



擁壁構造計算マニュアル

農業農村整備事業において切土や盛土などの土工部分で、用地の制限や地形などの制約により通常の斜面では安定を保ち得ない場合、擁壁が用いられる。

擁壁としてはブロック積擁壁や重力式擁壁・もたれ式擁壁などの形式が広く用いられており、県内の事業においても同様に採用実績が多いものとなっている。

擁壁は、設置される高さ、地形及び土質条件、機能性等により構造形式が変わる条件の決定方法や計算手法の理解度が必ずしも満足されていない場合がある。

本マニュアルは、**県・市町村及び改良区の新任技術者を対象**に、設計基準やコンサル報告書に記されている「**単位**」「**数学**」「**力学**」「**土質**」等の基礎について、**わかりやすく記述**するとともに、基本となる「**擁壁の分類方法**」や多様化されている「**擁壁の構造計算・安定計算**」「**現場施工上の留意点**」「**土質調査の方法**」方法などを分かり易く記述したものである。

新任技術者の入門書として、少しでも役立っていただければ幸いです

※本資料は筆者（小橋）と「(株) 国際創建コンサルタント」が新任技術者の入門書のために共同で作成したのですが、2009年3月作成のため、各種係数等の適用については、最新の設計基準等を参照下さい

【参考とした文献等】

- 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」基準書・技術書
(平成13年2月 社団法人農業土木学会)
- 土地改良事業計画設計基準 設計「農道」基準書・技術書
(平成17年3月 社団法人農業土木学会)
- 道路土工 擁壁工指針 (平成11年3月 社団法人日本道路協会)
- 土質のトラブル回避術 (平成19年8月 日経インストラクション、日経BP社)
- N値を用いた基礎・土留の設計計算法と実例 (平成4年9月 近代図書)

目 次

| | | |
|-----|---------------|----|
| S 1 | 擁壁の基本知識 | 1 |
| 1-1 | 擁壁の種類 | 2 |
| 1-2 | 擁壁形式の選定方法 | 7 |
| S 2 | 計算の基礎知識 | 9 |
| 2-1 | 単位 | 10 |
| 2-2 | 数学 | 12 |
| 2-3 | 力学 | 14 |
| 2-4 | 土質 | 17 |
| 2-5 | 土圧 | 20 |
| 2-6 | 支持力 | 24 |
| S 3 | 擁壁の構造計算 | 27 |
| 3-1 | 設計条件の設定方法 | 28 |
| 3-2 | ブロック積擁壁の計算例 | 33 |
| 3-3 | 重力式擁壁の計算例 | 39 |
| 3-4 | もたれ式擁壁の計算例 | 47 |
| S 4 | 現場施工上の留意点 | 63 |
| 4-1 | 土工 | 64 |
| 4-2 | 躯体工 | 66 |
| 4-3 | 基礎工 | 70 |
| 4-4 | 仮設工 | 74 |
| S 5 | 土質調査の方法 | 76 |
| 5-1 | 擁壁設計に必要な調査 | 77 |
| 5-2 | N値からの土質定数推定方法 | 79 |



S1



●●●● 擁壁の基本知識 ●●●●

1-1 擁壁の種類

擁壁は、用途や地形、主要部材の材料や形状、力学的な安定のメカニズムなどにより様々に分類されている。ここでは、擁壁の基本的な分類と特徴を把握する。

1) 擁壁の分類

擁壁は、設計方法の相違から大きくは3つに分類され、一般的に多様化されているのは現状ではコンクリート擁壁である。

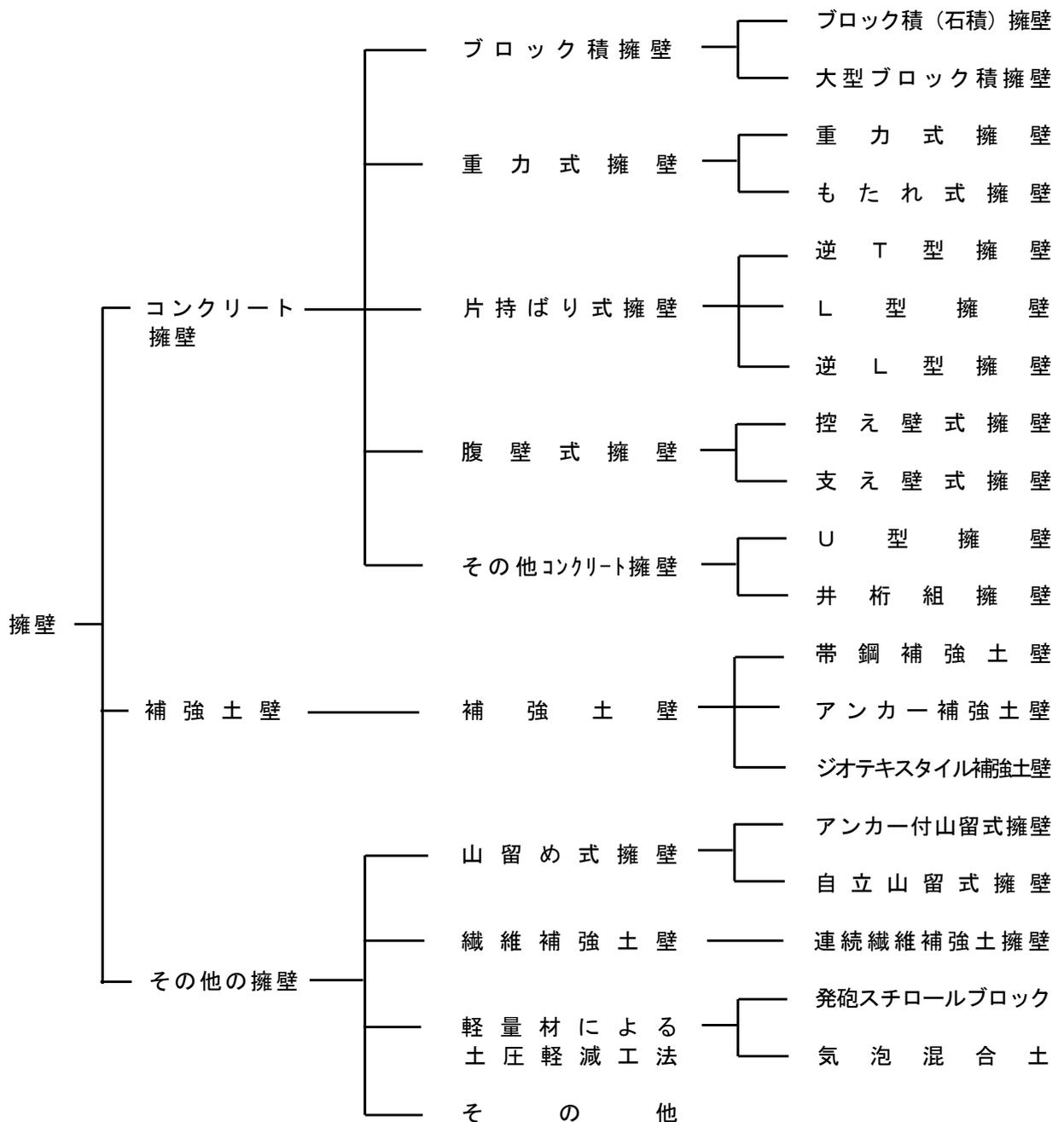


図1.1 擁壁の分類

2) 代表的な擁壁の特徴

代表的なコンクリート擁壁の特徴は以下のようになる。

① ブロック積（石積）擁壁

法勾配が1:1.0より急な斜面（一般に1:0.3~1:0.6）で、主として法面の安定や保護の目的で用いられる。ブロックまたは石を積み重ねた簡易な擁壁で、他のコンクリート擁壁に比べて強度が小さいため背面の地山が安定しているか、盛土部にあってはよく締固められた土質の場合に適用される。

空積と練積があり、空積は一般に壁高3m以下で使用される。練積は空積に比べ信頼性が高く、背面に活荷重が載荷する道路などでは練積を原則としている。練積の高さは、裏込めコンクリートで補強することにより最大壁高7m程度まで使用できる。ただし、信頼性から一般的には5m程度（法勾配1:0.5）としている。

また、最近は施工性や経済性の面から壁高10m程度まで使用可能な大型ブロックが用いられるようになった。

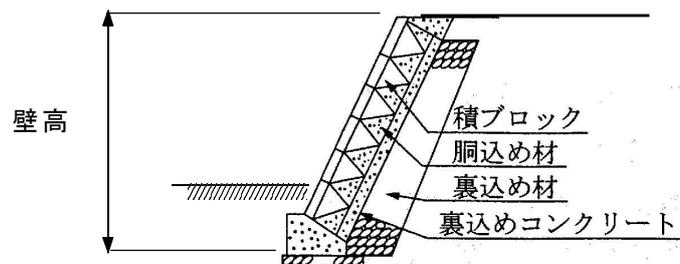


図1.2 ブロック積擁壁

② 重力式擁壁

重力式は、擁壁自重によって土圧等の外力を支持する無筋コンクリート造りの擁壁である。壁高が高くなれば擁壁規模も大きくなり、躯体の経済性や基礎地盤の安定性の問題もあるため、一般的には5m程度としている例が多い。

