

第4編 基礎

第1章 基礎の概要

基礎地盤の支持力に対する安全性の照査は、基礎の根入れ深さ、基礎工の構造及び諸元、想定する作用等を考慮して、適切な手法により行うものとする。

漁港・漁場の施設の基礎構造形式は、施設の目的、重要度、地盤の特性、施工の経済性等を考慮して、適切に決定することを原則とする。

1.1 漁港・漁場の施設の基礎の構造形式の種類

漁港・漁場の施設に多く採用されている構造物の形式を基礎地盤との関係から分類すれば、重力式、杭式等到大別することができる。重力式構造物は、主に構造物底面とその直下の地盤の間における力の伝達により構造物が支持されるため平面基礎として取り扱う。また、杭式構造物（矢板式を含む）は、一般に構造物底面とその直下の地盤の間における力の伝達のみならず、構造物の曲げ耐力や構造物の周面の付着力も寄与して構造物が支持されるため杭基礎として取り扱う。

1.2 基礎地盤の検討

基礎を設置する地盤の検討にあたっては、次の事項を十分考慮するのがよい。

- ① 適切な調査、試験及び算定方法等により、地盤の必要な深度までの層厚、層序、物理的性質、力学的性質などを把握するのがよい。地盤調査の調査深度は、原則として十分な支持層を確認できるまでとする。十分な支持層については構造物の様式、規模によって異なるので一概に決めることはできないが、構造物の様式や規模が特異なものでなければ文献等を参照してもよい。
- ② 基礎の目的、重要度、形状、寸法等を十分に考慮し、自重及び作用に対して安定であるように、基礎の支持力、斜面の安定、沈下、液状化等を検討するのがよい。

1.3 基礎の安定に対する検討

基礎の安定に関しては、次の事項を原則として検討する。

- ① 基礎の必要な根入れ長
- ② 基礎底面に働く荷重強度に対する地盤の支持力
- ③ 基礎の沈下及び水平変位

基礎の支持力の算定方法は、構造物の基礎の構造形式により異なる。重力式構造物の支持力は、平面基礎の支持力公式を用いて算定し、杭式構造物の支持力は、杭の支持力公式を用いて算定するのがよい。矢板式構造物は、根入れ部の土のせん断強さによりその適用の可否を決定するのがよい。

1.4 軟弱地盤に対する検討

基礎地盤が軟弱な場合は、地盤の支持力の不足により過大な沈下や変形が生じる。また、地盤が緩い砂質土地盤の場合には、地震時の地盤の液状化によって構造物が破壊したり、その機能が大きく損なわれることがある。このような場合は、必要に応じて地盤改良を検討するのがよい。

(参考文献)

- 1) 日本港湾協会：港湾調査指針（改訂版），日本港湾協会（1987），pp.2-6

第 2 章 平面基礎の支持力

2.1 概要

基礎の根入れ深さが基礎幅よりも小さい場合は、平面基礎として照査することを標準とする。

2.1.1 平面基礎の選定条件

平面基礎は直接支持地盤上にあつて、上部構造物の荷重が基礎底面から直接支持地盤に伝えられるものである。一般に、漁港・漁場構造物では上部構造物を支持するのに十分な支持力を有する良好な基礎地盤が地表面から数 m 以内に確認できれば、平面基礎が経済的な場合が多い。

2.1.2 平面基礎の支持力の検討における地盤の種類

平面基礎の支持力の検討にあたって、基礎地盤を便宜上次の三つの場合に分ける。

(1) 単層地盤

比較的一様とみなせる地盤上に基礎が設置されている場合で、根入れがある場合とない場合がある。支持力の検討は、基礎の底面のみで地盤反力と地盤支持力の比較を行うことにより行う。

(2) 二層系地盤

二層の地層より成る地盤上に基礎が設置されている場合で、基礎の底面及び上層と下層の境界面における地盤反力を算定し、それぞれ上層地盤及び下層地盤の支持力と比較検討を行う。ここで、捨石マウンドのように上層地盤の水平幅が有限の場合と、通常の二層地盤のように無限の場合に分けて考える。

(3) 多層地盤

三層以上の地層より成る地盤で、各地層の土の種類及び土質定数が大きく異なるため、これらの地盤特性の変化が考慮できる円弧すべり法などの分割法により地盤の支持力の検討を行う。

2.2 荷重及び作用の算定

荷重及び作用は、「第 2 編 設計条件」のうち必要なものについて、適切に算定することが望ましい。荷重及び作用の算定は、以下の 2.2.1、2.2.2 によることができる。

2.2.1 荷重及び作用の算定方法

荷重及び作用の算定にあたっては、その合力の鉛直及び水平成分の大きさ及び作用点を求める。

2.2.2 荷重及び作用の種類

構造物に働く荷重及び作用としては、「第 2 編第 4 章 波力」、「第 2 編第 10 章 土圧及び水圧」、「第 2 編第 11 章 地震力」、「第 2 編第 13 章 荷重」及び「第 2 編第 14 章 漁船」等に示した荷重及び作用のうち、必要なものについて、基礎の安定に最も危険となるものを用いる。

2.3 地盤反力の算定

2.3.1 平面基礎の底面に働く地盤反力

平面基礎の底面に働く地盤反力は、荷重及び作用から適切に算定することを原則とする。

平面基礎の底面に働く地盤反力は、以下の（１）～（２）によることができる。

（１） 荷重合力の偏心距離の算定

図 4-2-1 に示すように、平面基礎に偏心傾斜荷重が働くとき、荷重合力の偏心距離は式 4-2-1 により算定することができる。

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{b}{2} - x \\ x &= \frac{M_V - M_H}{V} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-1)}$$

ここに、

e ：荷重合力 R の偏心距離（m）

b ：平面基礎の底面幅（m）

M_V ：鉛直合力 V の壁体下端（B 点）に関するモーメント（kNm）

M_H ：水平合力 H の壁体下端（B 点）に関するモーメント（kNm）

V ：荷重合力の鉛直成分（kN）

H ：荷重合力の水平成分（kN）

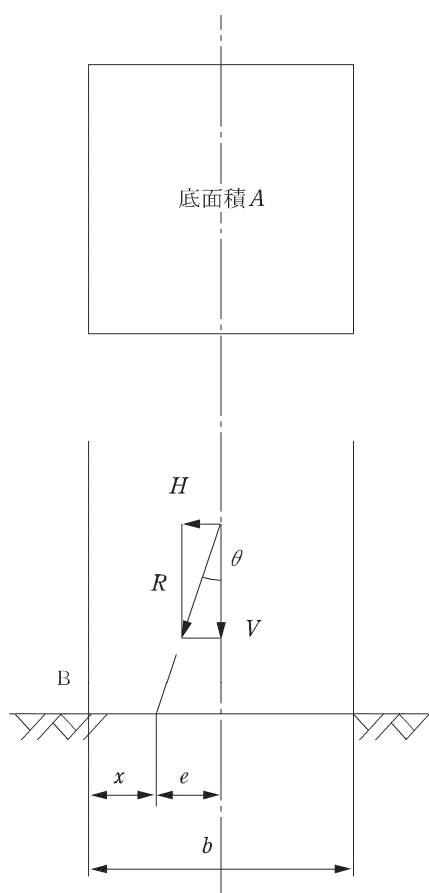


図 4-2-1 平面基礎

(2) 地盤反力と分布幅の算定

平面基礎の底面に働く地盤反力、及びその分布幅は、式 4-2-2～式 4-2-4 により算定することができる。

① $e \leq b/6$ の場合 (図 4-2-2 (a) 参照)

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \left(1 + 6 \frac{e}{b}\right) \frac{V}{A} \\ p_2 &= \left(1 - 6 \frac{e}{b}\right) \frac{V}{A} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-2)}$$

② $e > b/6$ の場合 (図 4-2-3 (a) 参照)

$$p_1 = \frac{2}{3 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b} \right)} \frac{V}{A} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-3)}$$

$$b' = 3 \left(\frac{b}{2} - e \right) \dots\dots\dots \text{(式 4-2-4)}$$

ここに、

p_1 : 平面基礎の底面における最大地盤反力 (kN/m²)

p_2 : 平面基礎の底面における最小地盤反力 (kN/m²)

A : 長方形基礎の底面積 (m²)

b' : $e > b/6$ の場合の地盤反力の分布幅 (m)

その他の記号は、式 4-2-1 に準じる。

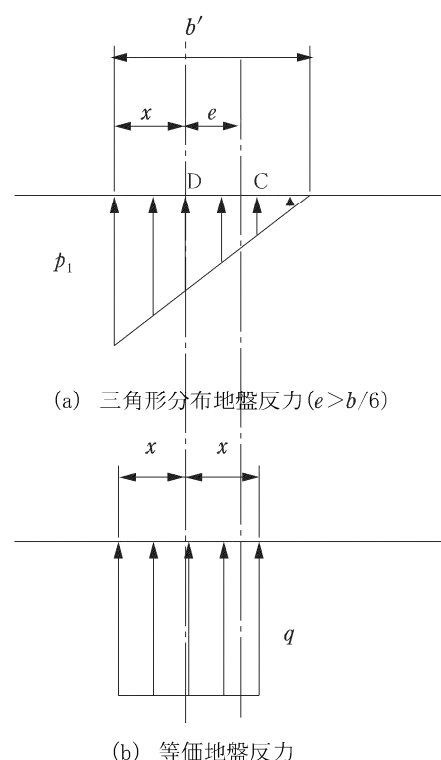
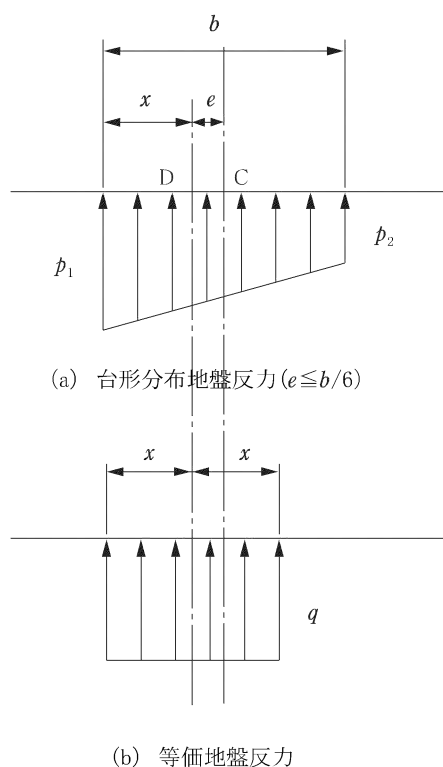


図 4-2-2 平面基礎の地盤反力 ($e \leq b/6$) 図 4-2-3 平面基礎の地盤反力 ($e > b/6$)

2.3.2 平面基礎の底面に働く等価地盤反力

平面基礎の底面に働く等価地盤反力は、以下の(1)～(4)により、必要に応じて地盤反力から算定するのがよい。

(1) 等価地盤反力

図4-2-2(b)又は図4-2-3(b)に示したように、「第4編2.3.1 平面基礎の底面に働く地盤反力」で求めた地盤反力とその鉛直合力が等しく、その分布の中心が平面基礎の中心より水平合力の作用方向に e だけ離れ、分布幅が $2x$ の等分布荷重を「等価地盤反力」とよぶ。ここに、 e 、 x は式4-2-1で算定される距離である。

(2) 等価地盤反力の算定が必要な場合

等価地盤反力は、次の場合に算定するのがよい。

- ① 偏心傾斜荷重を受ける基礎の安定性をビショップ法により評価する場合
- ② 偏心傾斜荷重を受ける捨石マウンドの底面の地盤反力を算定する場合

(3) 等価地盤反力の算定

等価地盤反力は、式4-2-5又は式4-2-6を用いて算定することができる。

- ① $e \leq b/6$ の場合 (図4-2-2(b) 参照)

$$q = \frac{b}{4x} (p_1 + p_2) \dots\dots\dots \text{(式 4-2-5)}$$

- ② $e > b/6$ の場合 (図4-2-3(b) 参照)

$$q = \frac{b'}{4x} p_1 \dots\dots\dots \text{(式 4-2-6)}$$

ここに、

q : 等価地盤反力強度 (kN/m²)

その他の記号は式4-2-1～式4-2-4に準じる。なお、上述したように、等価地盤反力の分布幅は $2x$ である。

(4) 捨石マウンドの許容端趾圧

捨石マウンドの基礎の底面における支持力の検討においては、最大地盤反力強度 $p_1 < \text{許容端趾圧}$ とするが、捨石マウンドの許容端趾圧は400～500kN/m²としている場合が多い。

2.3.3 二層地盤の境界面に働く地盤反力

平面基礎が二層地盤の上に設置されている場合、二層地盤の境界面における地盤反力を適切に算定することが望ましい。

二層地盤の境界面に働く地盤反力は、以下の(1)～(3)によることができる。

(1) 二層地盤の定義

「第4編2.1.2 平面基礎の支持力の検討における地盤の種類」で述べた「二層系地盤」のうち、

上層地盤の分布幅が無限とみなせる場合をここでは「二層地盤」とよぶ。

(2) 二層地盤の上に平面基礎がある場合

下層地盤の支持力の検討のために、上層地盤と下層地盤の境界面における地盤反力を求める。

(3) 二層地盤の境界面における地盤反力

式 4-2-7～式 4-2-10 を用いて算定することができる（図 4-2-4 参照）。

① $e \leq b/6$ の場合、

$$b_1 = b + D \{ \tan(30^\circ + \theta) + \tan(30^\circ - \theta) \} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-7)}$$

$$\left. \begin{aligned} p_1' &= \frac{b}{b_1} p_1 + \gamma_2 D \\ p_2' &= \frac{b}{b_1} p_2 + \gamma_2 D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-8)}$$

② $e > b/6$ の場合

$$b_1' = b' + D \{ \tan(30^\circ + \theta) + \tan(30^\circ - \theta) \} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-9)}$$

$$\left. \begin{aligned} p_1' &= \frac{b'}{b_1'} p_1 + \gamma_2 D \\ p_2' &= \gamma_2 D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-10)}$$

ここに、

p_1' : 二層地盤の境界面に働く最大地盤反力強度 (kN/m²)

p_2' : 二層地盤の境界面に働く最小地盤反力強度 (kN/ m²)

b_1 : $e \leq b/6$ の場合の二層地盤の境界面の地盤反力の分布幅 (m)

b_1' : $e > b/6$ の場合の二層地盤の境界面の地盤反力の分布幅 (m)

γ_2 : 上層地盤の土の単位体積重量（水面上にある部分は湿潤単位体積重量、水面下にある部分は水中単位体積重量）(kN/ m³)

D : 上層地盤の厚さ (m)

θ : 荷重合力の鉛直からの傾斜角 (°) (=tan⁻¹ (H/V))

その他の記号は、前出のものに準ずる。

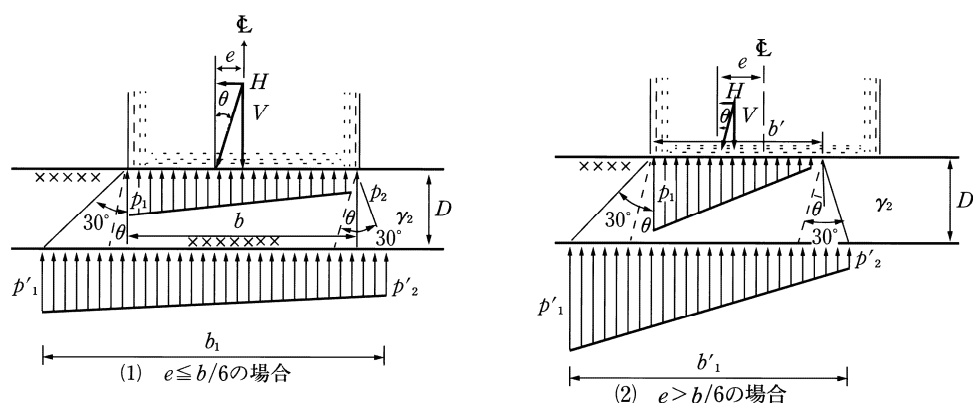


図 4-2-4 二層地盤の境界面の地盤反力分布

2.3.4 捨石マウンドの底面に働く地盤反力

捨石マウンドの底面における地盤反力は、平面基礎の底面から伝播する荷重と、捨石マウンドの自重から適切に算定することが望ましい。

捨石マウンドの底面に働く地盤反力及び地盤の支持力の評価は、以下の（１）～（１１）によることができる。

（１） 概要

「第４編 2.1 概要」で述べたように、捨石マウンドはその水平幅が有限であることから、捨石マウンドとその下の地盤は「第４編 2.3.3 二層地盤の境界面に働く地盤反力」で示した二層地盤とは考えない。すなわち、捨石マウンドの底面での地盤反力は、平面基礎の底面の等価地盤反力と捨石マウンドの自重から、捨石マウンドの形状を考慮して算定する。

この考え方は、二層地盤のうち、上層地盤の水平幅が有限の場合にも適用することができる。

（２） 地盤反力の算定に対する考え方

捨石マウンドの底面に働く地盤反力は、次の二つの荷重を重ね合わせたものとしてよい。

- ① 平面基礎の底面での等価地盤反力を捨石マウンドの底面まで分散させた等分布荷重（ q' ）
- ② 捨石マウンドの自重による地盤反力（ q_R ）

（３） 平面基礎に働く等価地盤反力による捨石マウンドの底面での地盤反力の算定

平面基礎の底面に働く等価地盤反力による捨石マウンド底面での地盤反力及び分布幅は、式 4-2-11 及び式 4-2-12 により算定してもよい（図 4-2-5（a）参照）。

$$q' = \frac{2x}{L_{F1} + L_{F2}} q \dots\dots\dots (式 4-2-11)$$

$$\left. \begin{array}{l} L_{F1} = x + D \tan(30^\circ + \theta) \\ L_{F2} = x + D \tan(30^\circ - \theta) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (式 4-2-12)$$

ここに、

q' : 平面基礎の底面の等価地盤反力 q による

捨石マウンド底面での地盤反力強度 (kN/ m²)

L_{F1} , L_{F2} : 基礎の中心から e だけ離れた点 D' からの

前趾側及び後趾側の q' の分布幅 (m)

D : 捨石マウンドの厚さ (m)

その他の記号は、前出の記号に準じる。

(4) 捨石マウンドの自重による地盤反力及び分布幅

捨石マウンドの自重による地盤反力及び分布幅は、式 4-2-13 及び式 4-2-14 により算定することができる (図 4-2-5 (b) 参照)。

$$q_R = \gamma_2 D \dots\dots\dots \text{(式 4-2-13)}$$

$$\left. \begin{aligned} L_{R1} &= \frac{b}{2} + l_1 + \frac{s_1}{2} \\ L_{R2} &= \frac{b}{2} + l_2 + \frac{s_2}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-14)}$$

ここに、

q_R : 捨石マウンドの自重による捨石マウンド底面の地盤反力強度 (kN/ m²)

L_{R1} , L_{R2} : 平面基礎の底面の中心点 C' からの前趾側及び後趾側の q_R の分布幅 (m)

l_1 : 平面基礎の底面の前趾 B 点から捨石マウンドの前趾側の法肩 F 点までの距離 (m)

l_2 : 平面基礎の底面の後趾 A 点から捨石マウンドの後趾側の法肩 E 点までの距離 (m)

s_1 , s_2 : 捨石マウンドの前趾側及び後趾側の法面の水平距離 (m)

その他の記号は、前出の記号に準じる。

(5) 捨石マウンドの底面に働く合成地盤反力

捨石マウンドの底面に働く (3) 及び (4) で求めた地盤反力を合成した地盤反力及び分布幅は、式 4-2-15 及び式 4-2-16 により算定することができる。

$$q_G = \frac{P^2}{2(\sqrt{M_1} + \sqrt{M_2})^2} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-15)}$$

$$\left. \begin{aligned} L_1 &= \frac{2}{P} \sqrt{M_1} (\sqrt{M_1} + \sqrt{M_2}) \\ L_2 &= \frac{2}{P} \sqrt{M_2} (\sqrt{M_1} + \sqrt{M_2}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-16)}$$

ただし、

$$P = q' (L_{F1} + L_{F2}) + q_R (L_{R1} + L_{R2}) \dots\dots\dots \text{(式 4-2-17)}$$

