

第3章 設計の基礎知識

鹿島建設株式会社 渡邊洋介

JSCE 「仮設構造物の計画と施工 2025年改訂版」講習会

第3章 設計の基礎知識

1.概説

p.37

仮設構造物の特徴

- 本体構造物を構築するために一時的に使用する
- 土留め工, 仮締切り, 仮栈橋・路面覆工等がある
- 施工時の安全性が求められる
- 経済性に配慮して小さな安全率で設計



基礎的な知識不足が事故やトラブルに結びつく

本章で扱う内容

- ① 土留め工の設計に用いる土圧
- ② 直接基礎・杭基礎の支持力
- ③ 地盤の変形(弾性沈下・圧密沈下)

第3章 設計の基礎知識【目次】

1. 概 説
2. 土 圧
 - 2.1 概 要
 - 2.2 見掛けの土圧
 - 2.3 クーロンの土圧
 - 2.4 ランキン・レザールの土圧
 - 2.5 側 圧 係 数
 - 2.6 その他の土圧
3. 地盤の支持力
 - 3.1 概 要
 - 3.2 直接基礎の支持力
 - 3.3 杭の支持力
4. 地盤の変形
 - 4.1 概 要
 - 4.2 増加荷重に伴う地中応力分布
 - 4.3 粘性土の圧密沈下
 - 4.4 砂質土の即時沈下
 - 4.5 弾 性 沈 下
 - 4.6 土留め掘削による周辺地盤の変形



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】

2

第3章 設計の基礎知識

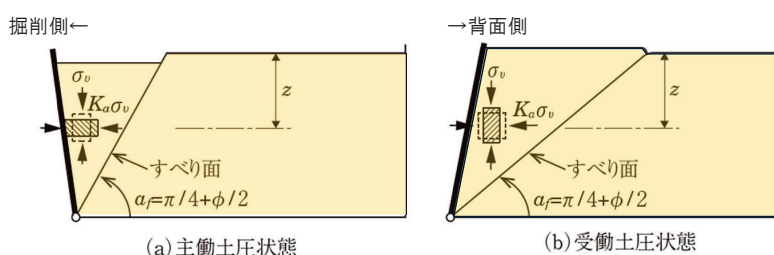
2.土圧 2.1 概要

p.37

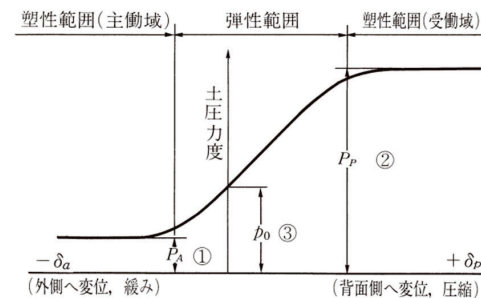
土圧とは、土と接する構造物が土から受ける圧力のこと

土圧の種類

- ・静止土圧(P_0): 壁に変位が生じない場合(静止状態)の土圧
- ・主動土圧(P_A): 壁が掘削側に変位し、背面土にゆるみが生じた際の土圧
- ・受働土圧(P_P): 壁が背面側に変位し、背面土に圧縮が生じた際の土圧



土留め壁の変位に応じて土圧は変化する！



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 3

第3章 設計の基礎知識

2.土圧 2.1 概要

p.37

過去の実測値を整理したもの

- ①見掛けの土圧(慣用法、部材算定)、④側圧係数(土圧+水圧)

理論式によるもの

- ②クーロンの土圧、③ランキン・レザールの土圧

土留め工の設計に用いる土圧

土圧		①見掛けの土圧	②クーロンの土圧	③ランキン・レザールの土圧	④側圧係数
使用目的					
根入れ長の算定		×	△	○	△
土留工の 部材算定	慣用法	○	×	×	×
	弾塑性法	×	○	○	○