③ もたれ式擁壁

地山や裏込め材料等に支えられながら自重によって土圧に抵抗する形式で、自重によって支持する構造形式から重力式擁壁の一種となる。無筋コンクリート造りで、地盤条件が良ければ壁高10m程度まで使用可能である。

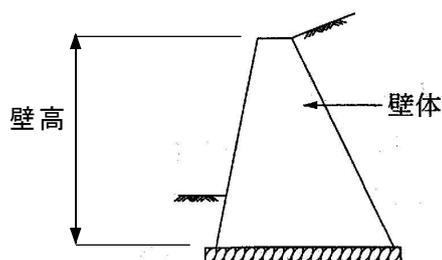


図1.3 重力式擁壁

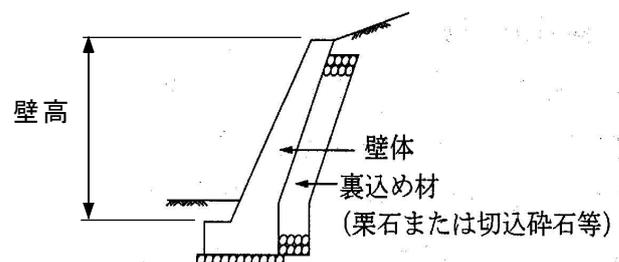


図1.4 もたれ式擁壁

④ 片持ばり式擁壁

その形状から逆T型・L型等の形式があり、かかと版（底版）を広く取り、その上の土砂重量を含めて土圧等の外力に抵抗する擁壁である。かかと版の背面部分の土砂を仮想背面とすることができるため、重力式に比べコンクリート量が少なく済み、基礎地盤に与える影響も少ない。一般的に逆T型は壁高3～10m程度、L型は3m程度以下で使用される。背面に制限がある場合は、逆L型擁壁とする場合もある。ただし、逆L型は、背面の土砂重量が見込めないため、つま先版（底版）が極端に広がる。

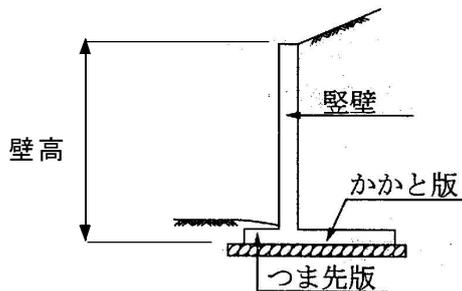


図1.5 逆T型擁壁

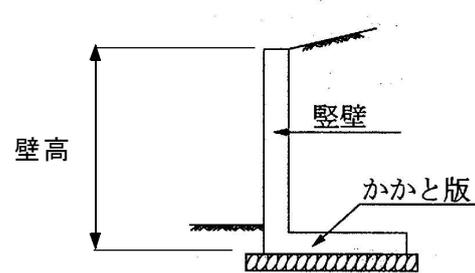


図1.6 L型擁壁

⑤ 腹壁式擁壁

腹壁式とは、堅壁と底版間の剛性を腹壁で補った擁壁で、控え壁式は腹壁が堅壁の背面にあるもの、支え壁式は腹壁が堅壁の前面にあるもの。一般的に壁高は10m程度以上の条件で使用される。この形式は形状が複雑であり、腹壁が突出しているため背面の締固めなどが難しいなど施工条件が悪い。

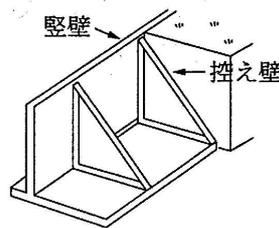


図1.7 控え壁式擁壁

⑥ U型擁壁

掘割道路や立体交差の取付部等の主に半地下式の道路に設けられるU型形状の擁壁で、特殊な擁壁である。

⑦ 井桁組擁壁

既製品のコンクリート部材を井桁状に組んで積上げ、その中に割栗石等の中詰材を充填する構造の擁壁である。透水性に優れているため、山間部の土留として

利用されている。一般的に壁高は15m程度以下の条件使用される。

⑧ カゴマット（フトンカゴ）

カゴマットやフトンカゴ（多段積）は、「図1.1 擁壁の分類」に記述されていないように道路法面等に用いられる擁壁として定義されていない。このことは理解して頂きたい。カゴマットは、「多自然型川づくり」の護岸工法として、堀込み河道に近年用いられている。また、フトンカゴは、古くから治山事業の山腹工事の土留工として用いられてきた。これらはある意味、限定的な使用方法であるため、採用に当たっては、適用範囲をよく理解し決定する必要がある。

◆カゴマット多段積護岸工

平成9年ぐらいから「多自然型川づくり」が進められ、カゴマット多段積護岸として多様化されるようになった。カゴマットは、従来、仮設で用いられてきたフトンカゴを護岸構造物として改良したもので、鉄線籠に防食・保護機能を兼ね備えた亜鉛アルミメッキ（耐用年数30年）が特徴である。技術基準は、「鉄線籠型多段積護岸工法設計・施工技術基準」（全国防災協会）である。同基準によるカゴマット多段積護岸の適用範囲は、以下のようになる。

- ・カゴマット多段積は、法勾配が1:1.0以上の主に堀込河道の護岸に適用する。
- ・鉄線籠の厚さは50cm, 幅1.0mを標準とし、高さ5.0m以下を適用範囲とする。
- ・安定計算は、もたれ式擁壁と同様に転倒・滑動の検討を行う。

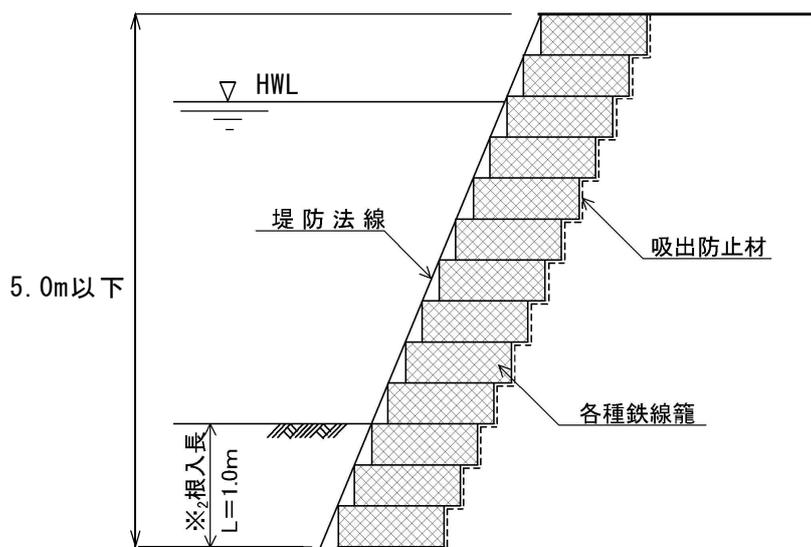
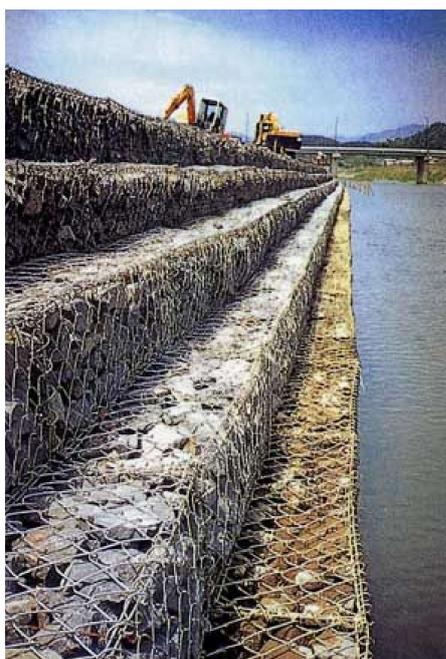


図1.8 標準的なカゴマット多段積護岸工

◆フトンカゴ（鉄線カゴ）土留工

フトンカゴ土留工は、治山事業山腹工事中において、通常のコンクリート擁壁では不等沈下や滑動のおそれがある箇所や災害等の緊急的応急工事として用いられてきた。千葉県においても地すべり対策事業等で用いられることが多い。土地改良基準に記載はなく、記載されているのは技術基準は「治山技術基準」（林野庁監修）である。同基準によるフトンカゴ土留工の適用範囲は、以下のようになる。

- ・ 山腹等工事で高さが低く、背面の土圧が小さい箇所で、かつ基礎地盤の支持力が小さい箇所に適用する。
- ・ コンクリート等と比べ耐久性が低いので、原則2m以下の高さとする。
- ・ 鉄線カゴは腐食するので、崩落防止のために詰石がかみ合うように施工する。
- ・ 安定計算については記されていない。