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{2} q' L_{F1}^2 + \frac{1}{2} q_R (L_{R1} - e)^2 \\ M_2 &= \frac{1}{2} q' L_{F2}^2 + \frac{1}{2} q_R (L_{R2} + e)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 4-2-18)$$

ここに、

q_G : 捨石マウンドの底面に働く合成地盤反力強度 (kN/ m²)

L_1, L_2 : 点 D'からの前趾側及び後趾側の q_G の分布幅 (m)

P : 等分布荷重 q' と q_R の単位奥行当たりの合力 (kN/m)

M_1 : 荷重強度 q' 、荷重幅 L_{F1} の荷重の点 D'に関するモーメントと、荷重強度 q_R 、荷重幅 $(L_{R1} - e)$ の荷重の点 D'のまわりのモーメントの和 (kN・m/ m²)

M_2 : 荷重強度 q' 、荷重幅 L_{F2} の荷重の点 D'に関するモーメントと、荷重強度 q_R 、荷重幅 $(L_{R2} + e)$ の荷重の点 D'のまわりのモーメントの和 (kN・m/ m²)

その他の記号は、前出の記号に準じる。

(6) 捨石マウンドの底面の地盤の支持力の評価方法

式 4-2-16 より求まる荷重の分布幅 ($L_1 + L_2$) を用いて支持力公式より算定される許容支持力と式 4-2-15 より算定される地盤反力 q_G を比較することにより行う。

(7) 合成地盤反力の算定根拠

式 4-2-15～式 4-2-18 は、次のつり合い式より導かれている。

- ① 等分布荷重 q' と q_R の合力と等分布荷重 q_G の鉛直方向のつり合い

$$q_G (L_1 + L_2) = P \dots\dots\dots (式 4-2-19)$$

- ② 点 D'の左側及び右側の荷重による点 D'に関するモーメントのつり合い

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} q_G L_1^2 &= M_1 \\ \frac{1}{2} q_G L_2^2 &= M_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 4-2-20)$$

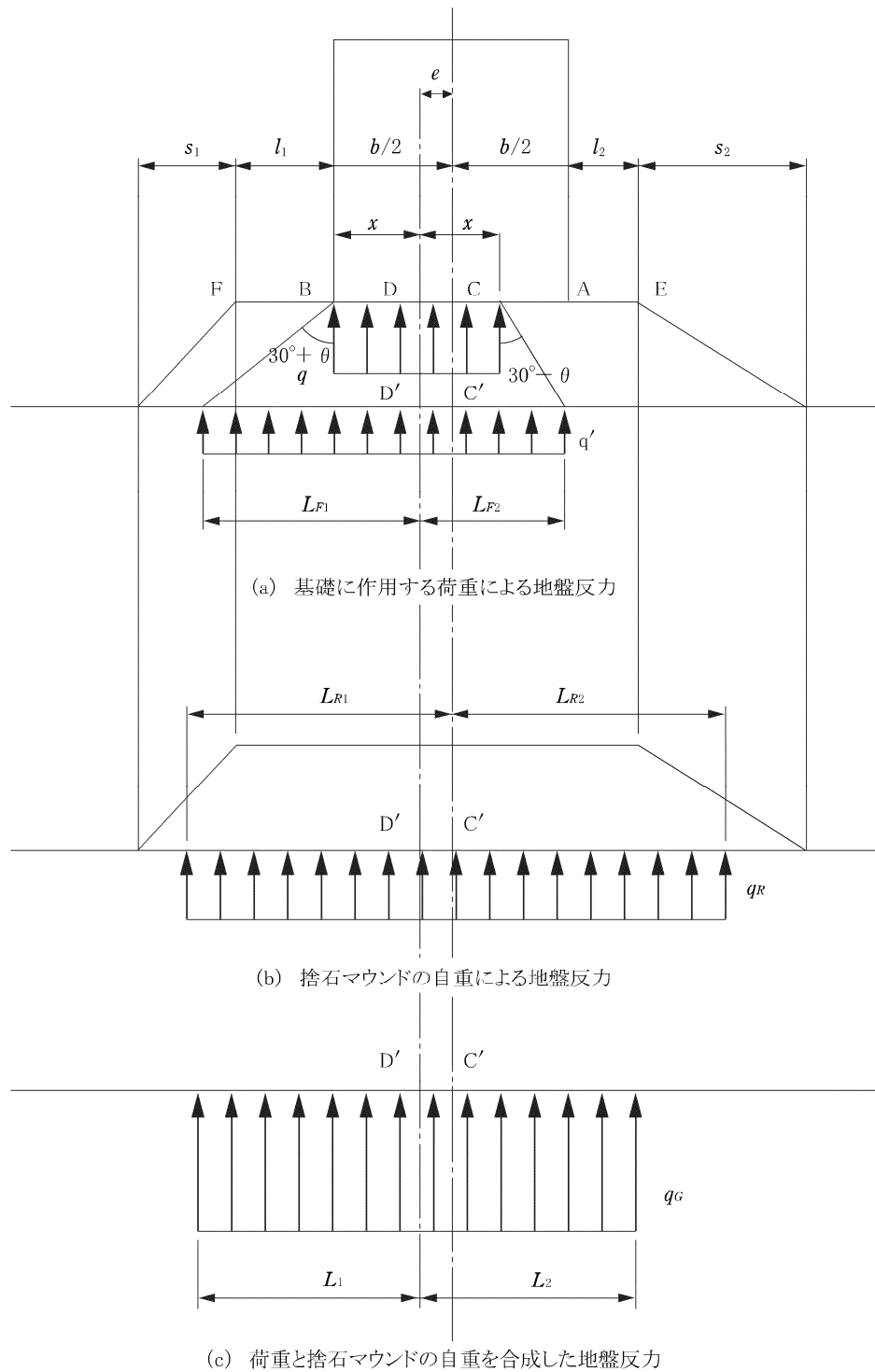


図 4-2-5 捨石マウンドの底面の地盤反力

(8) 限界法肩幅

図 4-2-6 に示したように、根入れを有する帯状基礎に対する支持力公式は、下層地盤のすべり線の範囲 AF 及び BG 上には上層があるとして力のつり合いから導かれている。したがって、上層の幅が FG より小さいとき、根入れを有する基礎の支持力公式の仮定が成立しないことになる。このため、上層地盤の水平幅が FG より小さい場合は、別の方法により支持力を検討するのがよい。ここでは、根入れを有する基礎の支持力公式の仮定が成立する最小の上層の地盤幅 FG を「限界法肩

(9) 二層系地盤の下層地盤の支持力の検討方法

捨石マウンド又は上層地盤の法肩幅が限界法肩幅より小さい場合は、「第4編 2.3.4 捨石マウンドの底面に働く地盤反力」で求めた捨石マウンドの底面の合成地盤反力 q_g の幅 (L_1+L_2) を載荷幅として根入れがないとして下層地盤の支持力を求め、これと q_g の比較から下層地盤の支持力の評価を行うことができる。

二層地盤上の帯状基礎により、図 4-2-7 に示すすべり面が発生する¹⁾と仮定する。ただし、すべり線 AE、FG は直線、EF は対数螺旋である。図において、基礎の前趾側の端部からすべり面と上、下層の境界面の交点 G の間の水平距離 L_n が限界法肩幅となる。図の幾何学的関係から、限界法肩幅・基礎幅比 L_n/b は、式 4-2-21 により表される¹⁾。

ただし、

ここで、式 4-2-21、式 4-2-22 中の記号は、式 4-2-1、式 4-2-7～式 4-2-10 の場合に準じる。
基礎に働く水平合力がゼロ ($H=0$) の場合、式 4-2-23 が成り立つ。

これを式 4-2-21 に代入して、

- 254 -

図 4-2-9 (a) に、砂質土の内部摩擦角 ϕ をパラメーターとして、式 4-2-24 の関係を示す。図より、限界法肩幅 L_n は基礎 b よりもかなり大きくなっている。

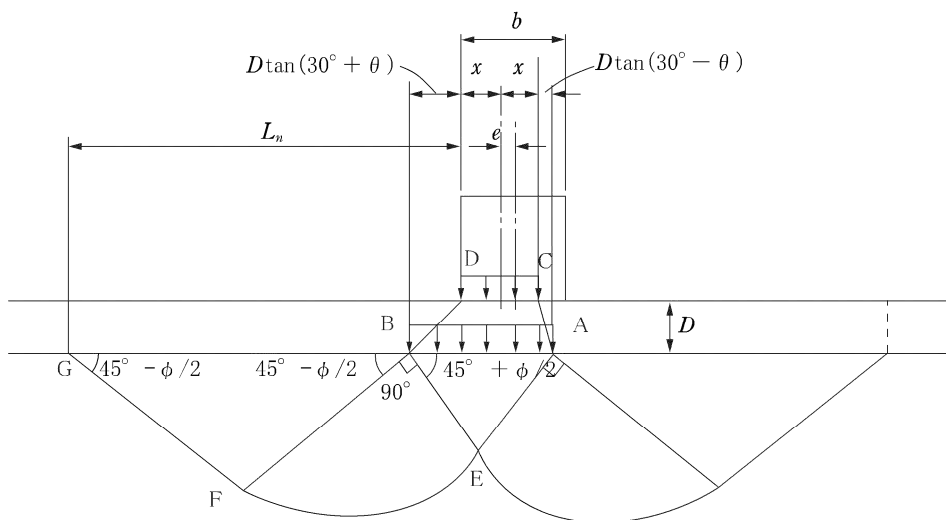


図 4-2-7 砂質土地盤の限界法肩幅

(11) 下層が粘性土地盤の場合の限界法肩幅

二層地盤上の帯状基礎により図 4-2-8 に示す円弧すべりが発生すると仮定する²⁾。このとき、式 4-2-25 が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 66.8^\circ \\ r &= 1.09 \{2x + D \tan(30^\circ + \theta) + D \tan(30^\circ - \theta)\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{式 4-2-25})$$

ここに、

 α : すべり円弧の中心角の半分 (°)

r : すべり円弧の半径 (m)

このとき、図の幾何学的関係から限界法肩幅・基礎幅比 L_n/b は、式 (4-2-26) で表される。

$$\frac{L_n}{b} = \frac{x}{b} (4.36 \sin \alpha - 2) + \frac{D}{b} \left[2.18 \sin \alpha \{ \tan(30^\circ + \theta) + \tan(30^\circ - \theta) \} - \tan(30^\circ - \theta) \right] \dots\dots\dots (\text{式 4-2-26})$$

ここで、 $H=0$ のとき、式 4-2-23 が成り立つから、式 4-2-26 は式 4-2-27 となる。

$$\frac{L_n}{b} = 1.00 + 1.74 \frac{D}{b} \dots\dots\dots (\text{式 4-2-27})$$

図 4-2-9 (b) に、式 4-2-27 の関係を示す。

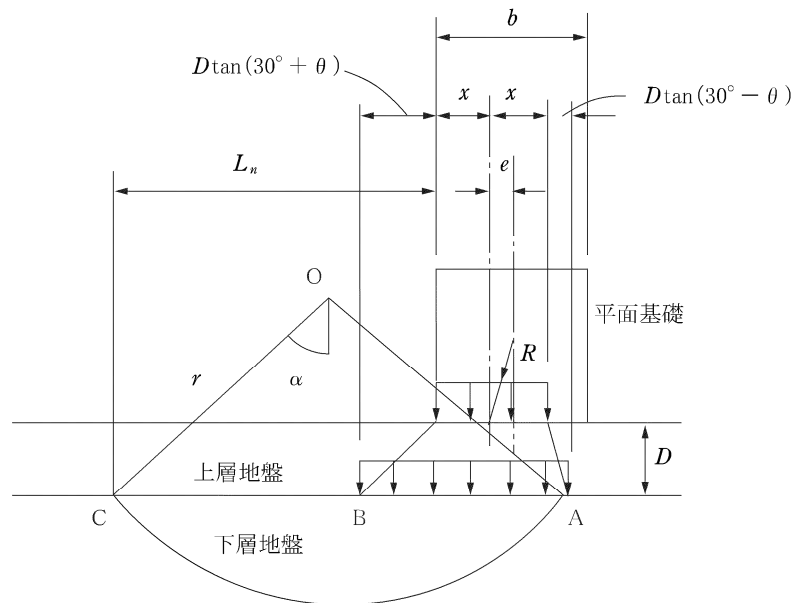
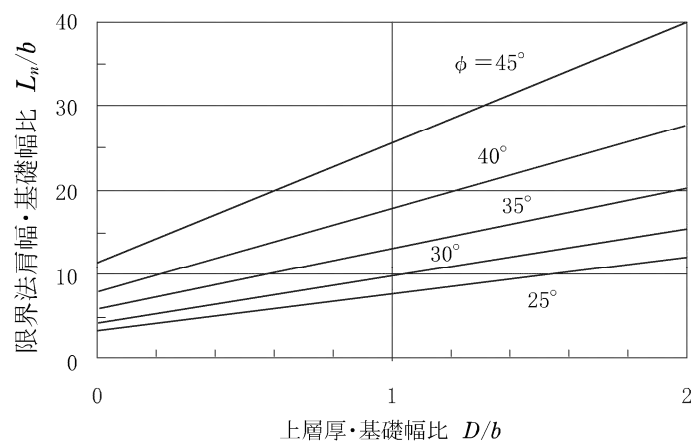
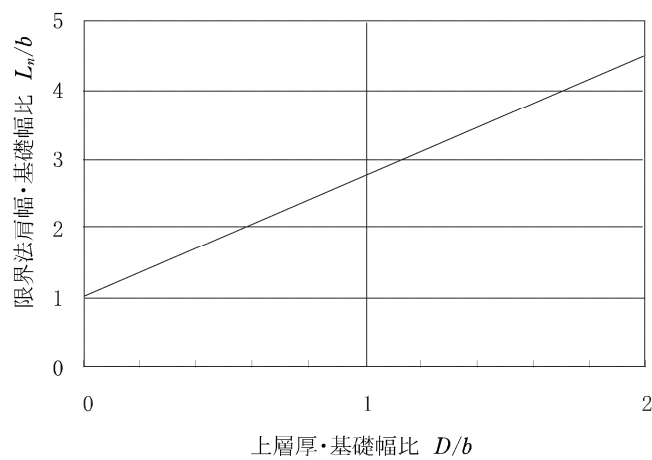


図 4-2-8 粘性土地盤の限界法肩幅



(a) 砂質土地盤



(b) 粘性土地盤

図 4-2-9 限界法肩幅・基礎幅比 L_n/b と上層地盤厚・基礎幅比 D/b の関係 ($H=0$ の場合)

2.4 地盤支持力の算定

2.4.1 概要

平面基礎に対する地盤の支持力は、適切な方法を用いて算定することが望ましい。

地盤支持力の算定は、以下の(1)～(4)によることができる。

(1) 平面基礎に対する地盤の支持力の算定方法

平面基礎に対する地盤の支持力の算定には、次の方法が用いられる。

- ① 支持力公式を用いる方法
- ② 載荷試験による方法
- ③ 経験的に用いられている数値を使用する方法

(2) 支持力公式を用いる方法

基礎の性能照査を行う場合、最も広く使用されている方法である。地盤調査及び土質試験を行い、基礎地盤の単位体積重量、内部摩擦角又は非排水せん断強さを決定し、地盤の極限支持力、許容支持力を支持力公式から求める方法である。

(3) 載荷試験による方法

原地盤に実際の荷重を載荷し、荷重と沈下の観測から地盤の極限支持力、許容支持力を求める方法である。推定方法としては、他の2つの方法に比べて最も精度がよい。しかし、試験荷重と実際の構造物による荷重の載荷面積が異なる場合は、沈下量、極限支持力とも異なった値となるため、支持力の算定にあたっては十分注意する必要がある。

(4) 経験的に用いられている数値を使用する方法

基礎地盤の土質状態を判定し、これに経験的に用いられている数値を適用し、地盤支持力の目安となる概略値を把握する方法である。

2.4.2 支持力公式を用いた砂質土地盤の支持力の算定

砂質土地盤の許容支持力は、適切な支持力公式を用いて算定することが望ましい。

(1) 砂質土地盤の許容支持力の算定

砂質土地盤の許容支持力は、式 4-2-28 により算定することができる。

$$q_a = \frac{1}{F_s} (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D \quad \dots\dots\dots \text{(式 4-2-28)}$$

ここに、

q_a : 許容支持力 (kN/m²)

γ_1 : 基礎底面より下の土の単位体積重量 (水面上にある部分は湿潤単位体積重量,
水面下にある部分は水中単位体積重量) (kN/ m³)

γ_2 : 基礎底面より上の土の単位体積重量 (水面上にある部分は湿潤単位体積重量,
水面下にある部分は水中単位体積重量) (kN/ m³)

B : 基礎の最小幅 (円形基礎の場合は直径) (m)

D：基礎の根入れ深さ（m）

β ：基礎の形状係数（表 4-2-1）

N_γ , N_q ：支持力係数（図 4-2-10³⁾）

F_s ：安全率（2.5 以上としてよい）

表 4-2-1 形状係数（ β ）

基礎荷重面の形状	帯 状	正 方 形	長 方 形	円 形
β の 値	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

B：長方形基礎の短辺の長さ

L：長方形基礎の長辺の長さ

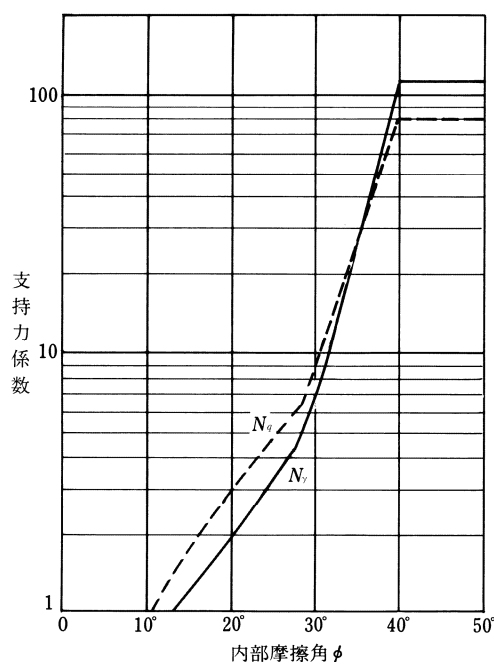


図 4-2-10 支持力係数³⁾

(2) 基礎の最小幅 B 及び根入れ深さ D の取り扱い

- ① 基礎底面での支持力を検討する場合は、基礎の最小幅（円形基礎の場合はその直径）を B としてよい。また、根入れがある場合はその根入れ深さを D としてよい。
- ② 二層地盤の下層の地盤の支持力を検討する場合、基礎端部からの上層地盤の水平幅が限界法肩幅より大きい場合は、式 4-2-7 で算定される b_1 、又は式 4-2-9 で算定される b_1' を基礎の最小幅 B とし、上層地盤の厚さを D としてよい。
- ③ 二層地盤の下層の地盤の支持力を検討する場合、基礎端部からの上層地盤の水平幅、又は捨石マウンドの法肩幅が限界法肩幅より小さい場合、式 4-2-16 で算定される $(L_1 + L_2)$ を基礎の最小幅 B とし、支持力公式における根入れ深さ D はゼロとしてよい。

(3) 土の内部摩擦角の決定方法

図 4-2-10 で用いる土の内部摩擦角 ϕ は、「第 2 編 9.5.1 砂質土地盤のせん断強さ」の式 2-9-14 を用い、標準貫入試験の N 値及び有効土かぶり圧から決定することができる。

2.4.3 支持力公式を用いた粘性土地盤の支持力の算定

粘性土地盤の許容支持力は、適切な支持力公式を用いて算定することが望ましい。

粘性土地盤における許容支持力は、式 4-2-29 により算定することができる。

$$q_a = N_c \frac{c_o}{F} + \gamma_2 D \dots\dots\dots \text{(式 4-2-29)}$$

ここに、

q_a : 許容支持力 (kN/ m²)

N_c : 支持力係数 (図 4-2-11 による。)

c_o : 基礎底面における土の粘着力 (kN/ m²)

F : 安全率 (2.5 以上としてよい。)

γ_2 : 基礎底面上の土の単位体積重量 (水面上にある部分は湿潤単位体積重量, 水面下にある部分は水中単位体積重量) (kN/ m³)

