

## 第 3 章

## 擁 壁

---

## 第3章 擁壁 目次

第1節 総則	3- 4
1. 適用の範囲	3- 4
2. 定義	3- 5
3. 分類	3- 5
第2節 設計計画	3- 6
1. 調査	3- 6
2. 構造形式の選定	3- 6
3. 基礎形式の選定	3- 8
4. 耐震設計の基本方針	3-10
5. 設計の手順	3-11
第3節 設計一般	3-12
1. 荷重	3-12
1.1 荷重の種類	3-12
1.2 自重	3-12
1.3 載荷重	3-12
1.4 地震時慣性力	3-13
1.5 水圧および浮力	3-14
1.6 雪荷重	3-16
1.7 風荷重	3-17
1.8 衝突荷重	3-17
1.9 荷重の組み合わせ	3-18
2. 土圧	3-19
2.1 土圧公式	3-19
2.2 土圧の作用面と壁面摩擦角	3-19
2.3 盛土部擁壁に作用する土圧	3-20
2.4 長大のり面を有する擁壁に作用する土圧	3-20
2.5 切土部擁壁に作用する土圧	3-21
2.6 地震時土圧	3-21
2.7 静止土圧の算定	3-21
2.8 静止土圧を用いる場合の地震時の土圧	3-21
3. 使用材料および許容応力度	3-22
3.1 使用材料	3-22
3.2 許容応力度	3-22
4. 安定に対する検討	3-22
5. 基礎工の設計	3-25
5.1 基礎工の根入れ深さ	3-25
5.2 直接基礎	3-25
5.3 置換え基礎	3-25
5.4 基礎地盤を混合物処理により地盤改良する方法	3-28

5.5	もたれ式擁壁の場合の段切り基礎	3-28
5.6	杭基礎	3-29
第4節	コンクリート擁壁	3-33
1.	設計手順	3-33
2.	躯体の設計	3-34
2.1	ブロック積(石積)擁壁	3-34
2.2	重力式擁壁	3-36
2.3	もたれ式擁壁	3-37
2.4	片持ちばり式擁壁	3-38
2.5	U型擁壁	3-43
2.6	プレキャスト擁壁	3-45
2.7	井げた組擁壁	3-46
3.	構造細目	3-47
3.1	共通構造細目	3-47
3.2	重力式擁壁	3-50
3.3	もたれ式擁壁	3-51
3.4	逆T式擁壁	3-53
3.5	L型擁壁	3-54
3.6	U型擁壁	3-54
3.7	プレキャストコンクリート擁壁	3-54
3.8	補強土擁壁	3-54
3.9	防護柵を設置する場合の構造細目	3-55
3.10	護岸の場合の根入れ	3-56
3.11	ブロック積工基礎ブロックの形状・寸法	3-57
第5節	補強土擁壁	3-58
1.	定義	3-58
2.	分類	3-58
3.	補強土壁を採用する場合の留意事項	3-59
4.	設計の考え方	3-59
5.	幅員の考え方	3-59
第6節	その他の各種擁壁	3-60
1.	各種擁壁の種類と特徴	3-60
2.	設計の考え方	3-61
第7節	標準設計	3-62

## 第1節 総則

### 1. 適用の範囲

本要領に定めていない事項については、以下の示方書等による。

示方書・指針等	略号	発行年月	発行者
道路土工要綱	土工、要綱	H 2. 8	日本道路協会
道路土工 - 土質調査指針	土工、土質	S61.11	日本道路協会
道路土工 - 施工指針	土工、施工	S61.11	日本道路協会
道路土工 - 排水工指針	土工、排水	S62. 6	日本道路協会
道路土工 - 軟弱地盤対策工指針	土工、軟弱	S61.11	日本道路協会
道路土工 - のり面・斜面安定工指針	土工、斜面	H11. 3	日本道路協会
道路土工 - 擁壁工指針	土工、擁壁	H11. 3	日本道路協会
道路土工 - 仮設構造物工指針	土工、仮設	H11. 3	日本道路協会
国交省制定土木構造物標準設計 第2巻(擁壁類)	建 標	H12. 9	全日本建設技術協会
国交省制定土木構造物標準設計 第2巻(擁壁類) 解説書	標 解	H12. 9	全日本建設技術協会
国交省制定土木構造物標準設計 第2巻数値表	標 数	H12. 9	全日本建設技術協会
道路橋示方書・同解説 共通編 下部構造編	道示	H 8.12	日本道路協会
道路橋示方書・同解説 耐震設計編	道示	H 8.12	日本道路協会
杭基礎設計便覧	杭 設	H 4.10	日本道路協会
杭基礎施工便覧	杭 施	H 4.10	日本道路協会
平成8年制定 コンクリート標準示方書	コ 標	H 8. 3	土木学会
防護柵の設置基準・同解説	防 設	H16. 3	日本道路協会
補強土(テールアルメ)壁工法 設計・施工マニュアル 第2回改訂版		H11.12	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2版		H10.11	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 改訂版		H12. 2	土木研究センター
土木構造物設計マニュアル(案)		H11.10	全日本建設技術協会
土木構造物設計マニュアル(案)に係わる 設計・施工の手引き(案)		H11.11	全日本建設技術協会
中部地区コンクリート2次製品構造規格	コ 規	H12. 4	中部地区コンクリート2次 製品構造規格検討委員会
道路設計要領 - 設計編 -	中部地整	H12. 4	旧建設省中部地方建設局

## 2. 定義

【土工、擁壁 H11.3 P2~3】

擁壁とは、通常の土の斜面では安定を保ちえない箇所において、土砂の崩落を防ぐために設ける構造物である。

## 3. 分類

擁壁は、主に設計方法の相違により、図 3.1 のように分類される。

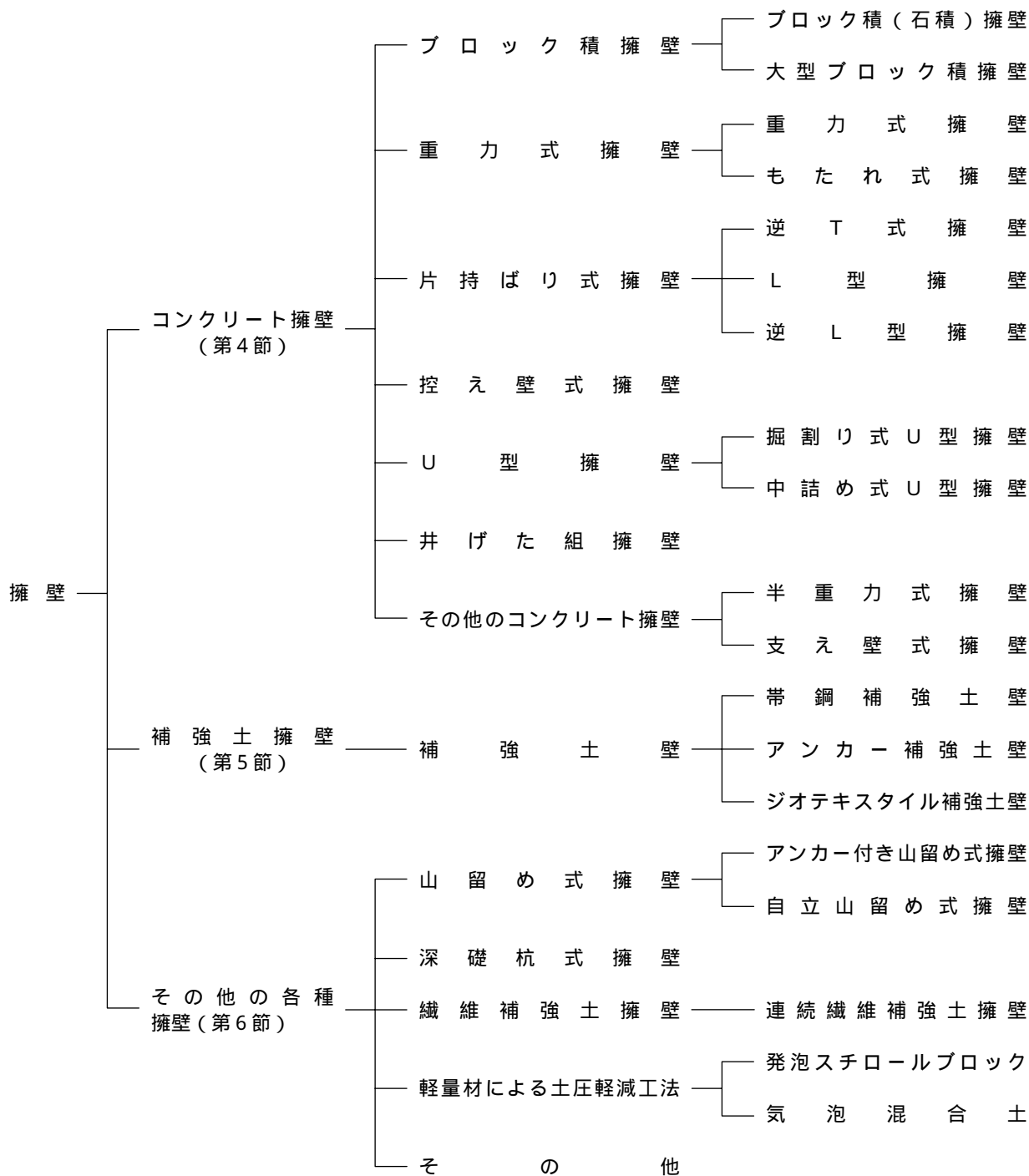


図 3.1 擁壁の分類

## 第2節 設計計画

### 1. 調査

【中部地整 H12 P2-3】

擁壁の設計は、必要に応じて各種調査を「土工、擁壁」により実施してから行うものとする。

特に「構造物の一般的な土質調査の試験項目と求める諸定数」は、「土工、擁壁」p.13～18 による。

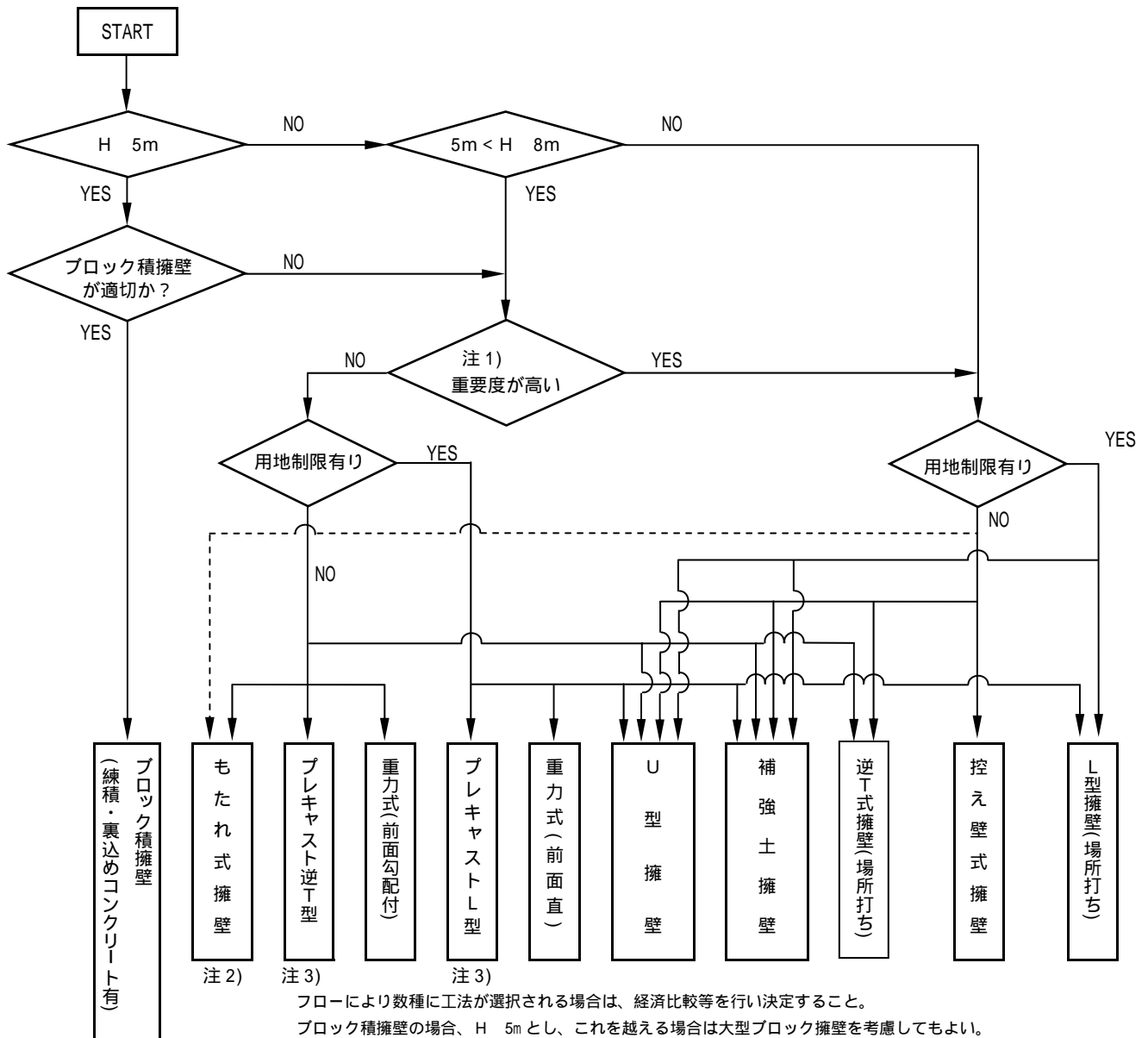
### 2. 構造形式の選定

【中部地整 H12 P2-3～2-5】

擁壁の構造形式の選定にあたっては、設置箇所の地形、土質、施工条件、周辺構造物等の影響および擁壁高さにより、経済性のほか必要に応じて景観、デザインも考慮し、適切な構造形式を選定しなければならない。

#### (1) 擁壁選定フロー

擁壁形式の選定にあたっては、基礎形式を考慮の上、図 3.2 を参考にしよう。



フローにより数種に工法が選択される場合は、経済比較等を行い決定すること。

ブロック積擁壁の場合、H 5m とし、これを越える場合は大型ブロック擁壁を考慮してもよい。

**大型ブロック積擁壁の採用にあたっては、現地機関で検討会を開催し決定すること。(平成 17 年 2 月 14 日事務連絡による)**

注 1) 重要度が高いとは、万一崩壊すると隣接する施設等に重大な損害を与える場合や、迂回路がなく、交流ができなくなる場合をいう。

注 2) もたれ式擁壁は、地盤が堅固な場合に採用すること。

注 3) プレキャスト L 型擁壁の使用高さは 5 m 以下とする

図 3.2 擁壁の形式選定フロー

(2) ブロック積擁壁

ブロック積擁壁は、背面の地山が締まっている切土や、比較的良質の裏込め土で十分な締固めがされている盛土など土圧が小さいと判断される場合に使用し、高さ $H = 5$  m以下を標準とする。

ただし、倒壊時に鉄道、道路および家屋等に甚大な影響を及ぼす恐れがある箇所への適用については注意を要する。

上記高さを超える場合は、大型ブロック積擁壁を考慮してもよい。大型ブロック積擁壁は8 m以下を原則とするが、8 mを越える場合は地震時の安定も含めての検討を要する。**(土工、擁壁 H11.3 P29, P82)**

(3) 重力式擁壁

**【標解 H12.9 P5】**

重力式擁壁は、小型重力式と重力式の二種類とし、**下記を満足する場合において**使用する。

(a) 小型重力式擁壁

擁壁高さが2 m以下の場合に使用する。

自動車荷重の影響を受けない歩道に面した場所、のり尻擁壁および境界壁等に使用する。

(b) 重力式擁壁

擁壁高さが5 m程度以下の場合に使用する。

自動車荷重の影響を受ける場所および自動車専用防護柵の設置を要する場所。

(4) もたれ式擁壁

もたれ式擁壁は、基礎地盤が堅固な場合に使用する。

なお、「建標」の場合は許容支持力 $300\text{KN}/\text{m}^2$ としている。

(5) 片持ばり式擁壁

擁壁高さ3 m ~ 10 m程度の範囲の場合に使用し、逆T式擁壁とL型擁壁の二種類の形式から選択する。

L型擁壁は、擁壁が用地境界に接する場合、その他現地状況等により逆T式擁壁が不適当と思われる場所に採用する。

(6) 控え壁式擁壁

擁壁高さ $H = 10$  m程度以上の場合に使用する。**躯体の設計については土工、擁壁 H11.3 P95 参照。**

(7) U型擁壁

U型擁壁は、側壁と底版が一体となったU字形状の擁壁で、U字形状の中に盛土をして盛土天端を路面として利用する場合と、盛土をしないでそのまま路面として使用する場合とがある。

(8) プレキャスト擁壁

使用高さは5 m以下の場合とする。ただし、工費、工期、現場状況等について場所打ち擁壁等と比較し、採用する理由を明確にしておくこと。

(9) 補強土擁壁

裏込め部に敷設された補強材と裏込め材との間の摩擦抵抗力や、アンカーの引き抜き抵抗力によって壁面の安定を保つ形式の擁壁で、使用高さは15 m程度までを標準とする。

本工法を採用する際には、下記の条件に留意し、経済性、施工性、安全性を十分に検討するものとする。

補強土内に将来にわたり、占用物件等他の構造物を設置しないこと。なお、補強土壁上に盛土部を設け、占用物件等他の構造物を設置する場合は、それらの正確な位置を定めるとともに、補強土壁の部材に影響を与えるときは、これらに対する対策を考慮する必要がある。

基礎地盤が盛土荷重に対し安全であること。

周辺地下水位が低く、地すべりに対して安全であること。

補強土に適した盛土材が確保できること。

塩害等の腐食環境条件にある地域での採用は、防食等の対策を十分検討すること。

なお、 については、地盤改良等を検討した上で、総合的に判断すること。

(10) 井げた組擁壁

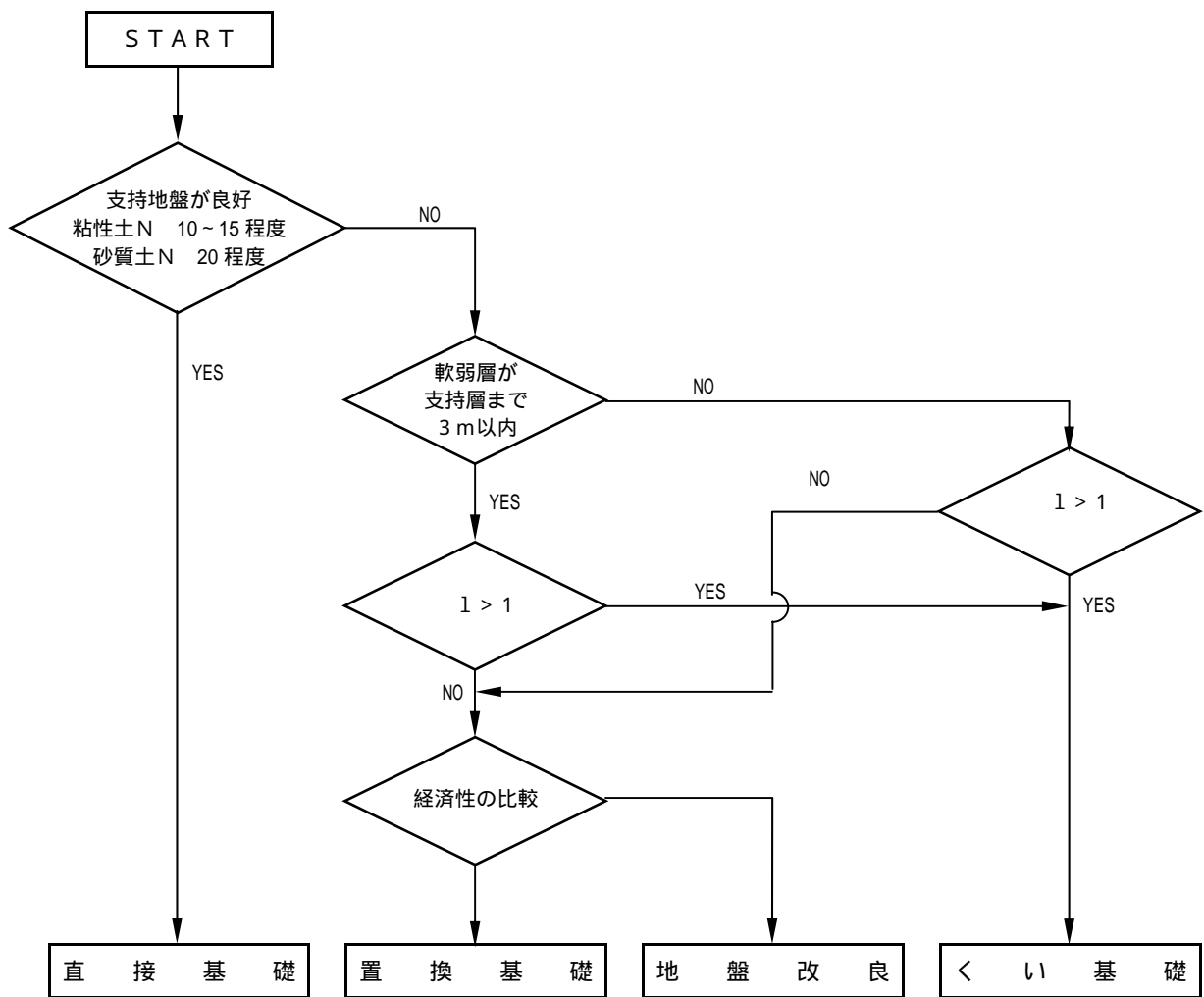
プレキャストコンクリートなどの部材を、井げた状に組んで積み上げ、その内部に栗石などを詰め、一体となって土圧を支持する形式の擁壁で、透水性に優れることから、山間部などで湧き水や浸透水の多い箇所に適する。一般的には、15m程度以下とすることが望ましい。なお、**躯体の設計については土工、擁壁 H11.3 P102 参照。**

