に作用する力及び自重の鉛直成分〔ｋＮ〕

である。

イ　大地震時における擁壁の転倒に対する安全率 $F_S$ は、１．０以上であること。また、大地震時における擁壁の重量及び土圧等の合力の作用点について、基礎底面の中心からの偏心距離 $e$ が底版幅の１／２以内であること。

## 4　沈下に対する安定

(1)　擁壁の接地圧が、基礎地盤の長期許容応力度以下であること（式 6-9）。杭基礎の場合は、杭頭反力が杭の長期許容支持力度以下であること。

$$(q_1, q_2) = \frac{V}{B}\left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}9$$

ここに、　$q_1, q_2$　：　擁壁の前端及び後端における地盤反力〔ｋＮ/㎡〕

$B$　：　擁壁の底版幅〔ｍ〕

$e$　：　合力の底版中央からの偏心距離〔ｍ〕

$V$　：　擁壁に作用する力及び自重の鉛直成分〔ｋＮ〕

である。

ただし、地震時における擁壁の重量及び土圧等の合力の作用点について、基礎底面の中心からの偏心距離 $e$ が底版幅の１／６を超え、かつ、２／６以内の場合は、式 6-10 に、また、基礎底面の中心からの偏心距離 $e$ が底版幅の２／６を超え、かつ、３／６以内の場合は、式 6-11 によること。

$$q_1 = \frac{2R_V}{3d} \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}10$$

$$q_1 = \frac{4R_V}{B} \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}11$$

ここに、　$q_1$　：　擁壁の前端における地盤反力〔ｋＮ/㎡〕

$R_V$　：　底版基礎底面における全鉛直荷重〔ｋＮ〕

通常は擁壁の自重及び土圧の鉛直成分 $P_V$ の合計となる。

$d$　：　底版つま先から合力作用点までの距離〔ｍ〕

$B$　：　擁壁の底版幅〔ｍ〕

である。

(2)　大地震時において、擁壁の接地圧が、基礎地盤の極限支持力度以下であること。杭基礎の場合は、杭頭反力が杭の極限支持力度以下であること。

(3)　杭の支持力は、告示により定めること。

(4)　基礎地盤の長期許容応力度及び極限支持力度の決定にあたっては、土質調査を行い、告示により定めること。ただし、地上高が５ｍ以下であり、かつ、現地の地盤が地山の関東ローム であることが確認できた場合は、長期許容地耐力として、堅いローム層の 100ｋＮ／㎡を用いることができる。

## ５　滑動に対する安定

擁壁の滑動については、次に示す常時又は大地震時における必要な安全率を確保するよう設計すること。この場合、底版と基礎地盤の粘着力は考慮しないものとする。なお、突起は設けなくとも安全であるような設計に努めること。

(1)　常時における擁壁の滑動に対する安全率 $Fs$ は、1.5 以上であること。また、やむを得ず突起を設ける場合は、突起がある状態で滑動に対する安全率 $Fs$ が 1.5 以上かつ突起が無い状態で安全率 $Fs$ が 1.0 以上であること（式 6-12）。

$$Fs = \frac{R_V \cdot \mu + R}{R_H} \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}12$$

ここに、　$Fs$　：　滑動安全率

$R_V$　：　底版基礎底面における全鉛直荷重〔ｋＮ〕

通常は擁壁の自重及び土圧の鉛直成分 $P_V$ の合計となる。

$R_H$　：　底版基礎底面における全水平荷重〔ｋＮ〕

通常は土圧の水平成分 $P_H$ となる。

$\mu$　：　摩擦係数

$R$　：　その他の抵抗力

である。

(2)　大地震時における擁壁の滑動に対する安全率 $Fs$ は、1.0 以上であること。また、やむを得ず突起を設ける場合は、突起がある状態で滑動に対する安全率 $Fs$ が 1.0 以上であること。

(3)　やむを得ず突起を設ける場合は、基礎地盤が硬質地盤（堅固な地盤や岩盤）の地山であること。また、突起の高さは底版幅の 10～15%とし、位置は底版の中心付近とすることを原則とする。