D : 基礎の根入れ深さ (m)

なお、図 4-2-11 において $k=0$ の場合の N_c は、 $B/H=0$ の値を用いる。

図 4-2-11 に示す支持力係数 N_c は、粘着力 c_u が深さに対して直線的に増加する場合について、円筒状すべり面を仮定して求めたものである⁴⁾。

図 4-2-11 は正方形基礎から連続基礎までを含むものであるが、円形基礎の場合は正方形基礎と同様に考える。

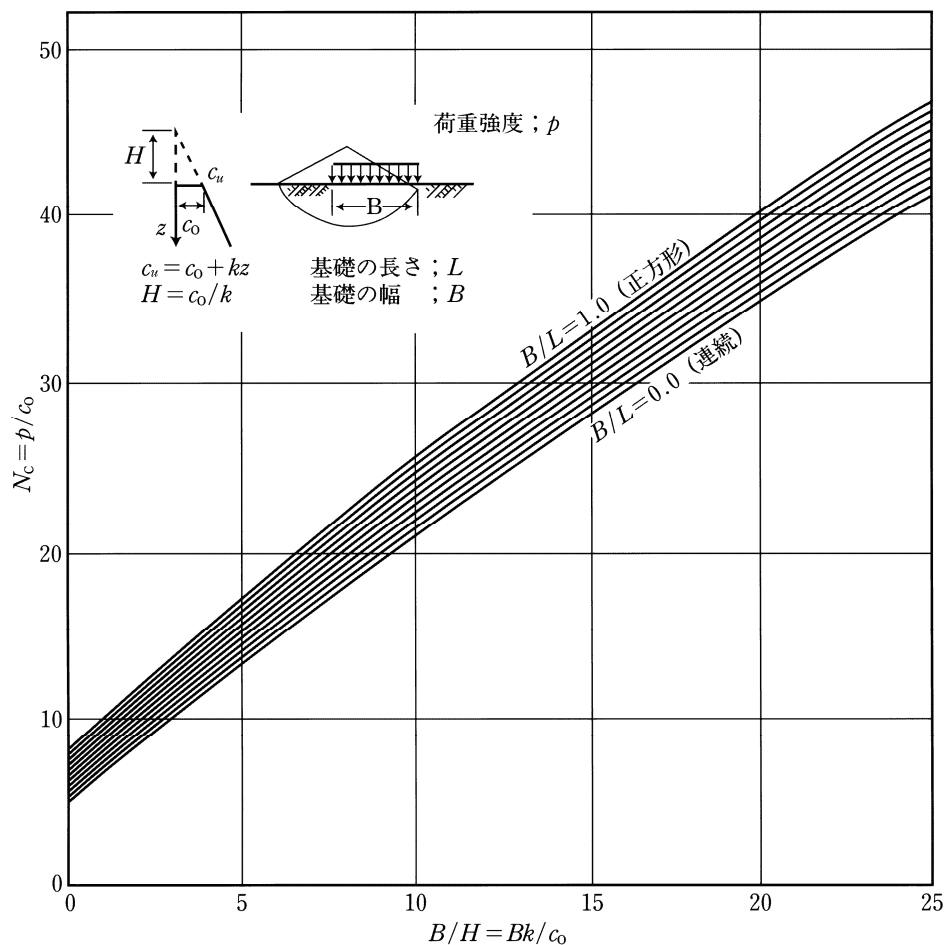


図 4-2-11 支持力係数 N_c

2.5 多層地盤における支持力

基礎地盤が多層の構造の場合の支持力に対する検討は、円弧すべり解析によって行うことを標準とする。

(1) 多層地盤の支持力の算定

多層地盤の支持力は、円弧すべり解析を行って算定することを標準とする。解析においては、基礎の底面より上の土かぶり圧を上載荷重とし、基礎の端部を通過する円弧について後の「第4編 5.2.1 円弧すべり法による安定解析」に示す修正フェレニウス法により安全率を算定することができる。安全率は1.5以上としてもよい。

(2) 粘性土層の絞り出し破壊の検討

粘性土の層厚 H が基礎の最小幅 B の半分より小さい ($H < 0.5B$) 場合は、載荷面と粘土底面の間から粘土層が絞り出される破壊が起こりやすくなるので、注意を要する。

2.6 偏心傾斜荷重に対する支持力

偏心傾斜荷重に対して、適切な方法により支持力の評価を行うことが望ましい。

(1) 偏心傾斜荷重として検討する場合の荷重条件

重力式構造物は、自重、土圧、地震力、波力などの作用が働き、これらの合力は通常偏心し、かつ、傾斜している場合がある。このような場合、基礎の支持力の検討においては偏心傾斜荷重に対する検討を行うことが望ましい。

通常の重力式構造物は、基礎地盤の上に捨石マウンドを有する二層系構造をしており、この場合、簡易ビショップ法による円弧すべり計算が支持力特性をよく表現できることが確認されている⁶⁾。

水平合力 H と鉛直合力 V の比 H/V が 0.1 より大きい場合は、偏心傾斜荷重に対する支持力の検討を行うことが望ましい。

(2) 簡易ビショップ法による支持力の解析⁶⁾⁷⁾

重力式構造物が設置されている基礎地盤に働く偏心傾斜荷重に対する支持力の検討は、式 4-2-30 の簡易ビショップ法による円弧すべり解析によって行うことを標準とする。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a} \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F_s}} \dots\dots\dots \text{(式 4-2-30)}$$

ここに、

F_s : 簡易ビショップ法による円弧すべりに対する安全率

W : 単位長さ当たりの分割片の全重量 (kN/m)

α : 分割片の底面が水平面となす角度 (°)

R : 円弧すべりのすべり円の半径 (m)

H : 円弧すべりのすべり円内の土塊に働く水平力 (kN/m)

a : 水平力 H の作用位置の円弧すべりのすべり円中心からの腕の長さ (m)

c : 粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見かけの粘着力 (kN/ m²)

b : 分割片の幅 (m)

W' : 単位長さ当たりの分割片の有効重量 (土の重量と載荷重の和、土の重量は、水面上にある部分は湿潤単位体積重量を、水面下にある部分は水中単位体積重量を用いて求める)

ϕ : 粘性土地盤の場合においては 0、砂質土地盤の場合においては、排水条件における内部摩擦角 (°)

(3) ビショップ法を用いた円弧すべり計算による支持力解析の方法

基礎の底面に働く鉛直荷重は、「第 4 編 2.3.2 平面基礎の底面に働く等価地盤反力」に示した等価地盤反力としてよい。また、すべり面の始点は、図 4-2-12 に示すように、荷重の着力点に対して近い方の基礎の端と対称の点としてよい。

水平力は基礎底面に考慮する。ただし、地震時の計算に際しては、マウンド及び地盤には地震力は働かないものとしてよい。

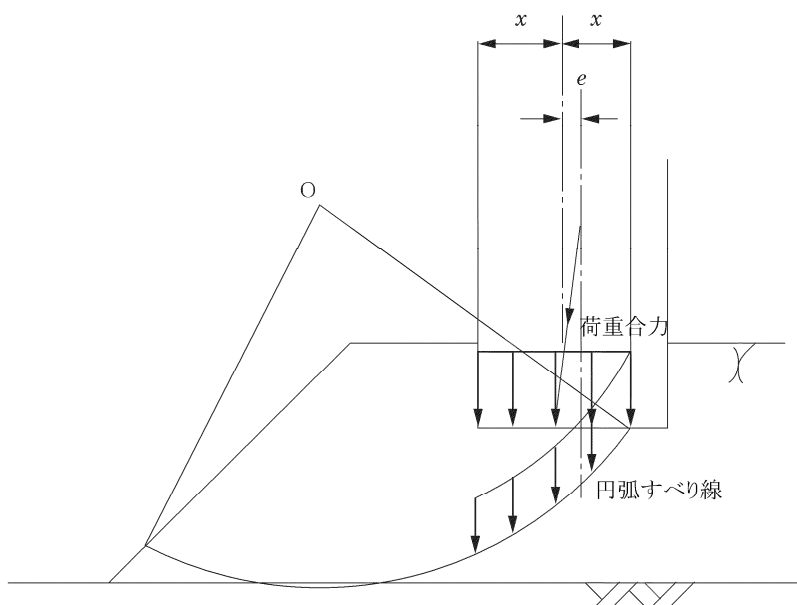


図 4-2-12 偏心傾斜荷重の支持力の解析

(4) 安全率

安全率の標準値を、表 4-2-2 に示す。防波堤については、今のところ重大な被災が生じていないため、特別な場合を除いて、地震時における偏心傾斜荷重による支持力の照査は省略してよい。

表 4-2-2 偏心傾斜荷重の支持力に対する安全率

	係 船 岸 等	防 波 堤
常 時	1.2以上	—
地 震 時	1.0以上	—
波 圧 時	—	1.0以上

(5) 捨石マウンド材及び基礎地盤の強度定数

簡易ビショップ法による解析に用いる捨石マウンド材及び基礎地盤の強度定数は、以下を参考とすることができる。

① 捨石マウンド材

- 捨石マウンド材の強度定数を正確に推定するには、相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましい。
- 強度試験を行わない場合は、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として、粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ とすることができる。
- 母岩の強度が 30MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ $c=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ としてよい⁸⁾。

② 基礎地盤

a) 砂質土地盤

これまでの被災例の逆解析結果や、多くの場合、偏心傾斜荷重の支持力が常時ではなく波圧時や地震時などの動的な作用に対して照査上問題となることを考慮して、砂質土より成る基礎地盤の ϕ の標準値として、以下の値が用いられている。

N 値が 10 未満の砂地盤 $\phi = 40^\circ$

N 値が 10 以上の砂地盤 $\phi = 45^\circ$

b) 粘性土地盤

「第 2 編 9.5.2 粘性土地盤のせん断強さ」で述べられている方法で強度定数を設定することができる。

(参考文献)

- 1) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版（1984），pp.257-260
- 2) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版（1984），pp.207-208
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，丸善（2001），p.108
- 4) 中瀬明男：粘性土地盤の支持力，港湾技術研究所報告，Vol.5，No.12（1966），pp.1-58
- 5) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版（1984），pp.273-274
- 6) 小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫・中島謙二郎・小谷拓：捨石マウンドの支持力の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol.26，No.2（1987），pp.371-411
- 7) A.W.Bishop: The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1 (1955), pp.7-17
- 8) 水上純一・小林正樹：マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性，港湾技研資料，No. 699（1991）

第 3 章 杭基礎の支持力

3.1 杭基礎に関する基本

杭基礎の支持力に対する安全性の照査は、杭に働く作用、杭の軸方向支持力、杭の軸直角方向に作用する力による杭の挙動、杭の支持力の低下等を考慮して、適切な手法により行うものとする。

- (1) 杭に働く荷重については、「第 4 編 3.2 杭に働く荷重」を参照できる。
- (2) 杭の軸方向支持力については、「第 4 編 3.3 杭の軸方向の許容支持力」を参照できる。
- (3) 杭の引抜き力については、「第 4 編 3.4 杭の許容引抜き力」を参照できる。
- (4) 杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動については、「第 4 編 3.5 杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動」を参照できる。
- (5) 杭の支持力の低下については、「第 4 編 3.6 杭の支持力の低下」を参照できる。

3.2 杭に働く荷重

杭に働く荷重については、自然条件、利用条件等を考慮し、その合力の鉛直及び水平成分の大きさ、作用点を適切に定めることが望ましい。

杭に働く荷重は、構造物の種類や設置箇所における自然条件、及び構造物の利用形態等により異なることから、これらを考慮し適切に設定することが望ましい。

荷重及び作用の設定は、以下の (1) ～ (2) によることができる。

(1) 一群の直立杭に鉛直荷重が働く場合の鉛直反力の算定

図 4-3-1 を参照して、一群の直立杭に鉛直荷重が働く場合の杭 1 本当たりの鉛直反力は、式 4-3-1 により算定される。

$$P_i = \frac{V}{N} \pm \frac{Vex_i}{\sum n_i x_i^2} \dots\dots\dots (式 4-3-1)$$

ここに、

- P_i : 第 i 列目の杭の 1 本当たりの鉛直反力 (kN)
- N : 一群の杭の全本数
- e : 一群の杭の重心から V の作用点までの偏心距離 (m)
- V : 荷重及び作用の鉛直分力 (kN)
- x_i : 一群の杭の重心から第 i 列目の杭の中心までの距離 (m)
- n_i : 第 i 列目の杭の本数

なお、式 4-3-1 において、杭に引張力が生じる場合には、杭と上部工の間に張力が働き得るように杭の頭部を十分緊結した構造以外は、杭に引張力が生じないものとして、計算上引張応力の生じる杭を除外して、重心の位置及び反力を再計算するものとしてよい。

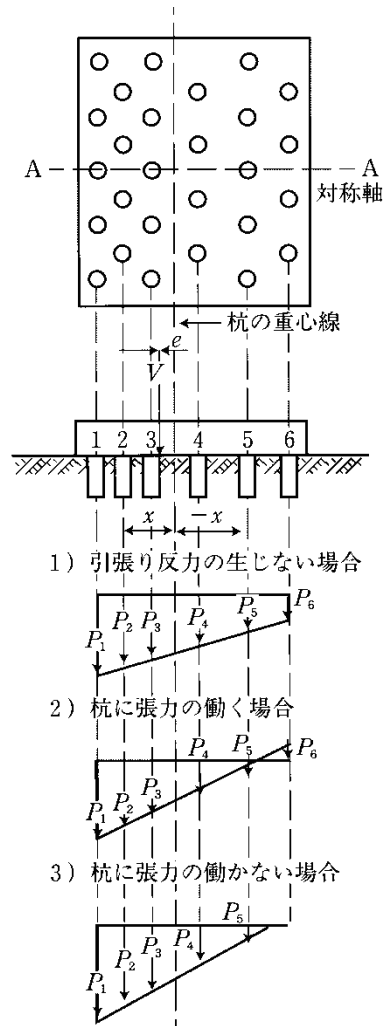


図 4-3-1 鉛直荷重の配分

(2) 組杭に鉛直荷重及び水平荷重が働く場合の杭の軸方向の反力

組杭に鉛直荷重及び水平荷重が働く場合の杭の軸方向の反力は、図 4-3-2 を参照して、式 4-3-2、式 4-3-3 により算定することができる。

$$P_1 = \frac{V \sin \theta_2 + H \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \dots\dots\dots \text{(式 4-3-2)}$$

$$P_2 = \frac{V \sin \theta_1 - H \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \dots\dots\dots \text{(式 4-3-3)}$$

ここに、

P_1, P_2 : 各杭に働く反力 (+は押込み力, -は引抜き力) (kN)

θ_1, θ_2 : 各杭の鉛直からの傾斜角 (°)

V : 組杭に働く合力の鉛直成分 (kN)

H : 組杭に働く合力の水平成分 (kN)

なお、組杭と直立杭を混用した場合には、水平力は組杭で負担するものとしてよい。

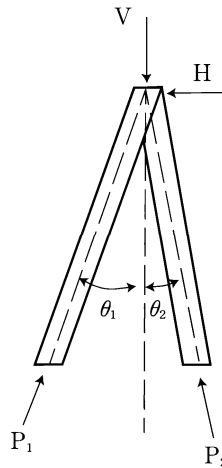


図 4-3-2 組杭の軸方向力

3.3 杭の軸方向の許容支持力

3.3.1 概要

杭の軸方向の許容支持力は、適切な方法により算定するのがよい。

杭の軸方向の許容支持力は、以下の（１）～（３）及び 3.3.2～3.3.4 によることができる。

（１） 杭の軸方向の支持力の決定方法

杭の軸方向の極限支持力の決定方法として、次が挙げられる。

- ① 載荷試験による方法
- ② 静力学的支持力公式を用いる方法
- ③ 動力学的支持力公式を用いる方法
- ④ 既往の資料による方法

（２） 支持力の決定に対する考え方

杭の軸方向の許容支持力は、極限支持力を安全率で除すことによって得られる。

杭の軸方向の極限支持力の決定にあたっては、杭の支持形式、構造物の重要度及び経済性、各方法の特性を考慮することが望ましい。

（３） 既往の資料による方法

既往の資料により極限支持力及び許容支持力を推定する場合は、計画箇所と隣接した場所で載荷試験を実施しており、かつ、土質調査結果が計画箇所とほとんど同じとみなされる場合に限る。ただし、この場合においても隣接箇所の載荷試験の実施状況を確実に把握して判断する必要がある。

3.3.2 載荷試験による方法

軟弱地盤で N 値が得られない場合の杭の支持力の推定方法は、載荷試験によることを原則とする。

(1) 試験方法の特徴

現地において実際に使用する杭に荷重を与え、荷重と杭の沈下の観測値から、極限支持力を推定するものである。極限支持力の推定方法としては、「静力学的及び動力学的支持力公式による方法」及び「既往の資料による方法」に比べて最も精度がよい。なお、載荷試験の方法については、「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」¹⁾を参考にされたい。

(2) 試験方法の利用

軟弱で N 値が得られない地盤における支持力の推定については、載荷試験によることを原則とする。

また、防災拠点漁港における耐震強化岸壁等の重要度の高い構造物の照査にあたっては、N 値が得られる場合においても、より精度を高めるために本方法を用いてもよい。

軟弱地盤において N 値が得られない場合、一軸圧縮試験によって得られる q_u 値から N 値を推定し、静力学的支持力公式によって、杭の軸方向支持力を推定する方法がある。しかし、 q_u 値と N 値の相関にかなりバラツキがあり、推定値には信頼性がおけないのが実情である。したがって、N 値が得られない場合における杭の軸方向支持力の算定にあたっては、載荷試験によることを原則とする。

3.3.3 静力学的支持力公式による方法

地盤に打ち込まれた杭の軸方向の支持力は、適切な静力学的支持力公式を用いて算定することができる。

(1) 算定方法の特徴

地盤調査結果より得られた各種の地盤定数を用いて、静力学的支持力公式により、極限支持力を推定する方法である。極限支持力の推定方法としては、現在最も多く使用されている。

(2) 砂質土地盤に打ち込まれた杭の軸方向の支持力の算定

砂質土地盤に打ち込まれた杭の軸方向の極限支持力及び許容支持力は、それぞれ式 4-3-4、式 4-3-5 により算定することができる。

$$R_u = 300N_A P + 2\bar{N}A_S \dots\dots\dots (式 4-3-4)$$

$$R_a = \frac{R_u}{F_s} \dots\dots\dots (式 4-3-5)$$

ここに、

R_u : 杭の軸方向の極限支持力 (kN)

R_a : 杭の軸方向の許容支持力 (kN)

N : 杭の先端における地盤の N 値

$\bar{N}$: 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ長に対する平均 N 値

A_P : 杭の先端面積 (m²)

A_S : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ部分の杭周表面積 (m²)

F_s : 安全率 (表 4-3-1 による)

ただし、杭の先端における地盤の N 値は、式 4-3-6 から求めるものとしてよい。

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \dots\dots\dots (式 4-3-6)$$

ここに、

- N_1 : 杭先端位置での N 値
- $\bar{N}_2$: 杭先端より上方へ $4B$ なる範囲内の平均 N 値
- B : 杭の直径又は幅 (m)

表 4-3-1 安全率

常	時	2.5以上
地 震 時	支 持 杭	1.5以上
	摩 擦 杭	2.0以上

(3) 粘性土地盤に打ち込まれた杭の軸方向の支持力の算定

粘性土地盤に打ち込まれた杭の軸方向の極限支持力及び許容支持力は、それぞれ式 4-3-7、式 4-3-8 により算定することができる。

$$R_u = 8c_p A_p + \bar{c}_a A_s \dots\dots\dots (式 4-3-7)$$

$$R_a = \frac{R_u}{F_s} \dots\dots\dots (式 4-3-8)$$

ここに、

- c_p : 杭先端での粘性土の非排水せん断強さ (kN/ m²)
- $\bar{c}_a$: 杭根入れ全長に対する平均付着力 (kN/ m²)
- F_s : 安全率 (表 4-3-1 による)