3. 基礎形式の選定

【中部地整 H12 P2-6~2-7】

基礎形式の選定にあたっては、地盤の条件、施工条件、経済性について、十分理解し決定するものとする。

擁壁の基礎形式は、図 3.3 に示すフローを参考にしてよい。



最小杭長：  $l = \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4 E I}} \cdot l > 1$

図 3.3 基礎形式選定フローチャート

(1) 直接基礎

基礎地盤が良好な場合（良好な地盤とは、粘性土N 10～15 程度、砂質土N 20 程度）に採用する。

(2) 基礎地盤を良質材と置き換える方法

支持層までが比較的浅い場合（3 m程度以内）で、もたれ式擁壁を除く他の形式に採用する。ただし、良質材による置換えにより支持力が期待できる施工条件であること。（地下水の多少、転圧の適否等）

(3) 基礎地盤を混合処理により地盤改良する方法

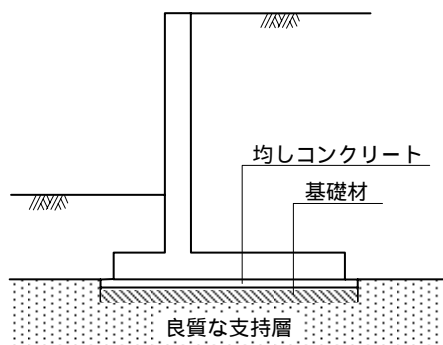
支持層までが比較的浅い場合（3 m程度以内）で、もたれ式擁壁を除く他の形式に採用する。ただし、地盤改良により支持力が期待できる施工条件であること。

(4) 杭基礎

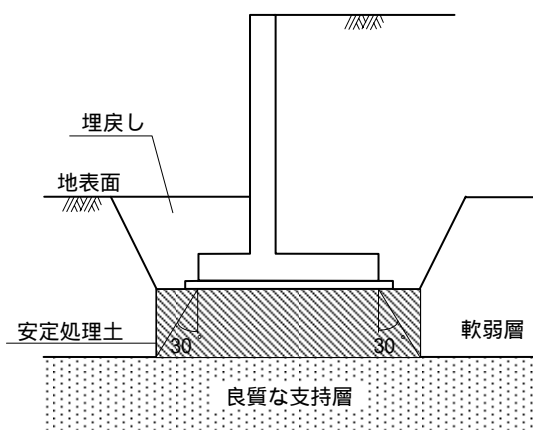
1) 支持層までの深さが最小杭長を確保できる長さであること。

$$\text{最小杭長} : \cdot l = \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4 E I}} \cdot l > 1$$

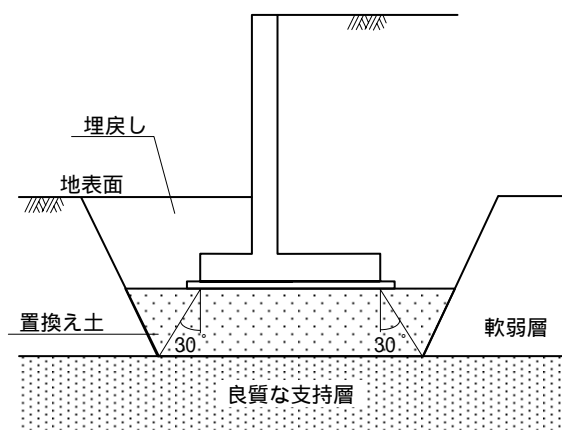
2) 1)によりがたい場合は(2)および(3)と競合関係にあたるため比較検討を要する。



直接基礎



(a) 安定処理土



(b) 置換え土

図 3.4 改良地盤上の直接基礎

#### 4. 耐震設計の基本方針

【中部地整 H12 P2-7】

一般には、高さ 8m以下の通常の擁壁では、地震時の設計計算は行わなくてもよい。ただし次の場合には地震時の計算を行うことを原則とする。

- (1) 鉄道や道路（農道等の交通量の少ない道路は除く）に接して設けられる場合。
- (2) 家屋に接するか、近い将来接する可能性がある場合。
- (3) 万一の場合に地域の状況から復旧面で困難が伴うと考えられる場合。
- (4) 迂回路のない道路に設けられる場合。
- (5) 軟弱地盤上に設置する場合。
- (6) 「東海地震対策強化地域」にあり、擁壁高さが 5.0mを超えるもの。

なお、地震時の安定検討で考慮する設計地震動のレベルは、中規模地震対応を基本とする。ただし、擁壁が倒壊した場合に、鉄道、道路（農道等の交通量の少ない道路は除く）、および家屋に甚大な影響を及ぼす恐れがあるものについては、大規模地震対応とする。

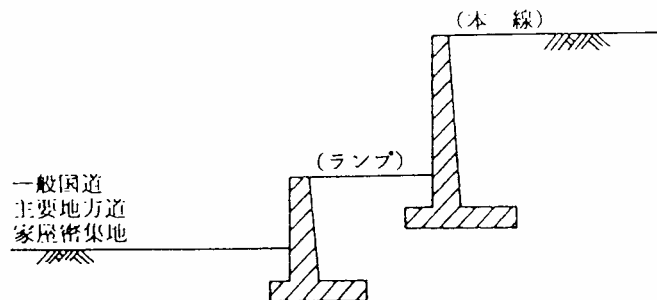
注) 大規模地震とは、供用期間中に発生する確率は低いが、大きな強度をもつ激しい地震動を意味する。

中規模地震とは、供用期間中に発生する確率が高い地震動を意味する。

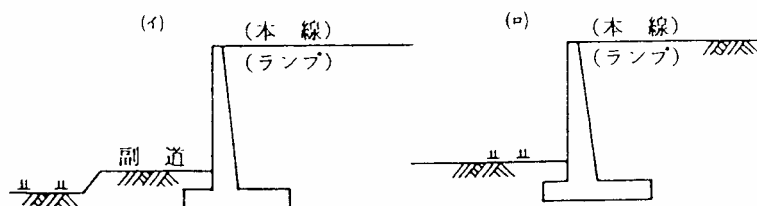
地震考慮の要否表

擁壁の高さ	5m		低い	8m	高い
地震考慮の要否	地震を考慮しない	一般の場合、地震を考慮しなくてよい	上記(1)～(6)に該当する場合は地震を考慮する		地震を考慮する
地震時に考慮する土圧		常時土圧を準用（載荷重は考慮しない）			地震時土圧

(参考図) a) 耐震設計を考慮する場合



b) 耐震設計を考慮しない場合



5. 設計の手順

【中部地整 H12 P2-9】

設計の手順は図 3.5 に示すものとする。なお、標準設計の適用が可能なものについては、これを適用するように努めることとする。

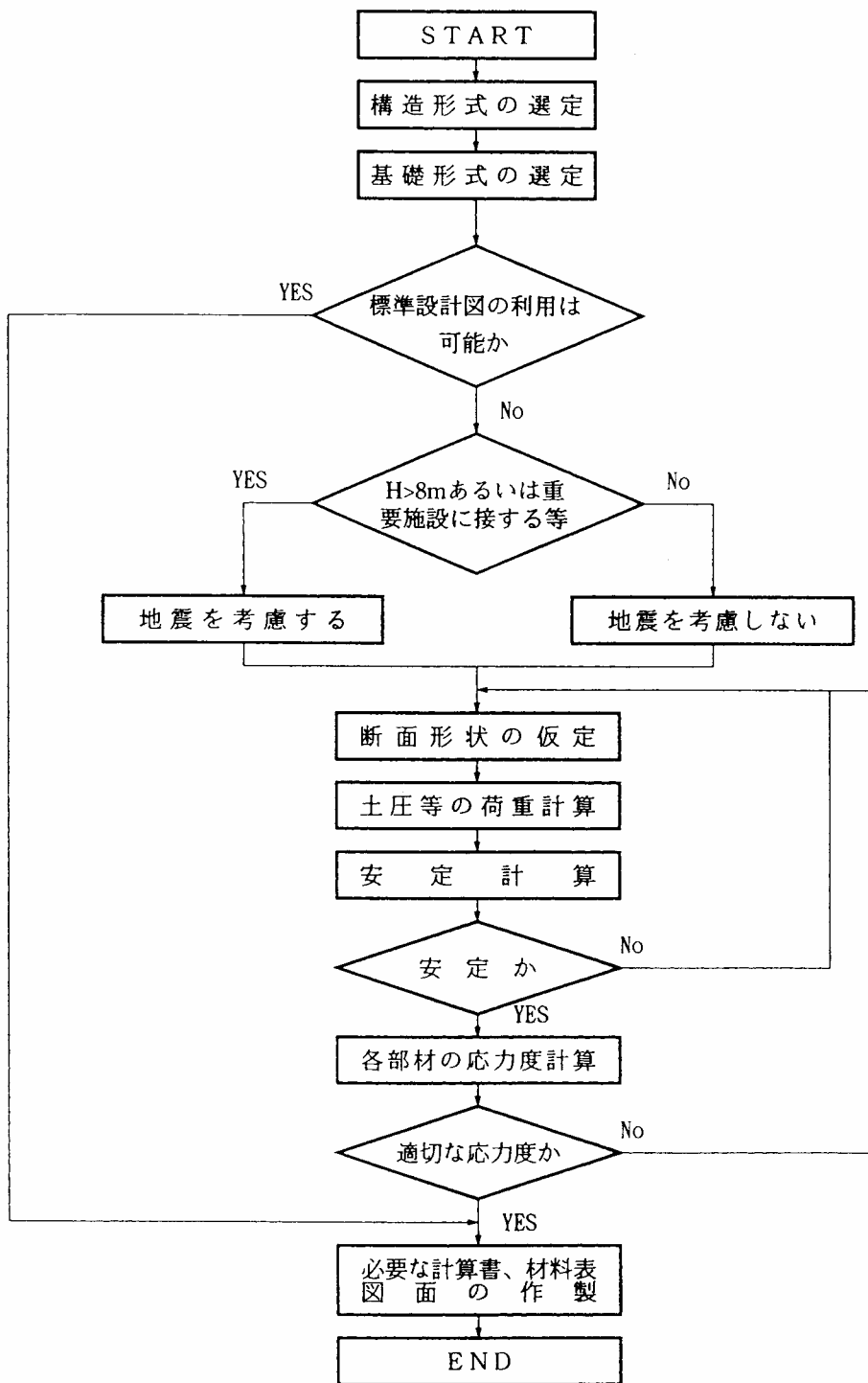


図 3.5 擁壁の設計手順

### 第3節 設計一般

#### 1. 荷重

##### 1.1 荷重の種類

【中部地整 H12 P2-10】

擁壁の設計にあたっては、一般に次の荷重を考慮するものとする。

- 自重
- 載荷重
- 土圧
- 地震の影響
- 水圧および浮力
- 雪荷重
- 風荷重
- 衝突荷重

擁壁の設計に用いる荷重は、擁壁の設置地点の諸条件や構造形式など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い。

##### 1.2 自重

【土工、擁壁 H11.3 P25】

自重としては、躯体重量の他、逆T型、L型擁壁などの場合には、一般にかかと版の突出長が長い場合にかかと版上の載荷土を躯体の一部とみなし、土の重量を含めることとする。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してよいが、根入れ深さが大きい場合や逆L型擁壁などの場合にはその影響を考慮するものとする。鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量は下記の値とし、土の単位体積重量は高さが8m以下の擁壁では表1-5(土工、擁壁 H11.3 P26)に示す値を用いてよい。

鉄筋コンクリート	24.5kN/m <sup>3</sup> (2.50tf/m <sup>3</sup> )
コンクリート	23kN/m <sup>3</sup> (2.35tf/m <sup>3</sup> )

##### 1.3 載荷重

【中部地整 H12 P2-10 土工、擁壁 H11.3 P26】

設計に用いる載荷重として活荷重を考慮するものとし、その値は下記の値とする。

載荷重	10kN/m <sup>2</sup> (1.0tf/m <sup>2</sup> )	自動車荷重
"	3.5kN/m <sup>2</sup> (0.35tf/m <sup>2</sup> )	群集荷重

載荷方法の例を図3.6に示す。

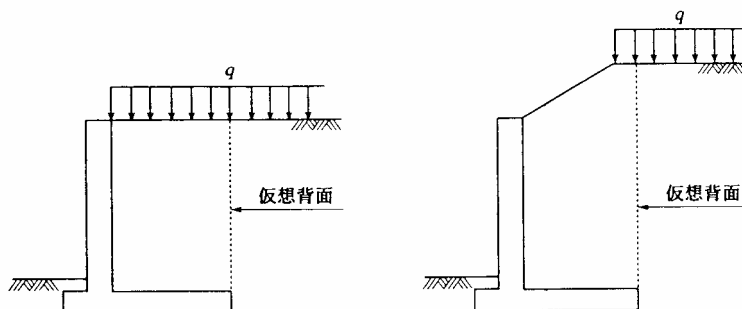


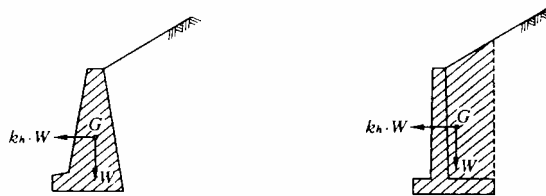
図3.6 載荷重の載荷方法の例

## 1.4 地震時慣性力

### (1) 地震時慣性力

【土工、擁壁 H11.3 P34】

地震時慣性力は、自重  $W$  に設計水平震度  $k_h$  を乗じて算出し、躯体断面の重心位置  $G$  を通って水平方向に作用させることとする。片持ばり式擁壁の場合は、かかと版上の土塊を含めた領域を躯体断面と考えて、自重  $W$  および重心位置を算出する。



(a) 重力式擁壁の場合

(b) 片持ばり式擁壁の場合

図 3.7

### (2) 設計水平震度

【土工、擁壁 H11.3 P29】

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。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0}$$

ここに  $k_h$  : 設計水平震度 (小数点以下 2 けたに丸める)

$k_{h0}$  : 設計水平震度の標準値で、表 3.1 を用いてもよい。

$c_z$  : 地域別補正係数 ( = 1.0 とする )

表 3.1 設計水平震度の標準値  $k_{h0}$

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

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 3.2 によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合は 種地盤とする。

表 3.2 耐震設計上の地盤種別

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

地盤の特性値  $T_G$  は、式 (3-1) によって算出するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

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 (3-2) によるものとする。

粘性土層の場合

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

砂質土層の場合

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

..... (3-2)

$N_i$  : 標準貫入試験による  $i$  番目の地層の平均  $N$  値

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

ここでの基盤面とは、粘性土層の場合は  $N$  値が 25 以上、砂質土層の場合は  $N$  値が 50 以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。

## 1.5 水圧および浮力

**【土工、擁壁 H11.3 P35】**

### (1) 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場合には、この水位差に伴う静水圧を考慮する。ただし、擁壁が地下水位以下であっても、一部また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、水圧を低減しあるいは考慮しないことができる。水圧は次式により算出する。

$$p_w = \gamma_w \cdot h$$

ここに  $p_w$  : 水面より深さ  $h$  における静水圧 (kN/m<sup>2</sup>(tf/m<sup>2</sup>))

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (9.8kN/m<sup>3</sup>(1.0tf/m<sup>3</sup>))

$h$  : 水面からの深さ (m)

(2) 浮力

擁壁が地下水位以下や河川の水際などに設置される場合は、浮力を考慮する。浮力は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。擁壁底面が亀裂の少ない岩盤などの不透水層であっても、経年的な変化、長期的安定を考慮し、浮力を考慮するのがよい。

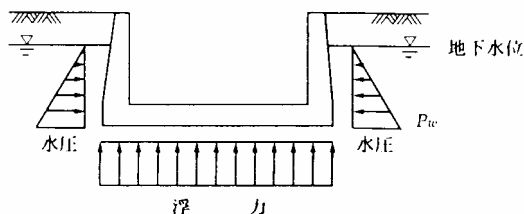
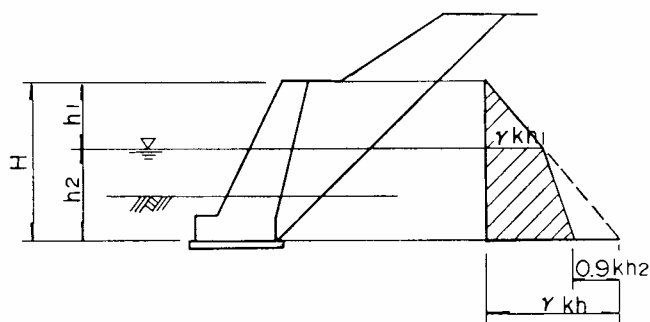


図 3.8 U型擁壁に作用する水圧および浮力

なお、浮力を考慮した土圧の計算手順は次のとおりである。

**【県仕様】**

水位がないものとして、試行くさび法により、最大土圧 PkN を求める。



斜線部分が全土圧となる。

図 3.9

この P を用いて、逆算により土圧係数を求める。

$$K = \frac{2P}{\gamma H^2} \quad : \text{裏込土の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

H : 擁壁高 (m)

この土圧係数 K を用いて、図 3.9 に示すように水位以下の裏込土の単位体積重量を 9kN/m<sup>3</sup> だけ差し引いて土圧を計算する。



## (2) 雪荷重

十分に圧縮された雪の上を車両が通行する場合は、載荷重の他に雪荷重として  $1.0\text{kN/m}^2$  (15cm 厚) を考慮する。雪だけが荷重としてかかる場合については、橋梁設計要領第1編 P.1-59 によるものとする。

## 1.7 風荷重

【土工、擁壁 H11.3 P37】

擁壁の頂部に高さ 5m以下の遮音壁を直接設ける場合、たて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 2m以下の重力式擁壁などに直接設置する場合、遮音壁の高さが 5m以上となる場合には、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。

