

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。

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

- ・ $e > \frac{B}{2}$ $\dots\dots\dots$ 合力の作用位置が底幅の外にあり、構造物は転倒する。
- ・ $0 \leq e \leq \frac{B}{6}$ $\dots\dots\dots$ 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。
- ・ $\frac{B}{6} < e \leq \frac{B}{2}$ $\dots\dots\dots$ 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。

$$\text{常 時: } |e| \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{地震時: } |e| \leq \frac{B}{3}$$

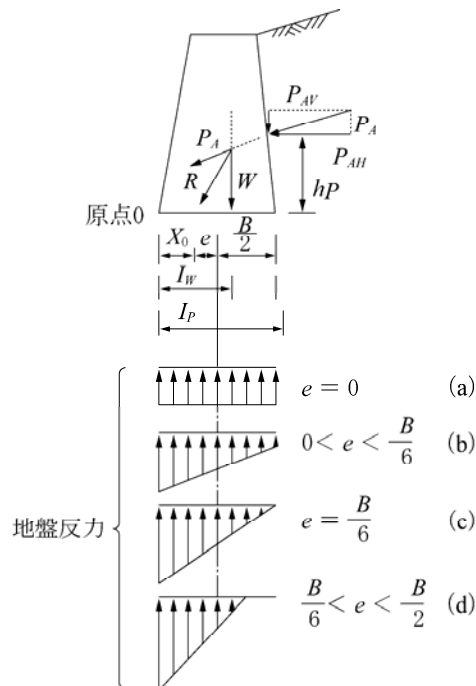


図-10.1.28 荷重の偏心距離 e と地盤反力の関係

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

通常の設計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)

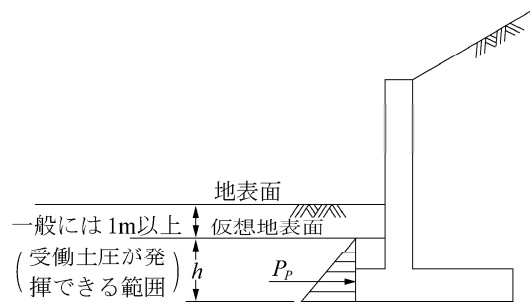


図-10.1.29 擁壁前面の土による受働土圧

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。

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

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

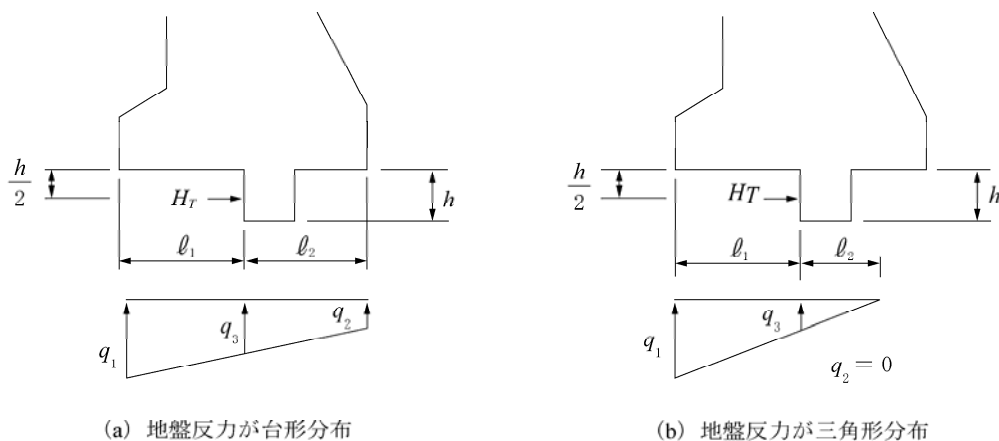


図-10.1.30 地盤反力度及び水平距離のとり方

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。

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

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

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

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

(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

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

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）

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

(イ) 短期許容支持力度（地震時）

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

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ない。）

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

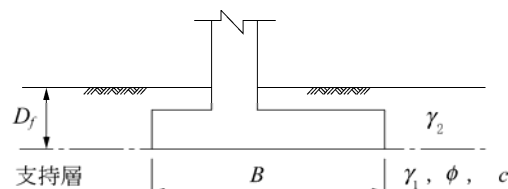


図-10.1.31 式(10.1.32～33)の記号の説明

(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。

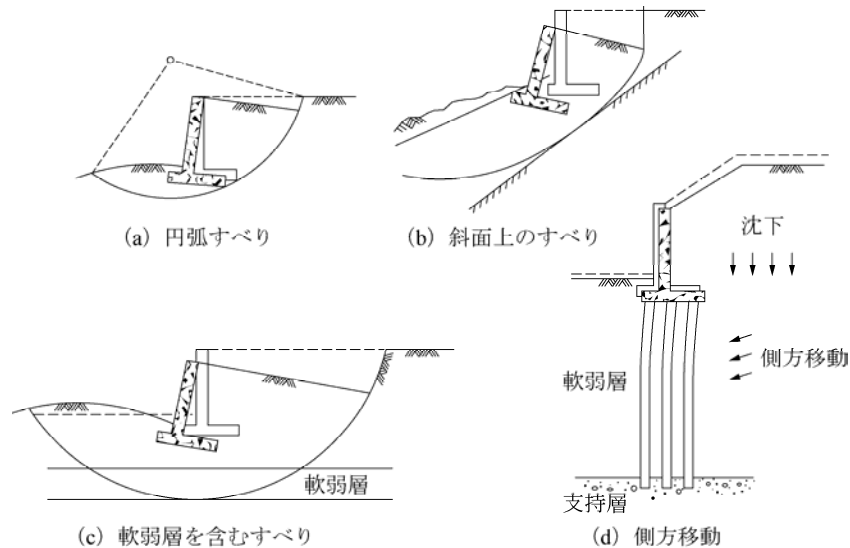


図-10.1.32 擁壁の破壊状態

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。

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

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/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