その他の記号は、式 4-3-4、式 4-3-5 に準じる。

(4) 杭周面の付着力の決定方法

杭の根入れ部分に働く付着力については、次の数値を用いてもよいが、地盤の条件等に十分留意する必要がある 2)。

$$\left. \begin{array}{ll} \bar{c}_a \leq 100 \text{ kN/m}^2 \text{ の場合} & \bar{c}_a = \bar{c}_u \\ \bar{c}_a > 100 \text{ kN/m}^2 \text{ の場合} & \bar{c}_a = 100 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (式 4-3-9)$$

ここに、

- $\bar{c}_u$: 杭の根入れ全長に対する地盤の平均非排水せん断強さ (kN/ m²)

(5) 圧密沈下を生じない粘性土地盤を貫通して砂質土地盤に打ち込まれた杭の軸方向の支持力

圧密沈下を生じる危険のない粘性土地盤を貫通して砂質土地盤に打ち込まれた杭の軸方向の極限支持力及び許容支持力は、式 4-3-10、式 4-3-11 により算定してもよい。

$$R_u = 300NA_P + (2 \overline{N}_S L_S + \overline{c}_a L_C) U \quad \text{..... (式 4-3-10)}$$

$$R_a = \frac{R_u}{F_S} \quad \text{..... (式 4-3-11)}$$

ここに、

$\overline{N}_S$: 砂質土中の杭周辺地盤の平均 N 値

L_S : 砂質土中にある杭の長さ (m)

$\overline{c}_a$: 粘性土中の杭周辺の平均付着力 (kN/m^2)

L_C : 粘性土地盤中にある杭の長さ (m)

U : 杭の周長 (m)

F_S : 安全率 (表 4-3-1 による)

この他の記号は、式 4-3-4、式 4-3-5 に準じる。また、杭の先端における地盤の N 値は式 4-3-6 により、 $\overline{c}_a$ は式 4-3-9 により決定することができる。

(6) 鋼杭の先端支持面の取り方

鋼杭の先端支持面として、図 4-3-3 に示すように閉鎖面積をとり、周長は外周のみとしてよい。

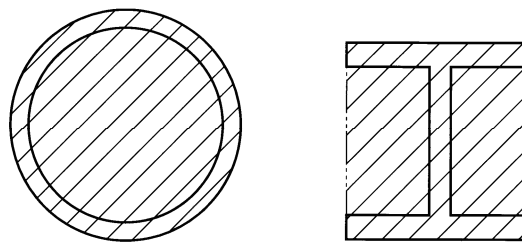


図 4-3-3 鋼杭の先端支持面積

(7) 静力学的支持力公式の特徴

現在我が国で用いられている静力学的支持力公式は、土質力学理論に基づくテルツァーギ (Terzaghi) の式³⁾や標準貫入試験結果による Meyerhof (マイヤーホッフ) の式⁴⁾より導かれたものが広く用いられている。テルツァーギの式は、本来浅い基礎を対象としており、杭先端が深い場合は信頼性が低い。また、計算にあたっては、土の内部摩擦角や粘着力、及び土と杭の付着力が必要となる。Meyerhof の式は深い基礎の理論に基づくものであり、計算にあたっては、 N 値が必要となる。

(8) 砂質土地盤において Meyerhof の式を漁港の施設に適用する理由

砂質土地盤への適用式として式 4-3-4 及び式 4-3-5 が用いられているが、これらの式は杭の載荷試験のデータを基にして修正したものである。砂質土地盤において Meyerhof の式を漁港の施設に適用する理由として、次の 3 点が挙げられる。

- ① 漁港の施設の過去の杭の施工事例を見ると、比較的深い地盤に打ち込まれている場合が多い。
- ② 漁港の施設の土質調査法は標準貫入試験が主流を占めており、Meyerhof の式を適用しやすい。

- ③ Meyerhof の支持力公式における係数 400 は、高い拘束条件における土の破碎現象等により、現在は 300 が採用されている⁵⁾。

(9) 埋込み杭及び場所打ち杭の軸方向支持力の算定

上に示した Meyerhof の支持力公式は、地盤に打ち込まれた杭の軸方向支持力を求めるものである。一般に埋込み杭及び場所打ち杭はその施工方法の特性から、杭先端の地盤の土が乱されるため、支持力の機構が打込杭と異なる。したがって、Meyerhof の式を適用すると過大に支持力を算定することとなり、構造物の安定上危険となる。

埋込み杭及び場所打ちコンクリート杭の軸方向の支持力を求める算定式としては、「道路橋示方書・同解説」⁶⁾や「建築基礎構造設計基準・同解説」⁷⁾で提案されている方法があり、これらを使用して算定してもよい。

(10) 中掘り杭の軸方向の支持力の算定

中掘り杭は、埋込み杭及び場所打ち杭と同様に、「道路橋示方書・同解説」⁶⁾等で提案されている方法を用いて算定してもよい。

3.3.4 動力学的支持力公式による方法

施工管理の観点から所要の支持力が得られたかどうかの目安を得るために、適切な動力学的支持力公式を用いることができる。

(1) 算定方法の特徴

杭の動的な貫入抵抗から支持力を求めるものである。打撃エネルギーやハンマーの重量、リバウンド量等の諸数値を用いて、動力学的支持力公式により極限支持力を推定する方法である。精度に難点がある。

(2) 算定方法の種類

動力学的支持力公式は、杭の打込み方法の違いによって、種々の算定式が提案されている。

① 打撃ハンマーによる動力学的支持力の算定式

ハイリー (Hiley) やスミス (Smith)⁸⁾らの提案式や道路橋示方書等で用いられている宇都、冬木らの式⁹⁾ (打撃時の波動方程式から誘導して求める方法) がある。

一般には、ハイリーの式を用いて算定してもよい (「資料 4.1 動力学的支持力公式による杭の軸方向支持力の推定方法」参照)。

② バイブロハンマーによる動力学的支持力の算定式

「資料 4.1 動力学的支持力公式による杭の軸方向支持力の推定方法」を参照のこと。

3.3.5 杭材の圧縮応力度

杭の軸方向許容支持力は、杭材の許容圧縮応力度に有効断面積を乗じた数値以下とすることが望ましい。

鋼杭の許容圧縮応力度は、「第3編第2章 鋼材」に記述されている数値を用いるものとしてよい。
また、有効断面積については杭の最小断面積としてよいが、鋼杭については腐食代を差し引いた値とすることを原則とする。

3.4 杭の許容引抜き力

杭の許容引抜き力は、杭の支持形式や構造物の重要度、経済性、工期等を考慮して、適切な方法により算定するのがよい。

杭の許容引抜き力は、以下の(1)～(4)によることができる。

(1) 杭の引抜き力の算定方法

杭の引抜き力の算定には、次の方法がある。

- ① 引抜き試験による方法
- ② 静力学的支持力公式による方法

(2) 引抜き試験による方法

この方法は現地において、実際に使用する杭を引き抜き、その引抜き荷重と杭の変位の関係を求め、引抜き荷重の最大値を最大引抜き荷重とするものである。軟弱地盤上に計画される構造物において、N値が得られない場合には、この方法で極限引抜き力を算定することを原則とする。このとき、杭の許容引抜き力は、式4-3-12より算定される。

$$R_a = W + \frac{R_{u1} - W}{F_s} \dots\dots\dots (式4-3-12)$$

ここに、

R_a ：杭の許容引抜き力 (kN)

W ：杭の自重（水中にある杭については、浮力を差し引いたもの）(kN)

R_{u1} ：引抜き試験より求めた杭の最大引抜き力 (kN)

F_s ：安全率（表4-3-2による）

表 4-3-2 安全率

常 時	3.0以上
地震時	2.5以上

(3) 静力学的支持力公式による方法

静力学的支持力公式を用いた杭の許容引抜き力の算定方法に対する考え方は、杭の軸方向の許容支持力を求める方法と同じである。杭の許容引抜き力は、式4-3-13により算定することができる。

$$R_a = W + \frac{R_{u2}}{F_s} \dots\dots\dots (式4-3-13)$$

ただし、 R_{u2} はそれぞれ砂質土地盤、粘性土地盤に対し、次のように算定することができる。

- ① 砂質土地盤の場合

$$R_{u2} = 2\bar{N}A_s \dots\dots\dots (式 4-3-14)$$

② 粘性土地盤の場合

$$R_{u2} = \bar{c}_a A_s \dots\dots\dots (式 4-3-15)$$

ここに、

R_{u2} : 杭の極限引抜き力 (kN)

F_s : 安全率 (表 4-3-2 による)

この他の記号は、式 4-3-4、式 4-3-7 に準じる。

(4) 安全率の考え方

杭の引抜きにおける安全率は、押込みのものに比べて大きい値をとっている。これは杭の引抜きの場合、杭周辺の土が乱され引抜き抵抗が減少することを考慮しているからである。

3.5 杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動

3.5.1 概要

杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動は、構造物の重要度、経済性等を考慮して、適切な方法により算定することを標準とする。

杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動は、以下の (1) ～ (4) によることができる。

(1) 杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動の評価方法

杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動の評価方法として、次が挙げられる。

- ① 載荷試験による方法
- ② 解析的方法
- ③ 既往の資料による方法

これらの方法から構造物の重要度、経済性及び方法の特性を十分考慮し、適切な方法を選択することが望ましい。

(2) 載荷試験による方法

この方法は、現地において杭に軸直角方向の荷重を載荷し、荷重と杭の軸直角方向の変位量及び杭の応力の測定値から杭の軸直角方向の支持力を算定するものである。軟弱で N 値が得られない地盤に計画される重要度の高い構造物については、この方法を用いることが望ましい。

(3) 解析的方法

漁港の施設の照査で広く用いられているのは、杭を弾性支承上の梁として解析する方法である。標準貫入試験によって得られる N 値などから地盤反力係数を決定し、これより杭の軸直角方向の変位及び曲げモーメントを算定することができる。杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動の算定には、一般的にこの方法が用いられている。

(4) 既往の資料による方法

既往の資料により杭の軸直角方向に働く力による杭の挙動を推定する場合、計画箇所に隣接したところで載荷試験を実施しており、かつ、土質調査結果が計画箇所とほとんど同じとみなされる場合に限る。ただし、この場合においても隣接箇所の載荷試験の実施状況を確実に把握して判断する必要がある。

3.5.2 解析的方法

軸直角方向力を受ける単杭の挙動の解析にあたっては、地盤の状況や適用式の特性を考慮して、適切な算定式を用いる。

軸直角方向力を受ける単杭の挙動の解析は、以下の(1)～(6)によることができる。

(1) 軸直角方向力を受ける単杭の挙動解析の基本式

杭の軸直角方向に働く力を受ける単杭の挙動は、杭を弾性支承上の梁として解析する方法が一般的である。弾性支承上の梁の基本式は、式 4-3-16、式 4-3-17 で示される。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{地上部} & EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad (0 \leq x \leq -h) \\ \text{地中部} & EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad (x \geq 0) \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 4-3-16)}$$

$$E_s = Bk_h \dots\dots\dots \text{(式 4-3-17)}$$

ここに、

- E : 杭の弾性係数 (kN/ m²)
- E_s : 地盤の弾性係数 (kN/ m²)
- I : 杭の断面二次モーメント (m⁴)
- x : 地表面からの深さ (m)
- y : 深さ x における杭の水平変位 (m)
- B : 杭幅 (m)
- k_h : 横方向地盤反力係数 (kN/m³)
- h : 杭の地上部の長さ (m)

(2) 軸直角方向力を受ける単杭の挙動の解析解

漁港の施設の照査においては、式の利便性、汎用性を考慮して、式 4-3-16 をもとにした Chang (チャン) の方法¹⁰⁾を用いることができる。ただし、Chang の方法は、杭が無限長で、地盤の弾性係数 E_s が深さ方向に一定と仮定して、境界条件を考慮して解かれたものである。Chang の式の基本方程式及び境界条件を考慮した解は、「資料 4.2 チャンの式」を参照されたい。

表 4-3-3 に、地中に埋め込まれた杭に対する解析解を示す。また、表 4-3-4 に、地上に突出している杭に対する解析解を示す。ただし、これらの表中の記号は、次のようである。

β : 特性値 (m⁻¹)

表 4-3-3 地中に埋め込まれた杭の変形

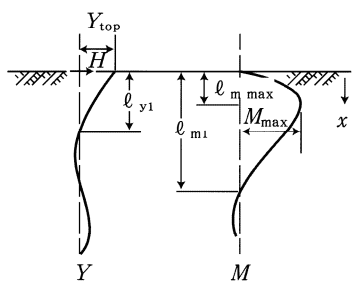
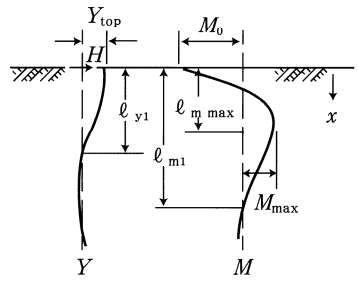
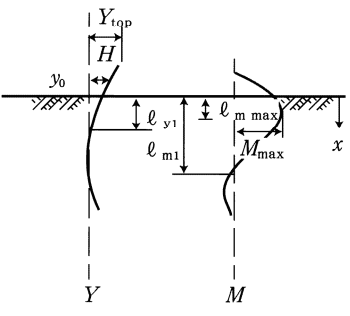
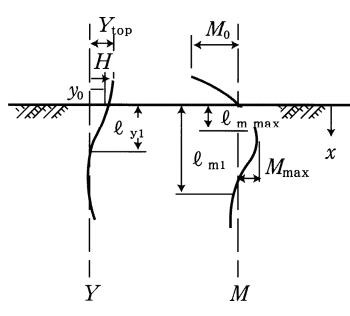
	杭頭自由	杭頭固定
		
杭頭変位 Y_{top}	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{E_s}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{H\beta}{E_s}$
杭頭拘束モーメント M_0	0	$\frac{H}{2\beta}$
地中部最大曲げモーメント M_{max}	$-0.3224 \frac{H}{\beta}$	$-0.1039 \frac{H}{\beta}$
最大曲げモーメントを生ずる深さ $l_{m \max}$	$\frac{\pi}{4\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta}$
第一不動点の深さ l_{y1}	$\frac{\pi}{2\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta}$
曲げモーメントが 0 となる点の深さ l_{m1}	$\frac{\pi}{\beta} \text{ (第 1 ゼロ点)}$	$\frac{5\pi}{4\beta} \text{ (第 2 ゼロ点)}$
杭各部の曲げモーメント M	$-\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$	$-\frac{H}{2\beta} e^{\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x)$

表 4-3-4 地上に突出している杭の変形

	杭頭自由	杭頭固定
		
杭頭変位 Y_{top}	$\frac{2(1+\beta h)^3+1}{6EI\beta^3} \cdot H$	$\frac{(1+\beta h)^3+2}{12EI\beta^3} \cdot H$
地表面変位 Y_0	$\frac{1+\beta h}{2EI\beta^3} \cdot H$	$\frac{1+\beta h}{4EI\beta^3} \cdot H$
杭頭拘束モーメント M_0	0	$\frac{1+\beta h}{2\beta} \cdot H$
地中部最大曲げモーメント M_{max}	$-\left\{ \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2+1}}{2\beta h} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right) \right\} \cdot H \cdot h$	$-\left\{ \frac{\sqrt{1+(\beta h)^2}}{2\beta h} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}\right) \right\} \cdot H \cdot h$
最大曲げモーメントを生ずる深さ $l_{m \max}$	$\frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}$	$\frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$
第1不動点の深さ l_{y1}	$\frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{(1+\beta h)}{\beta h}$	$\frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{\beta h+1}{\beta h-1}$
曲げモーメントが0となる点の深さ l_{m1}	$\frac{1}{\beta} \left\{ \tan^{-1} \frac{-\beta h}{1+\beta h} + \pi \right\} \text{ (第1ゼロ点)}$	$\frac{1}{\beta} \left\{ \tan^{-1} \frac{1-\beta h}{1+\beta h} + \pi \right\} \text{ (第2ゼロ点)}$
地上部最大曲げモーメント M_m	$-Hh$	$\frac{1+\beta h}{2\beta} \cdot H$
杭各部の曲げモーメント M	(i)地上部 $-H(x+h)$ (ii)地中部 $-\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta h \cos \beta x + (1+\beta h) \sin \beta x \}$	(i)地上部 $-\frac{H}{2\beta} \{ -2\beta x + (1-\beta h) \}$ (ii)地中部 $-\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} \{ \beta h (1-\beta h) \cos \beta x + (1+\beta h) \sin \beta x \}$

H : 杭の軸直角方向に働く力 (kN)

その他の記号は、式 4-3-16 に準じる。なお、特性値 β は、式 4-3-18 で表される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \dots\dots\dots \text{(式 4-3-18)}$$

(3) 横方向地盤反力係数 k_h の決定方法

横山は、我が国で行われた鋼杭の横方向載荷試験結果を集めて k_h を逆算し、これと地表から β^{-1} までの深さの平均の N 値とを対比して図 4-3-4 を得た¹¹⁾。この場合、粘性土に対しても砂質土に対しても式 4-3-17 が成り立つものとし、また、 k_h 自体は B の影響を受けないものと考えている。また、実測値から逆算した k_h 値は荷重の増大とともに減少するが、図 4-3-4 は鋼材の曲げ応力が $100 \sim 150 \text{ MN/m}^2$ になる荷重に対する k_h をとっている。図 4-3-4 は現地で載荷試験を行わないで、土質条件だけから E_s 値の概略を推定しようとする場合に利用することができる。

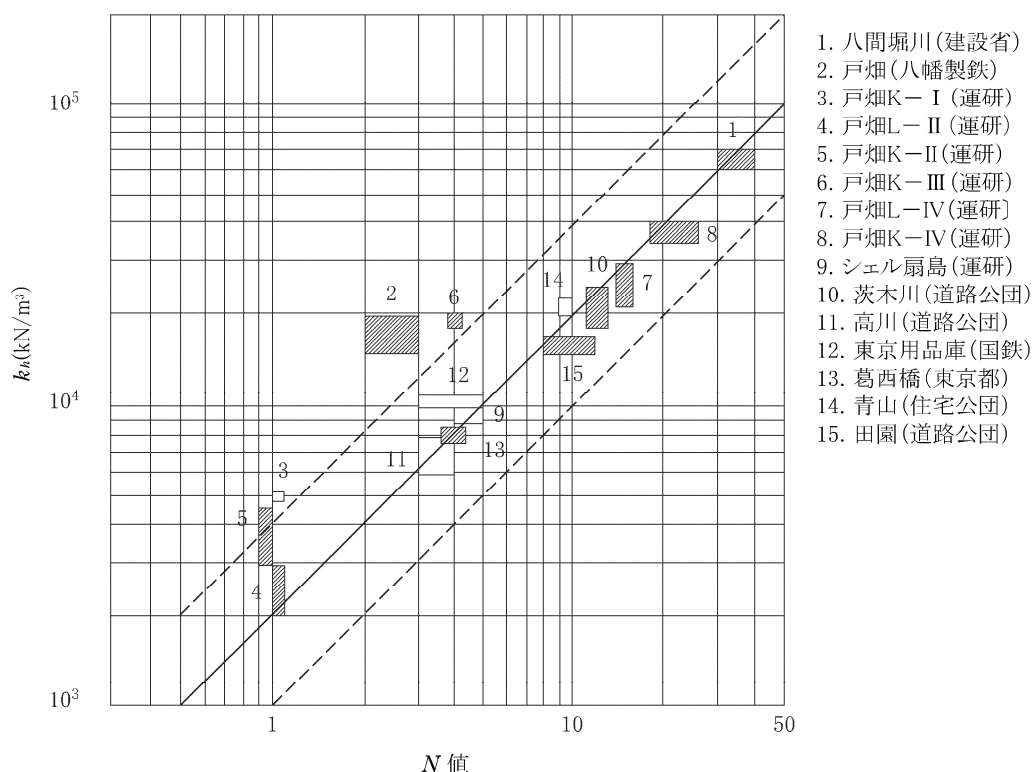


図 4-3-4 杭の水平載荷実験から逆算した k_h 値

ただし、軟弱地盤で N 値が得られない地盤の k_h を求める場合は、水平載荷試験を実施して k_h を求めることが望ましいが、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」¹²⁾等を参考としてもよい。