フトンカゴ土留については、できる限り低い高さで計画し緊急的な対策として採用することを進める。

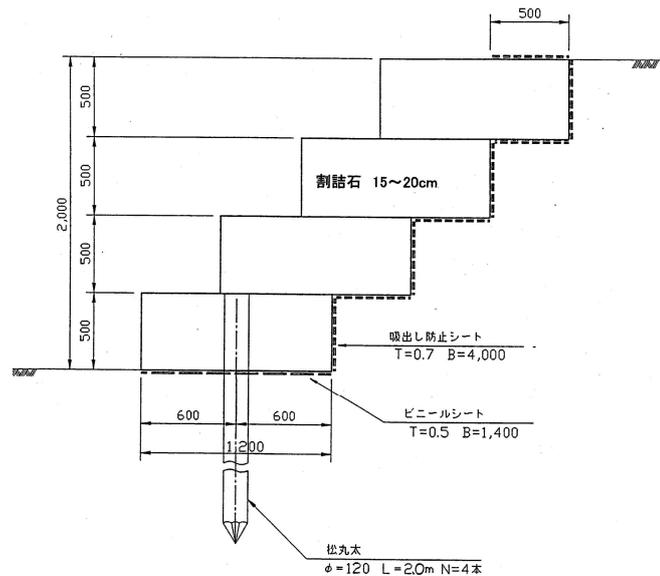


図1.9 地すべり防止工事で用いられたフトンカゴ土留工（高塚地区）

1-2 擁壁形式の選定方法

擁壁形式は、現場の諸条件や安定性・経済性・施工性等からその都度、詳細に設計し決定する必要があるが、ここでは一般的な選定方法の目安を記述する。

1) 壁高による選定

各擁壁形式の適用壁高の目安は、設計基準農道や擁壁工指針から以下のようにになる。

表2.1 各擁壁の適用壁高の目安

| 形式 \ 壁高 (m) | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 |
|-------------|---|---|---|---|----|----|----|
| ブロック積擁壁 | ■ | | | | | | |
| 重力式擁壁 | ■ | | | | | | |
| もたれ式擁壁 | ■ | | | | | | |
| 逆T型擁壁 | | ■ | | | | | |
| L型擁壁 | ■ | | ■ | ■ | ■ | | |
| 控え式擁壁 | | | | | ■ | | |
| 井桁組擁壁 | | | ■ | | | | |

- 注) 1. 擁壁とは壁高1.0m以上を言い、1.0m未満は小構造物となる。
 2. 点線部分は、適用可能であるが一般的に採用されない範囲。

【ポイント】

基準では、壁高8.0m以下の擁壁は地震の影響を省略できることとなっている。このため、壁高8.0mを超える擁壁は大型擁壁として考えることが必要である。

2) 法勾配による選定

擁壁は、土留として法勾配が1:1.0より急な斜面で使用される。各擁壁形式の適用法勾配の目安は、設計基準農道や擁壁工指針から以下のようにになる。

表2.2 各擁壁の適用法勾配の目安

| 形式 \ 法勾配 (1:N) | 直 | 0.2 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.0 |
|----------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|
| ブロック積擁壁 | | | ■ | | | |
| 重力式擁壁 | ■ | | | | | |
| もたれ式擁壁 | | | ■ | | | |
| 逆T型擁壁 | ■ | | | | | |
| L型擁壁 | ■ | | | | | |
| 控え式擁壁 | ■ | | | | | |
| 井桁組擁壁 | | | ■ | | | |

- 注) 1. 重力式は安定する範囲で法勾配を制限なく変えられるが、一般的には法勾配を最大1:0.6程度までとする例が多い。
 2. 逆T型・L型・控え式擁壁は、基本的には直壁で、堅壁付け根の部材を厚くするためのテーパ（1:0.02程度）を付ける場合が多い。

【ポイント】

用地的な制約を考慮し、妥当な法勾配形式の擁壁を選定する必要がある。

3) 現場条件による選定

現場条件からの形式選定は、その現場状況に応じて詳細に検討しなければわからないが、一般的な目安として以下のようなになる。

表2.1 各擁壁の適用壁高の目安

| 形式 | 背 面 | | 地 山 | 基礎地盤 | 施工環境 |
|---------|-----|-----|--------|-------|------|
| | 切土面 | 盛土面 | 安定してない | 支持力低い | 悪い |
| ブロック積擁壁 | ◎ | ○ | △ | ○ | ◎ |
| 重力式擁壁 | ◎ | ◎ | ◎ | △ | ◎ |
| もたれ式擁壁 | ◎ | △ | △ | △ | ◎ |
| 逆T型擁壁 | △ | ◎ | ○ | ◎ | △ |
| L型擁壁 | △ | ◎ | ○ | ◎ | △ |
| 控え式擁壁 | △ | ◎ | ○ | ◎ | △ |
| 井桁組擁壁 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | ○ |

注) ◎：適応 ○：やや適 △：やや不適 ×：不適

【ポイント】

ブロック積擁壁及びもたれ式擁壁は、地山の安定条件が基本である。このため、地山に不安定要素がある場合は、地山を含めた法面の安定計算（円弧滑り計算）を行い精査する必要がある。仮に滑りが発生する結果となった場合、地山全体の安定工法を検討することとなるので、自立型の重力式擁壁や片持ばり式擁壁の採用を考慮すべきである。



S 2

計算の基礎知識

2-1 単位

現在、日本で使われる単位系は、国際単位系であるSI単位（仏語：Le Systeme International d'Unités）となっている。SI単位は、1960年国際度量衡総会で決議された国際的統一単位で、日本では1993年（平成5年）に計量法が全面的に改正、施工されて、計量単位のSI単位系への移行が行われた。建設事業においては、1999年（平成11年）4月1日からSI単位系へ全面移行した。

これまで重さの単位として、kg（キログラム）、t（トン）を使用してきたが、これは質量であり重量ではない。地球上の物体は、地球からの重力加速度 $1G=9.8\text{m/s}^2$ を受けている。このため、重量 $W=質量M\times重力加速度G$ となり、構造計算で用いる荷重や応力等の力の単位はN（ニュートン）やPa（パスカル）を用いることが多い。SI単位移行前まで用いられてきたMSK単位系とSI単位系の換算値は以下のようになる。

○ 重量

| MSK単位系（過去） | | SI単位系（現在） | |
|-------------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|
| kgf | tf | N | kN |
| 1 | 1×10^{-3} | 9.80665 | 9.80665×10^{-3} |
| 1×10^3 | 1 | 9.80665×10^3 | 9.80665 |
| 1.01972×10^{-1} | 1.01972×10^{-4} | 1 | 1×10^{-3} |
| 1.01972×10^2 | 1.01972×10^{-1} | 1×10^3 | 1 |

○ 応力

| MSK単位系（過去） | | SI単位系（現在） | |
|-------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| kgf/mm ² | kgf/cm ² | N/m ² (=Pa) | N/mm ² (=MPa) |
| 1 | 1×10^2 | 9.80665×10^6 | 9.80665 |
| 1×10^{-2} | 1 | 9.80665×10^4 | 9.80665×10^{-2} |
| 1.01972×10^{-7} | 1.01972×10^{-5} | 1 | 1×10^{-6} |
| 1.01972×10^{-1} | 1.01972×10 | 1×10^6 | 1 |

○ 圧力

| MSK単位系（過去） | SI単位系（現在） | |
|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| kgf/cm ² | Pa (N/m ²) | MPa (N/mm ²) |
| 1 | 9.80665×10^4 | 9.80665×10^{-2} |
| 1.01972×10^{-5} | 1 | 1×10^{-6} |
| 1.01972×10 | 1×10^6 | 1 |

※ Nを1,000倍したものがkN, Paを1,000,000倍したものがMPaとなる。

【ポイント】

SI単位系の換算は、重力加速度を考慮するため $1G=9.80665m/s^2$ を乗じることが正しいが、簡略して $9.8m/s^2$ としたり $10.0m/s^2$ とする設計基準や指針が多い。

これは設計条件等の混乱を避けるため、有効数字を2桁か1桁としていることによるもので、2桁の場合 $9.8m/s^2$ となり、1桁の場合 $10.0m/s^2$ となる。設計基準の中で2桁か1桁のどちらかに統一されていれば分かり易いが、項目毎に変えている基準が多いため、設計条件等の数値は計算時に必ず確認する必要がある。また、同じ農林省の設計基準でも異なる場合がある。

例えば、従来用いられた鉄筋の許容応力度 $1800kg/cm^2$ が2つの農林省の設計基準で異なっている。

- ① 設計基準 水路工 (H13.2) $176N/mm^2$ (有効数字2桁)
- ② 設計基準 農道 (H17.3) $180N/mm^2$ (有効数字1桁)

最新の設計基準ポンプ場 (H18.3) では $176N/mm^2$ 、道路土工擁壁工指針では $180N/mm^2$ となっている。構造計算による鉄筋の応力度が $178N/mm^2$ となった場合、設計基準により「もつ」「もたない」の判定が異なることとなる。