○: 使用する △: 設計基準によっては使用する ×: 使用しない



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 4

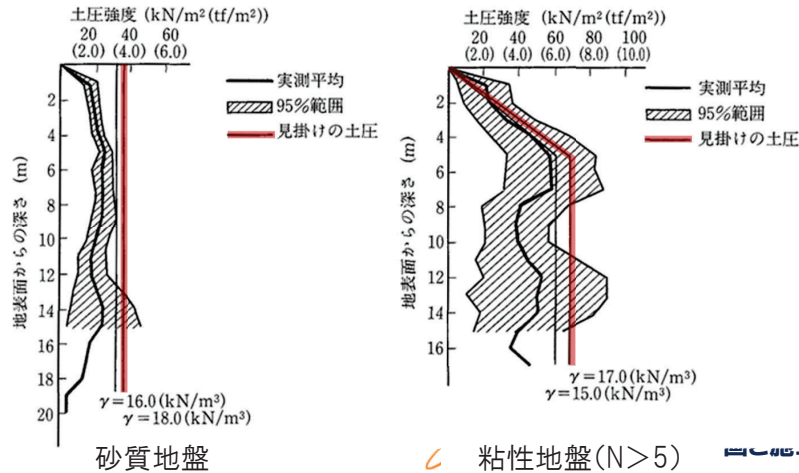
第3章 設計の基礎知識

2.土圧 2.2 見掛けの土圧

p.38～39

見掛けの土圧とは

- ・土留め工の部材算定用の土圧で慣用法に用いることを前提としたもの
- ・切梁軸力測定値、土留め壁に設置した土圧計測定値を整理したもの



粘性地盤(N>5) 2025年改訂版 5

第3章 設計の基礎知識

2.土圧 2.2 見掛けの土圧

p.38～39

(例) トンネル標準示方書

- ・砂質土においては土圧と水圧をそれぞれ考慮
- ・粘性土においては土圧と水圧を一体

$$p_a = K\gamma_t H + p_w$$

ここに、

P_a : 主働側圧

K : 見掛けの土圧係数

γ_t : 土の湿潤単位体積重量

H : 換算掘削深さ

q : 上載荷重

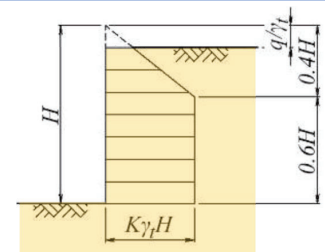
N : 標準貫入試験のN値

P_w : 着目点における地盤の静水圧

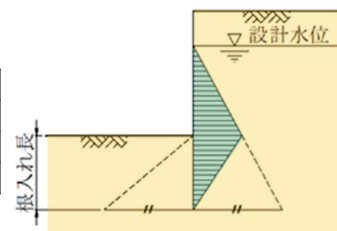
(ただし、粘性土においては $p_w = 0$ とする)

見掛けの土圧係数

土質	K
砂	0.2～0.3
硬い粘土(N>4)	0.2～0.4
軟らかい粘性土(N≤4)	0.4～0.5



慣用法に用いる見掛けの土圧



水圧分布

JSCE 仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 6

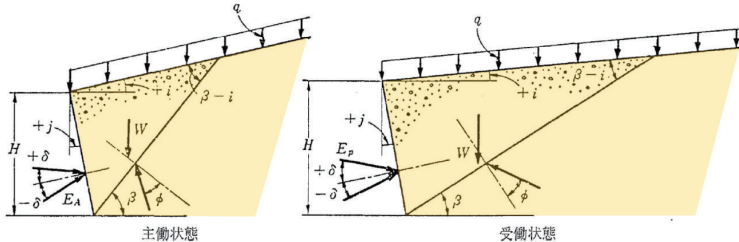
第3章 設計の基礎知識

2.土圧 2.3 クーロンの土圧

p.39~40

クーロン土圧(土くさび理論)の考え方

- ・ 壁体背面の土は、粘着力のない粉体である
- ・ 崩落面は平面である
- ・ 壁体背面と崩落面に囲まれるくさび形の土の部分が重力によって壁体背面を圧する
- ・ 崩落面における反力は、崩落面に対する垂線と土の内部摩擦角(ϕ)だけ傾いて生じる
- ・ 壁面に作用する土圧力は、壁面に対する垂線と壁面摩擦角(δ)だけ傾いて作用する



土くさびと力の関係

$$\begin{aligned} \text{主動土圧 } P_A &= K_A (q + \gamma H) \\ K_A &= \frac{\cos^2 \phi}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}}\right)^2} \\ \text{受働土圧 } P_P &= K_P (q + \gamma H) \\ K_P &= \frac{\cos^2 \phi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}}\right)^2} \end{aligned}$$

ここで、
 P_A : 主動土圧強度 (kN/m²)
 P_P : 受働土圧強度 (kN/m²)
 K_A : 主動土圧係数
 K_P : 受働土圧係数
 q : 上載荷重 (kN/m²)
 γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 着目点までの深度 (m)
 ϕ : 内部摩擦角 (°)
 δ : 壁面摩擦角 (°), 一般に $\delta = \frac{\phi}{3} \sim \frac{\phi}{2}$