(4) Chang の方法による特性値 β と k_h の関係の取り扱い

地盤調査の結果より、地盤を地表面から比較的均一の横方向地盤反力係数 k_h を持つ地層に分ける。これらの地層の特性を、地表面より次のように表す。

層厚	$l_1, l_2, \dots, l_n$	} \dots\dots\dots (式 4-3-19)
横方向地盤反力係数	$k_{h1}, k_{h2}, \dots, k_{hn}$	
地盤の弾性係数	$E_{s1}, E_{s2}, \dots, E_{sn}$	
特性値	$\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$	

このとき、Chang の方法に用いる横方向地盤反力係数を、次のように決定するのがよい。

① $1/\beta_1 \leq l_1$ のとき

杭の全区間が一樣な k_h ($=k_{h1}$) を持つとして、Chang の方法により照査してもよい。

② $1/\beta_1 > l_1$ のとき

図 4-3-5 のフローに従い、式 4-3-17、式 4-3-18 を用いて平均的な横方向地盤反力係数 k_h 、及びこれに対応した特性値 β を算定するのがよい。このとき、杭の全区間がこのようにして決定した k_h 、 β を持つとして、Chang の方法により照査してもよい。

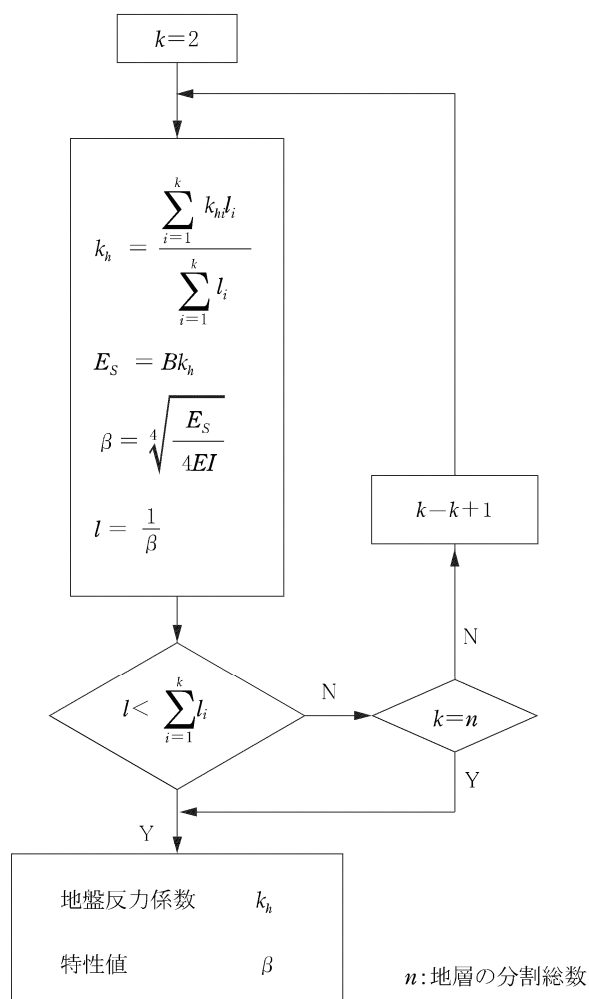


図 4-3-5 多層地盤の特性値 β の決定

表層部分が極めて軟弱で地盤強度が小さい場合は、表層部分を見捨て表層より下に仮想地盤を仮定し、 k_h 、 β を決定することが望ましい。

(5) 杭の必要根入れ長 L

一般に作用に対して有効な抵抗をする杭の部分の長さを有効長という。ここでは、杭の根入れ長が有効長より長い杭を半無限長の杭、根入れ長が有効長より短い杭を有限長の杭とよぶ。

杭先端部と支持層の間の距離が比較的短い場合は、構造物の安定を考慮し支持層まで根入れすることが望ましい。

① 半無限長の杭

a) 地表面から杭の全長にわたって地盤が一様とみなせる場合

杭の根入れ長 L は式 4-3-20 を満たすことが望ましい¹³⁾。 L は地表面下の長さをいい、杭の突出の有無や杭頭条件（自由、固定）によらない。

$$L \geq \frac{3}{\beta} \dots\dots\dots (式 4-3-20)$$

b) 地表面から杭の全長にわたって、地盤の性質が著しく変化する場合

式 4-3-21 及び式 4-3-22 を満たすことが望ましい。

$$L = l_1 + l_2 + \dots + l_n \dots\dots\dots (式 4-3-21)$$

$$\beta_1 l_1 + \beta_2 l_2 + \dots + \beta_n l_n \geq 3 \dots\dots\dots (式 4-3-22)$$

ここに、式 4-3-21、式 4-3-22 の記号は、式 4-3-19 に準じる。

ただし、表層部分が極めて軟弱で地盤強度が小さい場合には表層部が塑性破壊を起こし、弾性体としての反力を期待できない危険があるので、表層を良好な砂、捨石等で置き換えるなどの対策を講じるか、又は、それが困難な場合には、表層より下に仮想地盤面を仮定することができる。

② 有限長の杭

杭の根入れ長が有限長となる場合 ($1/\beta < L < 3/\beta$) に、Chang の方法を用いると実際の挙動よりも危険側の数値が算出される。有限長の杭の横抵抗に関する概略的算定方法¹⁴⁾もあるので参考としてもよいが、照査上不明確な点があるので、杭長を $3/\beta$ 以上とすることが望ましい。

また、岩盤に根入れするような場合等において、やむを得ず杭の根入れ長が著しく短く、かつ杭の剛性が高い場合には、杭本体が剛体のように回転又は移動する。このため地盤が杭全域にわたって破壊し、杭が転倒する可能性があるので、地盤の破壊強度についても考慮する必要がある。

③ 杭の支持層への根入れ長

a) 打込杭

鋼管杭の場合には、杭先端閉塞効果を考慮し、杭径の 5 倍以上根入れすることが望ましいが、無理に杭を貫入させ、杭本体を破損させないように注意する必要がある。杭径の 5 倍以上の根入れができない場合、動力的支持力公式等により所要の支持力が得られていることを確認することが望ましい。

その他の杭の場合には、支持力算定式より得られる根入れ長を確保する必要がある。ただし、鋼管杭と同様、動力的支持力公式により所要の支持力が確認される場合には、この限りではない。

b) 場所打ち杭、中掘り杭

杭径程度の根入れとしている場合が多い。

(6) サンドコンパクションパイル工法によって改良された粘性土地盤中や捨石中の杭の軸直角方向の抵抗

- ① 粘性土地盤をサンドコンパクションパイル工法により改良した場合、地盤は水平方向にきわめて不均質な状態となっており、杭の軸直角方向の抵抗の増加はあまり見込めないことが多い(15)(16)。
- ② 捨石層を通る杭の軸直角方向支持力は、いくつかの現場での載荷試験の結果(17)(18)で十分な抵抗を期待できないケースがあるので注意が必要である。

3.5.3 杭の軸直角方向に働く力による杭の変位量の範囲

杭の軸直角方向に働く力による杭の変位量は、上部構造に悪影響を及ぼさない範囲とすることを原則とする。

杭の軸直角方向に働く力による杭の変位量は、以下の(1)～(2)によることができる。

(1) 杭の変位により発生する応力

杭に働く軸直角方向力により杭材に発生する応力は、杭材の許容応力度以内になるようにすることが望ましい。

(2) 上部構造物により規定される変位の範囲

軸直角方向荷重による杭の水平変位により上部構造物の破損を引き起こす場合がある。上部構造に悪影響を及ぼさない変位量の範囲は、上部構造の種類や規模によって異なることから、材料特性等を考慮して検討することが望ましい。

また、上部構造の機能的な面や施工管理上の点からも、変位量の範囲が規定されることがあるため、機能面での特性や施工管理基準を考慮して、その変位量の範囲を検討するのがよい。

3.6 杭の支持力の低下

3.6.1 群杭における軸方向の許容支持力の低下

杭の先端が堅固な地盤によって支持されていない場合で、多くの杭を用いた構造においては、群杭としての軸方向の許容支持力を検討し、単杭の場合と比較して、小さい方を採用することを原則とする。

群杭における軸方向の許容支持力の低下は、以下の(1)～(2)によることができる。

(1) 群杭効果

群杭とは、杭基礎で多数の杭が接近して打ち込まれている場合、杭の支持力及び変形に対して、杭相互の影響が考えられる杭のひとかたまりをいう。

杭の先端が堅固な地盤によって支持されていない場合(すなわち、杭を摩擦杭として使用する場合)における群杭は、地盤に伝達する応力がそれぞれの杭で重なり合い、それぞれの杭を単杭とみなした場合に比べて、全体での支持力が低下する。

杭先端が堅固な地盤に支持されている場合(支持杭)で、杭間隔が「第4編 3.7.3 杭の中心間隔」に記述してある値以上であれば、先端での応力の重なり合いを考慮しなくてもよい。

(2) 群杭の軸方向許容支持力の算定

群杭の軸方向の許容支持力は、式 4-3-23¹⁹⁾²⁰⁾によって算定してもよい。

$$Q_a = \left\{ A(q_a - p) + UL \frac{\bar{s}}{F_s} \right\} \frac{1}{n} \dots\dots\dots (式 4-3-23)$$

ここに、

Q_a ：群杭の影響を考慮した杭 1 本当たりの許容支持力 (kN/本)

q_a ：杭の先端面を平面基礎とみなしたときの地盤の許容支持力 (kN/ m²)

p ：杭の先端面を平面基礎とみなしたとき、その上に働く杭と土の単位面積当たり重量 (kN/ m²)

A ：群杭の断面積 (m²) (図 4-3-6 参照)

U ：断面積 (A) の周囲長 (m)

L ：群杭の根入れ長 (m)

F_s ：安全率 (表 4-3-1 による)

$\bar{s}$ ：群杭に接する土の平均せん断強さ (kN/ m²)

n ：群杭の本数 (本)

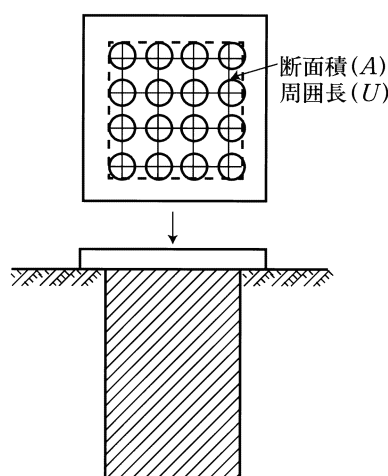


図 4-3-6 群杭の基礎

なお、群杭として用いる場合の各杭の許容支持力は、単杭として用いる場合の杭の許容支持力と式 4-3-23 から算定される Q_a を比較して小さい方を用いるものとしてよい。

3.6.2 負の周面摩擦力による支持力の低下

杭の先端が堅固な地盤に支持され、この層の上部で圧密を生じる危険のある地層を貫いている場合に、その軸方向許容支持力を求めるにあたっては、負の周面摩擦力の影響を考慮することを原則とする。

通常の杭の周面には、杭上部にかかる鉛直荷重に対して反対の上向きの摩擦力（正の周面摩擦力）が働いている。しかし、支持杭の打ち込み後に支持層の上部の軟弱な土層が圧密沈下すると、杭の周面に下向きの摩擦力が荷重として働く。これを負の周面摩擦力（ネガティブフリクション）という（図 4-3-7 (b) 参照）。

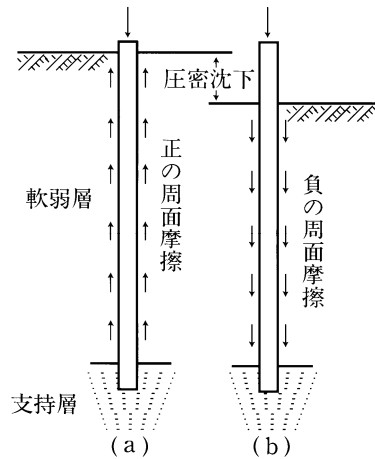


図 4-3-7 負の周面摩擦力

この力は、杭の上部の鉛直荷重以外に働くもので、杭先端の支持地盤の破壊、杭の断面の破断等を引き起こす恐れがある。また、杭の先端の支持地盤の破壊によって引き起こされる杭の沈下に伴い、上部構造の破壊を引き起こすこともある。

負の周面摩擦力による支持力の低下は、以下の (1) ～ (2) によることができる。

(1) 負の周面摩擦力の検討

負の周面摩擦力の検討について種々の提案式があるが、次に示す式 20) を用いてもよい。ただし、地震時等の短期荷重に対しては、負の周面摩擦力の影響を考慮しなくてもよい。

① 軸方向の許容支持力の条件

常時における軸方向の許容支持力は、通常の荷重に対して所定の安全率を確保する以外に、式 4-3-24、式 4-3-25 を満足する必要がある。

$$R_a \leq \frac{1}{1.2} R_P - R_{nf, \max} \dots\dots\dots (式 4-3-24)$$

$$R_a \leq \sigma_f A_e - R_{nf, \max} \dots\dots\dots (式 4-3-25)$$

ここに、

R_a : 軸方向の許容支持力 (常時) (kN)

(「第 4 編 3.3 杭の軸方向の許容支持力」による)

R_P : 杭の先端の極限支持力 (kN) (下述②参照)

$R_{nf, \max}$: 負の周面の摩擦力の最大値 (kN), 単杭の場合と群杭の場合の小さい方の値をとる

σ_f : 杭の降伏点の圧縮応力度, 又は長期許容圧縮応力度の 1.5 倍 (kN/ m²)

A_e : 杭の有効断面積 (m²)

② 杭の先端支持力 R_p の算定

a) 杭の先端が支持層に達している場合

$$R_p = 300 \cdot N \cdot A_p \dots\dots\dots (式 4-3-26)$$

b) 杭の先端が支持層に貫入している場合

$$R_p = 300 \cdot N \cdot A_p + 2\overline{N}_{s1} L_{s1} U \dots\dots\dots (式 4-3-27)$$

ここに、

$L_{s1} = L_1$: 杭が支持地盤中に貫入している長さ (m) (図 4-3-8 参照)

$\overline{N}_{s1}$: L_{s1} の区間での平均 N 値

U : 杭の周長 (m)

この他の記号は、式 4-3-4、式 4-3-5 に準じる。

③ 負の周面摩擦力の最大値 $R_{nf, \max}$ の算定

a) 単杭の場合

ア) 支持層の上が圧密層のみの場合

$$R_{nf, \max} = \frac{\overline{q_u}}{2} L_c U \dots\dots\dots (式 4-3-28)$$

イ) 圧密層の上に砂層がある場合 (図 4-3-8 参照)

$$R_{nf, \max} = (2\overline{N}_{s2} L_{s2} + \frac{\overline{q_u}}{2} L_c) U \dots\dots\dots (式 4-3-29)$$

ここに、

$\overline{q_u}$: 長さ L_c の粘土層中の平均一軸圧縮強さ (kN/ m²)

L_{s2} : L_2 の中に含まれる砂層の長さ (m)

U : 杭の周長 (鋼杭では閉鎖周長) (m)

$\overline{N}_{s2}$: 長さ L_{s2} の砂層中の平均 N 値

L_c : L_2 中に含まれる粘土層の長さ (m)

L_2 : 支持層上の全層厚 (m), $L_2 = L_c + L_{s2}$

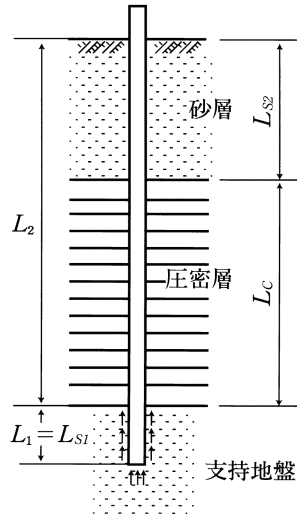


図 4-3-8 杭と土層の関係

b) 群杭の場合（図 4-3-9 参照）

$$R_{nf,max} = \frac{\bar{s}UH + A\gamma L_2}{n} \dots\dots\dots (式 4-3-30)$$

ここに、

H : 地表面から圧密層の下端までの深さ (m)

L_2 : 圧密層の厚さ (m)

$\bar{s}$: H の区間の土の平均せん断強さ (kN/ m²)

γ : L_2 の区間の土の単位体積重量 (水面上にある部分は湿潤単位体積重量, 水面下にある部分は水中単位体積重量) (kN/ m³)

その他の記号は、式 4-3-23 に準じる。

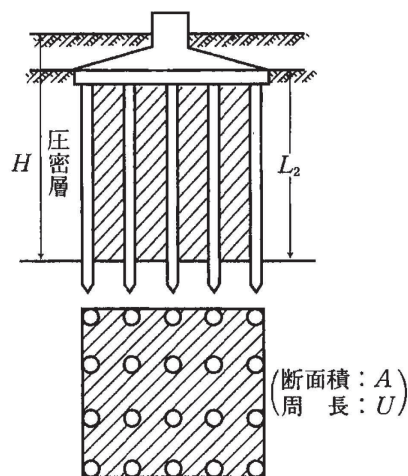


図 4-3-9 群杭の周面摩擦

(2) 負の周面摩擦力を低減する方法

負の周面摩擦力を低減する方法として、次が挙げられる。

- ① 杭にアスファルトを塗布する方法
- ② 薄膜を杭に施す方法
- ③ 二重管による方法

このうち、①の実施例が多いが、これはアスファルトの粘弾性的特性を利用し、負の周面摩擦力を低減する方法である。

3.7 照査細目

3.7.1 杭頭と上部構造の結合

杭頭と上部構造の結合は、各種応力に対して安全性を確保できるようにすることを原則とする。

杭頭と上部構造の結合は、以下の(1)～(5)によることができる。

(1) 概要

杭頭と上部構造の結合方式には、剛結合（杭頭固定）とヒンジ結合の2種類がある。構造物や地盤の特性を考慮のうえ、どちらにするか判断することが望ましい。

(2) 剛結合とヒンジの結合の比較

- ① 軸方向力に関しては差異はない。
- ② 軸直角方向力が働いたときには、杭に生じる応力は、剛結合の方が大きくなる。ただし、大きな曲げモーメントを生じる範囲は剛結合の方が小さい。
- ③ 直角方向力が働いたときの杭頭の変位量は、ヒンジ結合の方が大きくなる。

(3) 剛結合の特徴

- ① 杭頭に軸力、曲げモーメント、せん断力が働く。
- ② 上部構造への埋込み長は、一般に杭径程度としている。
- ③ 杭頭部と上部構造の結合は、杭頭に鉄筋を設けて定着をよくすることが望ましい。

(4) ヒンジ結合の特徴

- ① 杭頭にせん断力、軸力が働く。完全なヒンジでない場合は、曲げモーメントが働くので注意が必要がある。
- ② 完全なヒンジ構造とすることは、施工上困難である。

(5) 剛結合の場合の構造

剛結合の場合の構造は、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」²²⁾に準じてよい。

3.7.2 継手

杭の継手は、作用やそれによって生じる応力に対して安全であることを原則とする。また、継手の位置は、腐食の影響が大きい場所や応力の集中する場所は避けるのが望ましい。

杭の継手は、以下の(1)～(4)によることができる。

- (1) 継手に働く引張力、圧縮力、曲げモーメント、せん断力に関して、継手は十分に安全性を有することが望ましい。
- (2) 継手の施工は現場で行われ、設計段階では考慮し得ない不確定要素が加わることから、外的条件の厳しい箇所に継手を設けない方がよい。
- (3) 鋼管杭の材質及び板厚の変更を行う場合には、地表面から $(2/\beta \sim 3/\beta)$ の範囲より深い位置とすることが望ましい。ここに、 β は式 4-3-18 で表される特性値である。このとき、円弧すべり、負の周面摩擦力、側方流動等に対して安定であることを確認する。また、要求される支持力を満足しているかどうか十分検討することが望ましい。
- (4) 鋼管杭及び既製コンクリート杭の材質及び板厚の変更位置は、(3) を満足したうえで、図 4-3-10 に示すように、 $M_{\max}/2$ の位置²³⁾を参考に求めてもよい。ここに、 $M_{\max}$ は地中部の杭の最大曲げモーメントである（「第 4 編 3.5.2 解析的方法」参照）。