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。)

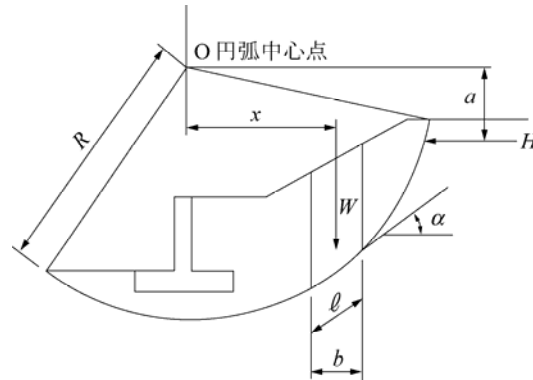


図-10.1.33 擁壁を含めた全体の安定

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に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	19mm 以下	22mm 以上	備 考
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。

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

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)

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

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

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

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

$$= 26.98\phi \doteq 30\phi$$

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_t (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。

(ロ) 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。

$$\ell_0 \geq \ell_d \cdot (A_{sc}/A_s) \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.1.36)}$$

ただし、 $\ell_0 \geq \ell_d/3$ 、 $\ell_0 \geq 10\phi$

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。

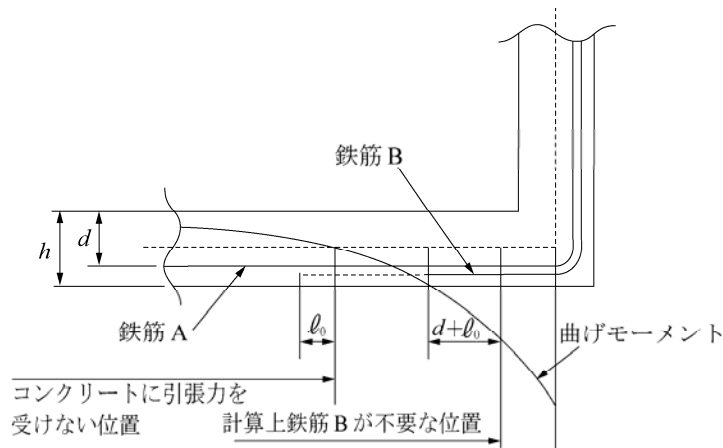


図-10.1.34 鉄筋の定着位置

- 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。

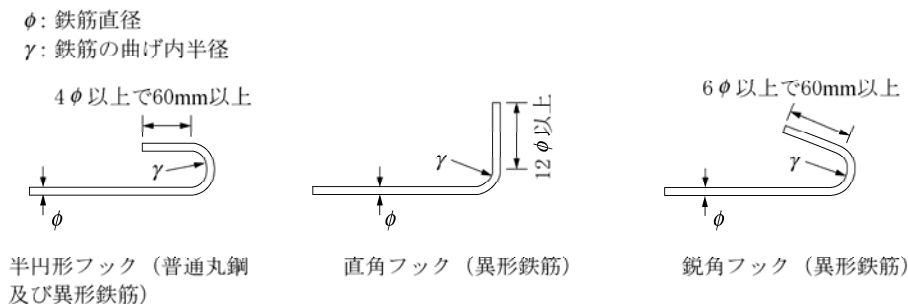


図-10.1.35 鉄筋端部のフックの形状

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)。