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 7

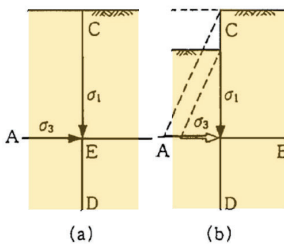
第3章 設計の基礎知識

2.土圧 2.4 ランキン・レザールの土圧

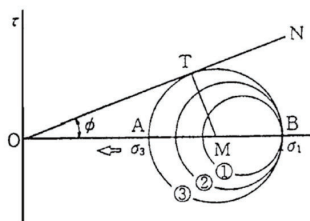
p.40~41

ランキン・レザールの土圧の考え方

- ・ 半無限地盤内の1要素が横方向に一樣な圧縮・引張りを受けた場合に、地盤はせん断変形を受けて極限平衡状態を経て破壊する過程より主動・受働土圧を導いたもの
- ・ モールの応力円が破壊基準線に接する場合の応力比 (σ_3 / σ_1) を土圧係数としたもの



土中の応力



モールの応力円

主動状態における土圧の変化

$$\begin{aligned} P_A &= (q + \gamma H) K_{A1} - 2cK_{A2} \\ P_P &= (q + \gamma H) K_{P1} + 2cK_{P2} \\ K_{A1} &= \tan^2 (45^\circ - \phi/2), \\ K_{A2} &= \tan (45^\circ - \phi/2) \\ K_{P1} &= \tan^2 (45^\circ + \phi/2), \\ K_{P2} &= \tan (45^\circ + \phi/2) \end{aligned}$$

ここに、
 P_A : 主動土圧強度 (kN/m²)
 P_P : 受働土圧強度 (kN/m²)
 K_{A1}, K_{A2} : 主動土圧係数
 K_{P1}, K_{P2} : 受働土圧係数
 q : 上載荷重 (kN/m²)
 ϕ : 内部摩擦角 (°)
 γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
 c : 粘着力 (kN/m²)



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 8

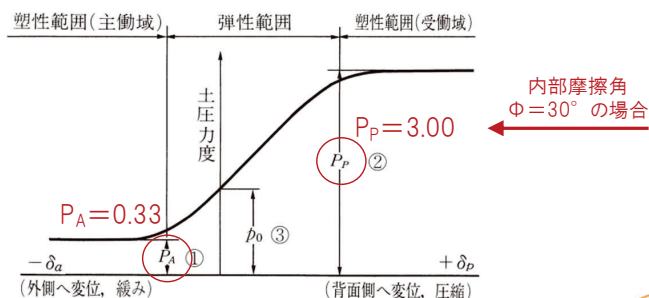
第3章 設計の基礎知識

2.土圧 主働土圧係数、受働土圧係数

p.42

土圧係数の大きさ

- 鉛直な壁面
 - 壁面摩擦角がゼロ
- のとき、クーロンとランキン・レザールの土圧係数は一致し、右表の値となる



主働土圧係数、受働土圧係数

内部摩擦角 ϕ (°)	主働土圧係数 K_A	受働土圧係数 K_P
0	1.000	1.000
5	0.840	1.190
10	0.703	1.422
15	0.589	1.699
20	0.490	2.039
25	0.406	2.462
30	0.333	3.003
35	0.271	3.691
40	0.218	4.597
45	0.172	5.822



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】

9

第3章 設計の基礎知識

2.土圧 2.5 側圧係数

p.43~44

側圧係数とは

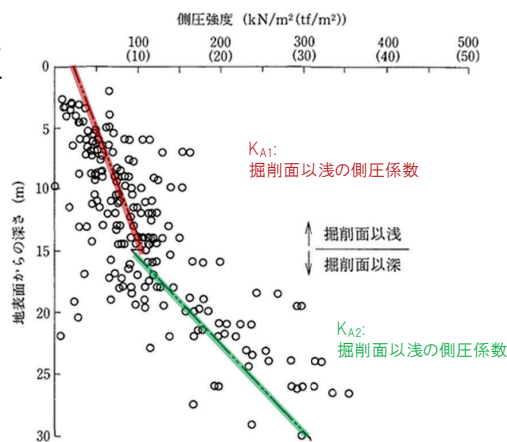
- 土留め壁に設置した土圧計で測定された側圧（土圧＋水圧）を整理したもの
- 土水一体で扱う粘性土で使用される

$$\text{掘削面以浅} \quad p_a = K_{A1}(\gamma_t z + q)$$

$$\text{掘削面以深} \quad p_a = K_{A1}(\gamma_t H + q) + K_{A2}\gamma_t(z - H)$$

粘性土の側圧係数

粘性土のN値	K_{A1}		K_{A2}
	推定式	最小値	
$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5
$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6
$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8