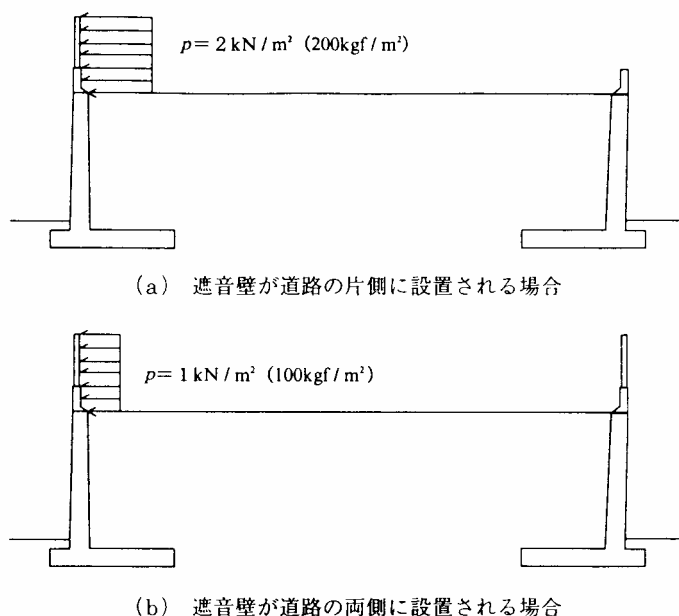


図 3.11 風荷重の載荷方法

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  $2\text{kN/m}^2$  ( $200\text{kgf/m}^2$ )

風下側  $1\text{kN/m}^2$  ( $100\text{kgf/m}^2$ )

ここで、風上側とは、図 3.11(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 3.11(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。

## 1.8 衝突荷重

【土工、擁壁 H11.3 P38】

擁壁の頂部に車両用防護柵などを直接設ける場合には、原則として、安定計算およびたて壁の部材設計には防護柵に作用する衝突荷重を考慮するものとする。衝突荷重の大きさと作用高さは、表 3.3、表 3.4 に示すものとする。安定検討は、衝突荷重を 1 ブロック全体で受け持つものとして計算する。たて壁の部材設計においては図 3.12 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  $45^\circ$  の角度で荷重分散するものとして部材の有効幅を考え、鉄筋量は全段面同一としてよい。

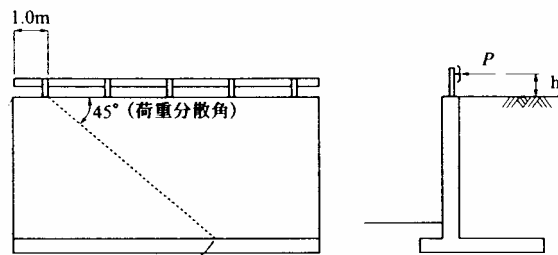
表 3.3 支柱式防護柵の衝突荷重

防護柵の種類	衝突荷重 P (kN (tf))	擁壁天端からの 作用高さ h (m)
SS、SA、SB	55 (5.5)	0.76
SC	50 (5.0)	0.675
A	50 (5.0)	0.6
B、C	30 (3.0)	0.6

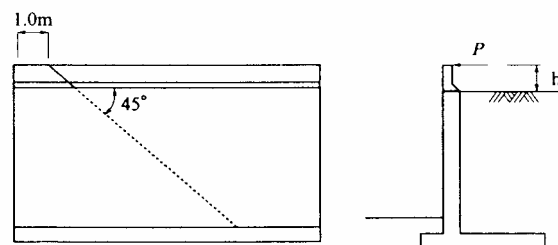
表 3.4 剛性防護柵の衝突荷重

防護柵の 種 別	衝 突 荷 重 P (kN (tf))			路面からの 作用高さ h (m)
	単辺-フ型	刃刃型	直壁型	
SS	135 (13.5)	138 (13.8)	170 (17.0)	1.0
SA	86 ( 8.6)	88 ( 8.8)	109 (10.9)	1.0
SB	57 ( 5.7)	58 ( 5.8)	72 ( 7.2)	0.9
SC	34 ( 3.4)	35 ( 3.5)	43 ( 4.3)	0.8

注) 詳細は、「防護柵の設置基準・同解説」、「車輛用防護柵標準仕様・同解説」を参照。



(a) 支柱式防護柵



(b) 剛性防護柵

図 3.12 擁壁に作用する衝突荷重

### 1.9 荷重の組合せ

【土工、擁壁 H11.3 P40】

荷重の一般的な組合せは次のとおりである。このうち、常時に対しては および、

自重 + 載荷重 + 土圧

自重 + 土圧

自重 + 地震の影響

地震時に対しては の組合せについて設計を行うこととする。水圧、浮力、雪荷重については、上記の組合せに付加して設計するものとする。なお、風荷重や衝突荷重を考慮する場合は、それぞれ の組合せに付加して設計する。また、風荷重と衝突荷重を同時に作用させる組合せは考慮しなくてもよい。

## 2. 土 圧

### 2.1 土圧公式

【中部地整 H12 P2-11】

土圧公式は、原則として試行くさび法によるものとする。ただし、ストラット付きU型擁壁およびこれに類するものでは、静止土圧を用いるのがよい。

なお、H 8 mの擁壁については、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ことを原則とする。

#### (1) 土のせん断抵抗角と単位重量

土のせん断抵抗角と単位重量は、表 3.5 の値とすることができる。

表 3.5 裏込め土の種類と土質定数（土工、擁壁より）

裏込め土の種類	単位体積重量： $\text{kN/m}^3$ ( $\text{tf/m}^3$ )	せん断抵抗角：（度）	粘着力：C
れき質土	20 (2.0)	35	原則として見込まない
砂質土	19 (1.9)	30	"
粘性土 (ただし、 $W_L < 50\%$ )	18 (1.8)	25	"

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から  $9 \text{ kN/m}^3$  ( $0.9 \text{ tf/m}^3$ ) を差し引いた値としてよい。なお、土質試験等により求めた場合は、この限りでない。

### 2.2 土圧の作用面と壁面摩擦角

【土工、擁壁 H11.3 P57】

土圧の作用面と壁面摩擦角は、表 3.6、図 3.13、図 3.14 に示すものとする。また、壁面摩擦角の設定は、図 3.15 に示す方法で行う。

表 3.6 壁面摩擦角

擁壁の種類	検討種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角
重力式 など もたれ式	安定性 部材応力	土とコンクリート	$= 2/3$
片持ばり式 など 控え壁式	安定性 部材応力	土と土 土とコンクリート	$=$ (図 3.15 による) 注) $= 2/3$

注) ただし  $>$  のときは、 $=$  とする。

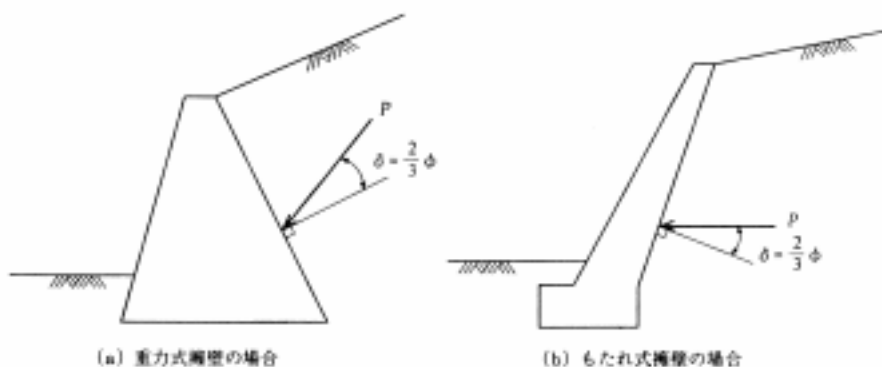


図 3.13 重力式擁壁などの土圧作用面と壁面摩擦角

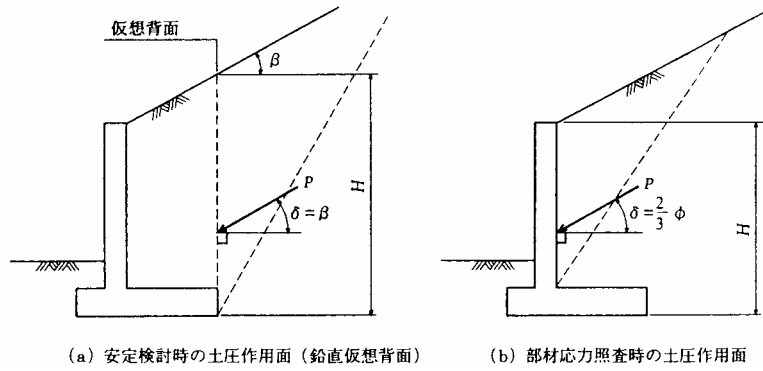


図 3.14 片持ちり式擁壁の土圧作用面と想定すべり線

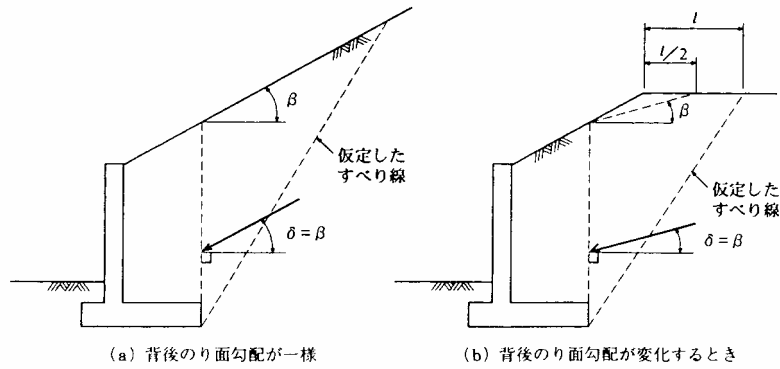


図 3.15 の設定法

2.3 盛土部擁壁に作用する土圧

【中部地整 H12 P2-12】

山岳地帯における斜面や切土部に設けられる擁壁でも切土面の勾配がゆるい場合または、その位置が擁壁面に接近していない場合は盛土部土圧として取り扱うものとする。（「土工、擁壁」P59～66）

2.4 長大のり面を有する擁壁に作用する土圧

【土工、擁壁 H12.4 P66】

長大のり面を有する擁壁については、図 3.16 における盛土高（ $H+H_1$ ）が 15m までは、かさ上げ盛土高比（ $H_1/H$ ）が 1 を超える場合でも 1 として土圧を計算してもよい。

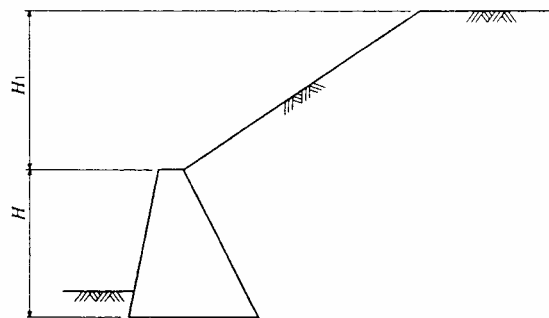


図 3.16 かさ上げ盛土高

## 2.5 切土部擁壁に作用する土圧

【中部地整 H12 P2-12】

切土部擁壁の土圧としては、切土面自体が安定していると判断される場合には、裏込め土のみによる土圧を考慮すればよいが、この場合通常の盛土部擁壁における土圧に比較して、切土面の位置や勾配、切土面の粗度、排水状態等によって大きくなることもあるので注意を要する。切土面が不安定で地山からの影響を考慮する必要のある場合は、切土面を含んだ全体について土圧を検討する必要がある（「土工、擁壁」P66～68）。地山からの湧水の多い箇所は、特別に水抜工の設計とするほか、土圧の取り方についても間隙水圧等を考慮する等慎重な検討が望ましい。

（例 30cm×30cmの水抜き孔を設けたこともある。）

## 2.6 地震時土圧

【中部地整 H12 P2-12】

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は、「土工、擁壁」P69～71による。補強土壁、その他擁壁においても同様な方法で地震時土圧を算定する。

なお、高さ8m以下の擁壁では、表3.5の土質定数を用いて算定した常時土圧は、地震時の土圧増分を包含しているといわれている。したがって、地震時土圧には載荷重を考慮しない常時土圧を準用する（大規模地震対応の場合も同様）。

## 2.7 静止土圧の算定

【土工、擁壁 H11.3 P68】

ストラット付U型擁壁のように、側壁が拘束され土圧による水平方向の変位がほとんど生じないと考えられる場合は、静止土圧が作用する。その算定は以下に示すところによる。

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

ここに  $K_0$ ：静止土圧係数で、土質や締固めの方法によって0.4～0.7の値をとるが、通常の砂質土や粘性土（ $w_L < 50\%$ ）に対しては  $K_0 = 0.5$  としてもよい。

$\gamma$ ：土の単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ （ $\text{tf/m}^3$ ））

$H$ ：土圧の分布高さ（ $\text{m}$ ）

土圧合力  $P$  の作用点は土圧分布の重心位置とする。

## 2.8 静止土圧を用いる場合の地震時の土圧

【土工 擁壁 H11.3 P71】

ストラット付U型擁壁のように常時の土圧として静止土圧を用いる場合の地震時の土圧合力  $P_{0E}$  は、まだ十分な研究がなされていないが、静止土圧状態からの地震時の土圧増分が主働土圧状態からの地震時の土圧増分とほぼ等しいと考えて、次式により算定する方法がある。この場合の土圧合力は水平方向に作用するものとし、作用位置は擁壁の底版下面より  $H/3$  の点とする。

$$P_{0E} = P_0 + (P_{HE} - P_H)$$

ここに  $P_0$ ：常時の静止土圧合力（水平成分）

$P_{HE}$ ：主働土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力  $P_E$  の水平成分

$P_H$ ：主働土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力  $P_A$  の水平成分

### 3. 使用材料および許容応力度

#### 3.1 使用材料

【土工 擁壁 H11.3 P41】

##### (1) コンクリート

コンクリートの設計基準強度は下記のとおりとする。

無筋コンクリート 18N/mm<sup>2</sup> (180kgf/cm<sup>2</sup>)

鉄筋コンクリート 24N/mm<sup>2</sup> (240kgf/cm<sup>2</sup>)

##### (2) 既製コンクリート杭

R C 杭およびP H C 杭は、JIS A 5310、JIS A 5337 の規定に適合するものを標準とする。

なお、既製コンクリート杭の断面性能については、「土工、擁壁」P42～44 によるものとする。

##### (3) 鉄筋

鉄筋コンクリート用棒鋼は、JIS G 3112 に規定されている種類のうち、異形棒鋼S D 3 4 5 を標準とする。

##### (4) 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。

##### (5) 設計計算に用いるヤング係数

鉄筋および鋼管杭のヤング係数は 200kN/mm<sup>2</sup> (2.1×10<sup>6</sup>kgf/cm<sup>2</sup>) とする。また、コンクリートのヤング係数は表 3.7 に示す値とする。ただし、ヤング係数比 n は 15 とする。

表 3.7 コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup> (kgf/cm<sup>2</sup>))

設計基準強度	21 (210)	24 (240)	27 (270)	30 (300)
ヤング係数	2.35×10 <sup>4</sup> (2.35×10 <sup>5</sup> )	2.5×10 <sup>4</sup> (2.50×10 <sup>5</sup> )	2.65×10 <sup>4</sup> (2.65×10 <sup>5</sup> )	2.8×10 <sup>4</sup> (2.80×10 <sup>5</sup> )

なお、既製コンクリート杭に関するコンクリートのヤング係数は、

RC 杭 3.1×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup> (3.1×10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup>)

PHC 杭 4.0×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup> (4.0×10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup>) とする。

#### 3.2 許容応力度

【土工 擁壁 H11.3 P49】

コンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、「土工、擁壁」P49～53 によるものとする。

### 4. 安定に対する検討

【土工 擁壁 H11.3 P71】

擁壁の安定については、一般に滑動、転倒、支持地盤の支持力に対する安定を検討すればよいが、斜面上に設置する場合や軟弱地盤上に設置する場合等においては、背面盛土および支持地盤を含む全体としての安定について検討を行うものとする。

#### (1) 滑動に対する安定

【土工 擁壁 H11.3 P72】

滑動に対する安定は、次の式により安全率を算出し、判定する。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\sum V \cdot \mu + c_B \cdot B}{\sum H}$$

ここに V: 底版下面における全鉛直荷重 (kN/m (tf/m))

H: 底版下面における全水平荷重 (kN/m (tf/m))

μ: 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

c<sub>B</sub>: 擁壁底版と支持地盤の間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup> (tf/m<sup>2</sup>))

B: 擁壁の底版幅 (m)

なお、滑動に対する安全率  $F_s$  は常時で 1.5、地震時で 1.2 とする。

また、安全率の値が上記の安全率を満足できない場合は、原則として底版幅を大きくして安定させるものとするが、やむをえず前面土の受動土圧を考慮したり、突起を設ける場合は「土工、擁壁」P73～75 を参考に、十分注意を払って適用しなければならない。

(2) 転倒に対する安定

【土工 擁壁 H11.3 P75】

転倒に対する安定の検討は、次の方法による。

図 3.17 における、擁壁底版つま先から合力  $R$  の作用点までの距離  $d$  は式 (3-3) で表される。

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{\Sigma V_i \cdot a_i - \Sigma H_j \cdot b_j}{\Sigma V_i} \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

- ここに  $M_r$  : 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m (tf・m/m))
- $M_o$  : 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m/m (tf・m/m))
- $V$  : 底版下面における全鉛直荷重 ((kN/m(tf/m))
- $V_i$  : 擁壁に作用する荷重の鉛直成分 (kN/m(tf/m))
- $a_i$  : 擁壁底版つま先と  $V_i$  の作用点との水平距離 (m)
- $H_j$  : 擁壁に作用する荷重の水平成分 (kN/m(tf/m))
- $b_j$  :  $H_j$  の作用点の擁壁底版からの高さ (m)

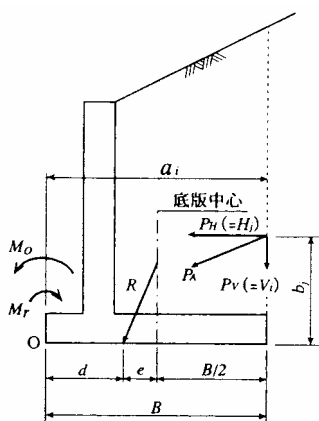


図 3.17 合力作用位置の求め方

図 3.17 中に示した外力は一種類のみであるが、実際には擁壁の設置条件に応じて複数の外力が作用する場合がある。これら外力の作用位置は外力の種類と作用条件に応じて異なる。

合力  $R$  の作用点の底版中央からの偏心距離  $e$  は次式で表される。

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

転倒に対する安定条件として、合力  $R$  の作用点は常時は底版中央の底版幅  $1/3$  の範囲内になければならない。すなわち、偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq B/6$$

地震時は底版中央の底版幅  $2/3$  以内になければならない。すなわち、偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq B/3$$

(3) 支持地盤の支持力に対する安定

【土工 擁壁 H11.3 P76】

支持地盤の支持力に対する安定は、以下に示す方法によって検討する。

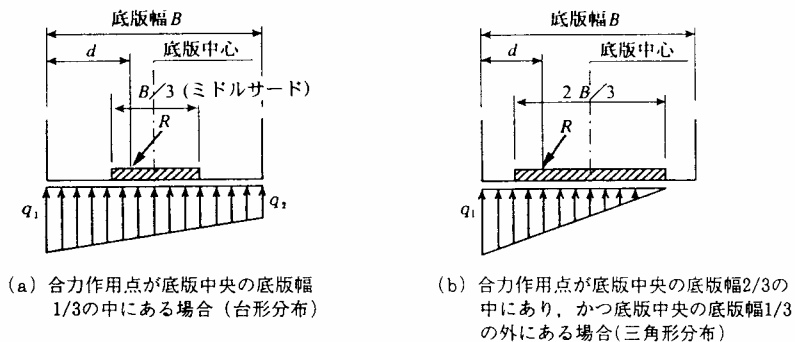


図 3.18 地盤反力度の求め方

合力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

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

合力作用点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)