設計基準の記述方法はまた別な問題として、このようなケースがあるため注意する必要がある。対応策として、どの基準を引用したか明確にすることと、計算上のテクニックとして、やはり基本は重力加速度であることを念頭に、設計基準による許容値が $180N/mm^2$ であっても $176N/mm^2$ 以下の応力を目安とすることが妥当である。

次に、構造計算等の算式で多く用いられる文字は、ギリシャ文字が用いられる。構造計算書ではよく目にするが、ローマ字と異なり読み方がよくわからない文字もある。下表に、ギリシャ文字を列挙する。

【数式に用いられるギリシャ文字】

| 大文字 | 小文字 | 読み方 | 大文字 | 小文字 | 読み方 |
|-----------|------------|-------|----------|----------|----------|
| A | α | アルファ | N | ν | ニュー |
| B | β | ベータ | Ξ | ξ | グザイ |
| Γ | γ | ガンマ | O | o | オミクロン |
| Δ | δ | デルタ | Π | π | パイ |
| E | ϵ | エプシロン | P | ρ | ロー |
| Z | ζ | ゼータ | Σ | σ | シグマ |
| H | η | エータ | T | τ | タウ |
| Θ | θ | シータ | Y | υ | ユーpsilon |
| I | ι | イオータ | Φ | ϕ | ファイ |
| K | κ | カッパ | X | χ | カイ |
| Λ | λ | ラムダ | Ψ | ψ | プサイ |
| M | μ | ミュー | Ω | ω | オメガ |

2-2 数学

構造計算は、その土台が数学である。ここでは、土圧の算定などに多く係わる三角関数について、復習の意味で記述する。

1) 三角関数

三角関数には、sin（正弦）、cos（余弦）、tan（正接）の基本3種類があり、その逆数となるcot（余接）、sec（正割）、cosec（余割）の計6種類がある。

下図のように、直角三角形の斜辺の長さをc、底辺をb、垂線をaとし、垂線aに対向する角度をAとすれば、三角関数は次のように定義される。

$$\begin{aligned} \sin A &= \frac{a}{c} & \cos A &= \frac{b}{c} & \tan A &= \frac{a}{b} \\ \text{cosec } A &= \frac{1}{\sin A} = \frac{c}{a} & \sec A &= \frac{1}{\cos A} = \frac{c}{b} & \cot A &= \frac{1}{\tan A} = \frac{b}{a} \end{aligned}$$

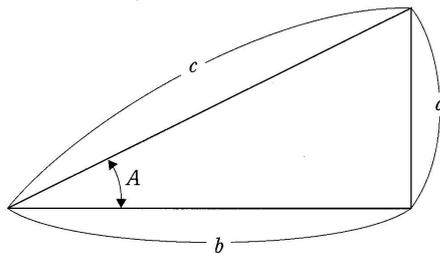


図2.1 直角三角形

実際の計算では、上式を把握しておけば、式の変形で辺の長さや角度を求めることができる

例えば、Aの角度 ($A=30^\circ$) と斜辺cの長さ ($C=10.0\text{m}$) がわかっている場合、a, bの長さは次式により算定できる。

$$a = c \sin A = 10.0\text{m} \times \sin 30^\circ = 5.00\text{m} \quad b = c \cos A = 10.0\text{m} \times \cos 30^\circ = 8.66\text{m}$$

また、三辺 $a=10.0\text{m}$, $b=8.66\text{m}$, $c=5.00\text{m}$ がわかっている場合、Aの角度は逆三角関数で算定できる。

$$\sin A = a/c = 10.0/5.00 = 0.5 \text{ となり、} A = \sin^{-1} 0.5 = 30^\circ \text{ となる。}$$

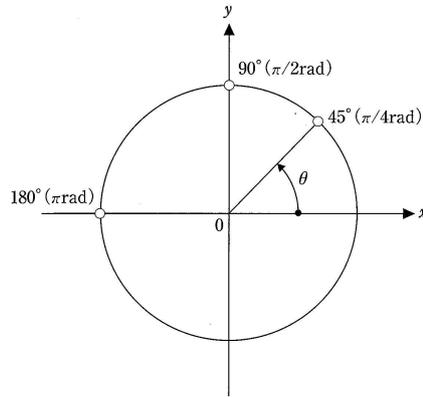
現在、三角関数ができる電卓が容易に入手できるため、操作方法を覚えれば簡単に算定できる。なお、電卓にはDEG（度）モードとRAD（ラジアン）モードあり、通常はDEG（度）モードで計算する。公式の角度表示に π がある場合は、RAD（ラジアン）モードにして計算することが必要である。また、変換も次式により簡単にできる。

$$\text{度をラジアンに変換する場合} \quad \theta \text{ (ラジアン)} = \theta \text{ (度)} \times \pi / 180$$

ラジアンを度に変換する場合 $\theta (^{\circ}) = \theta (\text{ラジアン}) \times 180/\pi$

【ポイント】

RAD (ラジアン) 単位を用いる計算は、一般的には科学計算に多い。実際に例を挙げると、盛土荷重を等分布荷重に換算する時に用いられる台形荷重換算係数がRAD (ラジアン) 計算となる。



| 度 (°) 表示 | ラジアン(rad) 表示 |
|----------|-----------------|
| 45 (°) | $\pi / 4$ (rad) |
| 90 (°) | $\pi / 2$ (rad) |
| 180 (°) | π (rad) |
| 360 (°) | 2π (rad) |

π は円周率 3.14 ...

台形荷重換算係数

RAD (ラジアン) 計算と判断

$$I_w = 1 + \left[\frac{X}{H} \right]^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left[\frac{X}{H} \right]^2 \right\} \tan^{-1} \left[\frac{X}{H} \right] - \frac{2}{\pi} \left[\frac{X}{H} \right]$$

仮に、 $X=0.750$ $H=3.50$ とすると $(X / H)=0.214$ となる。

ここで、電卓をRAD (ラジアン) モードとして算式に準じて計算して、 $I_w=0.769$ となれば正解である。

なお、計算が完了したら電卓をDEG (度) モードに戻しておく方が良い。

2-3 力学

力学とは、物体や機械の運動、またそれらに働く力や相互作用で、その原点はニュートン力学の3法則（慣性の法則、運動の法則、作用・反作用の法則）である。

1) 力の3要素

力はベクトルで表され、①力の大きさ、②力の作用点、③力の作用方向の3要素からなる。これが構造物の安定性に係わる基本である。

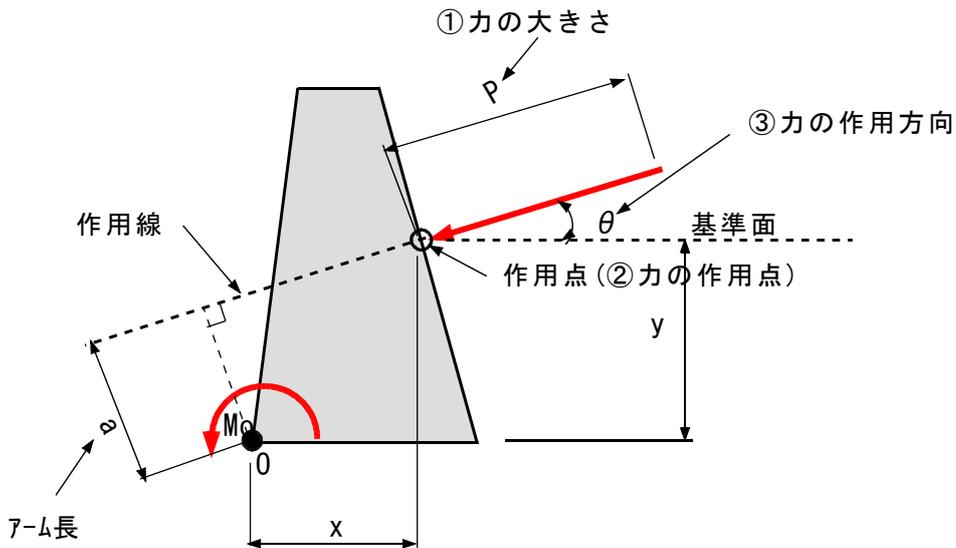


図3.1 力の3要素とモーメント

力の作用により、基準点0点において回転しようとする運動量 モーメントM（力Pと長さaの積）が求められる。

アーム長aが求められる場合

$$M_o = P \cdot a$$

水平距離xと鉛直距離yにより求める場合

$$M_o = P(y \cos \theta - x \sin \theta)$$

2) 力のつり合い3条件

力がつり合うためには、①鉛直方向の力の和、②水平方向の力の和、③任意点におけるモーメントの和 これらがゼロとなる条件を満たさなければならない。

力がつり合う状態は、静止する状態を言い、安定している状態である。

力のつり合い3条件

$$\sum V = 0 \quad \text{鉛直方向に動かない状態}$$

$$\sum H = 0 \quad \text{水平方向に動かない状態}$$

} 構造物の安定

$\Sigma M=0$ 回転しない状態

擁壁に作用する力を土圧 P 、自重を W とすると、反作用となる反力 R が発生し、これら3つの力がつり合い条件となる。反力は、水平分力 R_H （土圧水平分力の反力 P_H ）と鉛直分力 R_v （土圧鉛直分力 P_v と自重 W の反力）とに分解され、つり合い条件により次式が導かれる。