軟らかい粘性土の側圧強度分布の例



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】

10

第3章 設計の基礎知識

2.土圧 2.6 その他の土圧

p.45

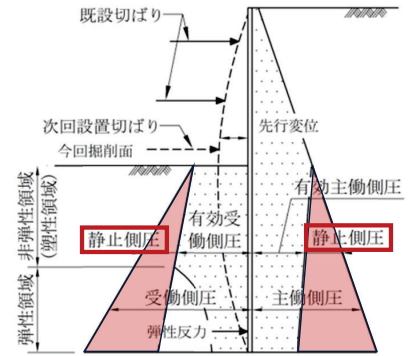
静止土圧とは

- ・砂質土は土水分離，粘性土は土水一体とする
- ・弾塑性法の計算において、掘削面以深の外力および受働抵抗を評価するときに、主働側圧および受働側圧の両者から差し引く側圧のこと
- ・土質工学で定義している静止している壁体に作用する土圧とは厳密には異なるが、一般的に静止側圧と呼ばれる（鉄道では平衡側圧と呼ぶ）

静止側圧係数 K_0

土質		K_0 の値
砂質土		$1 - \sin \phi$
粘性土	$N \geq 8$	0.5
	$4 \leq N < 8$	0.6
	$2 \leq N < 4$	0.7
	$N < 2$	0.8

ϕ ：内部摩擦角



弾塑性法の側圧



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 11

第3章 設計の基礎知識

3.地盤の支持力 3.1 概要

p.46

地盤の支持力

- ・地盤上に構造物を設置する場合、構造物に有害な沈下・傾斜が生じないように基礎を設計する必要がある
- ・基礎構造物の設計では、作用荷重に対し基礎地盤が安定していることおよび基礎の沈下が許容沈下量以内であること等を確認する。

➡ 4. 地盤の変形

基礎地盤の安定

- ・直接基礎：地盤の許容支持力を超えないこと
- ・杭基礎：杭の許容支持力を超えないこと

$$\begin{array}{ccc} \text{極限支持力 } Q_d & \xrightarrow{\text{安全率 } F_s \text{ を考慮}} & \text{許容支持力 } Q_a \quad Q_a = Q_d / F_s \\ \text{地盤が破壊に至る値} & & \text{設計上許容される値} \\ \text{許容応力度設計法の許容支持力} & & \end{array}$$

2025年改訂版】 12

第3章 設計の基礎知識

3.地盤の支持力 3.2 直接基礎の支持力

p.46

直接基礎の許容支持力を求める方法

- ① 平版載荷試験結果等より地盤の支持力を推定する方法
- ② 地盤を剛塑性体とみなした静力学公式から地盤の支持力を推定する方法
- ③ 地盤の種類、N値等から地盤の支持力を推定する方法(経験的な支持力)

②静力学公式による方法の注意点

②静力学公式による方法では、地盤の変形は全く考慮されていない。

岩盤など地盤が硬質の場合は変位が問題になることはないが、緩い地盤の場合は極限支持力に達するまでに大きな変位を生じる可能性がある。

そこで、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」では、過大な変位を防止するため、極限支持力とは別に、最大地盤反力度の上限値を規定している。



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 13

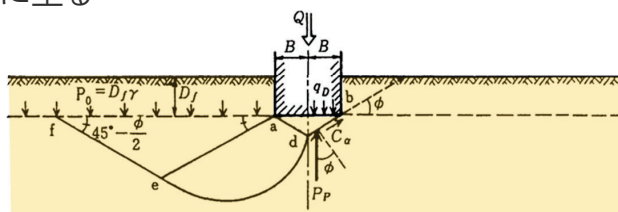
第3章 設計の基礎知識

3.地盤の支持力 3.2.1静力学公式による支持力式

p.46~47

テルツァーギの支持力式

- ・基礎に荷重Qが作用すると直下に主働くさびabdが形成される
- ・このくさびが土塊defaを押し上げるように破壊に至る



テルツァーギが仮定した破壊のメカニズム

$$q_d = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + \gamma D_f N_q$$

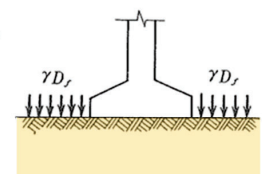
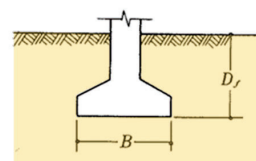
ここに、 q_d : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

c : 粘着力 (kN/m^2)