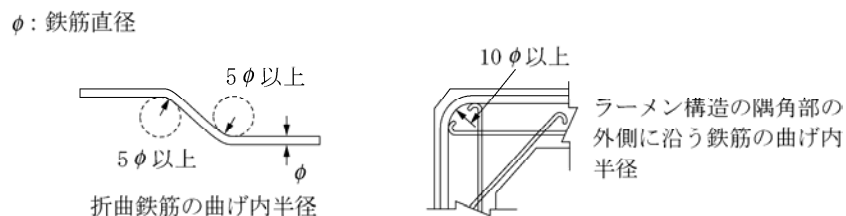


図-10.1.36 鉄筋の折り曲げ内半径

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。

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

$$L_2 = a_2 + b_2, L_3 = a_3 + b_3$$

$$R_1 = 5D, R_2 = 2.5D$$

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

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

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

$$b_2 \geq 4D \text{ 又は } 60\text{mm}$$

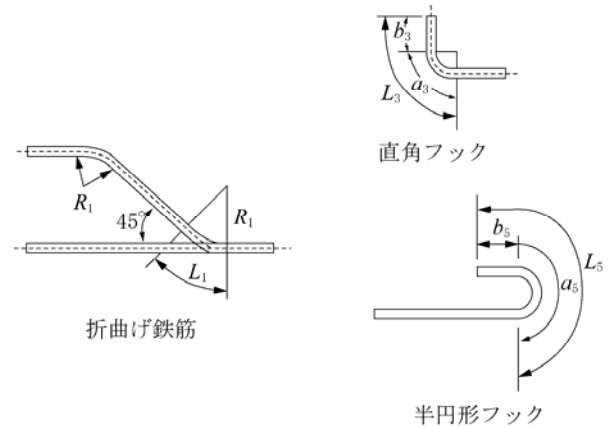


図-10.1.37 記号説明図

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

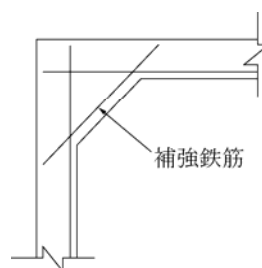


図-10.1.38 ラーメンのハンチ、内側に沿う補強鉄筋

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地の盤のみで支持させることを原則とする。(図-10.1.39)

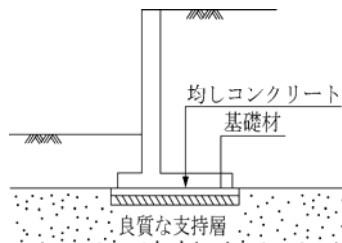


図-10.1.39 直接基礎

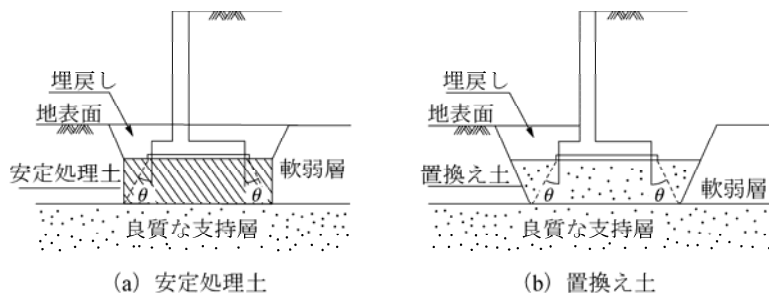


図-10.1.40 改良地盤上の直接基礎

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。

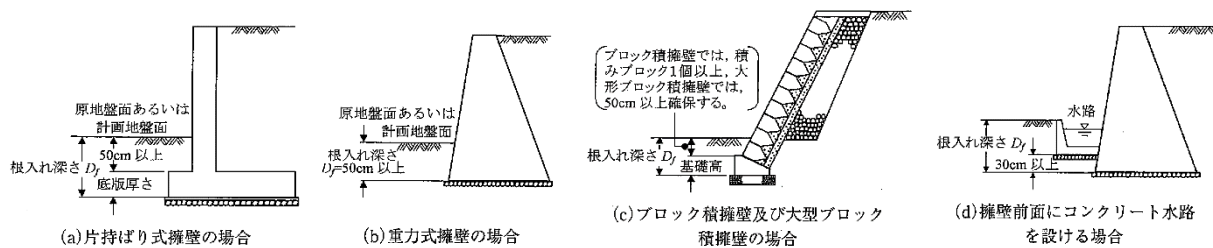
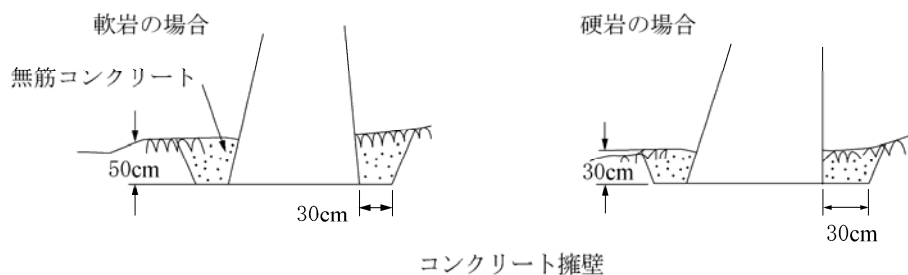
図-10.1.41 基礎の根入れ⁸⁾

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。

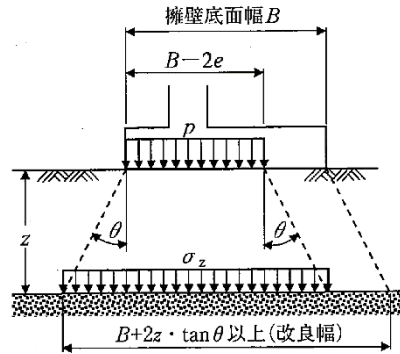
(イ) 改良深さ

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/m^2)

p : 擁壁底面の有効載荷幅における鉛直地盤反力度 (kN/m^2)

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 ($^\circ$)

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/m^3)