$$\Sigma V=0 \text{より} \quad P \sin \theta + W - R_v = 0 \quad \rightarrow \quad R_v = P \sin \theta + W$$

$$\Sigma H=0 \text{より} \quad P \cos \theta - R_H = 0 \quad \rightarrow \quad R_H = P \cos \theta$$

$$\Sigma M=0 \text{より} \quad P(x \sin \theta - y \cos \theta) + W \cdot b - R_v \cdot d = 0$$

$$\rightarrow d = (P(x \sin \theta - y \cos \theta) + W \cdot b) / R_v$$

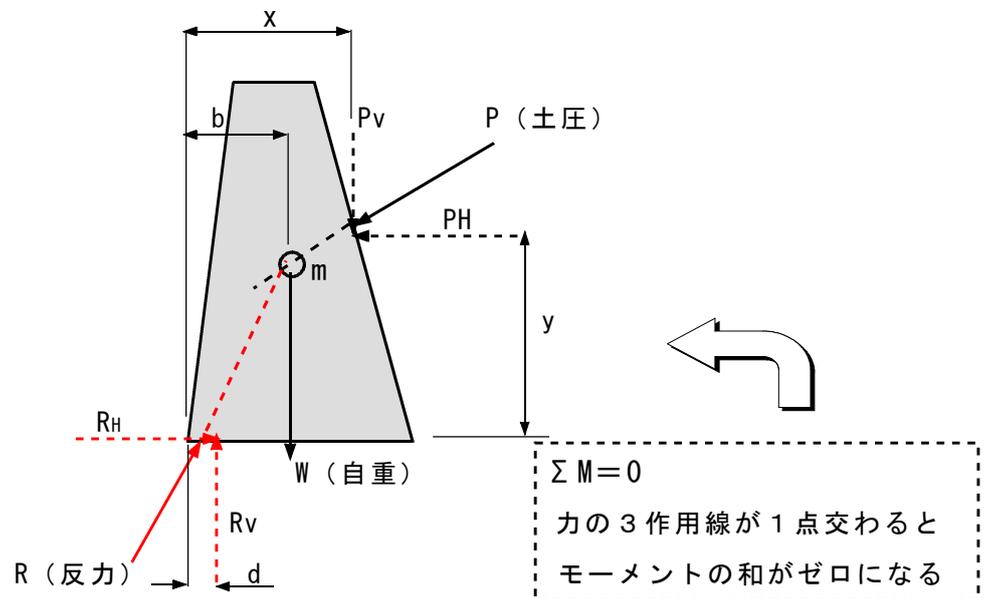


図3.2 物体に作用する力と作用点

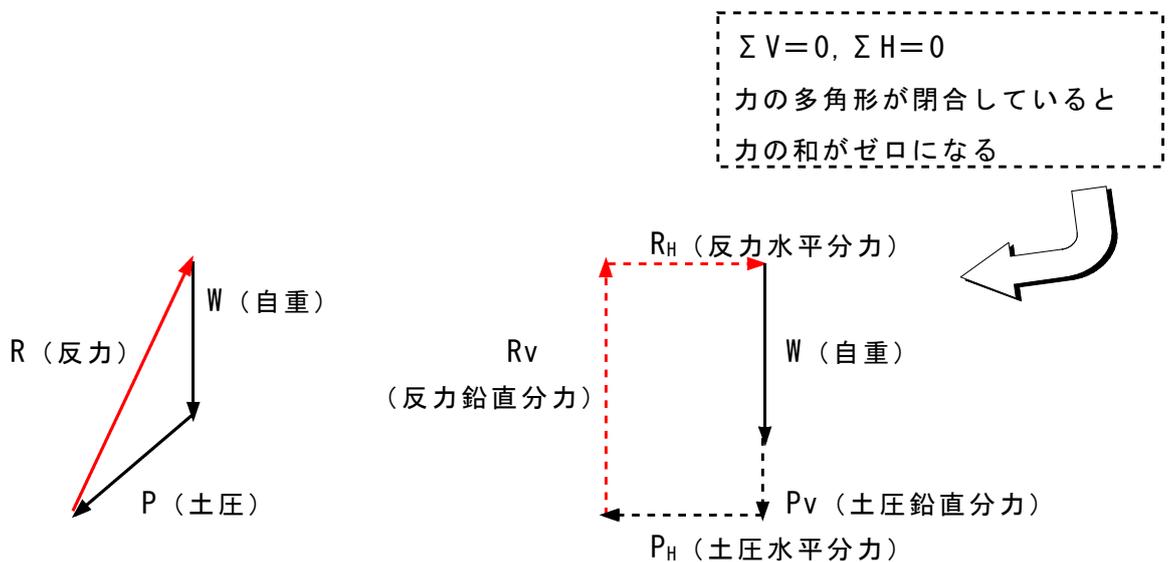


図3.3 作用力の多角形

図3.4 分力表示の力の多角形

【ポイント】

前述の力のつり合い条件の照査を通常「安定計算」と呼んでいる。擁壁等は主に土留めとして利用されるため、背面（片側）に外力が生じる。このため、外力と自重や反力のつり合いを精査する安定計算が必ず必要となる。U型等の構造物は、左右対称となっている場合があり、その場合外力がつり合い状態となるので、安定計算を省略することができる。ただし、U型であっても、土圧などの外力が左右異なる場合は安定計算を行う必要があるので注意が必要である。

安定計算は、①転倒に対する安定、②滑動に対する安定、③支持地盤の支持力に対する安定の照査を行うもので、この3つの安定を持って擁壁形式が決定される。

①転倒に対する安定

外力により擁壁が回転する現象で、図3.5のような変状が発生する。

外力の作用点位置が照査条件で、主に擁壁の重心（重さ、幅）がポイントとなる。

②滑動に対する安定

外力により擁壁が底面に沿って滑る現象で、図3.6のような変状が発生する。支持地盤との間に生じる滑動抵抗力との安全率が照査条件で、主に地盤条件と擁壁の底面幅がポイントとなる。

③支持地盤の支持力に対する安定

擁壁に作用する鉛直力を支持地盤が支えられずめり込む現象で、図3.5, 3.7の変状が発生する。鉛直合力以上の地盤支持力がなければ反力が発生しないため、地盤支持力または地盤基礎法がポイントとなる。

なお、安定計算の設計条件は、別項で記述する。

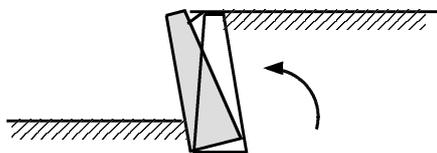


図3.5 転倒・支持力不足

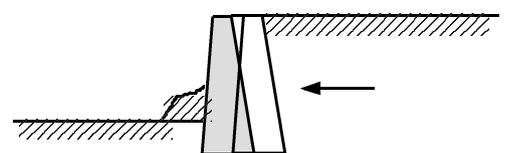


図3.6 滑動

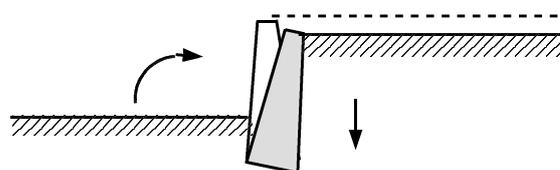


図3.7 支持力不足

2-4 土質

擁壁等の構造物は、土質条件が大きな影響を与える。土質は土質工学として学問的に確立した分野であり、奥が深い学問である。ここでは、擁壁構造計算のための土質の基本的な事項を説明する。

1) 土の粒径区分と名称

土は粒径によって、通常言われている粘土、シルト、砂、礫、石に区分される。

図4.1 土の粒径区分と名称

| 細粒分 | | 粗粒分 | | | | | | 石分 | |
|-----|-------|-------|------|------|-----|------|----|----|----------|
| 粘土 | シルト | 砂 | | | 礫 | | | 石 | |
| | | 細砂 | 中砂 | 粗砂 | 細礫 | 中礫 | 粗礫 | 粗石 | 巨石 |
| 粒径 | 0.005 | 0.075 | 0.25 | 0.85 | 2.0 | 4.75 | 19 | 75 | 300 (mm) |

〔注意〕 0.1mm未満の粒径では、粒径単位をマイクロと表示する場合がある。(1 μ m=0.001mm)