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

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この  $q_1$  及び  $q_2$  は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

ここに  $q_a$ : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup> (tf/m<sup>2</sup>))

$q_u$ : 地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup> (tf/m<sup>2</sup>))

$F_s$ : 地盤の支持力に対する安全率

地盤の支持力に対する安全率は常時 3.0、地震時には 2.0 を下回ってはならない。

## 5. 基礎工の設計

### 5.1 基礎工の根入れ深さ

【土工 擁壁 H11.3 P109】

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0.5m以上を確保する。ただし、底版を有する形式の場合には、底版厚さに0.5m以上を加えた根入れ深さを確保するものとする。ブロック積擁壁においては30cm以上（ブロック1個程度の根入れを考慮）とするが、大型ブロック積擁壁の場合は50cm以上確保する。

なお、山岳地の特殊箇所や河川等の洗掘のおそれのある箇所、盤下げが予測される箇所、擁壁前面に強固な構造物がある場合、擁壁の端部のすり付け部等は、別途考慮する。また、擁壁に接して水床低下や洗掘のおそれのないコンクリート水路などを設ける場合には、水路底より30cm以上入れるものとする。

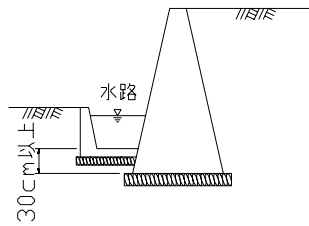


図 3.19 コンクリート水路を接して設ける場合の擁壁の根入れ深さ

### 5.2 直接基礎

【土工 擁壁 H11.3 P20】

地盤の支持力計算に用いる定数は一般的には、表 3.8 によることができる。

表 3.8 支持地盤の種類と許容支持力度（常時値）

支持地盤の種類		許容支持力度 $q_a$ ( $\text{kN/m}^2$ ( $\text{tf/m}^2$ ))	備 考	
			$q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ ( $\text{kgf/cm}^2$ ))	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000 (100)	10000 以上 (100 以上)	
	亀裂の多い硬岩	600 (60)	10000 以上 (100 以上)	
	軟岩・土丹	300 (30)	1000 以上 (10 以上)	
礫 層	密なもの	600 (60)		
	密でないもの	300 (30)		
砂 質 地 盤	密なもの	300 (30)		30 ~ 50
	中位なもの	200 (20)		20 ~ 30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	200 (20)	200 ~ 400 (2.0 ~ 4.0)	15 ~ 30
	堅いもの	100 (10)	100 ~ 200 (1.0 ~ 2.0)	10 ~ 15

【中部地盤 H12 P2-13】

直接基礎は基礎地盤が良好な場合（良好な地盤とは粘性土 N 10 ~ 15 程度、砂質土 N 20 程度）に採用する。

なお、上記基礎地盤が良好でない場合は、地盤改良、置き換え（良質土または再生クラッシャーラン（RC-40））等を検討する。

### 5.3 置換え基礎

【中部地盤 H12 P2-13】

#### (1) 支持層の浅い場合

表層に軟弱層があり、比較的浅い位置に良好な支持層がある場合には置換え基礎を用いることが出来る。置換え基礎は、下記を標準とする。なお、置換え基礎の場合の地盤支持力の安定検討は、擁壁底版面における検討と改良範囲下端における検討とを行うこととする。

支持層までが比較的浅い場合（3m程度以内）で、もたれ式擁壁を除く形式に採用する。  
 ただし、良質材による置き換えにより支持力が期待できる施工条件であること（地下水の多少、  
 転圧適否等を考慮）。

この場合は、杭基礎工又は、擁壁底版の根入れ深さ、擁壁高さ等経済比較するものとする。

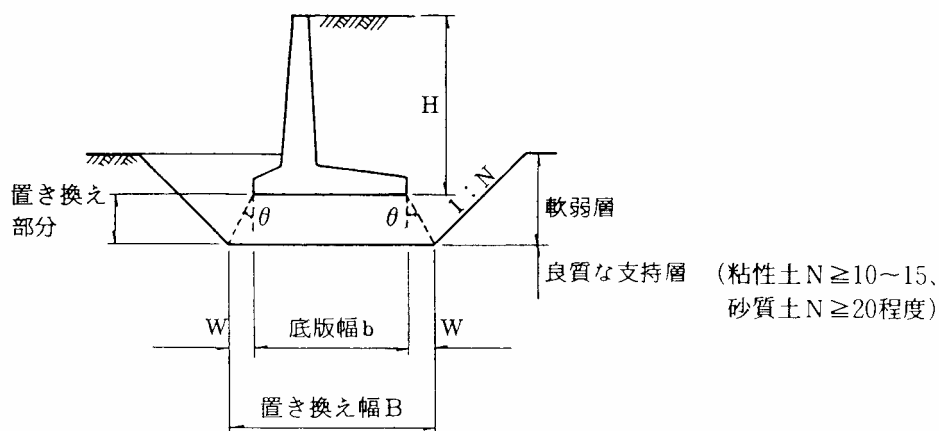


図 3.20

置き換え土：再生**砕石**（RC-40）又は支持力が得られる良質材料

掘削勾配：N（数量算出要領による）

荷重分布角度：  $30^\circ$ （「擁壁工指針」H11-P108）

## (2) 支持層の深い場合

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（ただし、もたれ式擁壁を除く、詳細は、道路土工、擁壁工指針 P111 による）。

## (3) 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に直接基礎を設ける場合には、置換えコンクリートを用いることができる。置換えコンクリートの取り扱いは、次のとおりとする。

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 3.21 に示す I-I 断面で行うものとする。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とるものとする。さらに、図 3.21 および次に示すように、置換え基礎部の安定についても照査する必要がある。安定検討は置換え基礎部の奥行きあたりで行う。

### (a) 支持力に関する検討

置換え部の自重およ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 (tf))

$V'$ : 置換え部底面への鉛直作用荷重 (kN (tf))

$q_1$ : つまさき版側の底版反力 (kN/m<sup>2</sup> (tf/m<sup>2</sup>))

$q_3$ : 底版反力の置換えコンクリート後端部での値 (kN/m<sup>2</sup> (tf/m<sup>2</sup>))

$B_1$ : 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 (tf))

$q_4 \cdot q_5$  の求め方は、本節 4.(3) 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 ( $B_5$ ) とする。

### (b) 滑動に関する検討

滑動に関する検討は、本節 4.(1) に準じて行うものとする。置換え部での作用力は、前記(a) の  $V$  のほか次式のとおりである。

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

$$H'_0 = H_0 + W_H$$

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 (tf))

$H'_0$ : 置換えコンクリート底面に作用する滑動力 (kN (tf))

$N$ 、 $H$ : 擁壁底版における鉛直および水平方向の作用力 (kN (tf))

$N'$ : 前記(a)による

$W_H$ : 置換えコンクリートの慣性力 (kN (tf))

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、差し筋を行うものとする。また、支持地盤が急傾斜で、置換えコンクリートの厚さまた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、特に地山のゆるみがないことを確認することが必要である。

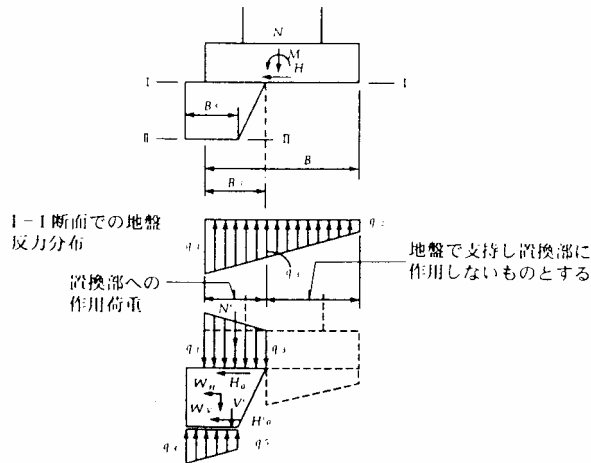


図 3.21 置換えコンクリート基礎の安定検討 【土工、擁壁 H11.3 P113】

#### 5.4 基礎地盤を混合物処理により地盤改良する方法

##### (1) 支持層の浅い場合

支持層までが比較的浅い場合（3 m程度以内）で、もたれ式擁壁を除く形式に採用する。この場合、杭基礎工、置き換え基礎工等、経済比較するものとする。

##### (2) 支持層の深い場合

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（ただし、もたれ式擁壁を除く、詳細は、道路土工、擁壁工指針 P111 による）。

#### 5.5 もたれ式擁壁の場合の段切り基礎

堅固な傾斜岩盤上に基礎を設ける場合は、段切り基礎とすることができる。段切り基礎とする場合の躯体形状、安定計算の方法は次の通りとする。

##### (1) 躯体形状

図 3.22 において、段差部の幅  $B_1$  は 1.00m 以上、かつ、 $B/2$  以下とする（これに適合しない場合は段差を設けない）。

段差高  $L$  は  $1.2B_1$  以下とする。

段差部分裏勾配は、擁壁表勾配に合わせる。

##### (2) 安定計算及び安定条件

断面 - において、 - から上の荷重を対象に安定計算を行う。安定条件は通常のもたれ式擁壁と同様とする。

$B_1$  部分のすべり摩擦係数は 0.7 とする。

断面 - において、図に示す鉛直荷重 ( $N_1$ ) 及び水平荷重 ( $H_1$ ) を受けるものとして、安定計算を行う。

安定条件は通常のもたれ式擁壁と同様とする。ここで、

$$H_1 = (N_1/N) \times H, \quad N_1 = (q_1 + q_3) \times 1/2 \times B_1 \text{ とする。}$$

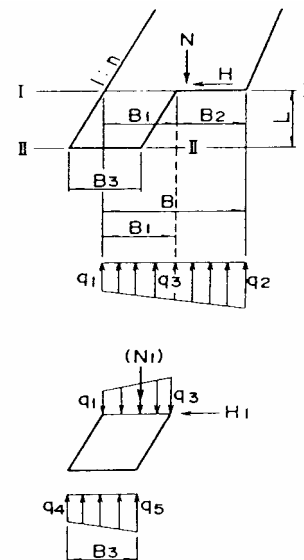


図 3.22

## 5.6 杭基礎

### (1) 設計一般

基本的な杭基礎の設計法は、「道路橋示方書・同解説 下部構造編」の橋台の場合に準ずるものとする。地震時の検討においては、地震時保有水平耐力法による耐震設計は行わなくてよい。

杭頭変位については一般の擁壁では、橋梁基礎のように上部構造から定まる許容変位量を規定する必要がないと考えられることから、杭頭における許容変位量は規定しないものとする。ただし、地震の影響を考慮して設計する場合や建築限界、周辺状況から変位を規制する必要のある場合などは、変位について別途考慮することが望ましい。なお、杭は常時において、引抜き力が生じないように計画するものとする。

## (2) 杭形式の選定

杭は良質な支持層に支持される支持杭を標準とする。ただし、一般の擁壁の場合で盛土の一部として沈下を許容することが合理的な場合や荷重規模が小さい場合等には、摩擦杭の選定も念頭において杭形式を選定する。良質な支持層とは砂層、砂礫層では大略N値が30以上、粘性土では大略N値が20以上の層とする。

なお、杭の支持層の根入れは、杭径程度以上とする。

## (3) 底版の設計

杭基礎を用いた擁壁底版の設計は、地盤反力の代わりに杭反力を作用させて行うものとする。具体的には「道路橋示方書・同解説 下部構造編」によるものとするが、底版厚さは剛体として扱える厚さを有している必要はないものとする。

## (4) 杭の配列

杭の配列は下記のとおりとする。

2列以上の配列を標準とする。

斜杭は直杭と組み合わせて用いるのを標準とする。

## (5) 杭頭と底版の結合方法

杭頭と底版の結合方法は、下記によるものとする。

地震時の設計を行う場合は杭頭固定、地震時の設計を行わない場合は杭頭ヒンジとする。

既製杭の杭頭のフーチング本体への埋め込みは図 3.23 および図 3.24 に示す方法によるものとする。

杭頭ヒンジ構造の場合の必要鉄筋量は下記のとおりとする。

$$A_s = \frac{H}{\alpha a}$$

$A_s$  : 結合鉄筋量

$H$  : 杭 1 本に作用する水平力

$a$  : 鉄筋の許容せん断応力度 (SD345  $a = 100 \text{ N / mm}^2$ )

地震時は  $a \times 1.5 = 115 \times 1.5 = 172.5 \text{ N / mm}^2$

杭に引抜き力がかかる場合は次のとおりとする。

$$A_s = \frac{P'}{\sigma_s a}$$

$A_s$  : 結合鉄筋量

$P'$  : 杭 1 本に作用する引抜き力

$s_a$  : 鉄筋の許容応力度 (SD345  $s_a = 180 \text{ N / mm}^2$ )

地震時は  $s_a \times 1.5 = 200 \times 1.5 = 300 \text{ N / mm}^2$

[ 注記 ]

鉄筋の許容せん断力応力度 :  $a = 1 / \sqrt{3} \cdot s_a$

ここに、  $s_a = 180 \text{ N / mm}^2$  (常時)

$200 \text{ N / mm}^2$  (地震時)

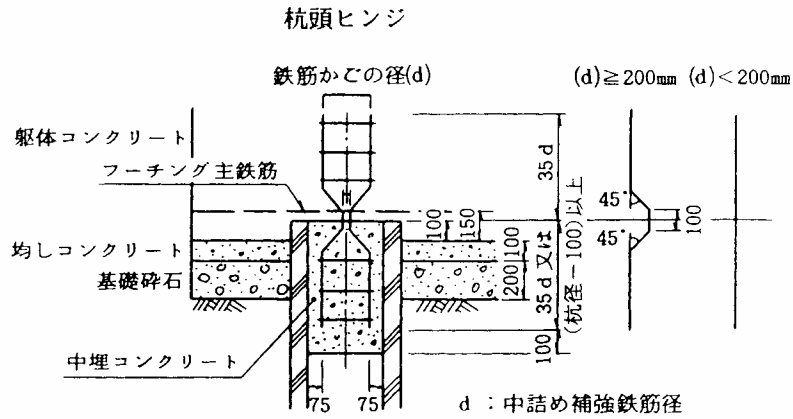


図 3.23

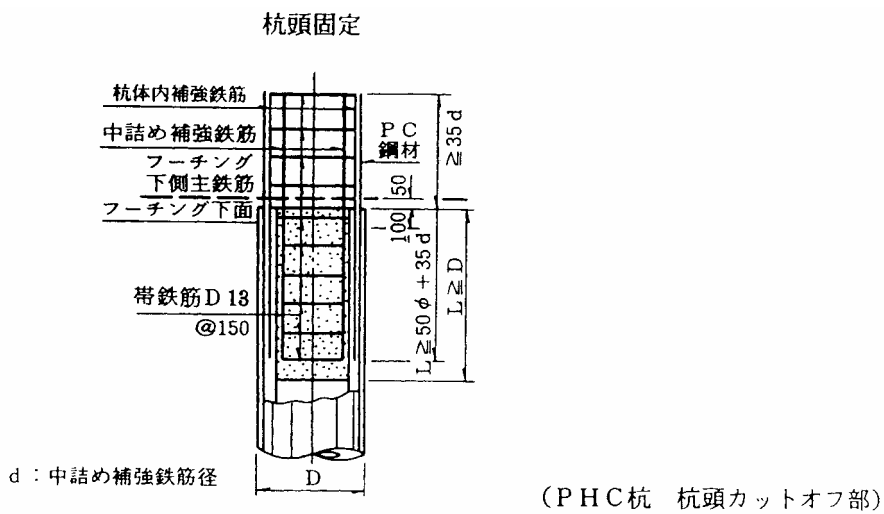


図 3.24 既製杭の杭頭処理

- 注) 1. 中埋コンクリートは躯体コンクリートと同等品質のものを使用する。
2. 帯鉄筋は D13.150mm ピッチとする。
3. 鉄筋かご径 (d) が 200mm 未満の場合はストレートのかごとする。(中間でしぼらない)
4. 場所打鉄筋コンクリート杭を杭頭ヒンジ構造の基礎杭に使用する場合ヒンジ結合に必要な鉄筋量を、杭本体鉄筋の一部をのばして確保するものとする。
5. 擁壁の杭頭結合において、フーチングがうすいために結合鉄筋の定着長を鉛直に確保することが困難な場合については、鉄筋に曲げ加工を施す等必要な定着長を確保すること。
6. 杭頭の補強鉄筋は、最小鉄筋量として D16 を杭径に応じて 4~6 本程度は位置する。

[ 補足 ]

- ・ 杭頭鉄筋の定着長は、橋梁のような大きな振動が生じにくいと考えられることから、これまでの規定と同じ  $35d$  ( $d$  : 杭頭鉄筋径) を確保すればよい。
- ・ 杭頭鉄筋の定着長を鉛直に確保することが合理的でない場合は、底版厚を増加させることなく、杭頭鉄筋に曲げ加工を施してもよいとする。

(6) 杭の継ぎ手の設計

完成後に作用する荷重に対して安全であるとともに施工時の打込み（建込み）に対しても十分安全でなければならない。

継手の位置は、継手箇所数、施工性、経済性等総合的に検討して、曲げモーメントがなるべく小さく、断定的に余裕のある位置を選ぶものとする。

PHC 杭で杭頭をカットオフする場合、カットオフした位置から 50（ = PC 鋼材の径）の範囲は、プレストレスの損失を考慮して鉄筋コンクリート断面として扱うものとする。

(7) 杭本体の設計

杭頭をヒンジ結合とした場合であっても、地中部最大曲げモーメントで定まった杭の断面をそのまま杭頭まで延長することとし、杭頭付近での曲げモーメントの減少に合わせて杭体の抵抗曲げモーメントを減少させることは行わないものとする。

(8) 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については、構造対応上適用しないことが望ましいが、適用する場合には、図 3.25 に示すように擁壁の下にコンクリートスラブを設置し、これに杭頭鉄筋を配筋し、杭頭結合を確実にすることとする。コンクリートスラブは杭反力が作用する版として設計する。また、擁壁とコンクリートスラブとの滑動についても検討するものとする。