(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。

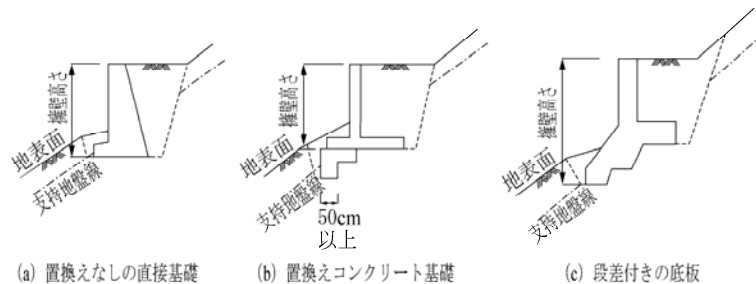


図-10.1.44 斜面上の直接基礎の例

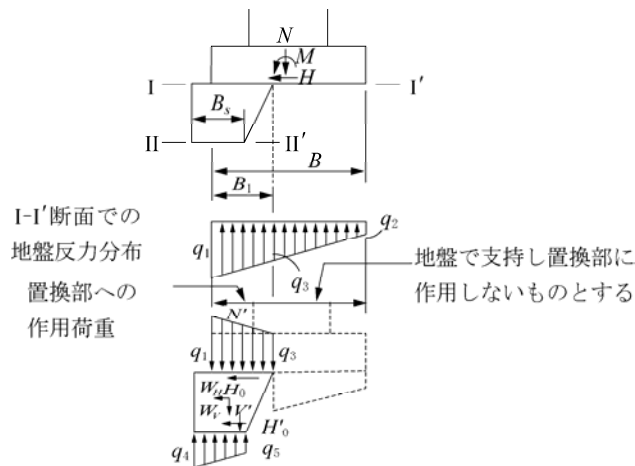


図-10.1.45 置換えコンクリート基礎の安定検討

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。

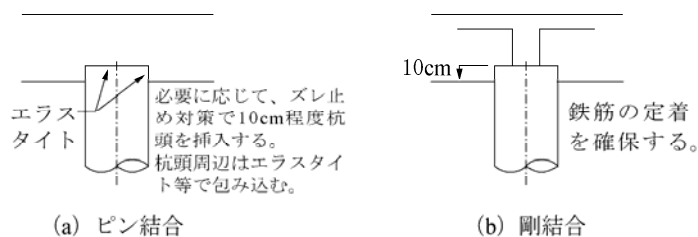


図-10.1.46 杭頭処理

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。

オ 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碎石や栗石等、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。

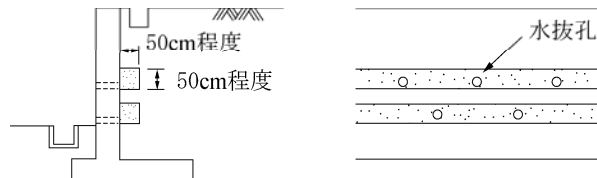


図-10.1.47 簡易排水工

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、碎石等による厚さ 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 溝型排水工

溝型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碎石、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 4～5 m 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。