粒径からすると、シルトは砂と粘土の間の土で、どちらかと言えば性質上は砂に近い。目視では判別できないため、現場では感触によりある程度判断できる。

☆現場でのシルトの識別法

砂とシルト : 粒子の一つひとつが肉眼で見えれば砂、見えなければシルト。

粘土とシルト : 土の固まりに適量の水を加えて団子状に固め、手のひらで細長いひも状に伸ばすことができれば粘土、伸ばす前にボロボロに壊れればシルト。

実際の土は、粘土から礫まで大小様々な土粒子が混在している。このため、設計基準や指針では、土の混在割合から区分を粘性土、砂質土、礫質土としている。

これは、日本統一土質分類法による分類で、シルトは粘性土となる。

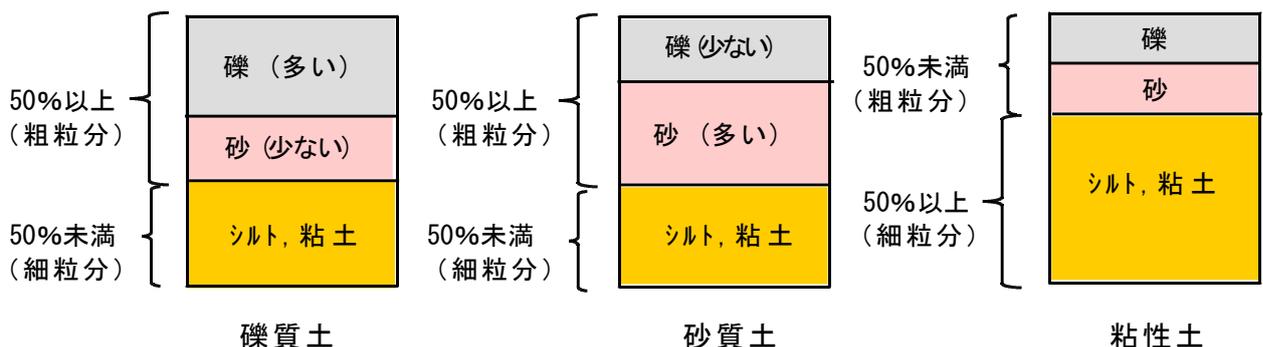


図4.2 土の分類法（日本統一土質分類法）

土質の分類は、三角座標を用い大分類～小分類まで区分できる。下図は、大分類の場合で、例として礫分20%、砂分60%、粘土分20%の場合は砂質土となる。（赤丸）

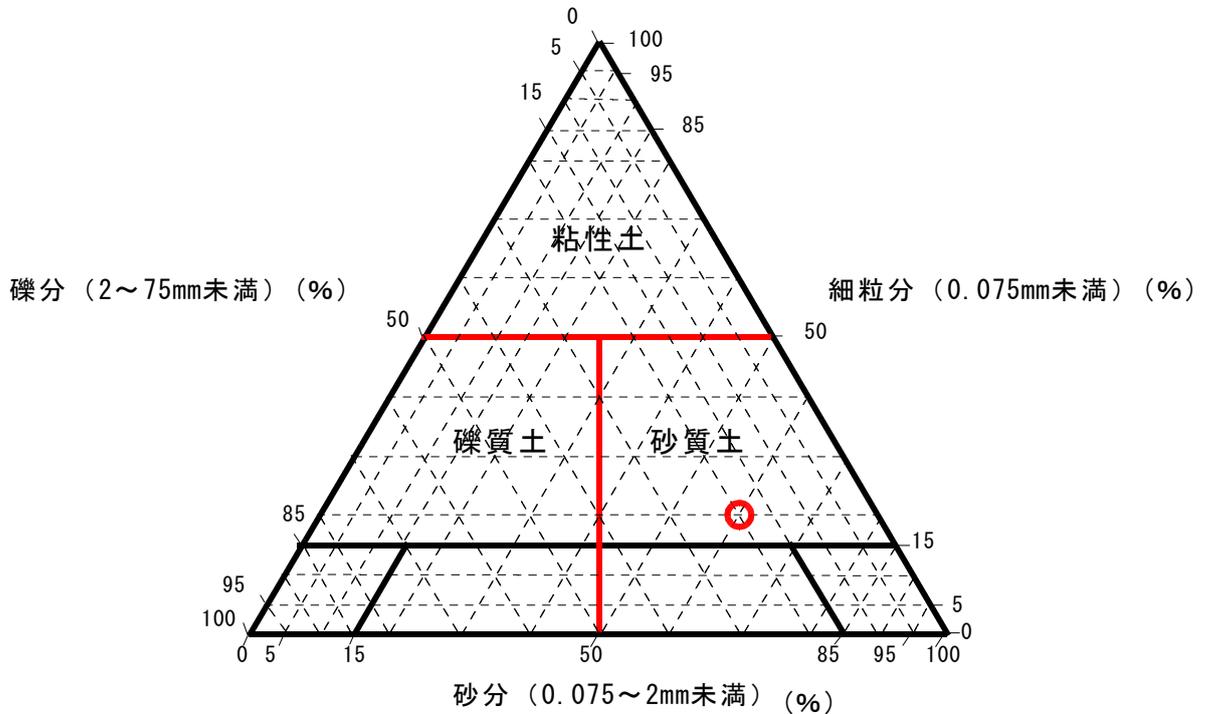


図4.3 土の大分類法（三角座標：地盤工学会）

2) 土の密度

土は土粒子と水と空気から構成され、その状態から①乾燥土、②不飽和土、③飽和土となる。また、水と空気が存在する部分を間隙と言う。

- ①乾燥土 : 土粒子と空気で作られる土で、完全に乾いた状態の土。
- ②不飽和土 : 土粒子と水と空気で作られる土で、湿潤状態の土。
- ③飽和土 : 土粒子と水で作られる土で、間隙が全て水で飽和された土。

土粒子の単位面積当たりの質量を土粒子の密度 ρ_s といひ、質量 m_s と体積 V_s から次式によって求められる。

$$\text{土粒子の密度 } \rho_s = m_s / V_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

土粒子の密度は、密度試験 (JIS A 1202) により求められ、無機質土であれば概ね $2.6 \sim 2.8 \text{ g/cm}^3$ の範囲にある。

表4.1 土質ごとの土粒子の一般的密度

| 土 質 | 密度 (g/cm ³) | 土 質 | 密度 (g/cm ³) |
|-------|-------------------------|-------|-------------------------|
| 沖積砂質土 | 2.6~2.8 | 標準砂 | 2.64 |
| 沖積粘性土 | 2.50~2.75 | 関東ローム | 2.7~3.0 |
| 洪積砂質土 | 2.6~2.8 | 泥炭 | 1.4~2.3 |
| 洪積粘性土 | 2.50~2.75 | 黒ボク | 2.3~2.6 |

土の密度は、湿った状態（含水状態）を湿潤密度 ρ_t といい、乾燥した状態を乾燥密度 ρ_d と言う。土の密度は、土の湿潤密度試験(JIS A 1225)により求められ、土は空気と水が構成に含まれるため土粒子単独状態より質量が軽くなり、密度も低くなる。

3) 土の単位体積重量

構造計算では、一般に土の密度を用いることはなく、単位体積重量を使用する。単位体積重量は土の密度に重力加速度 G (9.8m/s^2) 掛けたもので、単位も kN/m^3 で表示される。自然状態の土では、ほとんどが水と空気の間隙が存在するため、湿潤単位体積重量が計算に用いられ、基準等で一般的数値として示されている土の単位体積重量は、湿潤単位体積重量のことを言う。

飽和単位体積重量は、飽和度100%（土粒子の間隙が全て水で飽和）の状態の土の重量で、ダムやため池等の貯水状態にある土の単位体積重量として用いられ、通常の構造計算では使用しない。間隙が全て水重となるため、飽和単位体積重量は湿潤単位体積重量より大きくなる。

【ポイント】

設計基準や指針等で示されている土の単位体積重量の表下に、「地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9kN/m^3 を差し引いてよい。」と記されている。地下水位以下とは、水中での土の単位体積重量とのことで、飽和単位体積重量から浮力（浮き上がろうとする力 9.8kN/m^3 ）を差し引いた、水中での見掛けの単位体積重量である。一般的に飽和体積重量の表示や物理試験を行わないため、便宜上、湿潤単位体積重量から 9kN/m^3 を差し引いてよいとされている。

例えば、湿潤単位体積重量を 19kN/m^3 とする。地下水位より上方の土の重量は 19kN/m^3 となる。地下水位より下方の土の重量は、 $19-9=10\text{kN/m}^3$ となる。

地下水位は、構造計算を行う上で重要な条件で、基礎地盤の支持力計算では地下水位以下の土の重量を水中重量としないと、地盤を過大評価することとなり注意が必要である。また、このためには、地下水位を把握するための調査も重要である。

2-5 土圧

擁壁は、土と接して構築される構造物であり、擁壁壁面には土の外力（圧力）作用する。これを土圧と言い、擁壁の変位に応じて主働土圧、受働土圧、静止土圧の状態がある。また、土圧の計算方法は複数あり、擁壁形状や地形条件等により適用される。

1) 土圧

主働土圧

壁体が背面土から離れるように動く時、土が壁体を押す極限土圧。

わかりやすく言うと、壁が前面へ滑り出す限界状態の土圧で、安定計算では一般にこの主働土圧を用いて計算する。

受働土圧

壁体が背面土の方向に動く時、土が壁体を押す極限土圧。

わかりやすく言うと、壁を背面に押す（変位）ことができる限界状態の土圧で、変位方向が主働土圧と異なる。背面に変位するケースは、前面埋戻しによる抵抗力が考えられこれを受働土圧と称しているが、逆に背面の主働土圧が低減されるため、設計基準では無視することを基本としている。