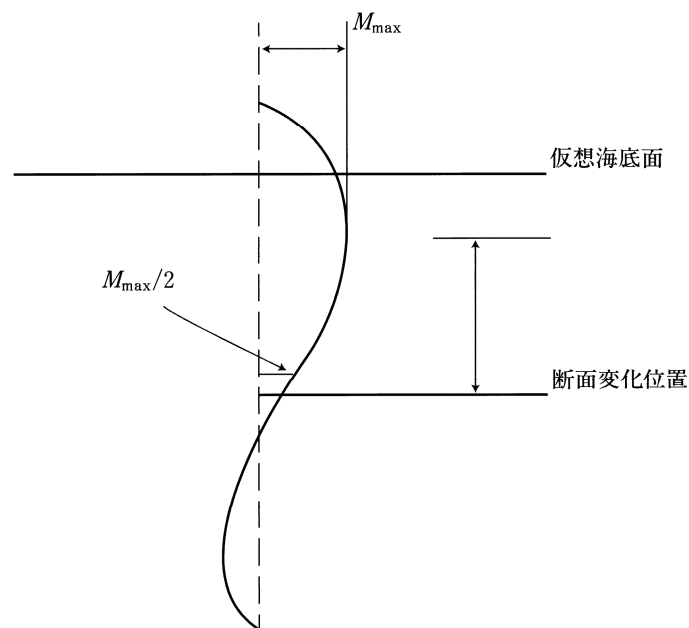


図 4-3-10 鋼管杭の板厚及び材質の変更位置

3.7.3 杭の中心間隔

杭の中心間隔は、杭の支持力の低下等の影響や施工性を考慮して適切に定める。

杭の中心間隔は、以下の (1) によることができる。

- (1) 図 4-3-11 に示すように、杭の最小中心間隔が杭径の 2.5 倍以上になると群杭効果による支持力の低下等の影響が小さくなるといわれている。また、杭の打込みに際し杭径の 2.5 倍以上の間隔を設定すれば、どの杭打ち工法によっても円滑に施工することができる。

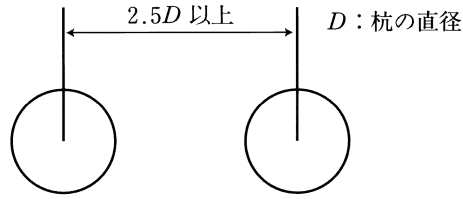


図 4-3-11 杭の中心間隔

(参考文献)

- 1) 杭の鉛直載荷試験基準改訂編集委員会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説，土質工学会（1993）
- 2) 地盤工学会：杭基礎の調査・設計・施工から検査まで，地盤工学会（2004），p.214
- 3) 杭基礎の設計法とその解説編集委員会：杭基礎の設計法とその解説，土質工学会（1985），pp.257-260
- 4) G.G. Meyerhof: Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, Journal of SMFD, ASCE, Vol.82, No.SM 1 (1956), pp.1-10
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，丸善（2001），p.206
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説－IV下部構造編－，丸善（2012），pp.383-395
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，丸善（2001），pp.173-326
- 8) E.A.L. Smith: Pile-driving analysis by the wave equation, Journal of SMFD, ASCE, Vol.86, No.4 (1960), pp.35-61
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説－IV下部構造編－，丸善（2012），pp.554-557
- 10) Y.L. Chang: Lateral pile loading tests, Tran. ASCE, Vol.102 (1937), pp.272-278
- 11) 横山幸満：くい構造物の計算法と計算例，山海堂（1977），pp.71-72
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説－IV下部構造編－，丸善（2012），pp.406-411
- 13) 横山幸満：くい構造物の計算法と計算例，山海堂（1977），p.68
- 14) 久保浩一：短杭の横抵抗，港湾技術研究所報告，Vol.5, No.13（1966），pp.1-33
- 15) 谷川雅一・沢口雅俊・田中雅史：複合地盤における杭の水平抵抗について－サンドパイルの粘性土置換率と水平方向地盤反力係数－，第 28 回地盤工学研究発表会講演集（1993），pp.1815-1816
- 16) 北詰昌樹・村上喜代治：低置換率 SCP 改良地盤中の矢板式係船岸の挙動，港湾技術研究所報告，Vol.32, No.2（1993），pp.183-211
- 17) 高橋邦夫・壺岐幸史：杭の横抵抗における捨石層の評価，港湾技術研究所報告，Vol.30, No.2（1991），pp.229-273
- 18) 菊池喜昭・石丸学：捨石地盤の横方向地盤反力係数，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集ⅢB（1998），pp.52-53
- 19) K. Terzaghi and R.B.Peck: Soil mechanics in engineering practice, John Wiley (1967), pp.537-539
- 20) R.B.Peck, W.E.Hanson and T.H.Thornburn: Foundation engineering, John Wiley (1953), pp.260-261

- 21) 日本港湾協会：港湾の技術上の基準・同解説，日本港湾協会（1989），p.362
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説－IV下部構造編－，丸善（2002），pp.398-399
- 23) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，丸善（1992），pp.330-334, 351-353

第 4 章 基礎地盤の沈下

4.1 沈下に関する基本

基礎地盤の沈下量については、地盤条件、載荷重、設計対象施設の構造及び周辺の状況を考慮して、適切な手法により評価するものとする。

4.1.1 荷重条件

基礎地盤上に荷重を載荷すると地盤の沈下が生じる。

地盤沈下量の算定において基礎地盤に働く荷重は、その種類、大きさ及び載荷面の形状を考慮して決定することを原則とする。

4.1.2 地盤条件

現地より採取した土試料の粒度試験の結果より、対象地盤が砂質土地盤か、粘性土地盤かを判別することを原則とする。砂質土地盤の場合は、一般に沈下量は小さくこれを無視することができる。ただし、地盤が非常に緩く堆積している場合は、載荷直後にある程度の即時沈下が生じる。粘性土地盤の場合、地盤の塑性流動による即時的沈下と、地盤中の過剰間隙水圧の消散による圧密沈下が生じる。緩い砂質土地盤で即時沈下が問題となる場合、及び粘性土地盤で塑性流動による沈下が問題となる場合は、経験式又は弾性理論などを用いて地盤沈下量を算定することが望ましい。

4.2 荷重

沈下量の算定に用いる荷重は、「第 2 編 設計条件」のうち、必要なものを用いることが望ましい。

構造物の自重、上載荷重及び自動車荷重の算定は、「第 2 編第 13 章 荷重」により行うことができる。

4.3 地盤内の初期鉛直応力

圧密沈下量の算定に用いる地盤内の初期鉛直応力は、各分割層の中央深さにおいて、荷重の平面的な分布形状に合った適切な算定式を用いて算定することが望ましい。

地盤内の初期鉛直応力は、4.3.1～4.3.2 によることができる。

4.3.1 圧縮層の分割

対象となる地盤の圧密特性が深さ方向に大きく異なる場合、比較的一様と考えられる区間ごとに層を深さ方向に分割することができる。ただし、分割は各層の片面（上面又は下面）、又は両面が透水性のよい排水層に隣接するように行う。

4.3.2 地盤内の初期鉛直応力の算定

深さ z における地盤内の初期鉛直応力 σ_z は、式 4-4-1 により算定することができる。

$$\sigma_z = \sum \gamma h \dots\dots\dots \text{(式 4-4-1)}$$

ここに、

σ_z : 深さ z ($= \sum h$) における地盤の初期有効土かぶり圧 (kN/m^2)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 地盤の各層の厚さ (m)

ただし、土の単位体積重量 γ は、海水面より上の地盤に対しては湿潤単位体積重量 γ_t 、海水面より下の地盤に対しては水中単位体積重量 γ' を用いる。海水面として、平均さく望低水面 (L.W.L.) を考える。

4.4 載荷重による地盤内の鉛直応力増分

基礎の載荷重によって地盤内に生じる鉛直応力増分は、土を弾性体と仮定して推定することを標準とする。ただし、等分布荷重の場合は、直線的な応力分散を仮定する簡便法を用いることができる。

載荷重による地盤内の鉛直応力増分は、4.4.1～4.4.2 によることができる。

4.4.1 概要

地盤のせん断破壊に対して十分な安全率を持つ構造物を地盤上に建設する場合に生じる地盤内の鉛直応力増分は、土を弾性体として仮定しても合理的な近似解が得られる。

地盤内の鉛直応力増分の算定に用いる弾性解は、主としてブシネスクの解である。これは等方的で均質な半無限弾性体の表面に、鉛直な集中荷重が働いた場合の解を基本にしており、これを積分することにより、面荷重に対する地盤内の鉛直応力を求めることができる。弾性解のほかに、帯状荷重あるいは長方形荷重に対する地盤内の応力の推定方法として、応力の直線的分散を仮定するケーグラーの方法がある¹⁾。

以下に述べる地中応力の解は、積載された荷重による地中応力の増分のみを計算するものであり、土の自重は含まれていないことに注意を要する。

4.4.2 帯状荷重による地盤内の鉛直応力

(1) 等分布帯状荷重

等分布帯状荷重による地中応力は、ボストン・コード法又は修正ケーグラー法により求めてもよい。

ボストン・コード法では、等分布帯状荷重による深さ z の地盤内の鉛直応力は、式 4-4-2 により表される (図 4-4-1 参照)。

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + 2 \frac{z}{B} \tan \alpha} \dots\dots\dots (式 4-4-2)$$

ここに、

σ_z : 鉛直地中応力 (kN/m^2)

p : 等分布荷重強度 (kN/m^2)

B : 等分布荷重の分布幅 (m)

z : 地表からの深さ (m)

α : 荷重分散角度 ($^\circ$)、通常 $\alpha = 30^\circ$

修正ケーグラー法は、ボストン・コード法で求めた地盤内の鉛直応力を重ね合わせると地中応力が連続的でないという矛盾を避けるために提唱されたものである²⁾。この方法では等分布荷重によ

る任意深さの面の地盤内の鉛直応力は、式 4-4-3 により表される（図 4-4-1 参照）。

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + \frac{z}{B} \tan \beta} \dots\dots\dots (式 4-4-3)$$

ここに、

β : 地盤内の鉛直応力の広がり角度 (°)，通常， $\beta=55^\circ$

この他の記号は、式 4-4-2 に準じる。

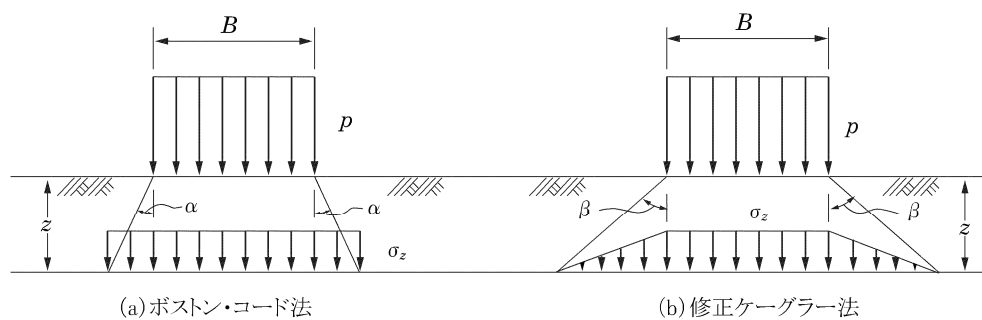


図 4-4-1 直線的応力分散

図 4-4-2 は、ボストン・コード法と修正ケーグラー法の両方式による σ_z/p と z/B の関係を、それぞれ $\alpha = 30^\circ$ 、 $\beta = 55^\circ$ の場合について示したものである。

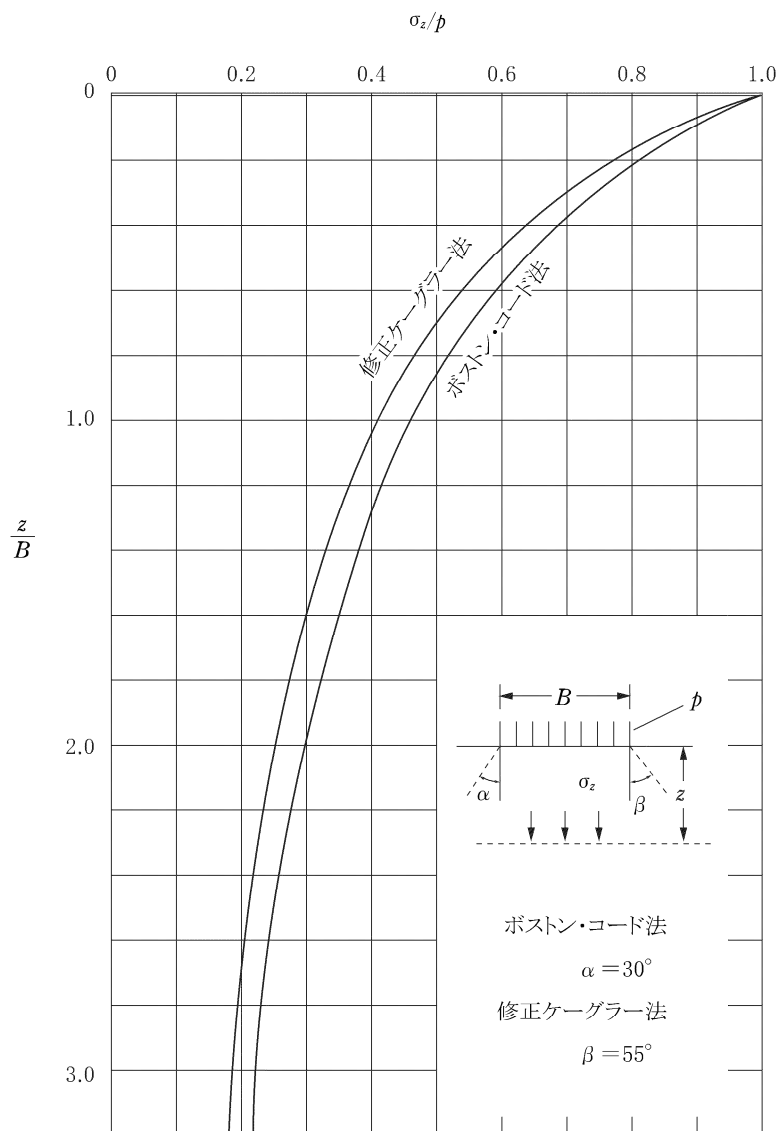


図 4-4-2 等分布荷重による地盤内の鉛直応力の比較

(2) 堤状荷重

堤状荷重による地盤内の鉛直応力は、式 4-4-4 により求められる。

$$\sigma_z = p I_o \dots \dots \dots \text{(式 4-4-4)}$$

ここに、

σ_z : 鉛直地中応力 (kN/ m²)

p : 荷重強度 (kN/ m²)

I_o : 地中鉛直応力の影響値

ただし、式中の影響値 I_o の値は図 4-4-3 により求める。

図 4-4-3 で与えられる影響値から式 4-4-4 により求めた地中応力 σ_z は、無限に続く堤体の法線直角方向の一鉛直断面内におけるものである。したがって、擁壁などがある、考えている面の片側に堤体がある場合は、図 4-4-3 による影響値の 1/2 をとればよい。このことは帯状荷重一般の場合に当てはまる。

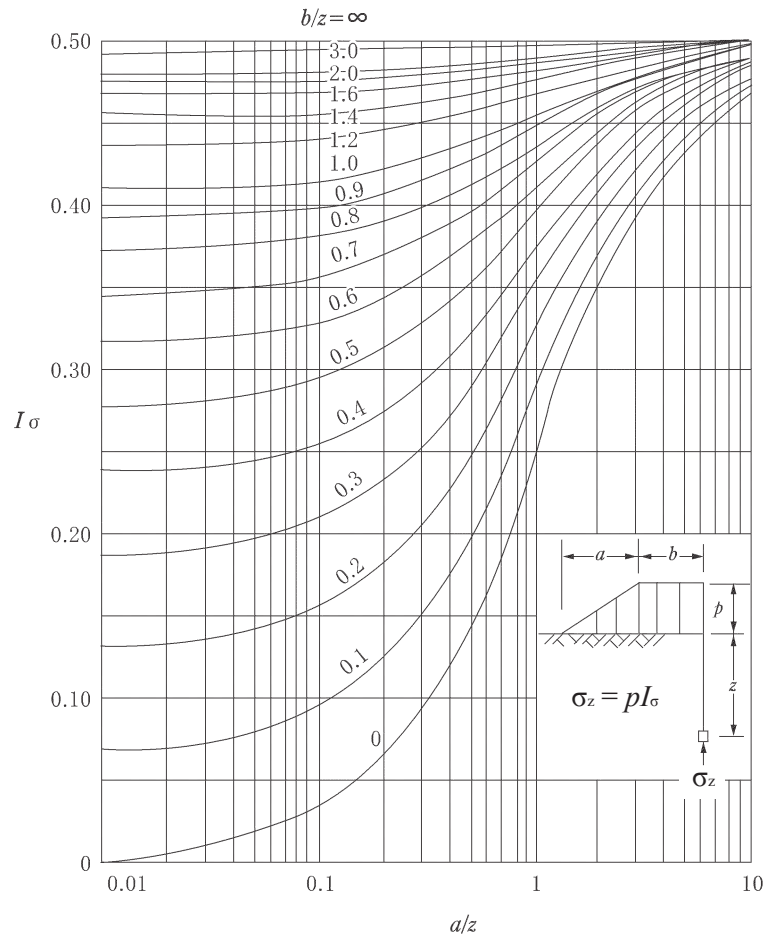


図 4-4-3 堤状荷重による地盤内の鉛直応力の影響値³⁾

(3) 面荷重による地盤内の鉛直応力

① 等分布円形荷重

半径 R の円形面上に等分布円形荷重が加えられた場合の地盤内の鉛直応力は、式 4-4-4 により求められる。ただし、式中の影響値 I_σ は、図 4-4-4 より求める。なお、図中の R は載荷面の半径 (m) である。

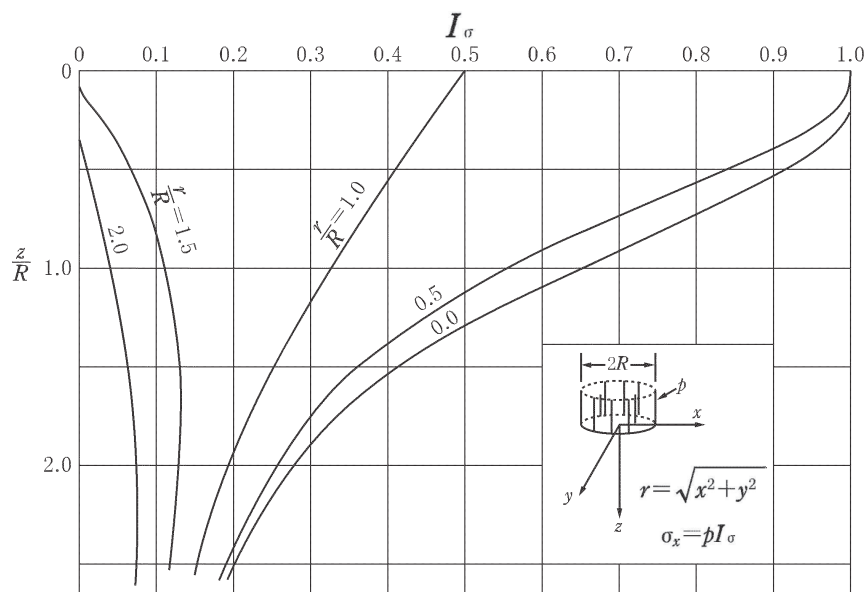


図 4-4-4 等分布円形荷重による地盤内の鉛直応力の影響値

② 等分布長方形荷重

長方形載荷面 (B (m) $\times$ L (m)) に、等分布荷重が加えられた場合の長方形の隅角点の直下の任意の深さにおける地盤内の鉛直応力は、式 4-4-4 より求められる。ただし、式中の影響値 I_σ は、図 4-4-5 より求めることができる。