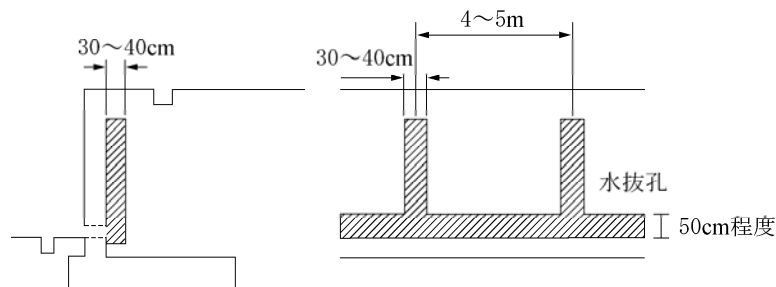


図-10.1.48 溝型排水工

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。

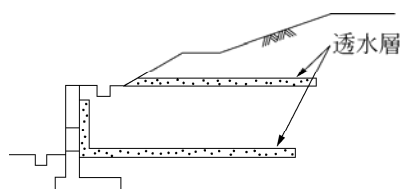


図-10.1.49 擁壁の背面排水の例

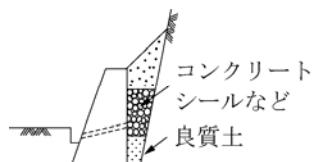


図-10.1.50 切土部における排水工の例

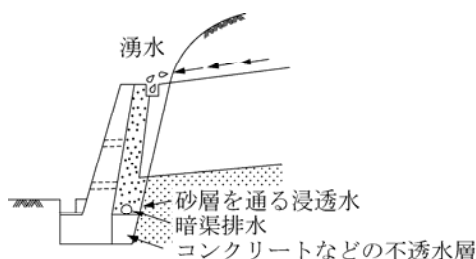


図-10.1.51 湧水のある場合の排水工の例

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。

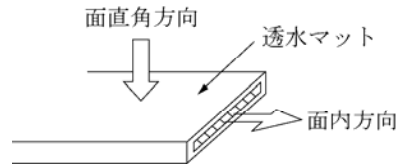


図-10.1.52 面直角方向と面内方向の透水性能

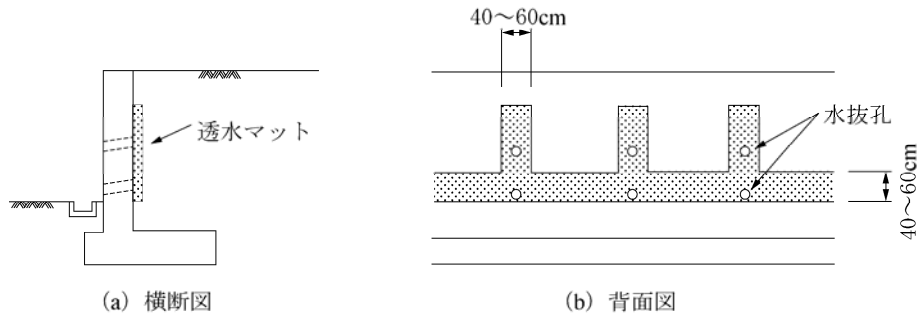


図-10.1.53 湧水マットを用いた排水工の例

(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。

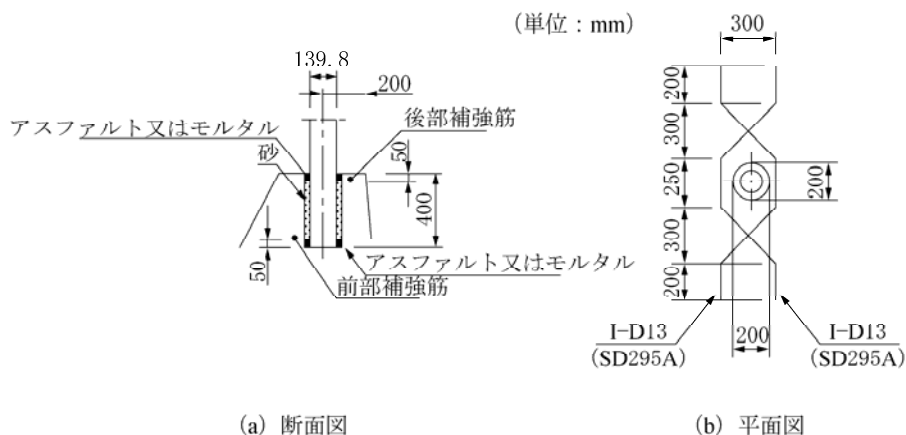


図-10.1.54 擁壁天端に防護柵（ガードレール）を設ける場合の一例

(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3m以下のものについては4m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。