静止土圧

壁体が全く動きがなく、静止している時に土が壁体を押す力。

左右対称でストラット入りのU型擁壁では変位が拘束（静止）されているため、この静止土圧を用いて構造計算（部材応力照査）を行う。

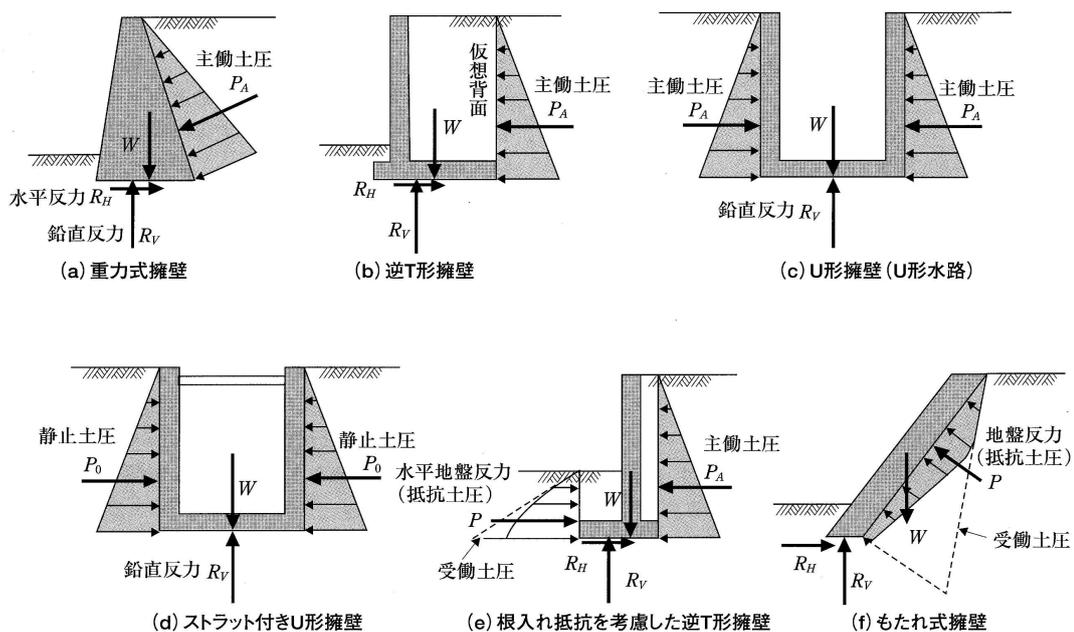


図5.1 擁壁に作用させる土圧

【ポイント】

受働土圧は、壁が背面に変位する場合、地盤が破壊するかどうかの判断に用いられる。擁壁根入れ部の土圧を受働土圧と思っている技術者がいるが、正確には誤りで抵抗土圧である。先の記述のとおり、設計基準では擁壁前面根入れ部の抵抗土圧は、無視することを原則としている。コンクリート等で安定した根入れの場合は、考慮する場合もある。ただし、この場合の土圧力は受働土圧以下となるため、受働土圧の算定式によるものとしている。土圧力の関係を示すと次のようになる。

主働土圧 < 静止土圧 < 受働土圧

受働土圧は土圧力からすると最も大きいですが、変位の方向が異なるため主働土圧と受働土圧は、全く別物である。

主働状態に達する前に静止状態も考えられ、安全側で静止土圧とする疑問が生じる。しかしながら、主働土圧はモール円やクーロンの破壊基準と力のつり合い式を用いることができるので、壁面の傾斜や盛土形状の影響を考慮した土圧が容易に求められる。逆に静止土圧はその影響を考慮することができないため、変位しない構造物の部材応力計算に静止土圧係数が使用される。なお、静止土圧は、係数の計算方法が確立されていないため、一般に0.5として扱っている。

| | | |
|------------------|---|-------------------|
| 擁壁の安定計算・構造計算 | → | 主働土圧（受働土圧考慮の場合あり） |
| U型擁壁の安定計算・構造計算 | → | 主働土圧 |
| ストラット入りU型擁壁の構造計算 | → | 静止土圧 |

2) 土圧の計算方法と適用条件

主働土圧や受働土圧の代表的な計算方法には、クーロン式・試行くさび法・改良試行くさび法・ランキン式がある。

① クーロン式

くさび理論の原点で、各設計基準で適用されている。壁面摩擦や壁面の傾斜が考慮でき、盛土面が一様な勾配である場合に適用できる。

② 試行くさび法

クーロンくさび理論の数値計算方法で、クーロン式を拡張したものである。盛土面が複雑に変化した勾配でも対応できる。

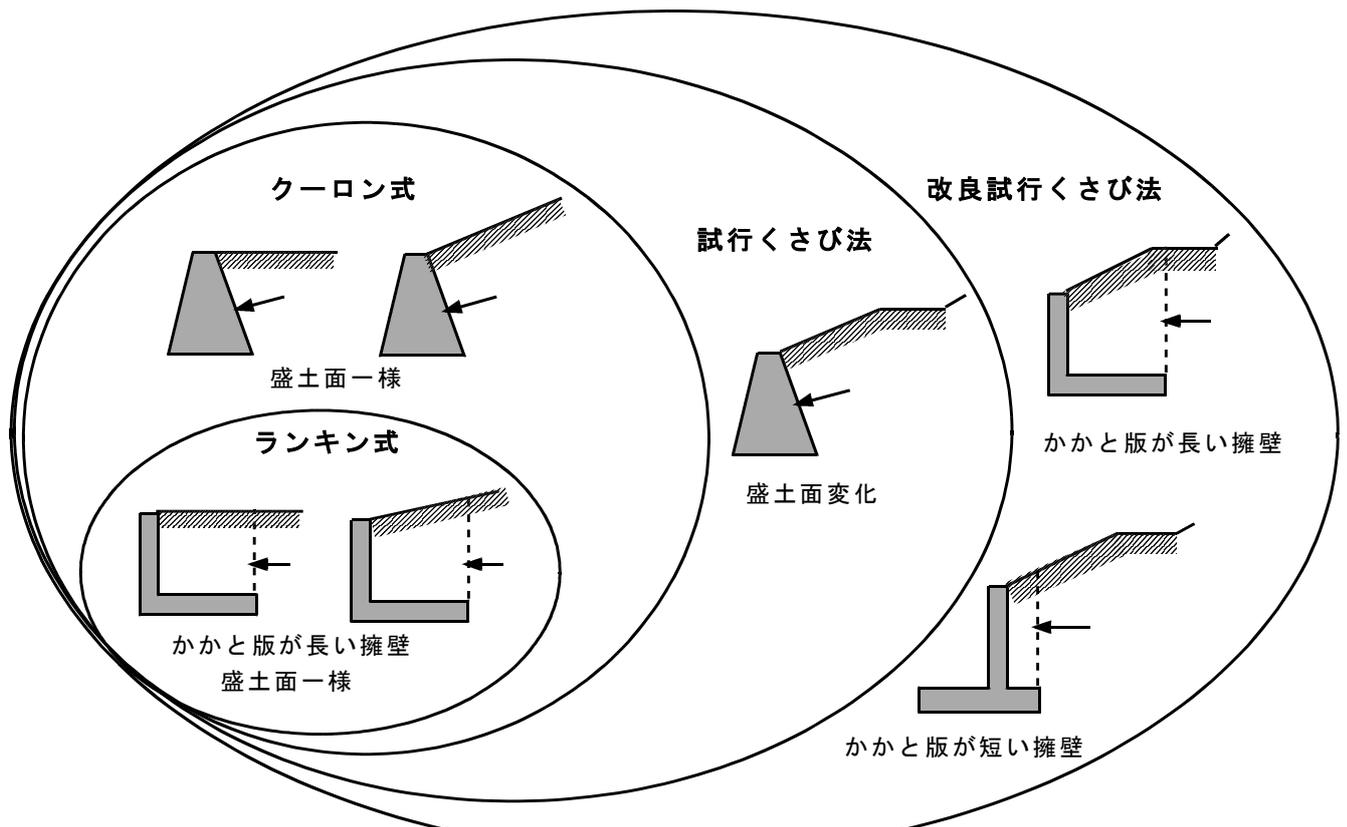
③ 改良試行くさび法

試行くさび法を改良したもので、逆T型擁壁やL型擁壁などのかかと版がある擁壁の土圧を合理的に求めることができる。

④ ランキン式

代表的な土圧理論として、クーロン理論と並ぶランキン理論が原点である。ランキンは当初、砂を対象にしたものであったが、その後レザールによって粘着力を有する土についても拡張されるようになった。ランキンは、塑性理論からみて正しい土圧計算法と言えるが、盛土面が一様な勾配でかつ、仮想背面が考慮できるかかと版が長い直壁勾配の擁壁（L型擁壁等）にしか対応できない。これは、壁面摩擦や壁面の傾斜が考慮できないためで、適用条件が限られる。