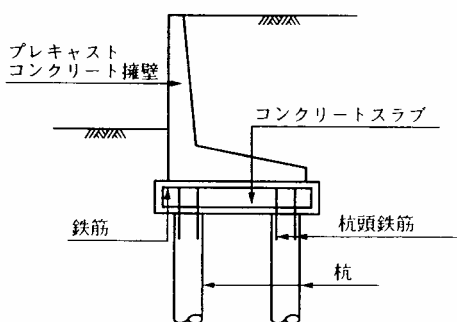


図 3.25 プレキャスト擁壁に杭基礎を用いた場合の例

## 第4節 コンクリート擁壁

### 1. 設計手順

コンクリート擁壁の設計手順は、図 3.26 に示す。

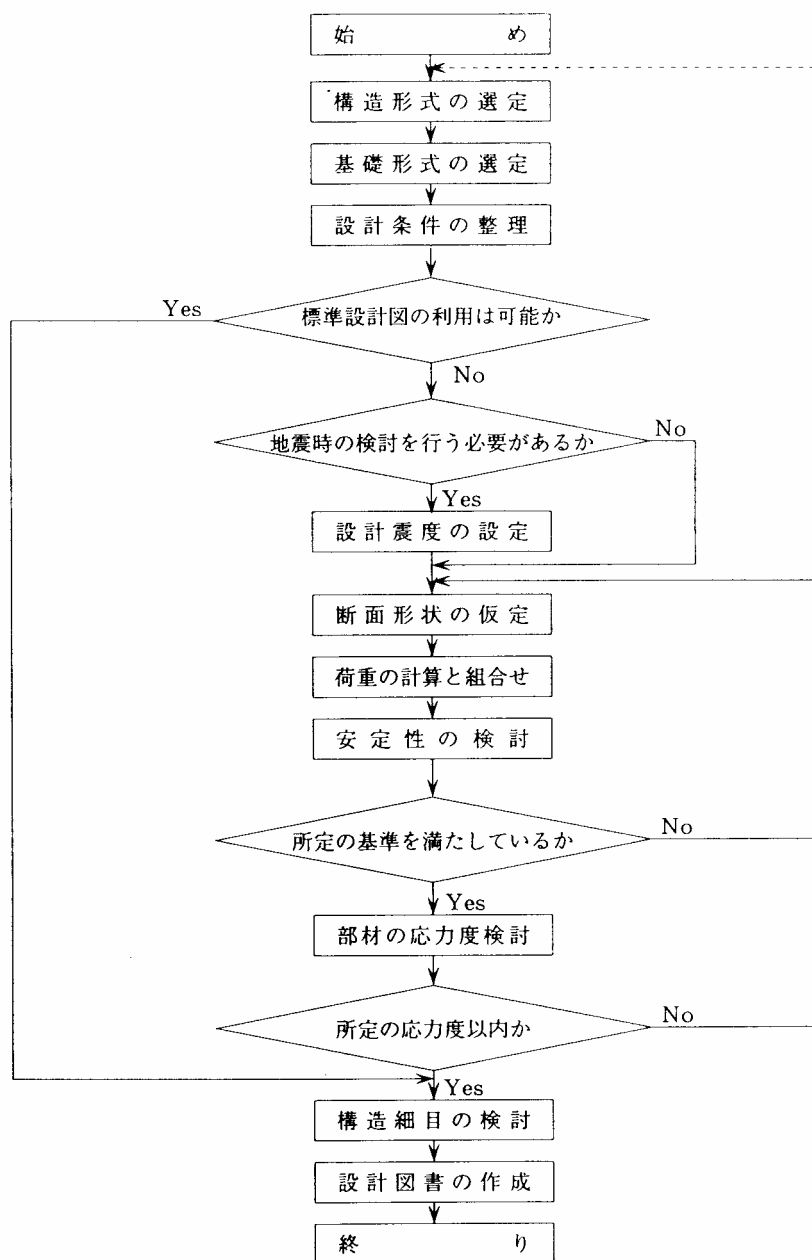


図 3.26 コンクリート擁壁の設計フローチャート

## 2. 躯体の設計

### 2.1 ブロック積（石積）擁壁

#### (1) 形状・寸法

ブロック積擁壁の一般的な形状を図 3.27 に示す。のり面勾配および控長は、表 3.9 に示すものとする。

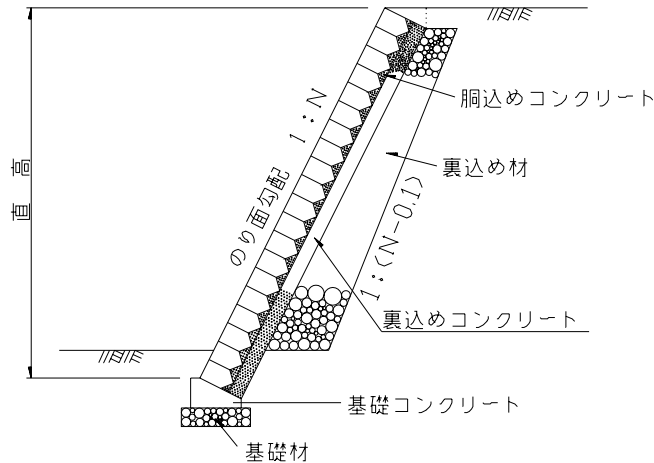


図 3.27 標準的なブロック積擁壁【土工、擁壁 H11.3 P80】

表 3.9 直高とのり面勾配の関係（控長 35cm 以上）

直 高 (m)		~1.5	1.5~3.0	3.0~5.0
のり面 勾配	盛 土	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
	切 土	1 : 0.3	1 : 0.3	1 : 0.4
裏込めコンクリート厚(cm)		5	10	15

裏込め材は碎石を用い、盛土部においては図 3.27 に示す勾配で設置する。上端における裏込め材厚さは 30cm とする。なお、切土においては、上端の厚さ 30cm で等厚としてよい。また、裏込め材は基礎周辺部に背面土からの水の浸透による悪影響を及ぼさないよう、擁壁前面地盤線程度まで設置することを原則とする(図 3.28 参照)。

ただし、前面に水位を考慮する場合は図 3.29(a)に示すように設置する。また、地山線が高い位置にありブロック積擁壁に対し水の浸透による悪影響を及ぼさない場合は、図 3.29(b)に示すように設置する。

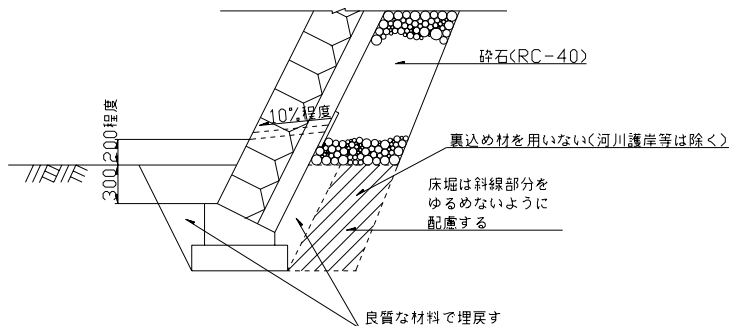


図 3.28

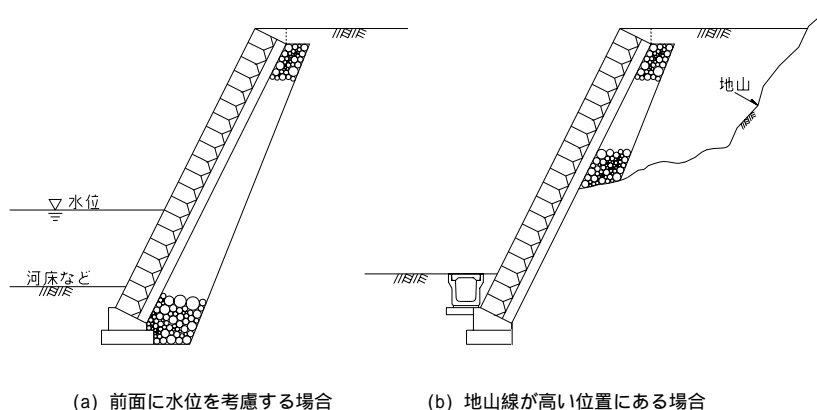


図 3.29 裏込め材の設置【土工、擁壁 H11.3 P81】

擁壁背面には裏込めコンクリートを設ける。裏込めコンクリートの厚さは、表 3.9 に示すものとし、等厚とする。

天端コンクリートは、原則として、設置しないものとする。ただし、路側天端に舗装を施工する場合などにおいては、この限りでない。また、洗掘防止等の目的で必要な場合にはブロック積天端に張芝を設置してもよい。

なお、天端コンクリートの形状・寸法を表 3.10 に示す。

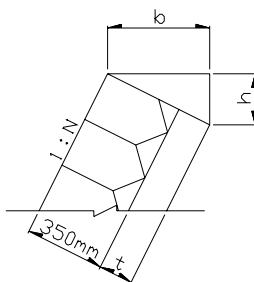


表 3.10 天端コンクリートの形状・寸法

勾配 (N)	裏込めコンクリート厚 t (mm)	b (mm)	h (mm)
1 : 0.3	50	390	120
1 : 0.3	100	440	130
1 : 0.4	100	420	170
1 : 0.4	150	470	190
1 : 0.5	150	450	230

(2) 構造細目

伸縮目地は 10m 毎に設けるのを原則とする。基礎工の目地についてもブロック積みの目地にあわせて設けることとする。目地板は厚さ 1.2cm 以上の杉板もしくはこれと同等品以上のものとする。

水抜孔は硬質塩化ビニール管 (VP 50mm) を用い、1 箇所 / 3m<sup>2</sup> 以上の割合で設けることとする。水抜パイプには 10% 程度の勾配を付け、裏込め部には吸い出し防止材 (30cm × 30cm × 3cm) を設ける。

裏込め材および基礎材は、再生砕石 (RC-40) を使用するものとする。ただし、水中部における基礎材は均しコンクリート (t=10cm) とする。なお、岩着の場合は、P3-57 を参照のこと。

(3) 設計上の留意事項

連続する区間において高さが変化する場合は、最大高によって定められる前面勾配をその区間全体に適用するものとする。

1 目地間で高さが変化する場合は、最大高によって定められる裏込めコンクリート厚をその目地全体に適用する。

(4) 大型ブロック積擁壁

大型ブロック積擁壁の設計は、「土工、擁壁」P82 に準ずるものとする。

大型ブロック積擁壁における直高とのり面勾配の関係は、表 3.11、表 3.12、表 3.13 に示すものを原則とする。なお、大型ブロック積擁壁においても裏込め材を設けることとするが、その設計は通常のブロック積擁壁と同様とする。

表 3.11 直高とのり面勾配の関係（控長 50cm 以上）

直 高 (m)		~3.0	3.0~5.0	5.0~7.0
のり面 勾 配	盛 土	1 : 0.4	1 : 0.5	1 : 0.6
	切 土	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5

表 3.12 直高とのり面勾配の関係（控長 75cm 以上）

直 高 (m)		~3.0	3.0~5.0	5.0~7.0
のり面 勾 配	盛 土	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
	切 土	1 : 0.3	1 : 0.3	1 : 0.4

表 3.13 直高とのり面勾配の関係（控長 100cm 以上）

直 高 (m)		~5.0	5.0~7.0	7.0~8.0
のり面 勾 配	盛 土	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
	切 土	1 : 0.3	1 : 0.3	1 : 0.4

2.2 重力式擁壁

重力式擁壁は、小型重力式と重力式の種類とする。

小型重力式：直接自動車荷重を受けない場合

$$Q = 3.5 \text{ or } 0 \text{ kN/m}^2 \text{ (0.35 or 0 tf/m}^2\text{)}$$

重 力 式：直接自動車荷重を受ける場合

$$Q = 10 \text{ kN/ m}^2 \text{ (1.0 tf/m}^2\text{)}$$

設計は、「標解」の小型重力式擁壁設計フロー-重力式擁壁フローにより設計する。

もたれ式擁壁は、【建標】及び【土工 擁壁】を標準とする。

なお【建標】によりがたい場合で、かつ基礎が岩盤で図 3-30 のような施工が可能な場合は下記別表に示す条件を満足するよう別途設計することもできる。

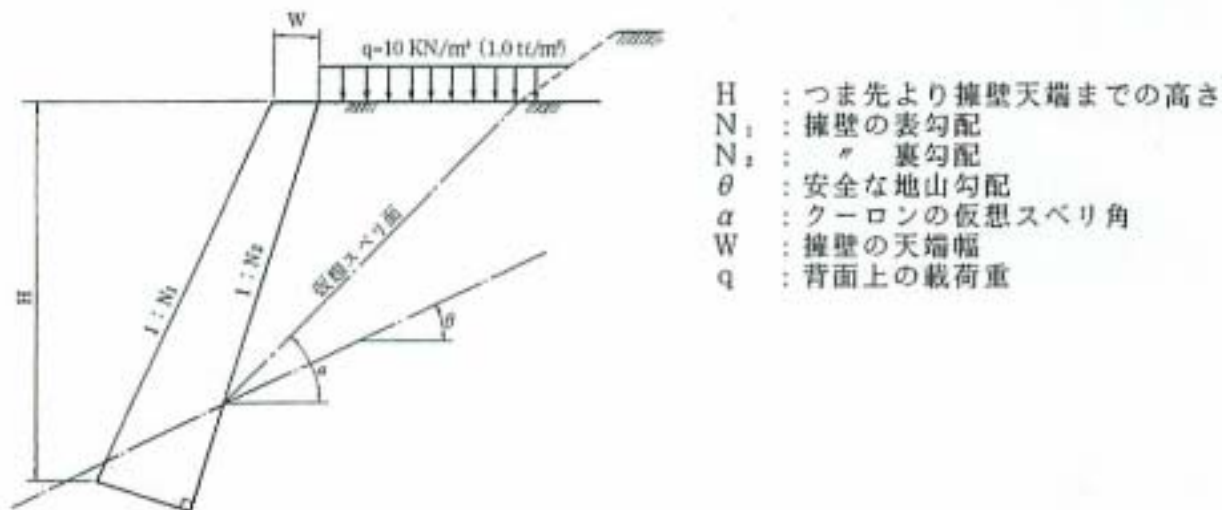


図 3.30

		常時	地震時
擁壁形状	高さ H (m)	4-8	8-16
	天端幅 W (m)	0.45	0.50
土圧 (背面上)	土圧理論		くさび法
	単位体積重量 (KN/m³ (tf/m³))	礫質土	20 (2.0)
		砂質土	19 (1.9)
	せん断抵抗角 φ (度)	礫質土	35
砂質土		30	
地盤条件	許容支持力 Q <sub>a</sub> (KN/m² (tf/m²))	300 (30)	450 (45)
	滑動摩擦係数	0.7	
安定条件	転倒	e ≤ B/6	e ≤ B/3
	支持	Q ≤ Q <sub>a</sub>	Q ≤ Q <sub>a</sub>
	滑動	1.5	1.2

別表

## 2.4 片持ちばり式擁壁

### (1) 逆T型擁壁

#### (a) 形状、寸法

【土工、擁壁 H11.3 P90】

たて壁は、大規模擁壁の場合を除き、原則として等厚とする。ただし、歩道に面する場合は、前面に2%の勾配を付けることとする。

底版の上面は、原則として水平とする。

たて壁および底版の最小厚は、30cmとする。

#### (b) 安定検討

第3節4.安定に対する検討にしたがって実施する。

#### (c) たて壁の設計

【土工、擁壁 H11.3 P91】

たて壁の設計は、下記によるものとする。

たて壁は、底版との結合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。部材設計において考慮する荷重は、常時では常時主働土圧の水平分力を、地震時では地震時主働土圧の水平分力とたて壁自重の地震時慣性力とし、主働土圧の鉛直分力およびたて壁自重は無視してよい(図3.31参照)

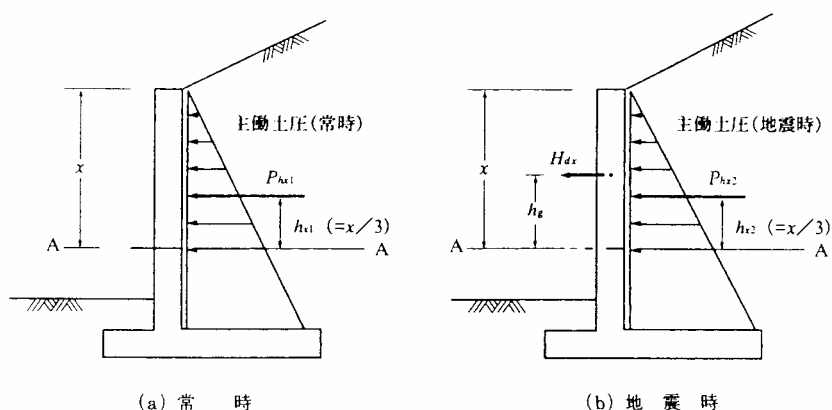


図 3.31 たて壁の設計断面力

たて壁の各断面における曲げモーメントおよびせん断力は式(3-5)～(3-8)により求める。

$$(常時) \quad M_{x1} = P_{hx1} \cdot h_{x1} \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

$$S_{x1} = P_{hx1} \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

$$(地震時) \quad M_{x2} = P_{hx2} \cdot h_{x2} + H_{dx} \cdot h_g \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

$$S_{x2} = P_{hx2} + H_{dx} \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

ここに  $M_{xi}$  : 常時 ( $i=1$ ) または地震時 ( $i=2$ ) の単位幅当たりの曲げモーメント

( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}(\text{tf}\cdot\text{m}/\text{m})$ )

$S_{xi}$  : 常時 ( $i=1$ ) または地震時 ( $i=2$ ) の単位幅当たりのせん断力 ( $\text{kN}/\text{m}(\text{tf}/\text{m})$ )

$x$  : たて壁の天端より設計断面力を求める位置(図3.31のA-A断面)までの距離(m)

$P_{hx1}$  :  $x$ 区間に作用する主働土圧の水平分力 ( $\text{kN}/\text{m}(\text{tf}/\text{m})$ )

$H_{dx}$  :  $x$ 区間に作用するたて壁の地震時慣性力 ( $\text{kN}/\text{m}(\text{tf}/\text{m})$ )

$h_{x1}$  : 設計断面力を求める位置から  $P_{hx1}$  の作用点までの距離(m)

$h_g$  : 設計断面力を求める位置から  $H_{dx}$  の作用点までの距離(m)

(d) つま先版の設計

【土工、擁壁 H11.3 P92】

つま先版の設計は、下記による。

つま先版は、たて壁との結合部を固定端とする片持ばりとして設計する。部材設計において考慮する荷重は、図 3.32 に示すように、上向きの地盤反力または杭反力、下向きのつま先版自重とし、つま先版上部の土の重量は無視してよい。

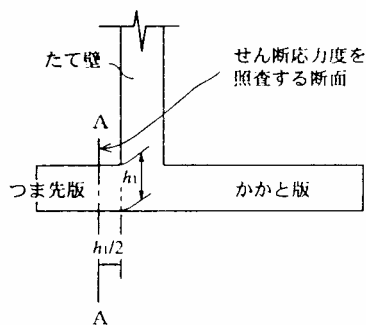
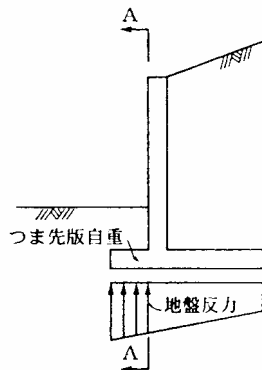


図 3.32 つま先版に作用する荷重（直接基礎の場合） 図 3.33 底版のせん断力を照査する断面

また、部材設計の照査位置は、曲げモーメントに対してはたて壁の基部、せん断力に対しては図 3.33 に示すようにたて壁の前面から底版厚さの 1/2 離れた位置とする。

(e) かかと版の設計

【土工、擁壁工 H11.3 P93】

かかと版は、つま先版と同様に、たて壁との結合部を固定端とする片持ばりとして設計する。部材設計において考慮する荷重は、図 3.34 に示すように、かかと版上の裏込め土の重量、主働土圧の鉛直分力、地表面の載荷重（常時）、かかと版自重、地盤反力または杭反力とする。ここで、主働土圧の鉛直分力については、これと同値な三角形分布の土圧に置き換えるものとする。

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、たて壁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、図 3.35 の点“O”において、たて壁つけ根、つま先版つけ根およびかかと版つけ根の各曲げモーメントは、次式の関係にある。

$$M_1 = M_2 + M_3$$

ここに  $M_1$  : たて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

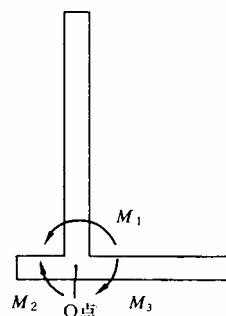
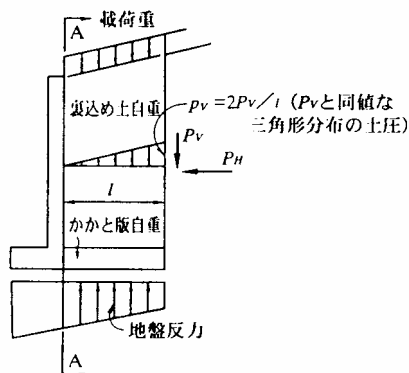