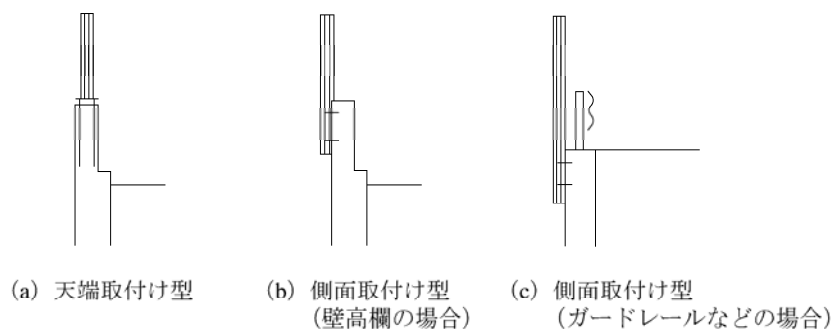


図-10.1.55 遮音壁の取付方法

(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。

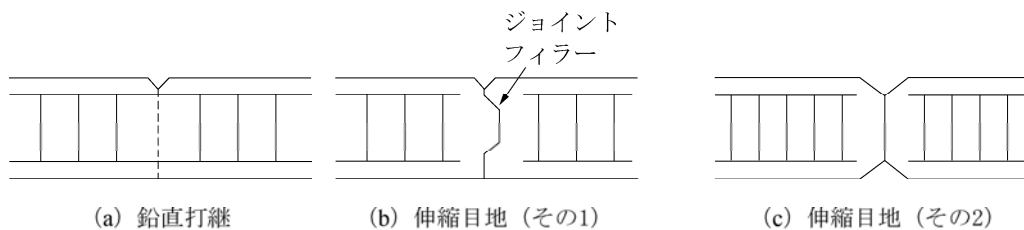


図-10.1.56 鉛直打継目及び伸縮目地

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。

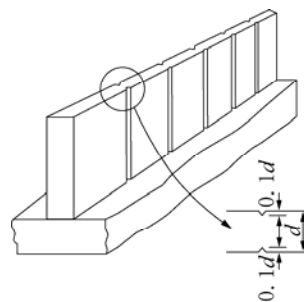


図-10.1.57 ひび割れ誘発目地

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。

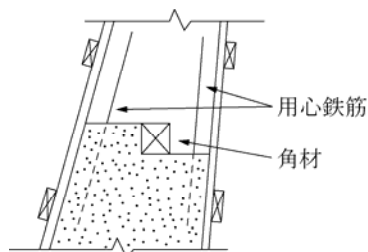


図-10.1.58 打継目の施工例

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。

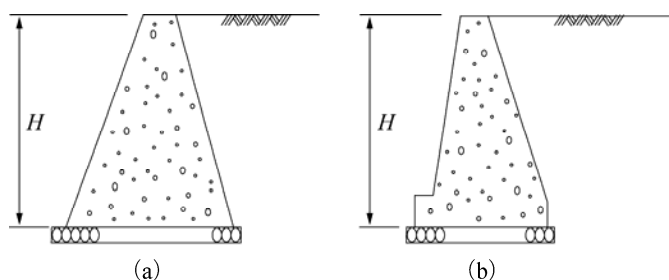


図-10.1.59 重力式擁壁

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。

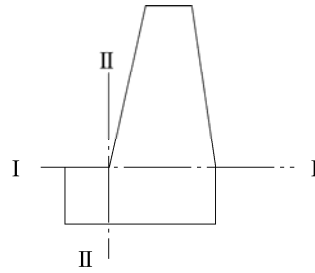


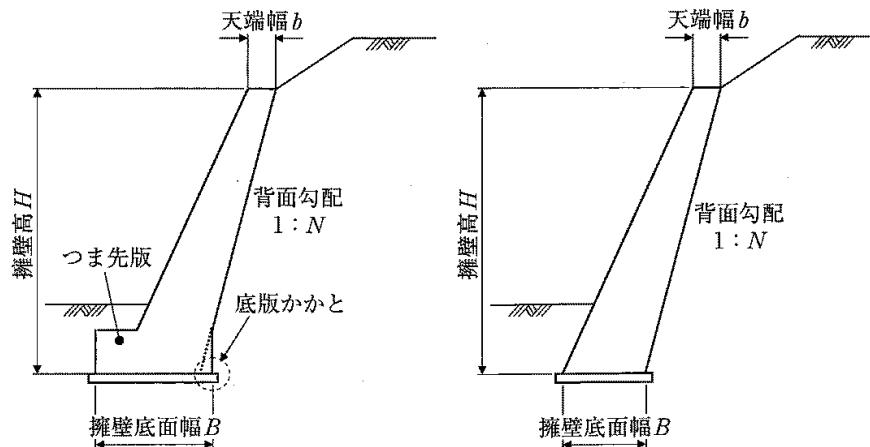
図-10.1.60 応力計算の位置

(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

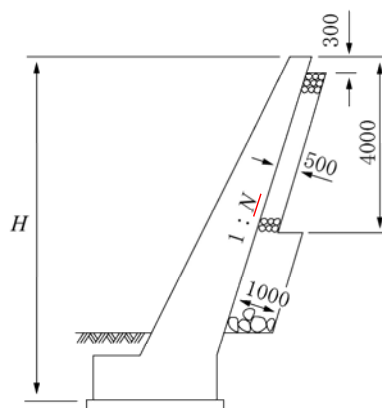


図-10.1.62 もたれ式擁壁の裏込め材

イ 設計方法

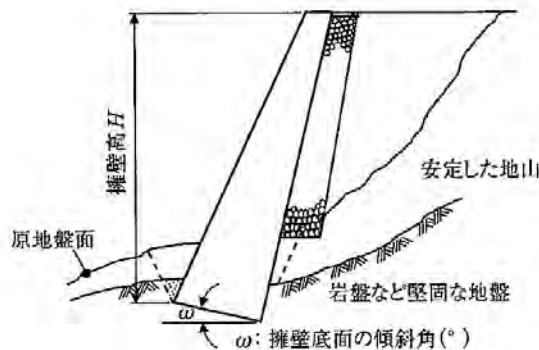
(ア) 安定計算

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。

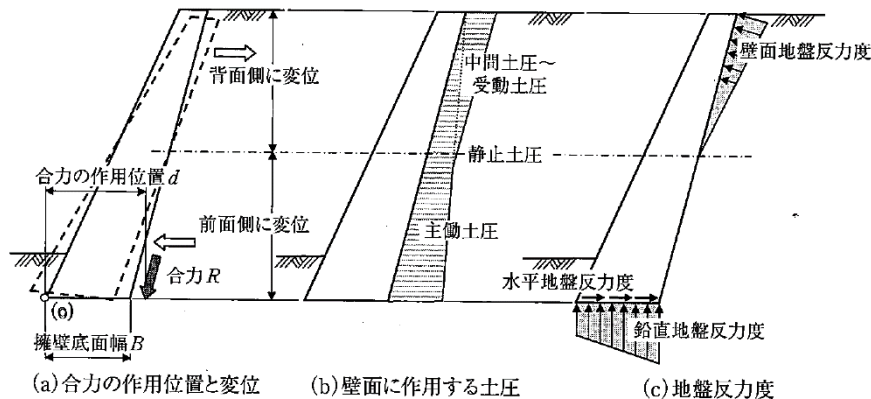
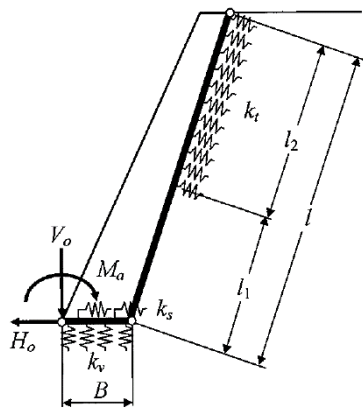


図-10.1.64 もたれ式擁壁の変位、壁面に作用する土圧、地盤反力度の関係⁸⁾

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_h : 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⁾

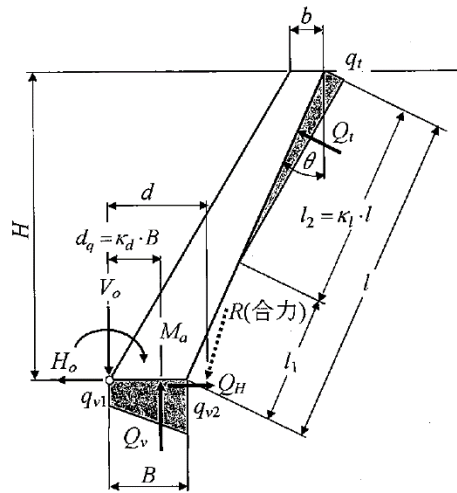


図-10.1.66 簡便法による計算方法⁸⁾

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

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

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

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

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/m^2)
 q_{v2} : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m^2)
 q_t : 擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力度 (kN/m^2)
 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)