図5.2 土圧計算法の概念図



【ポイント】

農林水産省発行の土地改良事業計画設計基準では、常時土圧は、クーロン式を適用し試行くさび法により算定することとなっている。地震時土圧は、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる（物部・岡部式）方法を用いることとなっている。なお、受働土圧を考慮する場合は、クーロン式を用いることとなっている。

ブロック積擁壁は、クーロン式によるものとなっている。改良試行くさび法については、片持ばり式擁壁の場合、最も妥当な計算方法であるが、現状では設計基準に記されていない。（擁壁形式については、「S2 擁壁の構造計算」参照のこと）

ランキン式は、擁壁の土圧計算には適用されておらず、仮設の鋼矢板土留工の計算などに用いられている。

次に、一般に用いられる技術基準の土圧算定方法を表5.1にまとめた。

表5.1 一般に用いられる技術基準の土圧計算法

| 技術基準の名称 | 発行機関 | 常時土圧計算法 | 地震時土圧計算法 |
|--------------|------------|-----------------|------------------|
| 土地改良事業計画設計基準 | 農林水産省農村振興局 | クーロン式 試行くさび法 | 試行くさび法 物部・岡部式 |
| 道路土工－擁壁工指針 | (社)日本道路協会 | クーロン式 試行くさび法 | 試行くさび法 物部・岡部式 |
| 道路橋示方書・同解説 | (社)日本道路協会 | クーロン式 | 修正物部・岡部式 |
| 建築基礎構造設計指針 | (社)日本建築学会 | クーロン式 試行くさび法 | 試行くさび法 物部・岡部式 |

農林と土木・建築の技術基準では、同様の計算方法となっている。道路橋を構造物とする道路橋示方書では、クーロン式が比較的実測値に近いたためクーロン式の適用となっている。地震時については、現状の物部・岡部式では、神戸地震のような大規模地震の慣性力を作用させると土圧を過大に考慮することとなるという理由から、古関らによって提案された修正物部・岡部式を採用している。

2-6 支持力

擁壁の安定計算で基礎地盤の支持力の検証は、転倒、滑動と同じ安定条件である。基礎地盤の支持力が得られない場合はその対策工法が必要となるため、支持力の算定方法をよく理解しておくべきである。

1) 極限支持力と許容支持力

直接地盤に荷重を作用させると直下の地盤は圧縮され、土くさびが形成される。更に荷重を増加すると土くさびが地中に押し込まれるため、周囲の地盤を左右に押し広げ、すべり面が発達する。このすべり面が発生する荷重を降伏荷重と言い、降伏荷重までは荷重と沈下量は比例するが、降伏荷重より更に大きい荷重では曲線を描き沈下量の割合が大きくなる。最終的に荷重を大きくできない限界点を極限荷重と言い、その時の地盤の支持力を極限支持力と言う。

許容支持力は、一般に安全率を見込んだものである。現在、設計基準による安全率は、常時荷重（長期荷重）では3、地震時や暴風時などの短期荷重では2としている。

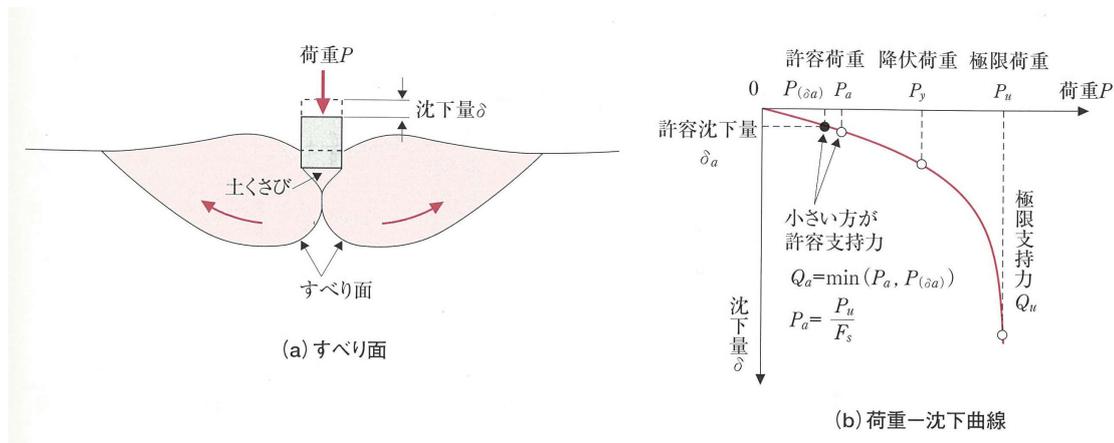


図6.1 極限支持力のメカニズム

2) 地盤の許容支持力度

直接基礎の極限支持力度を土質調査データから求める場合は、一般にテルツァギーによって提案された支持力公式が原点となっており、土地改良設計基準（農林水産省）では基礎形状を考慮したテルツァギーの修正支持力公式を適用している。

テルツァギーの支持力公式（極限支持力度） ----- 基本式

$$q_d = C \cdot N_c + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

テルツァギーの修正支持力公式（許容支持力度） ----- 土地改良設計基準（農林水産省）

a. 長期許容支持力度（常時）

$$q_a = 1/3(\alpha \cdot C \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

b. 長期許容支持力度（常時）

$$q_a = 1/2(\alpha \cdot C \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

ここに、 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)

(地下水位以下にある部分は水中単位体積重量とする)

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

(地下水位以下にある部分は水中単位体積重量とする)

D_f : 基礎面に近接した最低地盤面から基礎面までの深さ (m)

B : 基礎荷重面の最小幅 (m)

α, β : 形状係数 (表6.2 参照)

N_c, N_r, N_q : 支持力係数 (表6.1 参照)

表6.1 支持力係数

| | せん断抵抗角度 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 |

表6.2 形状係数

| 基礎荷重面の形状 | 連続 |
|----------|-----|
| α | 1.0 |
| β | 0.5 |

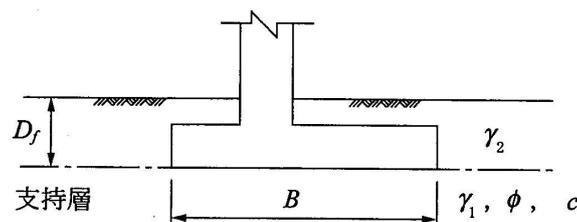


図6.2 記号の説明

【ポイント】

算定式は単純であるため、条件決定は以下の点に留意して決定するとよい。

- ・形状係数は擁壁の場合、連続となる。柵などの四角形は形状係数が異なるの注意する必要がある。(最新の土地改良設計基準 ポンプ場P661参照)
- ・支持力係数は、せん断抵抗角度 (=内部摩擦角度) ϕ によるが、表中の値の間接値の場合は比例配分により求める。なお、地盤が傾斜している場合は、更に傾斜補正が必要となる。(最新の土地改良設計基準 ポンプ場P661参照)
- ・根入れ深さ D_f を決定する際に地表面が傾斜している場合は、すべり面が下方へ発生することを考慮して、基礎幅の3~4倍の範囲で加重平均した深さとする。

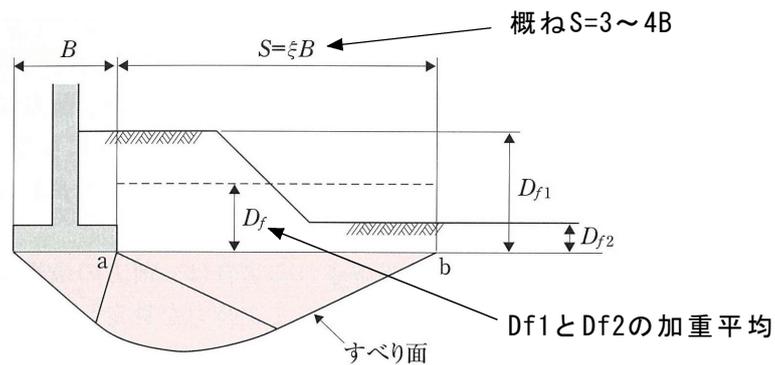


図6.3 傾斜地盤の根入れの考え方

3) 平板載荷試験による支持力度算定

基礎地盤の支持力は、土質試験データを基にテルツァギーの修正支持力公式で求める他に、現場で平板載荷試験を行い求めることができる。

平板載荷試験は、構造物設置地点の地盤を基礎の底面まで掘削し、直径30cmの載荷盤に極限支持力が得られるまで荷重を増していく現場試験で、試験で得られた最大荷重を極限支持力とした場合、平板の面積で割ると極限支持力度が得られる。

一見、直接現場で行うため確実性が高いと思われるが、構造物と平板では基礎の寸法や荷重のかかり方が異なるため、過大な値や過小の値になる場合もある。このため、平板載荷試験で求められる極限支持力は、構造物の極限支持力と見なすことができないとの指摘もある。試験費用も割高であるため、特殊事情がない場合は土質試験データを基にテルツァギーの修正支持力公式で算定する方法が妥当と言える。