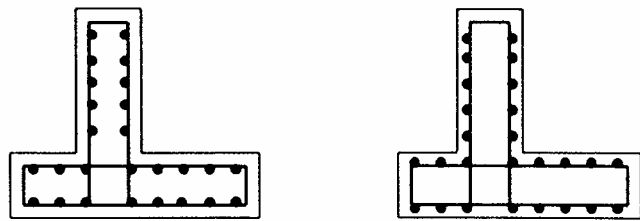
図 3.34 かかと版に作用する荷重（直接基礎の場合） 図 3.35 各曲げモーメントの関係

したがって、かかと版つけ根の曲げモーメントがたて壁つけ根の曲げモーメントより大きくなる場合 ( $M_3 > M_1$ )、部材設計に用いるかかと版つけ根の曲げモーメントにはたて壁つけ根の曲げモーメントを用いる。

(f) 配筋細目

通常逆 T 型擁壁においては、下記の原則により配筋する (土木構造物標準設計第 2 巻解説書 p.88 より)。なお、製品化されて格子状のユニット鉄筋などにおいて、継ぎ手が同一断面に集中する場合の重ね継ぎ手長は、通常の継ぎ手長の 1.3 倍以上とする。【土工、擁壁 H11.3 P94】

- 1) たて壁および底版の配力鉄筋は、主鉄筋の外側に配置する。



(a) 旧標準設計での配筋

(b) 本標準設計での配筋

図 3.36

- 2) 主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は、たて壁で 100mm、底版で 110mm とする。

【建標 2 巻解説 H12.9 P89】

- 3) つま先版とかかと版の下面鉄筋を統一し、1 本物の鉄筋とする。

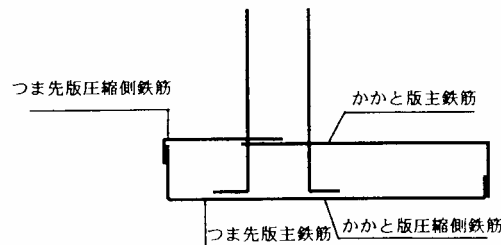


図 3.37

4) 鉄筋の必要定着長は、重ね継ぎ手長以上とし、直線部分のみを有効とする。また、有効高によるシフト量は考慮しないこととする。具体的定着方法は、下記のとおりとする。

たて壁主鉄筋およびたて壁圧縮側鉄筋の定着方法【**標設2巻解説 H12.9 P89**】

たて壁主鉄筋およびたて壁圧縮側鉄筋の定着は、たて壁つけ根から、定着長を確保する。また、直角フックの長さは、フック長の直線部分  $l_2$  を 12 に固定した場合、定着長を確保するために底版厚を必要以上に厚くしなければならないため、

$$l_1 + l_2 \geq l_a \text{ 且つ、} l_2 \geq 12 \phi \quad (\phi: \text{鉄筋径})$$

とする(図3.38)。

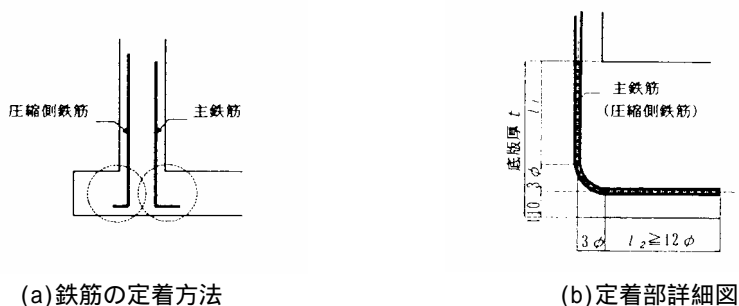


図 3.38 たて壁鉄筋の定着方法

底版鉄筋の定着方法【**建標2巻解説 H12.9 P90**】

つま先版圧縮側鉄筋の定着は、たて壁の前面からかかと版方向に定着長を確保する。また、かかと版主鉄筋の定着はたて壁の背面からつま先版方向に定着長を確保する(図3.39)。

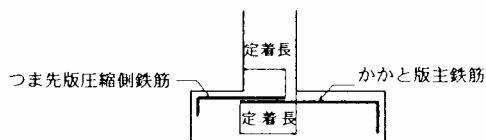


図 3.39 底版鉄筋の定着方法(逆T型擁壁)

5) その他、配筋細部規定は、表 3.14 に示すものとする。

表 3.14 鉄筋の配筋規定

配筋方法			重ね継手長
主鉄筋径と配筋間隔の組み合わせ			$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}}$ $l_a : \text{重ね継手長 (10mm 単位に切り上げ) (mm)}$ $\sigma_{sa} : \text{鉄筋の重ね継手長を算出する際の許容引張応力度 (N/mm}^2\text{)}$ $\tau_{oa} : \text{コンクリートの許容付着応力度 (N/mm}^2\text{)}$ $d : \text{鉄筋の直径 (mm)}$
配筋間隔	125mm	250mm	
径			
D13			
D16			
D19			
D22			
D25			
D29 <small>注1)</small>			
D32 <small>注2)</small>			
注 1)、注 2) 部材厚 400mm、500mm に対し、使用した場合、定着部での配筋に不都合が発生し、部材厚を必要以上に厚くしなければならないため、部材厚 400mm、500mm に対しては使用しない。			
主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離			
たて壁、底版側面 :			100mm
底版上下面 :			110mm

主鉄筋と配力鉄筋（圧縮鉄筋）の組み合わせ				
主鉄筋	配力鉄筋	D13	D16	D19
		ctc 250mm	ctc 250mm	ctc 250mm
250mm 間隔	D13			
	D16			
	D19			
	D22			
	D25			
	D29			
	D32			
125mm 間隔	D22			
	D25			
	D29			
	D32			

【建標 2 巻解説 H12.9 P91】

(2) L型・逆L型擁壁【建標2巻解説 H12.9 P90】

部材設計の考え方は、逆L型擁壁と同様である。なお、鉄筋の定着方法については、下記のとおりとする。

たて壁主鉄筋およびたて壁圧縮側鉄筋の定着は、たて壁付け根から、定着長を確保した。また、直角フックの長さは、フック長の直線部分  $l_2$  を 12 に固定した場合、定着長を確保するために底版厚を必要以上に厚くしなければならないため、

$l_1 + l_2 \geq 100 \cdot 3 \phi$  且つ、 $l_2 \geq 12 \phi$  (  $\phi$  : 鉄筋径 )  
とする(図 3.40)。

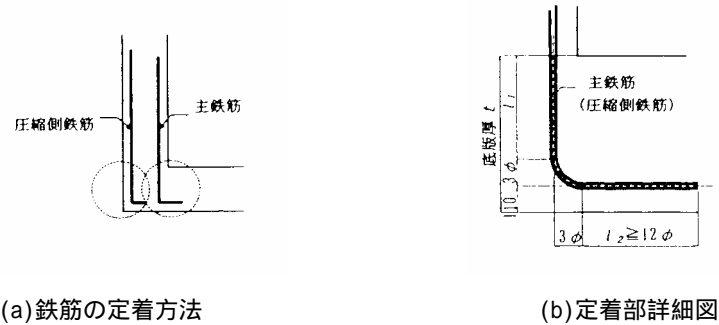


図 3.40 たて壁鉄筋の定着方法

底版主鉄筋および圧縮側鉄筋の定着は、たて壁背面から定着長を確保した。また、主鉄筋は定着をより確実にするため、フックをたて壁の前面の位置で上側に設けた。なお、直角フックの長さは、たて壁主鉄筋と同様である(図 3.41)。

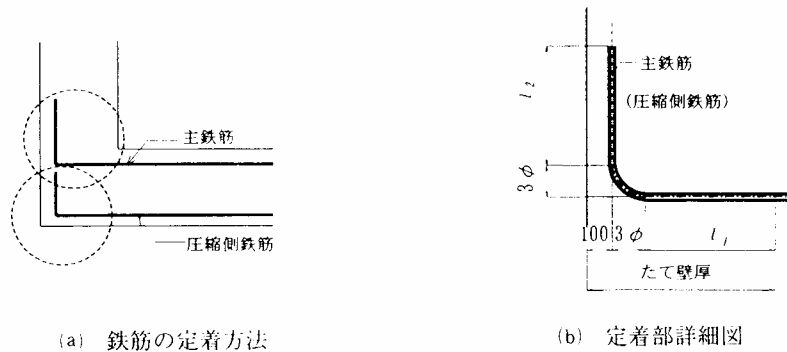


図 3.41 底版鉄筋の定着方法 (L型擁壁)

2.5 U型擁壁【土工、擁壁 H11.3 P100】

(1) 側壁の設計

片持ちばり式擁壁のたて壁に準じて行う。なお、土圧は通常のU型擁壁では主動土圧を、ストラット付U型擁壁では静止土圧を用いることとする。

(2) 底版の設計

U型擁壁の底版は、他の形式の擁壁に比べて一般に底版幅が広いので弾性床の上のはりとして設計するのがよい。この場合、側壁の下端には側壁の自重および土圧や水圧の鉛直成分による鉛直荷重と、土圧や水圧の水平成分によるモーメントを作用させる。また、底版に作用する荷重として、舗装も含めた底版自重、浮力、中詰め土の自重などを考慮する。

(3) 浮上がりに対する検討【土工、擁壁 H11.3 P101】

地下水位に対して、浮上がりの検討を行うが、河川などの影響で地下水位の変動が大きい箇所では、最高水位を把握して設計に用いる必要がある。具体的な検討方法は、下記のとおりである。

浮上がりに対する安全率  $F_s$  は式 (3-9) により算出するものとする。

$$F_s = \frac{W_B + W_S + Q_S}{U_S + U_D} \quad \dots\dots (3-9)$$

ここに  $W_B$ : U型擁壁の自重 (舗装および調整コンクリートの重量を含む) (kN/m (tf/m))

$W_S$ : 張出し底版上の土の重量 (kN/m (tf/m))

$Q_S$ : 土のせん断抵抗または側壁と土の摩擦抵抗 (kN/m (tf/m))

$U_S$ : U型擁壁の底面に作用する静水圧による浮力 (kN/m (tf/m))

$U_D$ : U型擁壁の底面に作用する地震時の過剰間隙水圧による浮力 (kN/m (tf/m))

上式に示すせん断抵抗  $Q_S$  を計算する場合の土圧の作用面は、底版下端を通る鉛直な仮想背面としてよい。この場合、土圧作用面の摩擦角は、張出し底版がある場合は土のせん断抵抗角 ( )、張出し底版がない場合は側壁側面の壁面摩擦角 (2 / 3) とする。せん断抵抗  $Q_S$  の算定方法の詳細については「共同溝設計指針」を参考にするとよい。

常時において浮上がりに対する所要安全率は、 $Q_S$  を無視して 1.1 以上とする。

地震時においてU型擁壁の建設される地盤に液状化の発生が予想される場合には、液状化に伴う過剰間隙水圧を考慮して、浮上がりに対する安全率が最も危険な状態において 1.0 以上あり、浮力に対して安定であることを確認する。液状化地盤において発生する過剰間隙水圧の値の推定には、「共同溝設計指針」が参考となる。液状化しない地層に対しては、 $Q_S$  を考慮してよい。また、U型擁壁の側方地盤において液状化が生じた場合には、側壁への作用土圧が増大すると考えられるので、この点についても留意する必要がある。

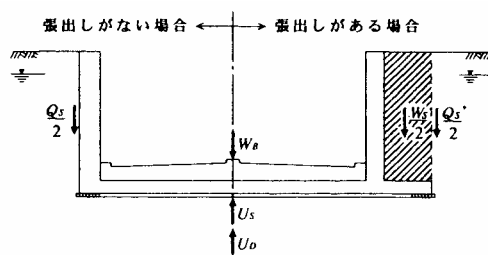


図 3.42 浮上がりの検討

浮上がりに対する安定が確保できない場合は、底版を厚くしたり底版を張り出して擁壁の自重を大きくするなどの対策を講じる必要がある。対策方法については「道路土工 - 軟弱地盤対策指針」を参考にするとよい。

## 2.6 プレキャスト擁壁

プレキャスト擁壁の設計および構造細目については、「中部地区コンクリート2次製品構造規格【H12-P.22~P.24】」によるものとする。

設計条件を十分に確認の上、施工性・経済性等を考慮して採用するものとする。

表 3.15 プレキャスト擁壁のチェック項目

設計内容確認事項		中部地区コンクリート2次製品構造規格	採択時の注意事項
設計条件	土の重量： $(\text{kN}/\text{m}^3(\text{tf}/\text{m}^3))$ せん断抵抗角： $[\text{°}]$	C1(礫質土) : 20(2.0)、 $[35^\circ]$ C2(砂質土) : 19(1.9)、 $[30^\circ]$ C3(シルト、粘性土) : 18(1.8)、 $[25^\circ]$	現地材料と設計重量が合致しているか。
	鉄筋コンクリートの重量： $W(\text{kN}/\text{m}^3(\text{tf}/\text{m}^3))$	24.5(2.5)	
	載荷重： $q(\text{kN}/\text{m}^2(\text{tf}/\text{m}^2))$	10(1.0)	活荷重を考慮する場合は、 $10\text{kN}/\text{m}^2$ の載荷重を考慮すること。
	土圧の計算方法	試行くさび法	
	壁面マサツ角 $(\text{°})$	土と土 : = 土とコンクリート : = 2 / 3 ただし $>$ のときは、 = とする	
安定条件	滑動に対する安定	$F_s$ 1.5	
	転倒に対する安定	$e$ $B / 6$	底版幅 $(B)$ の中央 $1 / 3$ 以内の偏心とする。
	支持力に対する安定	$q$ $q_a = q_u / 3$	許容支持力 $(q_a)$ は極限支持力 $(q_u)$ の $1 / 3$ とする。
	基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $(\mu = \tan \phi_B)$ と付着力 $(C_B)$	岩盤・砂礫： $\mu = 0.6$ ( $C_B$ は考慮しない) 砂質土： $\mu = 0.6$ ( $C_B$ は考慮しない) 粘性土： $\mu = 0.5$ ( $C_B$ は考慮しない)	

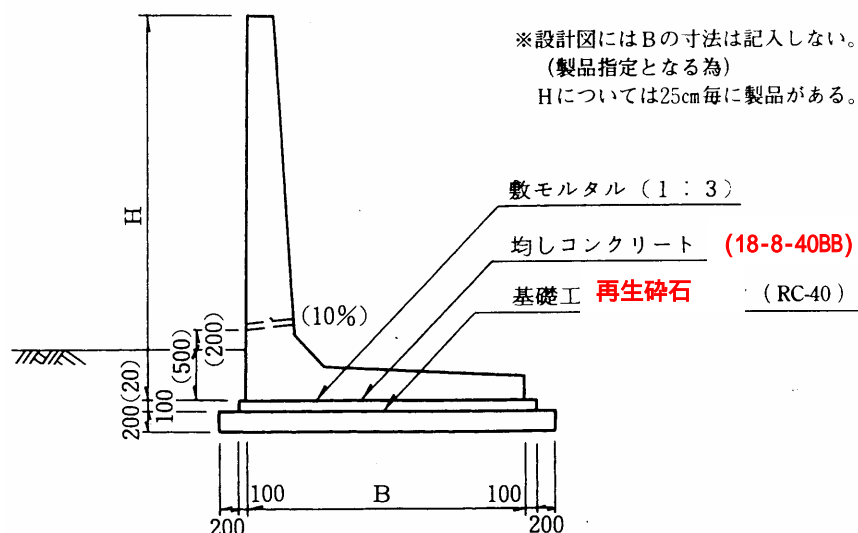


図 3.43

プレキャスト擁壁の最大高さは5mまでとする。

地震の影響および重要な箇所(家屋、鉄道、河川、大型水路等近接箇所)には使用しないこと。

その他の荷重(水圧および浮力・雪荷重・衝突荷重)については、「土工、擁壁」による。

採用にあたって、運搬経路等を確認の上決定すること。

## 2.7 井げた組擁壁

### (1) 設計上の留意事項【土工、擁壁 H11.3 P104】

もたれ式擁壁の設計に準じて行う。

壁面摩擦角は、図 3.44 に示すものとする。

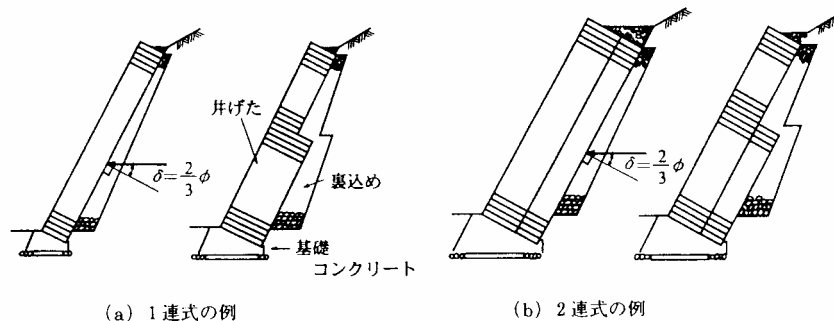


図 3.44 井げた組擁壁の一般的な構造

擁壁重量は、プレキャストコンクリート部材と中詰め材の合計重量とする。

安定性の検討

もたれ式擁壁と同様に行うことを原則とする。ただし、転倒に対する安定の検討においては、合力作用点が底版のミドルサードよりも後方にあれば安定と考えてよい。また、支持地盤の支持力に関する安定の検討においては、地盤反力は底面全体に作用するものと考えてよい（下記）。

主働土圧を考慮した合力作用位置がミドルサードより後方に外れた場合でも、井げた組擁壁の場合はその変形から、つま先側に引張がでることはない。したがって地盤反力度は、その分布を三角形と仮定し、合力作用点の位置によらず次式によって求める。

$$q_1 = \frac{2V}{B}$$

ここに  $q_1$  : 底版かかと部の地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup> (tf/m<sup>2</sup>))

$V$  : 全鉛直力 (kN/m (tf/m))

$B$  : 底版幅 (m)

### 3. 構造細目

#### 3.1 共通構造細目

##### (1) 目地工

目地工の設計は下記のとおりとする。【中部地整 H12 P2-26】

##### (a) 無筋コンクリート擁壁

膨張目地は 10m 間隔に、収縮目地は 5 m 間隔に鉛直に設置するものを原則とする。ただし、急峻斜面に設ける場合は膨張目地間隔を最小 3 m まで縮小できることとする。目地材は、厚さ 1.8cm 以上の杉板もしくはこれと同等以上の材料を用いるものとする。