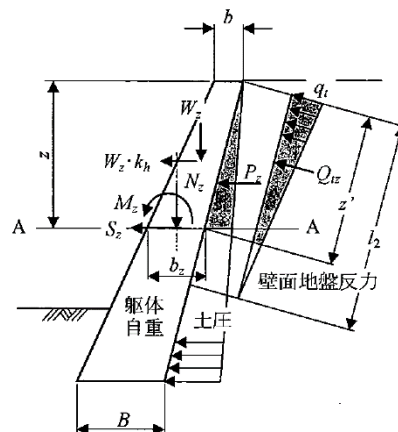
表-10.1.32 「簡便法」に用いる係数 κ_ℓ 、 κ_d の値⁸⁾

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		
背面勾配	—	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
$\kappa_\ell = \ell_2 / \ell$	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。

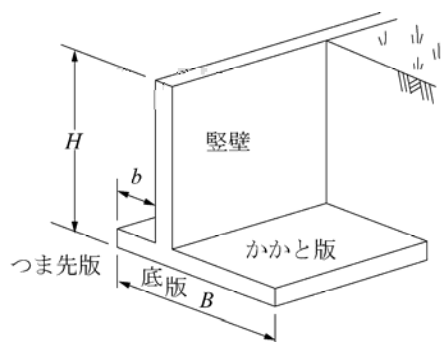


図-10.1.68 逆T型擁壁

- ① 堅壁の形状は、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、堅壁が倒れかかるような不安感を与えないよう、堅壁の前面に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 堅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堅壁天端幅は、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、かかと版の後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、堅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。

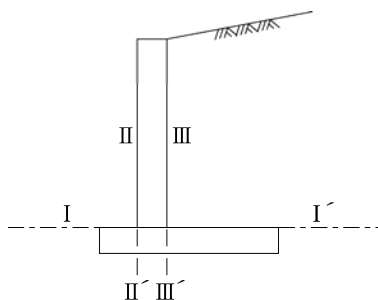


図-10.1.69 逆T型擁壁の躯体応力の検討

堅壁は、底版との接合部を固定端とする片持梁とみなす。

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。

Diagram illustrating the lateral load distribution and internal forces on a pile. The pile is fixed at the bottom. The total height is H , and the height of the upper section is H' . The lateral load distribution is triangular, with the maximum load at the top being $p' = K_A \cdot \gamma \cdot H$ and the total load being $P = K_A \cdot \gamma \cdot H$. The bending moment is M_1 and the shear force is S_1 . The pile is reinforced with longitudinal bars (正鉄筋).

図-10.1.70 堅壁の設計外力

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。

Diagram illustrating the forces and moments acting on a pile foundation. The pile is fixed at the bottom and free at the top. The forces and moments are defined as follows:

- $S_2 = (q_1' - p_1) \left(r - \frac{B}{2} \right) + \frac{(q_1 - q_1') \cdot \left(r - \frac{B}{2} \right)^2}{2r}$
- $M_2 = \frac{r^2}{6} (2q_1' + q_1 - 3p_1)$

The diagram shows the pile with width B and radius r . The forces p_1 and q_1 are applied at the top and bottom, respectively. The forces q_1' and q_1 are labeled as "地盤反力" (soil reaction). The moment M_2 is shown at the top of the pile.