(4)　擁壁底面と基礎地盤の摩擦係数 $\mu$ は、底版直下の土質試験から求めた基礎地盤の内部摩擦角 $\phi$’を用い、式 6-13 により求めること。ただし、現地の基礎地盤の土質が確認できる場合は、当該土質に応じ、法施行令別表第３の値を用いることができる。また、地震時の構造計算を要しない擁壁について、現地の地盤が地山の関東ロームであることが確認できた場合は、0.5 とすることができる。

$$\mu = \tan\phi' \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}13$$

ここに、　$\mu$　：　擁壁底面と基礎地盤の摩擦係数（ただし、基礎地盤が土の場合、摩擦係数 $\mu$ は 0.6 を超えないものとする）

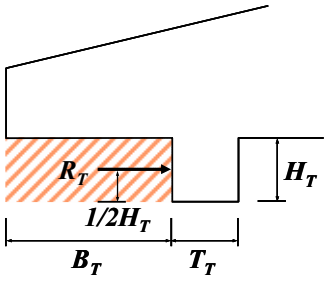
$\phi$’　：　基礎地盤の内部摩擦角〔°〕

である。

(5)　やむを得ず突起を使用する場合は、基礎地盤の土質状況に応じ、突起より前方の基礎地盤の粘着力（第１の方法）又は突起の受働土圧（第２の方法）のいずれかを、突起によるその他の抵抗力 $R_T$ とすることができる。

ア　第１の方法（式 6-14）

$$R_T = C' \times B_T \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}14$$




ここに、　$R_T$　：　突起による抵抗力〔ｋＮ〕

$C'$　：　基礎地盤の粘着力〔ｋＮ/㎡〕

$B_T$　：　擁壁前端から突起までの距離〔ｍ〕

である。

なお、地震時の構造計算を要しない擁壁について、現地の地盤が地山の関東ロームであることが確認できた場合は、基礎地盤の粘着力を 20ｋＮ/㎡とすることができる。

イ　第２の方法（式 6-15）

$$R_T = \frac{q_1 + q_T}{2} \cdot \tan^2\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot H_T \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}15$$

ここに、　$R_T$　：　突起による抵抗力〔ｋＮ〕

$q_1$　：　擁壁前端における地盤反力〔ｋＮ/㎡〕

$q_T$　：　突起前面における地盤反力〔ｋＮ/㎡〕

（下式により求めること。）

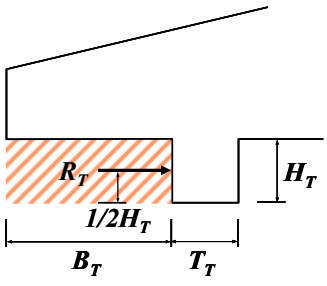
$$q_T = q_1 - \frac{(q_1 - q_2) \cdot B_T}{B}$$

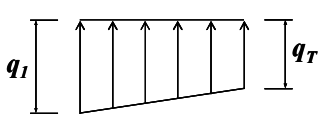
$B_T$　：　擁壁前端から突起までの距離〔ｍ〕

$\phi$'　：　基礎地盤の内部摩擦角〔°〕

$H_T$　：　突起の高さ〔ｍ〕

である。




※　この場合において、滑動の安全率 $F_S$ を求めるときは、底版基礎底面における全鉛直荷重 $R_V$ について、次の式を用いて算出すること（式 6-16）。

$$R_V = 1/2 \cdot (q_T + q_2) \cdot (B - B_T) \quad \cdots \quad 式\ 6\text{-}16$$

## ６　部材の応力度について

(1)　常時においては、鉄筋及びコンクリートに発生する圧縮応力度及びせん断応力度が、使用材料の長期許容応力度を超えないこと。

(2)　中地震時においては、鉄筋及びコンクリートに発生する圧縮応力度及びせん断応力度が、使用材料の短期許容応力度を超えないこと。

(3)　大地震時においては、部材に作用する曲げモーメントが、降伏曲げモーメントを超えないこと。また、部材に作用するせん断力がせん断耐力を超えないこと。

## ７　杭基礎

杭基礎を使用する場合には、以下により設計を行うこと。

(1)　杭に作用する鉛直力が、杭の許容支持力を超えないこと。また、杭に引き抜き力が生じないことを確認すること。

(2)　杭頭の水平変位量が許容水平変位量以下であること。

(3)　杭体応力度の検討を行い、許容応力度以下であることを確認すること。なお、杭に生じる圧縮応力度及びせん断応力度を求める際の設計曲げモーメントは、杭頭がヒンジ結合の場合と剛結合の場合でそれぞれ算出し、大きい方の値を採用すること。

(4)　擁壁の底版との接合部について、擁壁の底版に生じる垂直支圧応力度、水平支圧応力度、鉛直方向及び水平方向の押し抜きせん断応力度についても検討すること。

(5)　その他、具体的な杭基礎の設計は、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、同Ⅴ耐震設計編」（(社)日本道路協会）、「杭基礎設計便覧」（(社)日本道路協会）等を参考に行うこと。