なお、河川等の流水の影響のある箇所は、樹脂発泡体の伸縮目地とする。

張目地の構造は、図 3.45 に示すものとする。

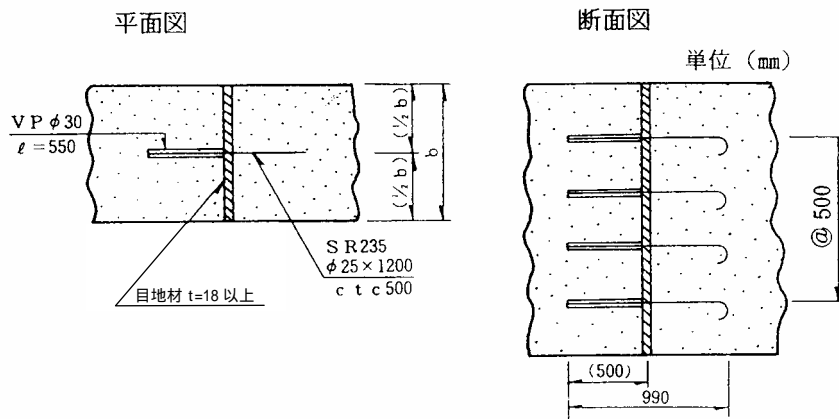


図 3.45

収縮目地の構造は、幅 12cm 程度の目地板を表・裏に入れるものとする。

なお、スリッパーとして鉄筋 ( 16mm × 1.2m ) を、50cm 間隔に水平に設置するものとする。標準図を図 3.46 に示す。

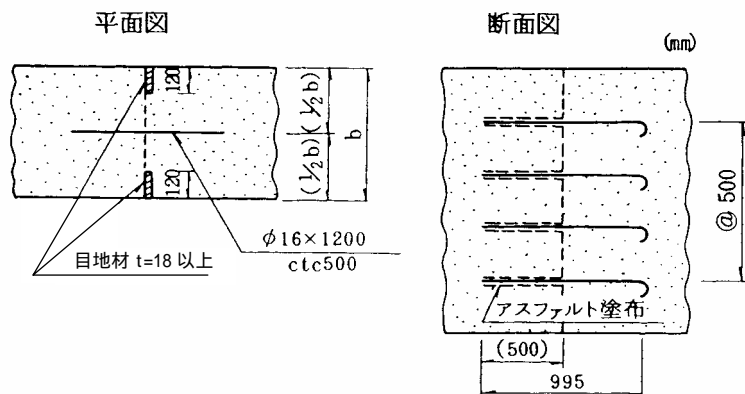


図 3.46

(b) 鉄筋コンクリート擁壁【中部地整 H12 P2-27】

膨張目地は 20m 間隔に、収縮目地は 10m 間隔に、垂直に設置するものを原則とする。

膨張目地の構造は「フラット型」として、目地材は厚さ 2cm を標準として、瀝青質板・瀝青繊維質板または、これと同等品以上の材料を用いるものとする。(図 3.47)

収縮目地の構造は、深さ 3cm 程度の V 型の溝を垂直に表側に入れるのを原則とする。(図 3.48)

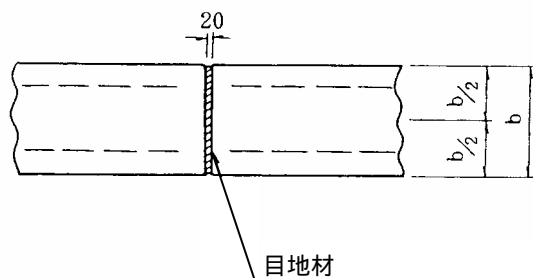


図 3.47 膨張目地の構造

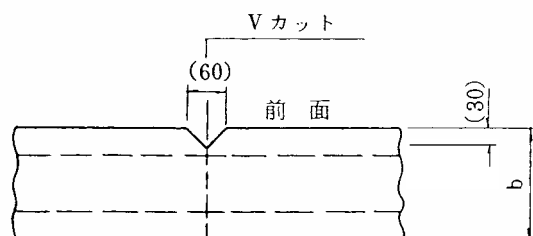


図 3.48 収縮目地の構造

(2) 水抜工【中部地整 H12 P2-27】

水抜工の設計は下記による。

水抜孔は硬質塩化ビニール管 (VP 100mm) を用い、原則として 10m<sup>2</sup> に 1 ヶ所以上の割合で設けるものとし、擁壁前面の埋戻し高を考慮して、裏込めからの排水を有効に処理できるように設置するものとする。

水抜パイプには 10% 程度の排水勾配をつける。

水抜パイプ設置箇所の裏込め部に裏込め材を使用する場合は吸出し防止材 (30cm × 30cm × 3cm) を設置する。

(3) 地形および擁壁の高さが変化する場合の取り扱い【中部地整 H12 P2-28】

(a) 無筋コンクリート擁壁の場合

地形勾配と擁壁天端勾配とほぼ一定勾配である場合（擁壁天端勾配が10%以下にかぎる。）

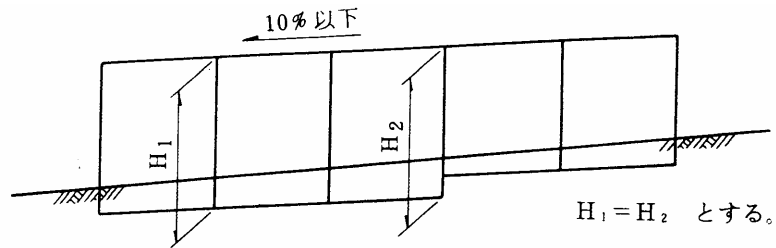


図 3.49

注) 地形勾配と擁壁天端勾配がほぼ一定とは、勾配差が5%以下をいう。

の条件以外で地形勾配が10%以下である場合

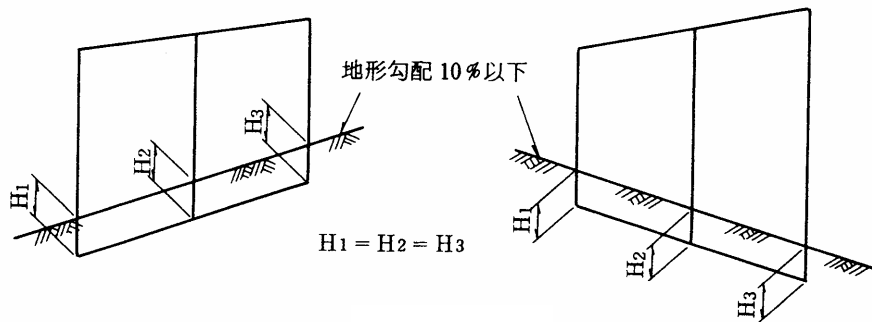


図 3.50

地形勾配が10%を超える場合

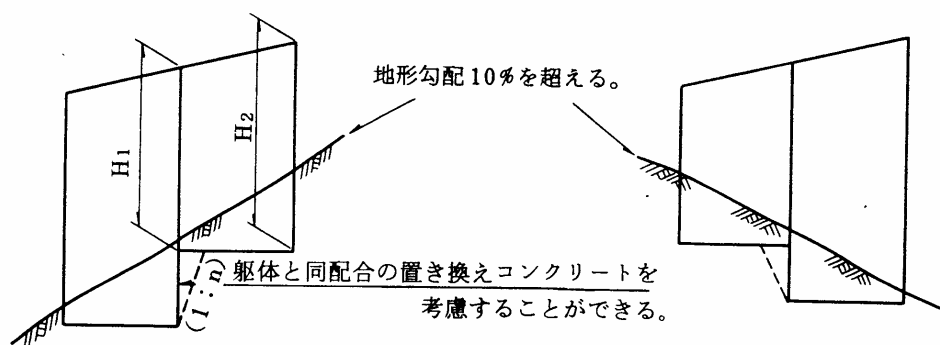


図 3.51

擁壁天端勾配と地形勾配が同方向の場合（図 3.51 左図）

擁壁下端を水平とする。ただし擁壁天端勾配が 10% 以下の場合は  $H_1 = H_2$  とすることができる。

擁壁天端勾配と地形勾配が逆方向の場合（図 3.51 右図）

擁壁下端を水平とする。

山岳地等においては、地形勾配、礫地盤、地山の切り取り範囲等を考慮し適宜擁壁高さを決定する。

(b) 鉄筋コンクリート擁壁の場合

底版下面是水平を原則とする。

(c) プレキャスト擁壁の場合

「中部地区コンクリート 2 次製品構造規格」に準拠する。

### 3.2 重力式擁壁【中部地整 H12 P2-29】

裏込排水等は、下記による。

(1) 擁壁背面土が透水性がよい場合

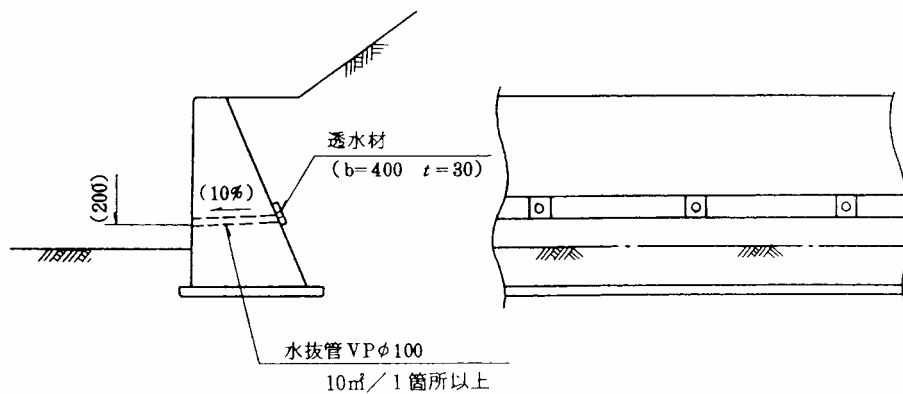


図 3.52

(2) (1) 以外の場合

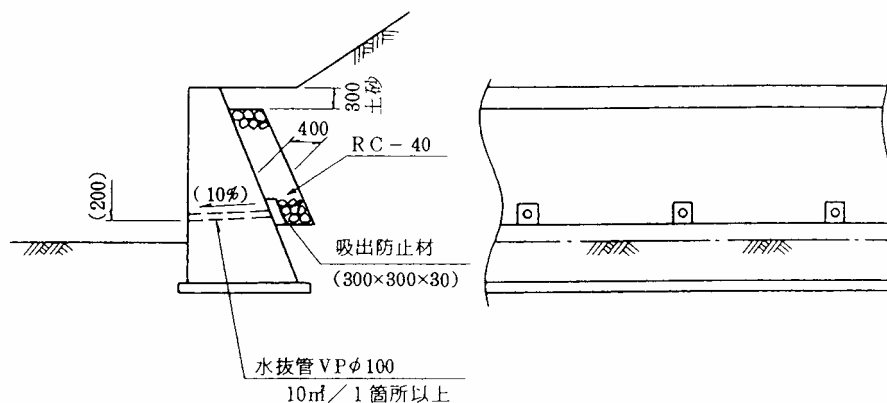


図 3.53

(3) 基礎材

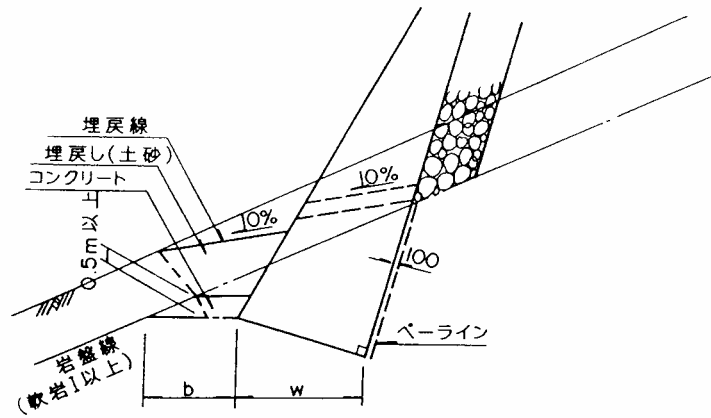
(県仕様)

土砂基礎の場合は、再生砕石 (RC-40、 $t=20\text{cm}$ ) とし、岩着基礎の場合は、均しコンクリート基礎 ( $t=10\text{cm}$ ) を標準とする。

### 3.3 もたれ式擁壁【中部地整 H12 P2-30】

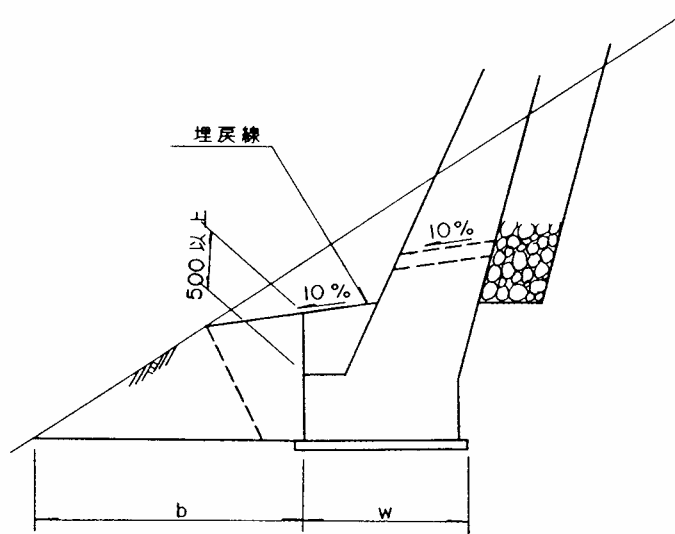
#### (1) 斜面上の基礎工

図 3.54、図 3.55 に示すものとする。



H(擁壁直高)	b
H 5m	B 0.6W
H > 5m	B 1.0W

図 3.54 岩着基礎の場合（軟岩 以上）



H(擁壁直高)	b
H 5m	B 1.0W
H > 5m	B 1.2W

図 3.55 土砂基礎の場合（土砂）

なお、水抜孔の設置高は、重力式擁壁に準拠するものとする。

(2) 裏込部排水工

裏込部排水工は、原則として砕石による連続背面排水工とし、形状は図 3.56 を標準とする。  
 ただし、盛土材が岩砕等で透水性のよい場合および擁壁背面が地山に接する場合は、合成樹脂製品による溝形排水工としてよい(図 3.57)。

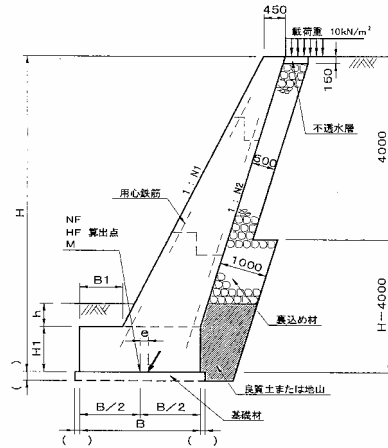


図 3.56

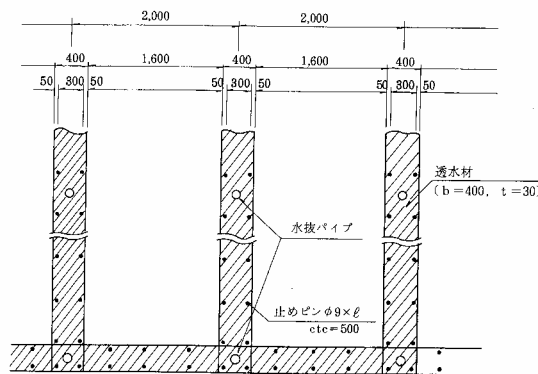


図 3.57

(3) 水平打継目

水平打継目は直高 2.5m 毎に設けるのを標準とし、すべり止め用として段差を設け、用心鉄筋を挿入する(図 3.58)。ただし、1ブロックの擁壁平均高が 3m 以下の場合は、水平打継目を設けないこととする。

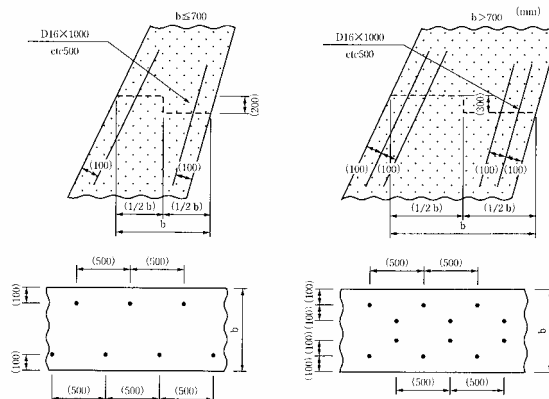


図 3.58

(4) 基礎材

土砂基礎の場合は、図 3.59 に示すように基礎材として再生**砕石** (RC-40) を用いる。ただし、水中部においては再生**砕石**に換えて、均しコンクリート ( $t = 10\text{cm}$ ) を設ける。

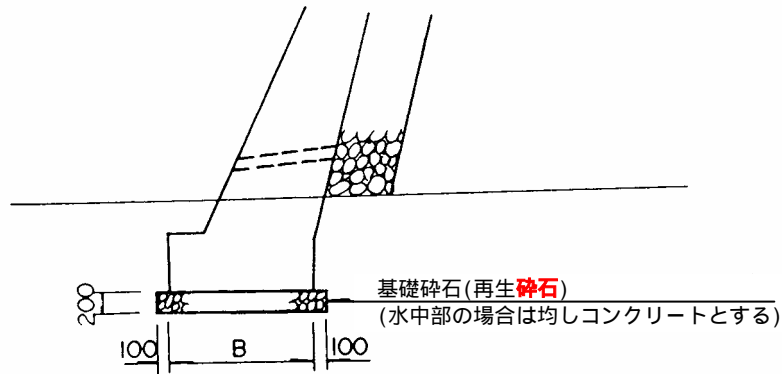


図 3.59

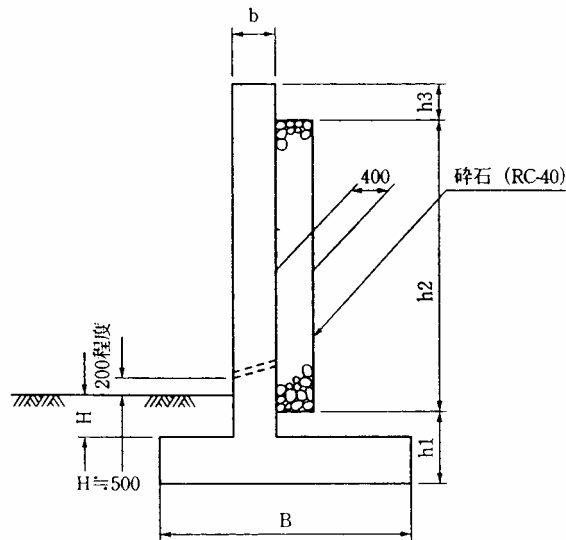
(5) 表および背面の勾配

もたれ式擁壁の表勾配は、建標を参考に決定する。背面勾配は設計計算によって定まる勾配とするが、1ブロック間で壁高が変化することは壁高が大きい方の勾配で通すこととする。

3.4 逆T式擁壁

(1) 裏込材

裏込め材は砕石 (RC-40) 又は割ぐり石を使用するものとするが、砂質土等で透水性のよい場合は裏込め材を透水材にかえてもよい。



※  $h_1$ 、 $h_2$ 、 $h_3$ は現場状態により判断する。

図 3.60

(2) 基礎材

(県仕様)

均しコンクリート ( $t = 10\text{cm}$ ) + 再生**砕石** (RC-40、 $t = 20\text{cm}$ ) とする。なお、岩着の場合は均しコンクリートのみとする。

### 3.5 L型擁壁

逆T型擁壁に準ずる。

### 3.6 U型擁壁

#### (1) 目地工

10m間隔に設置するものとし構造は「フラット型」として、目地材は厚2cm以上の瀝青系目地材又はこれと同等品以上の材料を用いるものとする。

#### (2) 水抜工

水抜孔は硬質塩化ビニール管(VP 100mm)を用い、原則として10m<sup>2</sup>に1箇所以上の割合で設けるものとする。

水抜パイプには10%程度の排水勾配をつける。

水抜パイプ設置箇所の裏込め部には吸出し防止材(30cm×30cm×3cm)を設置する。

#### (3) 裏込め工 (2) の吸出し防止材とする。

#### (4) 基礎の根入れ深さ

計画埋戻し地盤面より擁壁本体下面まで50cm程度以上入れる。

### 3.7 プレキャストコンクリート擁壁

#### (1) 製品の長さは2.0mを標準とする。

#### (2) 裏込め工

裏込め工が粘性土の場合は、現地の状況に応じて背面排水を別途考慮すること。(マット、パイプ等)