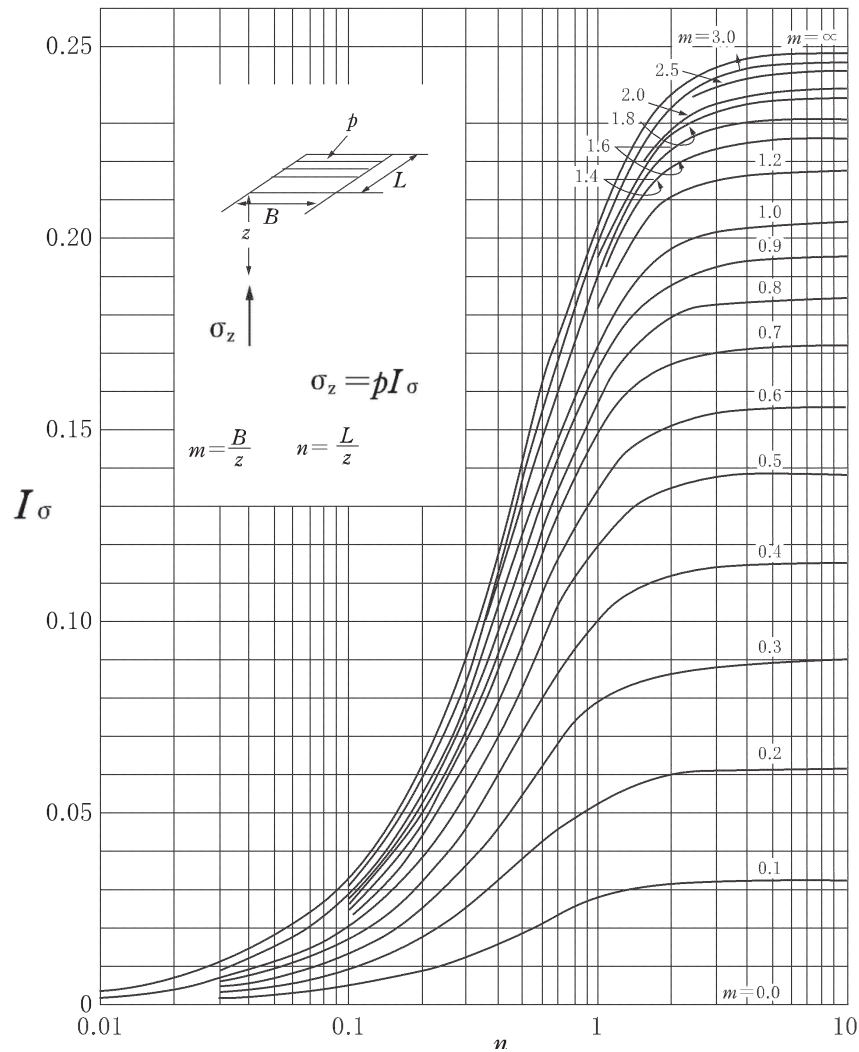


図 4-4-5 長方形荷重の隅角部直下における地盤内の鉛直応力の影響値

長方形の隅角点以外の点における地中応力は、その点を隅角点とするいくつかの長方形に分割し、各長方形の影響値の代数和から求めることができる。

4.5 即時沈下

即時沈下の推定には、地盤の弾性係数を適切に設定して弾性理論を適用することを標準とする。

即時沈下の推定は、4.5.1～4.5.4 によることができる。

4.5.1 概要

即時沈下は後に述べる圧密沈下と異なり、地盤のせん断変形による沈下であり、载荷と同時に生じるものである。砂質土地盤では、粘性土地盤におけるような長時間にわたる圧密沈下がないので、ここに述べる即時沈下を全沈下と考えてよい。一方、粘性土地盤における即時沈下は、非排水せん断変形によって沈下と側方への塑性流動が起こる現象である。軟弱な粘性土地盤の場合、即時沈下は後で述べる圧密沈下に比べて小さく、照査上は考慮しない場合がある。

4.5.2 即時沈下の推定に対する考え方

即時沈下は、通常地盤を弾性体と仮定して、弾性係数 E とポアソン比 ν を用いて計算することができる。土の弾性係数はひずみレベルによって大きく変化するので、実際に発生するひずみレベルに対応した弾性係数を用いて計算することが重要である。例えば、軟弱地盤の安全率が小さい場合は地盤内のひずみが 0.5～1.5% 程度であるのに対して、硬質地盤の掘削や基礎の変形の場合は、地盤内のひずみは 0.1% 以下になる。弾性係数の値は、「第 2 編 9.4.1 土の弾性係数」による。

4.5.3 等分布円形荷重による沈下

円の中心の地表面沈下量 ρ_z は、式 4-4-5 により与えられる。

$$\rho_z = \frac{2p(1-\nu^2)}{E} R \quad \dots\dots\dots (式 4-4-5)$$

ここに、

- ρ_z : 沈下量 (m)
- R : 円形荷重の半径 (m)
- p : 等分布荷重強度 (kN/m²)
- E : 土の弾性係数 (kN/m²)
- ν : 土のポアソン比

4.5.4 等分布長方形荷重による沈下

長方形の隅角点における地表面の沈下量 ρ_z は、式 4-4-6 により与えられる。

$$\rho_z = pB \frac{(1-\nu^2)}{E} I_\rho \quad \dots\dots\dots (式 4-4-6)$$

ここに、

I_ρ : 沈下量に対する影響値

この他の記号は、式 4-4-5 に準じる。

I_ρ は長方形の寸法比 $l=L/B$ の関数 (式 4-4-7) で、図 4-4-6 のようになる。

$$I_\rho = \frac{1}{\pi} \left\{ l \log_e \frac{1+\sqrt{l^2+1}}{l} + \log_e (l + \sqrt{l^2+1}) \right\} \quad \dots\dots\dots (式 4-4-7)$$

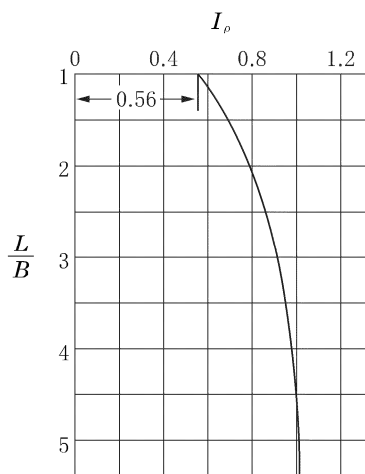


図 4-4-6 等分布長方形荷重による隅角点の沈下に対する影響値

4.6 圧密沈下

4.6.1 概要

最終圧密沈下量及びその経時変化の算定は、地盤の圧密特性、地盤内の応力状態を適切に考慮して、適切な圧密理論式を用いて算定することを原則とする。

最終圧密沈下量及びその経時変化の算定は、以下の（１）～（３）、4.6.2 及び 4.6.3 によることができる。

（１） 地盤内の鉛直応力及び沈下量の算定

最終圧密沈下量及びその経時変化の算定は、対象とする地盤を適切な圧縮層に区分し、各層の初期鉛直応力及び載荷重による鉛直応力増分を求め、圧密試験より得られた圧密諸係数を用いて適切に算定することが望ましい。

粘性土地盤の圧密沈下量の算定は、テルツァーギの一次元圧密理論式⁴⁾を用いることができる。

ただし、次の場合には必要に応じて構造物と地盤の二次元又は三次元的な圧密変形の数値シミュレーションを行ったり、現場での地盤変形の計測を行い、この結果を参考にすることができる^{5)~9)}。

- ① 軟弱地盤で、従来から施工経験の少ない大規模施工や急速施工を行う場合
- ② 新しい工法を採用する場合
- ③ 荷重の載荷により地盤に圧密沈下とともに水平変位が発生し、これが照査上問題となる場合

（２） 圧密沈下量の現地での照査

算定された圧密沈下量は、圧密理論の仮定の単純化、地盤の不均一性、圧密諸係数のばらつきなどにより、ある程度の誤差を含んでいる。したがって、現地で施工中及び施工後の適当な期間に沈下量の計測を行い、この結果と算定結果を比較検討し、適切に諸係数を見直すことが望ましい。

（３） 圧密沈下量の算定のフロー

図 4-4-7 に、地盤の圧密沈下量の算定のフローを示す。

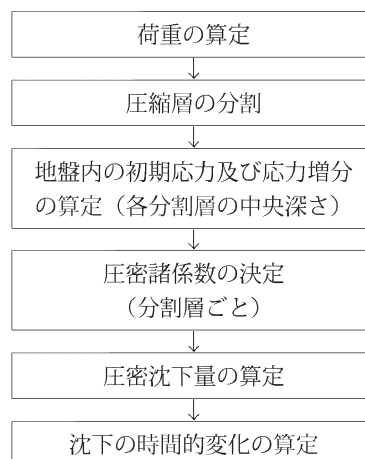


図 4-4-7 圧密沈下量の算定のフロー

4.6.2 最終圧密沈下量の算定

最終圧密沈下量は、圧密特性を考慮した適切な方法を用いて算定することが望ましい。

(1) 最終圧密沈下量の算定方法

最終圧密沈下量の算定には、次の三つの方法がある¹⁰⁾。

- ① 体積圧縮係数 m_v を用いる方法
- ② 間隙比から直接算定する方法
- ③ 圧縮指数 C_c を用いる方法

一般に、①の方法を用いることが多い。以下に、この方法について述べる。

(2) 最終圧密沈下量の算定

図 4-4-8 を参照して、圧密沈下量は式 4-4-8、式 4-4-9 により算定することができる。

$$S = \sum S_i \dots\dots\dots (式 4-4-8)$$

$$S_i = m_{vi} \Delta h_i \Delta \sigma_{zi} \dots\dots\dots (式4-4-9)$$

ここに、

S_i, S : それぞれ、第 i 番目の分割層及び全層の最終圧密沈下量 (m)

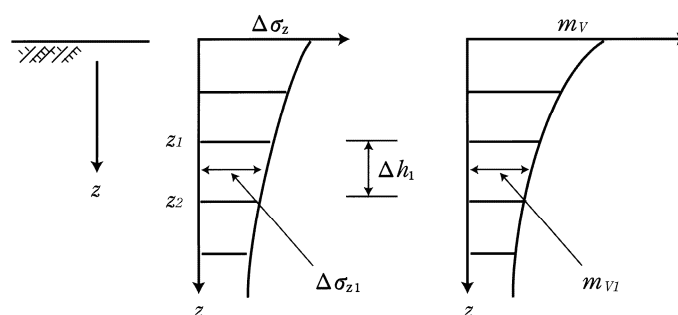
$$m_{vi} : \text{第 } i \text{ 番目の分割層の体積圧縮係数 (m}^2\text{/kN)}$$
 Δh_i : 第 i 番目の分割層の厚さ (m) $\Delta \sigma_{zi}$: 第i番目の分割層の中央における地盤内の鉛直応力増分 (kN/ m²)

図 4-4-8 圧密沈下量の算定

式 4-4-9 で用いる体積圧縮係数 m_v 、及び後に示す式 4-4-10 で用いる圧密係数 c_v の値は、各圧縮層において圧密試験の結果より得られた複数の $\log m_v \sim \log p$ 、 $\log c_v \sim \log p$ 曲線群から平均的な 1 本の曲線を定め、この曲線において、 $p = \sigma_z + (\Delta \sigma_z / 2)$ に対応する値として定める。ここに、 σ_z 、 $\Delta \sigma_z$ は分割層の中央における初期鉛直応力及び荷重による地盤内の鉛直応力増分で、それぞれ「第 4 編 4.3 地盤内の初期鉛直応力」、「第 4 編 4.4 載荷重による地盤内の鉛直応力増分」により求める。

(3) 基礎が根入れしている場合の地盤内応力増分 $\Delta \sigma_z$ の決定

基礎が根入れしている場合は、地盤内応力増分の算定から得られた $\Delta \sigma_z$ の値から根入れ深さに相当する有効土かぶり圧を引いた圧力、すなわち、正味の増加圧力を地盤内応力増分の値として用いる。

4.6.3 圧密沈下量の経時変化の算定

圧密沈下量の時間的変化は、各分割層に対して求めた圧縮量～時間関係を各時間ごとに加算して求めることが望ましい。

(1) 時間係数の算定

第 i 番目の分割層の時間 t における時間係数 T_{vi} は、式 4-4-10 により算定することができる。

$$T_{vi} = c_{vi} \frac{t}{D_i^2} \dots\dots\dots (式 4-4-10)$$

ここに、

t : 沈下量を算定する時間 (day)

D_i : 第 i 番目の分割層の排水距離 (m)

ただし、分割層 i の層厚を H_i (m) とするとき、 D_i は次のように算定するのがよい。

- ① 両面排水の場合、 $D_i = H_i/2$
- ② 片面排水の場合、 $D_i = H_i$

c_{vi} : 第 i 番目の分割層の圧密係数 (cm^2/day)

T_{vi} : 時間 t における第 i 番目の分割層の時間係数

(2) 平均圧密度の算定

時間 t における第 i 番目の分割層の平均圧密度 $U(it)$ は、式 4-4-10 により求めた時間係数 T_{vi} を用いて、図 4-4-9 より求める。

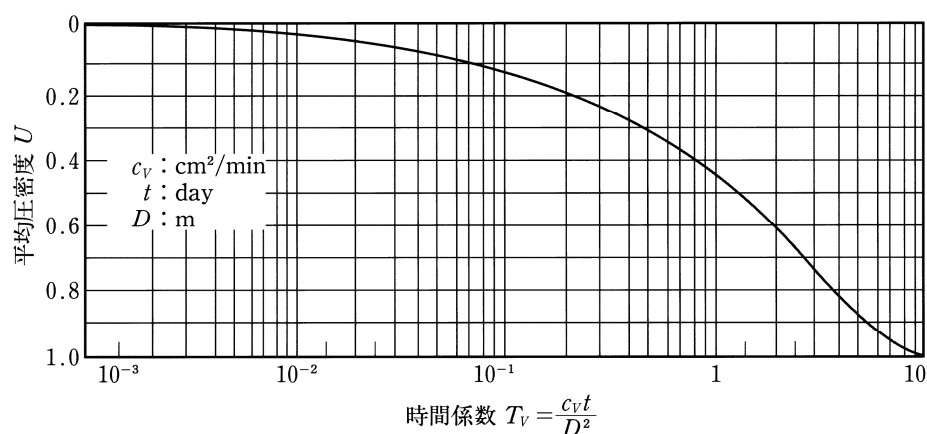


図 4-4-9 平均圧密度と時間係数の関係

(3) 沈下量～時間関係の算定

時間 t における圧密沈下量は、式 4-4-11 により算定することができる。

$$S_{ti} = U_i(T_{vi}) S_i \dots\dots\dots (式 4-4-11)$$

ここに、

S_{ti} : 時間 t における分割層 i の圧密沈下量 (m)

S_i : 分割層 i の最終圧密沈下量 (m)

$U_i(T_{vi})$: 時間 t に対応する時間係数 T_{vi} における分割層 i の平均圧密度

(4) 全層にわたる圧密沈下量～時間の関係の算定

全層にわたる圧密沈下量～時間の関係は、式 4-4-11 で求めた各分割層の圧密沈下量～時間関係を各時間ごとに加算して、式 4-4-12 により求める。

$$S_t = \sum S_{ti} \dots\dots\dots (式 4-4-12)$$

ここに、

S_t : 全層にわたる時間 t での地盤の圧密沈下量 (m)

S_{ti} : 時間 t における第 i 番目の分割層の圧密沈下量 (m)

4.7 その他の地盤の変形

4.7.1 側方変位

軟弱な粘性土地盤に建設される係船岸又は護岸などにおいて、地盤のせん断変形による側方変位が構造物に影響を及ぼす場合は、必要に応じて対策を講じることが望ましい。

(1) 側方変位のメカニズム

軟弱地盤上に建設された係船岸又は護岸などにおいて、盛土や載荷重により、地盤内にせん断変形が発生し、荷重端付近の地盤又は構造物に側方変位が生じる場合がある。側方変位は、載荷直後の即時変形に伴う変位とその後の時間の経過とともに継続的に発生する変位に分けられる。

(2) 側方変位の予測

地盤全体の安全率が 1.3 程度と小さく、圧密とせん断による変形が一体的に発生する側方変位に対し、その発生の有無を既往の経験に基づいて簡便な定数を用いて判定する方法¹¹⁾が提案されている。また、より詳しい解析を行う場合は、粘性土地盤に弾塑性モデルあるいは弾粘塑性モデルを適用し、有限要素法によって沈下と側方変位の経時変化を求める⁷⁾⁸⁾⁹⁾。側方変位の重要性は、構造物の機能によって大きく異なるので、これらを考慮して適切な算定法を選択する必要がある。

4.7.2 不同沈下

軟弱な粘性土地盤に構造物を建設する場合、地盤の不同沈下の発生を考慮し、不同沈下が構造物に影響を及ぼす場合は、必要に応じて対策を講じることが望ましい。

(1) 不同沈下の原因と種類

漁港構造物において問題となる不同沈下には、以下のようなものがある。

① 構造物の基礎と埋立て地の間に生じる不同沈下

例：杭で支持された建物と埋立て地盤の間に発生する不同沈下、杭基礎の橋梁とその取り付け部の間の沈下

② 地盤改良箇所と無改良箇所との間に生じる不同沈下

例：ドレーンや深層混合処理で改良された地盤と無処理地盤の間に生じる不同沈下

③ 地盤に働く荷重の大きさの相違によって生じる不同沈下

例：盛土とその周囲の連れ込み沈下、埋設構造物周辺の沈下

④ 地盤の圧密特性の不均一性に起因する不同沈下

これらのうち、①、②、③は、構造物又は地盤改良の検討において考慮すべき項目である。④の不同沈下は、地盤の不均一性を考慮した数値解析によってある程度の予測が可能になっている¹¹⁾¹²⁾。

(2) 不同沈下の対策

不同沈下の対策として、以下のものが挙げられる。

- ① 構造物と埋設構造物の間にフレキシブルジョイントを設置し、不同沈下による損傷を防止する。
- ② 地盤に働く上載荷重がなめらかに変化するように、軽量材料あるいは重量の大きい材料を用いて、荷重を調整する。
- ③ 地盤改良と無改良の区域の間に杭によるすりつけ部を設置する。

(参考文献)

- 1) 赤井浩一：土の支持力と沈下，山海堂（1964）
- 2) 石井靖丸訳：チェボタリオフの土質工学（上巻），技報堂（1957），p.212
- 3) J. O. Osterburg：Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to an embankment loading, Proc.4th Int.Conf. SMFE, Vol.2 (1957), pp.393-394
- 4) K. Terzaghi：Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons (1943), pp.265-296
- 5) 大槇正紀・三村衛・宮原貞純・渋谷博司：台風による被災防波堤の復旧工事の安定管理，水産工学研究所研究報告，第 11 号（1990），pp.53-92
- 6) 大槇正紀・菅野典雄・池田正：砂強制置換と沈床を併用した防波堤の施工中の挙動観測，土と基礎，Vol.37, No.8 (1989)，pp.27-32
- 7) 大槇正紀・金子与雄・来山尚義・石田俊央：鋼矢板による連れ込み沈下対策工法の挙動観測と解析，水産工学研究所研究報告，第 14 号（1993），pp.89-110
- 8) 大槇正紀・佐伯公康・鈴木俊介：盛土による人工島地盤の動態観測と解析，水産工学研究所技報，第 22 号（2000），pp.15-50
- 9) 大槇正紀・西崎孝之・佐伯公康・馬場慎太郎：施工中の矢板式係船岸の変形挙動の数値解析，水産工学研究所技報，第 22 号（2000），pp.51-68
- 10) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，丸善（2012），pp.51-53
- 11) 春日井康夫・南兼一郎・田中洋行：地盤の側方流動による港湾施設の変形予測，港湾技研資料，No.726（1992）
- 12) 奥村樹郎・土田孝：土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定，港湾技術研究所報告，Vol.20, No.3（1981），pp.131-168

第 5 章 斜面の安定

5.1 斜面の安定に関する基本

斜面の安定に対する性能照査は、自重等の想定される作用及び地盤の特性から、斜面が破壊するすべり面を想定して、適切な手法によって照査するものとする。

自重や作用などによって、地中にすべりが生じ、斜面が破壊するおそれがある地盤においては、斜面の性能照査を行う。

斜面の安定解析とは、土の自重又は載荷重などによって斜面を構成する土塊の安定性が減少する場合に、極限平衡の状態に対する安全率を求めることである。斜面の安定解析に用いる計算方法は、斜面の性能照査のほかに、基礎の支持力の算定にも用いることができる。