図-10.1.71 つま先版の設計外力

かかと版は、つま先版同様、縦壁との接合部を固定端とする片持梁とみなす。

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。

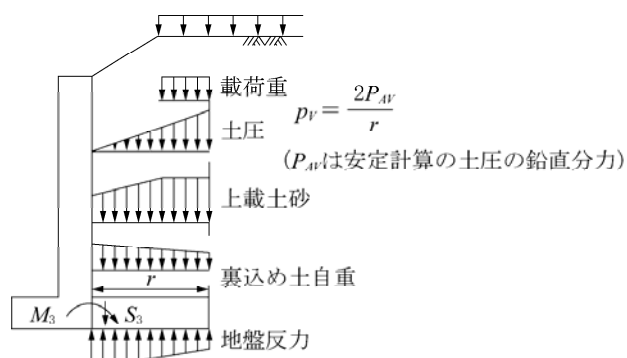


図-10.1.72 かかとと版に作用する荷重

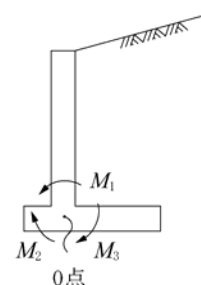


図-10.1.73 各曲げモーメントの関係

(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。

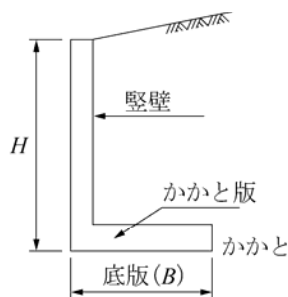


図-10.1.74 L 型擁壁

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。

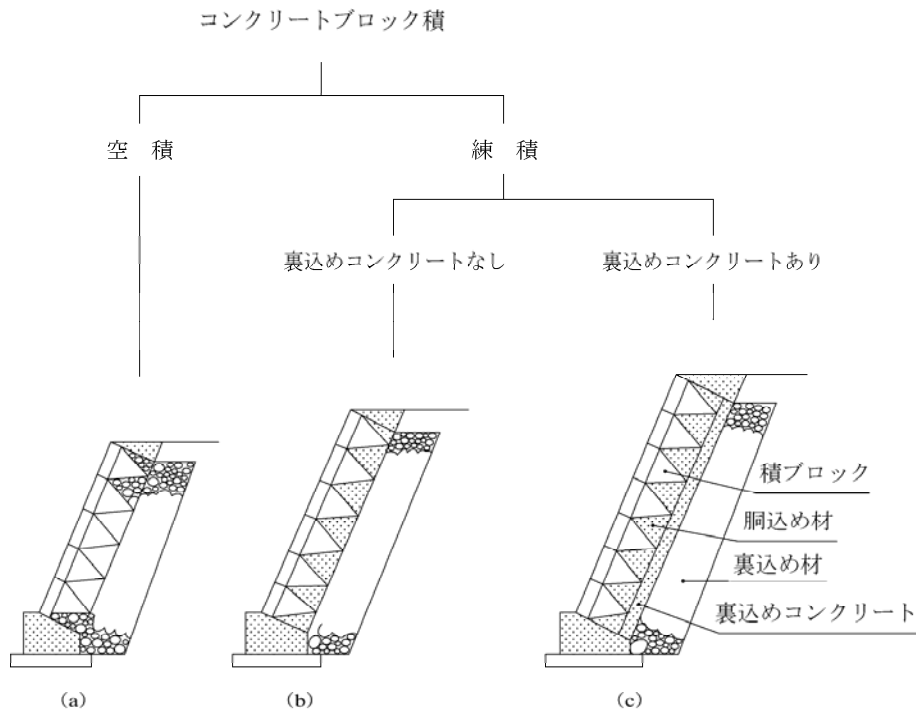


図-10.1.75 ブロック積擁壁の構造

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)

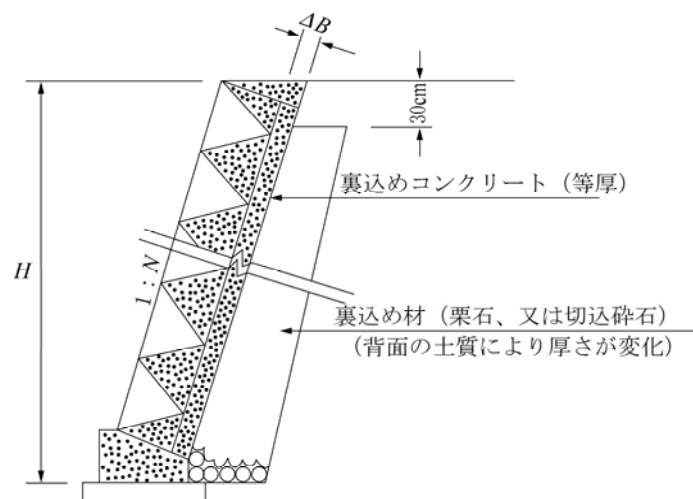


図-10.1.76 標準断面図

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碎石、単粒度碎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。

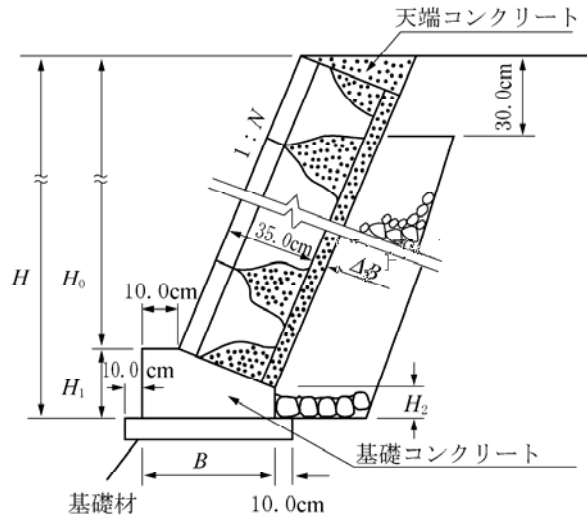


図-10.1.77 基礎コンクリート寸法説明図

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)			
				$\Delta B=0$	$\Delta B=10$	$\Delta B=15$	$\Delta B=20$
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 (°)

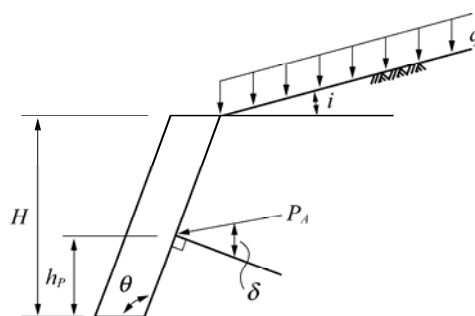


図-10.1.78 土圧の作用点

(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。

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

(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。