#### (3) 据付工

擁壁底版と基礎との間に隙間は生じないようにモルタル(1:3)を密に充填すること。

#### (4) 基礎の根入れ深さ

計画埋戻し地盤面より擁壁本体下面まで50cm程度以上入れる。

### 3.8 補強土擁壁

#### (1) 補強材の敷設

補強材の基本配置については、補強材の敷設間隔、敷設長、引抜き特性に留意し設定する。

#### (2) 基礎工

布状基礎の根入れ深さは0.5m以上とする。

重力式基礎は、「土工、擁壁」p.83の混合擁壁における考え方により設計する。

軟弱地盤の場合は地盤改良を検討する。

#### (3) 壁面工

ガードレールや遮音壁等の付帯構造物を壁面工に直結させないことを原則とする。

#### (4) 排水工

「土工、排水」に基づいた設計を行う。

### 3.9 防護柵を設置する場合の構造細目

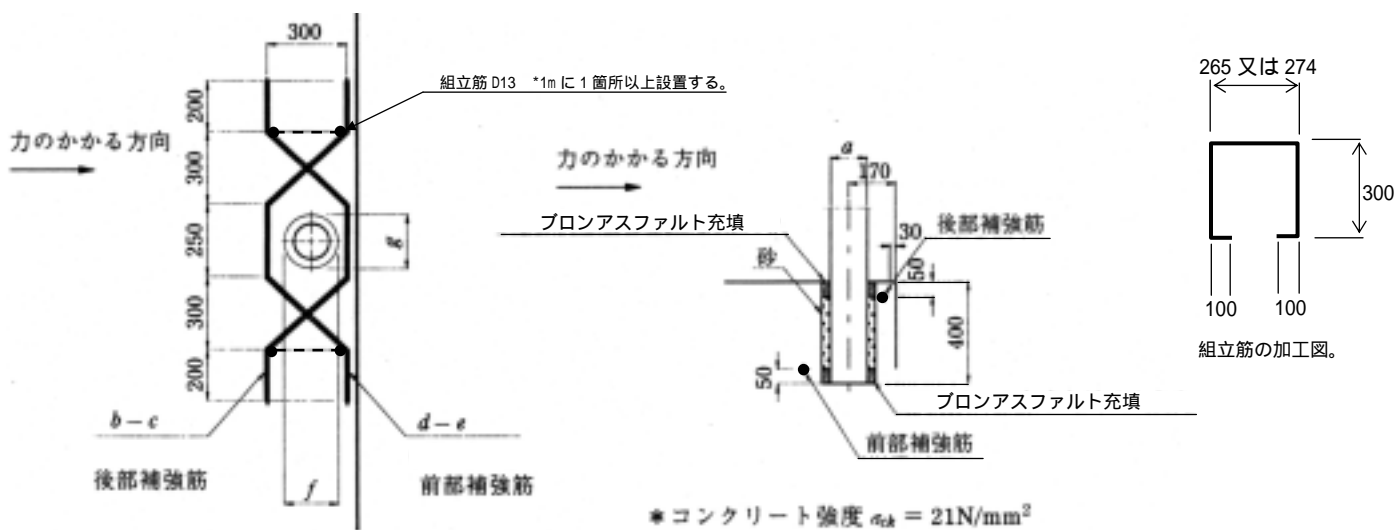
#### (1) 擁壁天端に防護柵を設ける場合

車両用防護柵（ガードレール）を設置する場合は埋め込み深さを 40cm 以上を基本とし、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。標準は、表 3.15-1 と図 3.60-1 の組み合わせによるが、これ以外の組み合わせは「車両用防護柵標準仕様・同解説（H16.3（社）日本道路協会）」p107 を参考に決定すること。

表 3.15-1 防護柵仕様における各種形状

仕様番号	Gr-SB-1B Gr-SA-1.5B Gr-SS-1B Gr-SSm-1B	Gr-A-2B Gr-SC-2B Gr-SAm-1B Gc-A-4B Gp-A-2B Gp-Ap-2b	Gr-C-2B Gr-C-2B2 Gr-B-2B Gr-Cm-2B Gr-Bm-2B Gr-Am-2B Gr-SCm-1B Gr-SBm-1B Gc-C-4B Gc-B-4B Gc-Bm-4B Gp-C-2B <b>Gp-B-2B</b> Gp-B-2B3 Gp-B-2B4 Gp-Cp-2B Gp-Bp-2B Gp-Bp-2B3 Gp-Bp-2B4	Gp-A-2B2 Gp-SC-2B2 Gp-Ap-2B2 Gp-SCp-2B2	Gp-C-2B2 Gp-B-2B2 Gp-Cp-2B2 Gp-Bp-2B2	Gb-Am-2B	Gb-Bm-2B
a	125 × 125 × 6	-139.8 × 4.5	114.3 × 4.5	2- 75 × 75 × 4.5	2- 75 × 75 × 3.2	<b>H125 × 60 × 6 × 8</b>	H100 × 50 × 5 × 7
b	1 本	1 本	1 本	1 本	1 本	1 本	1 本
c	SD345-D22	SD345-D13	SD345-13	SD345-D13	SD345-D13	SD345-D13	SD345-D13
d	1 本	1 本	1 本	1 本	1 本	1 本	1 本
e	SD345-D13	SD345-D13	SD345-D13	SD345-D13	SD345D13	SD345D13	SD345D13
f	200	200	180	150	150	185	160
g				250	250	120	110

\*出典 「車両用防護柵標準仕様・同解説」（H16.3（社）日本道路協会）



注) 分離帯の場合は左右対称に配筋する。

図 3.60-1 補強鉄筋の配置例

(2) 擁壁天端に転落防止柵を設置する場合は下図による。

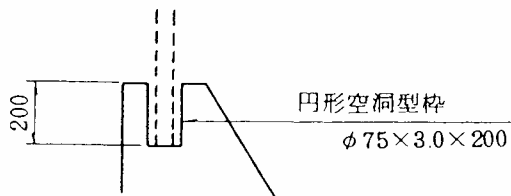


図 3.60-2

[ 参考 ]

路側ブロック積天端に防護柵を設置する場合の形状を示す。なお、使用にあたってはプレキャスト製品等とも設計計算等により比較検討を行ったうえで、適切に採用すること。

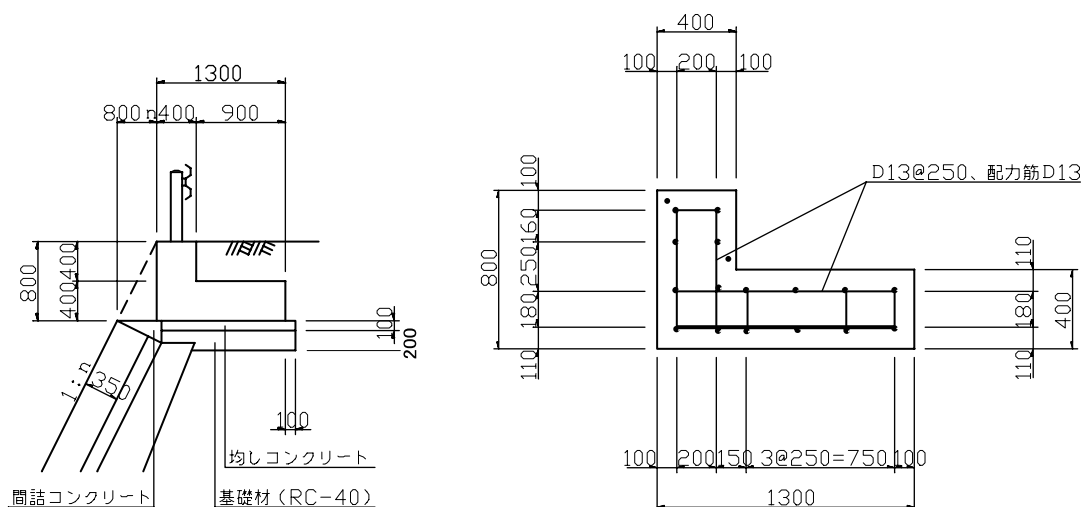


図 3.60-3

注) 上図の基礎形状は、B種のガードレールを対象

としたものであり、基礎延長  $L = 5$  m までに適用可能であるが、それ以外の場合は別途検討する必要がある。なお、車両用防護柵の埋め込み深さは 40cm とし、図 3.60-1 の補強筋を配置することを原則とする。

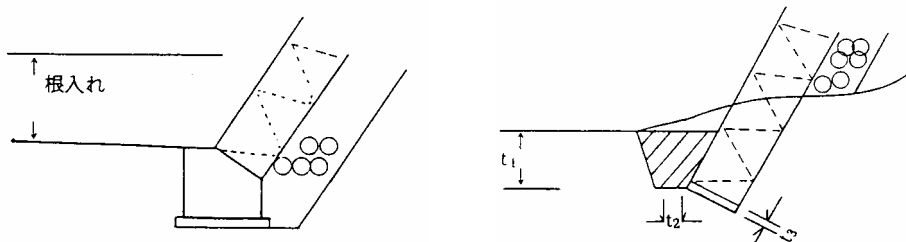
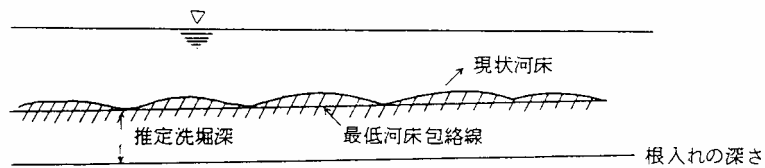
### 3.10 護岸の場合の根入れ

護岸の根入れは、一般にあらかじめ定められた計画河床に高水時の一時洗掘を考慮して定める。推定洗掘深さについては、河川の規模や河床勾配、河床材料等によって異なるが、経験や施工実績から表 3.16 に示す値が推定される。

表 3.16 根入れ深さ (単位: m)

河床構成材料	洪水時における河岸の流速(m/s)		
	3m/s 以上	3~2m/s	2m/s 未満
玉石以上の粒径	1.0	0.5	
砂利程度の粒径	1.5	1.0	0.5
細砂利程度の粒径		1.5	1.0

注) 根入れ = 最深河床包絡線 + 推定洗掘深の包絡線。



埋炭コンクリート

$t_1$  は軟岩  $t_1 = 0.5\text{m}$

その他の岩  $t_1 = 0.3\text{m}$

$t_2 = 0.1\text{m}$

均しコンクリート

$t_3 = 0.1\text{m}$

### 3.11 ブロック積工基礎ブロックの形状・寸法

ブロック積工の基礎コンクリートブロックの形状・寸法は、ブロック積法勾配および裏込コンクリート厚さに応じて、表 3.17 に示すものとする。

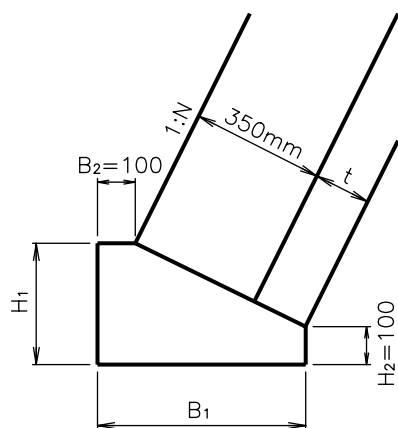


表 3.17

勾配(N)	裏込め コンクリート厚 t (cm)	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>
1 : 0.3	5	490	100	215	100
1 : 0.3	10	540	100	230	100
1 : 0.4	10	520	100	270	100
1 : 0.4	15	570	100	290	100
1 : 0.5	15	550	100	330	100

1. 定義

補強土壁は、盛土中に補強材を敷設することで垂直に近い壁面を構築する土留構造物である。補強土壁は、補強効果を発揮するためある程度の変形を要する、全体が柔な構造である、壁面材に植生ブロック等を用いることによって修景に優れたものとする事が出来る、耐震時にも優れている等の特色を有する。

2. 分類

代表的な補強土壁の模式図と分類・特徴・留意点を表 3.18、図 3.61 に示す。

表 3.18 代表的な補強土壁の分類と特徴・留意点

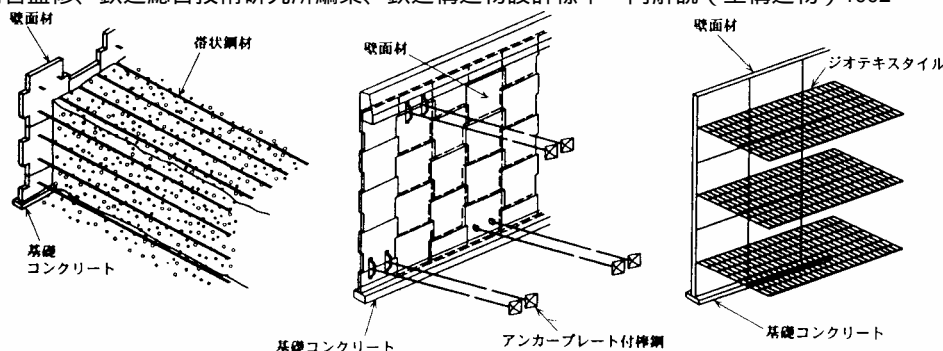
分類	補強材	壁面工	特徴	留意点
帯鋼補強土壁 注1)	帯状鋼材	コンクリートパネル(分割型)	帯状補強材(リブ付き、平滑)の摩擦抵抗による引抜き抵抗で土留め効果を発揮させる。	盛土材としては摩擦力が十分にとれる砂質土系の土質材料を選定する必要がある。細粒分を多く含む土質材料については摩擦力を発揮させるための土質安定処理や粒度調整などの処理が必要である。 補強材としては鋼製補強材を用いるため腐食対策が必要である。
アンカー補強土壁 注2)	アンカープレート付鉄筋	コンクリートパネル(分割型)	アンカー補強材の支圧抵抗による引抜き抵抗で土留め効果を発揮させる。	盛土材としては支圧抵抗を発揮できる砂質土系や礫質土系の土質材料を選定する必要がある。細粒分を含む土質材料においても必要な支圧力の発揮の有無を検討して用いることができる。 補強材として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 注3)4)	ジオテキスタイル	コンクリートパネル(分割型)コンクリートブロック、場所打ちコンクリート、鋼製枠	ジオテキスタイルの摩擦抵抗による引抜き抵抗で土留め効果を発揮させる。面状の補強材のため摩擦抵抗が發揮しやすく、補強材長が短めにできる。 緑化対策として、ジオテキスタイルをのり面で巻き込むタイプも使用されている。	角張った粗粒材料を多く含む盛土材の場合は、補強材を損傷する可能性があり対策が必要である。補強材は多くの種類がある。 補強土壁の変形抑制のために剛性の高いジオテキスタイル(ジオグリッドなど)が適する。クリフ特性や高温環境など補強材の引張り強度への影響などについて設計の配慮が必要である。

注1) (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3回改訂版、平成15年11月

注2) 同：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第3版、平成14年11月

注3) 同：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版、平成12年2月

注4) 運輸省監修、鉄道総合技術研究所編集、鉄道構造物設計標準・同解説(土構造物)1992



(a) 帯鋼補強土壁

(b) アンカー補強土壁

(c) ジオテキスタイル補強土壁

図 3.61 代表的な補強土壁の模式図

### 3. 補強土壁を採用する場合の留意事項

盛土材は、補強材の抵抗力が十分とれる土質材料を選定すること。

補強材として鋼製補強材を用いる場合は腐食対策を行うこと。

基礎地盤が軟弱な粘土層を含む場合は、圧密沈下に関する検討を行うこと。

壁面工の布状基礎の根入れ深さは0.5m以上とする。山岳部の施工で背後地山の掘削を少なくする必要がある場合は重力式基礎とする。

ガードレール、遮音壁等付帯構造物を壁面工に直結させないこと。

盛土体内外の排水対策を十分行うこと。

### 4. 設計の考え方

帯鋼補強土壁、アンカー補強土壁、ジオテキスタイル補強土壁の設計にあたっては、基本的には下記のマニュアルによるものとする。

補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第3回改訂版（平成15年11月）

多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第3版（平成14年11月）

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版（平成12年2月）

### 5. 幅員の考え方

補強土壁の使用位置は、変状が生じた場合に道路機能への影響をできるだけ少なくできるように、盛土のり尻方向で障害物を避けられる位置とすることが望ましい。なお、やむを得ずのり肩部付近に施工する場合には、路肩部での埋設物や防護柵の設置を考慮する必要がある。

参考として下図に盛こぼし構造を示す。

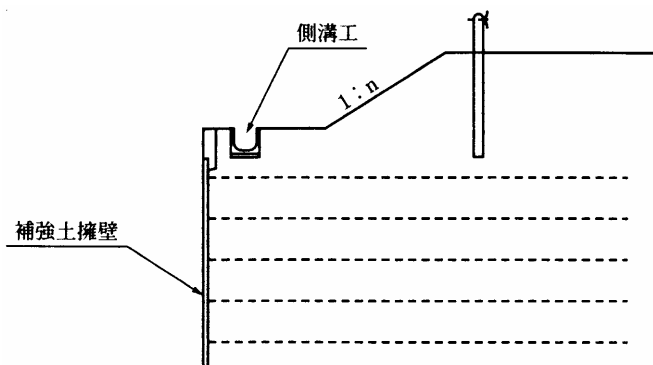


図 3.62 盛こぼし構造

のり肩構造については別途検討すること

## 第6節 その他の各種擁壁

### 1. 各種擁壁の種類と特徴

コンクリート擁壁以外に以下の各種擁壁があり、各々、次のような特徴を有するので、これらを勘案して適用を検討するものとする。

#### (1) アンカー付き山留め式擁壁

##### (a) 定義

壁背面に設置したアンカー体の緊張力と山留め壁の根入れ部を土圧抵抗で、壁背面の土圧を支える擁壁である。

##### (b) 特徴

山岳道路等において、通常の擁壁では切土が大規模となったり、切土のゆるみを防止する必要がある場合等に使用される。

矢板や地下連続壁を用いる壁式と、鋼管杭や場所打ち杭を用いた杭式とがある。

#### (2) 自立山留め式擁壁

##### (a) 定義

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。

##### (b) 特徴

用地に余裕がない場合、近接施工の場合、現況交通の確保が必要な場合等、施工条件の厳しい箇所で選定される擁壁である。

壁高は4m程度以下で、比較的締まった砂質土や硬質粘性土地盤に適用する。

水平変位が大きくなりやすいので、背後地に重要構造物がある場合には、その対策が必要である。

#### (3) 深礎杭式擁壁

##### (a) 定義

深礎杭を地上に立ち上げ、杭間をコンクリート壁等で土留めした擁壁をいう。

##### (b) 特徴

急峻な山岳道路などで、通常の擁壁では土工規模が大きく施工困難な場合や大型重機の搬入が困難な場合に適用される。

水平方向の安定機構としては自立式とアンカー併用式とがある。

#### (4) 繊維補強土擁壁

##### (a) 定義

砂に繊維を混入し疑似的な粘着力と変形抵抗を持たせ、法面を安定させる形式の擁壁である。

##### (b) 特徴

植生が容易であるため、法面緑化目的で用いられることが多い。

背面の地山が締まっている場合、土圧の小さい盛土部に適用する。

(5) 発泡スチロールを用いた土圧軽減工法

(a) 定義

軽量材としての発泡スチロールを用いて、土圧を軽減する工法である。

(b) 特徴

大型の建設機械が進入出来ない場所や、トラフィカビリティーが不足する軟弱地盤等でも施工可能となる。

長期間の紫外線の照射、ガソリン等との接触や火気に注意する必要がある。

(6) 気泡混合土を用いた土圧軽減工法

(a) 定義

軽量の気泡混合土を用いて、土圧を軽減する工法である。

(b) 特徴

軽量で流動性に優れ、硬化後は自立する。

原料土として現地発生材を利用出来る。

## 2. 設計の考え方

設計の考え方、安定検討、構造細目等については、「道路土工 擁壁工指針」(平成 11 年 3 月)の記載によるものとする。

## **第7節 標準設計**

### **1. 標準設計の適用**

ブロック積（石積）擁壁、もたれ式擁壁、小型重力式擁壁、重力式擁壁、逆T型擁壁、L型擁壁については、「土木構造物標準設計 第2巻」（（社）全日本建設技術協会、平成12年9月）に標準設計図が収録されているので、極力これを使用することとする。なお、使用に当たっては、設計・適用条件を十分に理解し、適正に使用しなければならない。