5.1.1 斜面の安定解析を必要とする断面形状

砂質土地盤又は粘性土地盤において、以下のような断面形状の場合には、「第4編 5.2 性能照査」で述べる方法により斜面の性能照査を行う必要がある。

- ① 長い斜面を形成する場合
- ② 急勾配の斜面を形成する場合
- ③ 擁壁等により相当の高さの高低差を生じる場合
- ④ 斜面上に重量構造物を設置する場合
- ⑤ 軟弱地盤上に重量構造物を設置する場合

5.1.2 すべり面の種類

すべり面には、図 4-5-1 に示す種類がある。

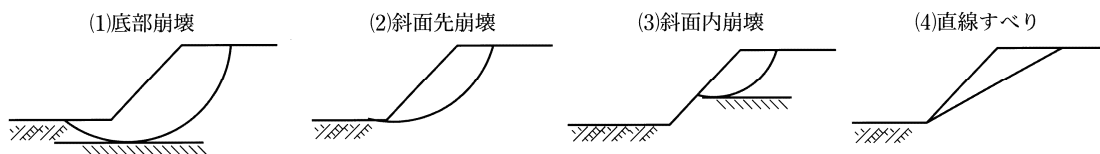


図 4-5-1 すべり面の種類

5.1.3 すべり面の形状

(1) すべり面の形状の種類

斜面安定解析におけるすべり面の形状としては、直線、対数螺旋及び円弧の組み合わせられた形状が生じることが認められている¹⁾が、実用的には円弧すべり面又は直線すべり面を用いる。また、特に弱い層があってそこを通るすべりが予想される場合には、弱い層を通る適当な形のすべり面を仮定することもある。一般に、すべり面の形を仮定する場合、そのすべり面に沿って土塊が円滑にすべる形状であることが必要で、土塊の運動が不自然な曲線や急な折れ線などを仮定してはならない。

① 砂質地盤の斜面のすべり

円弧すべりよりも直線すべりに近い形状となる。砂の斜面が極限平衡の状態にある場合の傾斜角を安息角という。この安息角はその斜面の砂の間隙比に対応した内部摩擦角に等しい。不飽和砂の場合は、砂中の水の表面張力によって見かけ上の粘着抵抗を持ち、その安息角も乾燥砂や飽和砂の場合より大きい。

② 粘性土地盤のすべり

すべり面の形は円弧に近く、底部すべりといわれる深いすべりを生じることが多い。

(2) 斜面安定解析に用いる次元としての扱い

斜面安定解析は、普通二次元問題として取り扱う。延長の長い斜面に実際に生じるすべり面は三次元の曲面となるが、二次元問題とした方が安全側である。ただし、有限長の荷重に対する性能照査を行う場合は、円筒形すべり面として側面の抵抗を考えることがある。

(3) 斜面安定解析に用いる作用とすべり抵抗

すべりを生じる原因のうち重要なものは、土の自重、荷重、水圧などである。このほかに地震力、波力などの繰り返し荷重が考えられる。すべりに抵抗する要因としては、土のせん断抵抗、押さえ荷重などが挙げられる。

(4) 短期安定問題と長期安定問題

土の安定性問題は、せん断強度の時間的変化に関して、二つの場合に分類される。すなわち、正規圧密の状態にある地盤に荷重を行う場合と、掘削など荷重の除荷をする場合とであり、前者を短期安定問題、後者を長期安定問題という。それぞれの場合において適切な強度定数を用いる必要がある。（「第2編 9.5 土のせん断強さ特性」参照）

(5) 安全率

斜面安定問題における安全率とは、土のせん断強さと、ある仮定したすべり面に生じるせん断応力との比をいう。この安全率の値は仮定したすべり面によって異なるが、与えられた条件のもとでいくつかのすべり面を仮定して求めた安全率のうち、最小のものをその斜面のすべりに対する安全率という。斜面安定解析において照査上確保すべき安全率は通常 1.3 以上を標準とするが、同一の地盤における実績等から地盤の諸定数の信頼性が高いと考えられる場合や、施工中に地盤の変位及び応力を観測する計測施工を実施する場合には、1.1 以上、1.3 未満の安全率で照査してもよい²⁾。

5.2 性能照査

5.2.1 円弧すべり法による安定解析

斜面の性能照査を行うにあたっては、適切な円弧すべり解析により性能照査を行うことを原則とする。この場合の安全率は、地盤の特性、構造物の特性等に応じた適切な数値をとることを原則とする。

円弧すべり法による安定解析は、以下の (1) ～ (9) によることができる。

(1) 概要

円弧すべり法で用いられる分割法は、すべり円内の土塊をいくつかの鉛直面によって分割片に分け、各分割片の底面におけるせん断応力と土の抵抗応力を計算し、全部の分割片についてこれらの応力を加えて安全率を求めるものである。

分割法では分割片間の力の釣り合いを解くために静定化条件を仮定する必要があり、各分割片の鉛直面に働く力をどのように仮定するかによって様々な計算法が提案されている。一般には、修正フェレニウス法と簡易ビショップ法が用いられている。

(2) 修正フェレニウス法による安定解析法¹⁾³⁾⁴⁾

修正フェレニウス法は各分割片の鉛直面に働く力の合力の方向が分割片の底辺と平行であると仮定する方法で、簡便法又はチェボタリオフ法とも呼ばれている。円弧と分割片を図 4-5-2 のように示すと、修正フェレニウス法による安全率は式 4-5-1 で求める。

$$F_s = \frac{R \sum (cl + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W_x + \sum H a}$$
$$= \frac{\sum (cb + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \sec \alpha}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a} \dots\dots\dots (式 4-5-1)$$

ここに、

F_s : 円弧すべりに対する安全率

R : すべり円の半径 (m)

c : 粘性土地盤においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤においては、排水条件における見かけの粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 粘性土地盤においては 0、砂質土地盤においては、排水条件における土の内部摩擦角 ($^\circ$)

l : 分割片の底辺長 (m)

W' : 単位奥行当たりの分割片の有効重量 ((5)を参照) (kN/m)

W : 単位長さ当たりの分割片の全重量 (土と水の全重量と載荷重との和) (kN/m)

α : すべり面と水平面のなす角 (図の場合を正とする) ($^\circ$)

x : 分割片の重心とすべり円中心の間の水平距離 (m)

H : すべり円内の土塊に働く水平力 (水圧、波圧、地震力等) (kN/m)

a : 水平力 H のすべり円中心に関する腕の長さ (m)

b : 分割片の幅 (m)

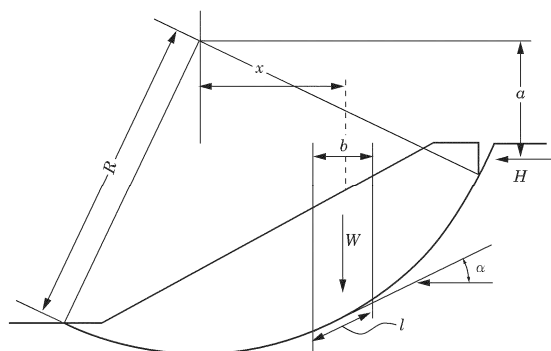


図 4-5-2 修正フェレニウス法による円弧すべり面解析

(3) ビショップ法による安定解析法³⁾⁵⁾

Bishop⁵⁾は、分割片の鉛直面に平行なせん断力と垂直な水平力を考慮した安全率の算定式を提案している。実際の計算では鉛直方向のせん断応力が釣り合っていると仮定する計算法がよく使用され、簡易ビショップ法と呼ばれている。簡易ビショップ法の安全率 F_s は、式 4-5-2 で計算される。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a} \sum \frac{(c b + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F_s}} \dots\dots\dots (式 4-5-2)$$

ただし、式 4-5-2 中の記号は、式 4-5-1 に準ずる。

(4) 安定解析法の適用性⁶⁾⁷⁾

- ① 修正フェレニウス法と簡易ビショップ法による安全率は、 $\phi=0$ である粘性土地盤の場合には一致するが、円弧が砂質土地盤を通過する場合は異なってくる。
- ② 一般に、修正フェレニウス法による円弧すべり解析が内外で広く利用されているが、これは我が国の港湾地域におけるすべり破壊事例の解析結果から斜面破壊の実情をよく説明することが報告された⁴⁾こと、砂質土地盤においては安全側の安全率を与えることによる。基礎地盤が全て砂質土層であったり、上部が厚い砂層で下部が粘土層という構成の地盤を切る円弧すべりに対しては、修正フェレニウス法は安全率を過小に評価していることが確認されている⁷⁾。
- ③ 偏心傾斜荷重が加わる場合は、簡易ビショップ法が標準とされている。なお、簡易ビショップ法は、水平に近い砂質土地盤において荷重が鉛直に働く場合は、過大な安全率を与えるという問題がある。

(5) 単位体積重量

分割片の有効重量 W' の算定に用いる土の単位体積重量は、図 4-5-3 を参照して、次の値を用いる。

- γ_1 : 不飽和土の単位体積重量 (kN/ m³)
- γ_2 : 飽和土の単位体積重量 (kN/ m³)
- γ' : 浮力を考慮した水中単位体積重量 (kN/ m³)
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/ m³)

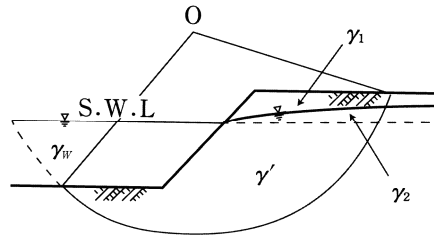


図 4-5-3 浸透のある場合の単位体積重量

(6) 側面抵抗の考え方

円弧すべりの性能照査における側面抵抗は、無視することにより安全側になるため通常は考慮しない。しかし、防波堤の先端が急深で法線方向へのすべり破壊を考慮しなければならない場合で、載荷幅が限られ二次元問題として扱うのが適当でない場合は、側面抵抗を考慮してもよい。

側面抵抗としては、すべり円筒の側面での粘着力、摩擦力による抵抗を考慮することが望ましい。計算方法については、奥村⁸⁾により提案されている。

(7) 圧密による強度増加

原地盤が粘性土層を含み、圧密の進行とともに地盤強度の増加が期待できる場合、これを考慮した照査が行われる場合がある。このような場合の円弧すべりによる性能照査においては、「第2編 9.5 土のせん断強さ特性」に示す方法を用いて圧密による粘性土の非排水せん断強さ c_u の増加を考慮してもよい。ただし、この場合、施工の途中で圧密強度が十分に増加していない段階における斜面の性能照査を行うことが望ましい。

(8) 矢板がある場合

矢板式係船岸等の照査における円弧すべりの検討では、すべり面は矢板の途中を横切らないものと仮定し、矢板の下端以深についてのみ検討している。しかし、実際には、矢板の根入れ途中における円弧すべりモーメントが極端に大きい場合は、矢板が大きく変形する恐れがある。このような場合や施工途中等に円弧すべりを防止する目的で矢板を打つ場合は、矢板断面のせん断抵抗力についても検討することが望ましい。

鋼矢板を横切る円弧すべりに対しては、次に示す二つの検討を行う必要がある⁹⁾。

① 矢板を横切る円弧すべり面以下の受働土圧による抵抗を考慮する検討(図 4-5-4 参照)

$$F_s = \frac{M_r + M_{rt}}{M_d} \geq 1.3 \quad \dots\dots\dots (式 4-5-3)$$

ここに、

F_s : 円弧すべりに対する安全率

M_d : 起動モーメント (kNm/m)

M_r : 抵抗モーメント (kNm/m)

M_{rt} : 鋼矢板を横切る最小安全率の円弧すべり面より下の受働土圧の円弧の中心 O 点に関するモーメント (kNm/m)

ただし、受働土圧の作用区間は久保らの提案により、円弧すべり面から下方に $\ell_{m1}/3=\pi/(3\beta)$ の区間とされる。ただし、 β は「第4編 3.5.2 解析的方法」の式 4-3-18 で表される特性値である。

また、 M_{rt} は次式で表現される。

$$M_{rt}=(R\cos\theta+x)S \dots\dots\dots (式 4-5-4)$$

ここに、

S ：受働土圧の合力 (kN/m)

x ：円弧すべり面から合力 S の作用点までの距離 (m)

R ：鋼矢板を横切る最小安全率の円弧すべり面の半径 (m)

θ ：円弧が矢板を横切る点と円の中心とを結ぶ直線が鉛直となす角 (°)

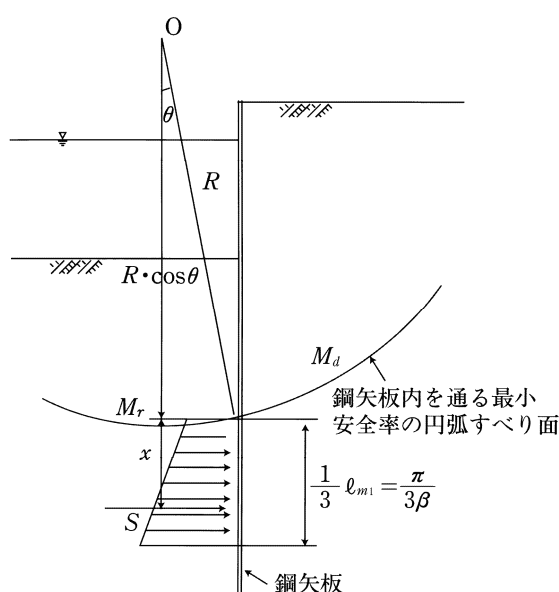


図 4-5-4 受働土圧を考慮する方法

② 矢板のせん断耐力を考慮する検討 (図 4-5-5 参照)

$$F_s=\frac{M_r+Q'R}{M_d}\geq 1.3 \dots\dots\dots (式 4-5-5)$$

ここに、

$$Q'=Q/\cos\theta$$

Q ：鋼矢板のせん断耐力 ($=\tau_a A$) (kN/m)

τ_a ：矢板の許容せん断応力度 (kN/m²)

A ：鋼矢板の断面積 (壁幅 1m 当たり) (m²/m)

その他の記号は、式 4-5-4 に準じる。

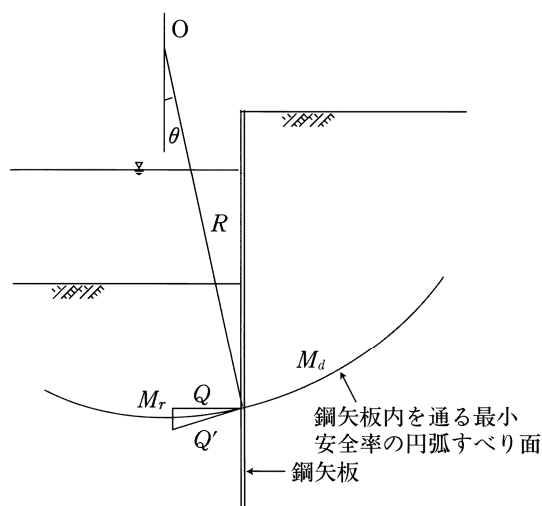


図 4-5-5 鋼矢板のせん断力を考慮する場合

(9) 地震時の検討

地震時には土塊に地震力が加わり、斜面の安定は常時に比べて危険側となる。地震時の検討は、以下のように行うことができる。

- ① 粘性土地盤の地震時の円弧すべりの検討は、一般には行わない。ただし、耐震強化岸壁や大きな設計水平震度を考慮しなければならない施設等では、設計水平震度を用いた円弧すべりの検討を行うことが望ましい。

円弧すべりの検討においては、構造物と地盤を対象に慣性力を考慮して円弧すべりの計算を行うことが望ましい。安全率は 1.0 以上としてよい。

- ② 砂、砂れきの斜面においては、地震時には斜面の直線的なすべり破壊が生じると考えられる。耐震強化岸壁や大きな設計水平震度を考慮しなければならない施設等では、設計水平震度を用いた直線すべり面についての解析を行うことが望ましい。安全率は 1.0 以上としてよい。
- ③ 地震時の性能照査には、式 4-5-1 や式 4-5-2 の水平力 H に、地震動による慣性力を用いる。慣性力としては、設計水平震度と各分割片の全重量の積を使用するのがよい（「第 2 編第 11 章 地震力」参照）。
- ④ 地震により地盤の液状化が生じ、斜面の安定が失われる場合がある。このような場合は、液状化により発生する過剰間隙水圧を考慮して解析を行う。すなわち、式 4-5-1 又は式 4-5-2 の分割片の有効重量 W_i' に代えて、 $(W_i' - \Delta u \cdot b)$ を用いて安定解析を行う。ここで、 Δu は地震動によって発生する過剰間隙水圧 (kN/m^2)、 b は分割片の幅 (m) である。
また、必要に応じて何らかの対策工法を検討するのがよい。

5.2.2 円弧すべり面以外のすべり面を用いた安定解析

地盤の条件によって円弧すべり面以外のすべり面を用いることが適切な場合は、適切な形状のすべり面を考慮した安定解析を実施することを原則とする。

円弧すべり面以外のすべり面を用いた安定解析は、以下の (1) ～ (2) によることができる。

(1) 直線すべり面

直線すべり面を仮定する場合、すべり破壊に対する安全率は、式 4-5-6 により算定することができる（図 4-5-6 参照）。

$$F_s = \frac{\sum \{cl + (W' \cos \alpha - H \sin \alpha) \tan \phi\}}{\sin \alpha \sum W' + \cos \alpha \sum H} \dots\dots\dots (式 4-5-6)$$

ただし、式 4-5-6 中の記号は、式 4-5-1 に準ずる。

すべりの検討は、法面を通るあらゆる直線すべり面について行うことが望ましい。すべり破壊に対する安全率は、常時 1.2 以上、地震時 1.0 以上を標準とする。

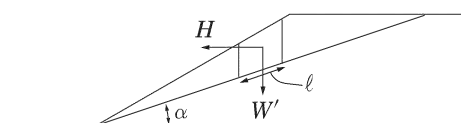


図 4-5-6 直線すべり面による斜面の性能照査

(2) 複合すべり面

単一の円弧すべり面や直線すべり面による検討が不十分と見なされるような地盤条件に対しては、複数のすべり面からなる複合すべり面を仮定できる。土層中に軟弱層を挟んでいるときは、すべり面は単一の円又は直線とはならず、軟弱層に沿って広がる傾向を示すことが確認されている（図 4-5-7 参照）。ただし、この性能照査法は、実際の性能照査に適用する段階に至っていない。

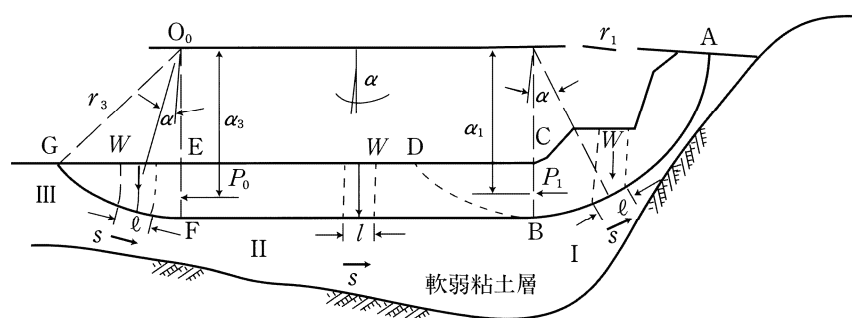


図 4-5-7 円弧と直線からなる複合すべり面の例

(参考文献)

- 1) R. F. Scott : Principles of soil mechanics, Addison Wesley (1963), p.431
- 2) 土田孝・湯怡新：港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率，港湾技術研究所報告，Vol.35, No.1 (1996)，pp.117-146
- 3) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂（1969），pp.197-223
- 4) A. Nakase : The $\phi=0$ analysis of stability and unconfined compression strength, Soils and Foundations, Vol.7, No.2 (1967), pp.33-50

- 5) A. W. Bishop : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1 (1955), pp.7-17
- 6) 野村健司・早藤能伸・長友文昭:斜面安定解析におけるビショップ法とチェボタリオフ法の比較, 港湾技術研究所報告, Vol.17, No.4 (1968), pp.133-175
- 7) 小林正樹:地盤の安定解析における問題点, 昭和 51 年度港湾技術研究所講演会講演集 (1976), pp.73-93
- 8) 奥村樹郎:円筒すべり面の側面抵抗計算法, 土と基礎, Vol.11, No.10 (1963), pp.27-30
- 9) 石黒健・白井基雄・海輪博之:鋼矢板工法 (上巻), 山海堂 (1982), pp.90-93