γ : 单位体积重量 (kN/m³)

B : 基礎荷重面の最小幅 (m)

D_f : 基礎の根入れ深さ (m)

 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数, 内部摩擦角 ϕ の関数

仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 14

第3章 設計の基礎知識

3.地盤の支持力 3.2.2経験的な支持力

p.49

(例) 道路土工擁壁工指針

斜面上でない高さ8m以下の擁壁で、現地の試験を行うことが困難な場合には、下表の許容支持力度を使用してもよいとされている

基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度(常時値)

基礎地盤の種類		許容 鉛直支持力度 q_a (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1 000	10 000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10 000 以上	—
	軟岩・土丹	300	1 000 以上	—
礫層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300	—	—
砂質地盤	密なもの	300	—	30～50
	中位なもの	200	—	20～30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	200～400	15～30
	堅いもの	100	100～200	10～15

JSCE 仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 15

第3章 設計の基礎知識

3.地盤の支持力 3.3 杭の支持力

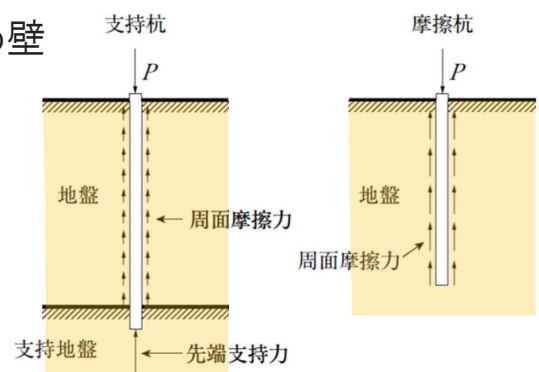
p.50～52

代表的な仮設構造物の杭部材

- ・ 仮栈橋の支持杭
- ・ 路面覆工からの鉛直荷重を受ける土留め壁
- ・ グラウンドアンカーの鉛直分力を受ける土留め壁
- ・ 切梁等の支保工自重を支持する中間杭

杭の支持力

- ・ 杭の支持力は先端支持力と周面摩擦力の和
- ・ 支持地盤が深い場合は摩擦杭として設計
- ・ 支持地盤の目安 (道路橋示方書Ⅳの場合)

砂、砂礫:N値 ≥ 30 粘性土:N値 ≥ 20 、 $q_u \geq 0.4N/\text{mm}^2$ 出典: http://www.jaspp.com/assets/img/pdf/redbook/01_jaspp_redbook_2023.pdf

JSCE 仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 16

第3章 設計の基礎知識

3.地盤の支持力 3.3 杭の支持力

p.50～52

許容支持力の計算

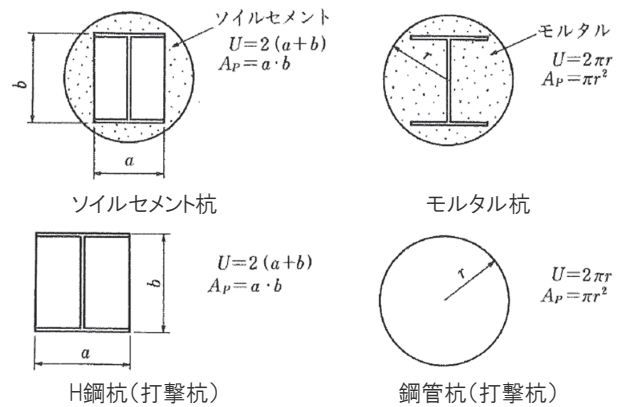
$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

ここに、 R_a : 許容鉛直支持力
 n : 安全率(1.5～2.0)
 R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力

極限支持力の計算

$$R_u = q_d A_p + U l f_s$$

ここに、 A_p : 先端面積
 q_d : 先端地盤の極限支持力度
 U : 周長
 l : 根入れ部分の杭長
 f_s : 周面摩擦力



杭の周長および先端面積の取り方

出典:トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説, p.162, (公社)土木学会, 2016.



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 17

第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.1 概要

p.52

地盤の変形

- 地盤上に構造物(盛土も含む)を建設した場合、構造物などの増加荷重により地盤には沈下や変形が生じる
- 沈下量や変形が、構造物にとって有害な沈下と予想される場合には事前に対策を取る必要がある

本章で扱う内容

- ① 増加荷重に伴う地中応力分布
- ② 粘性土の圧密沈下
- ③ 砂質土の即時沈下
- ④ 地盤の弾性沈下
- ⑤ 土留め掘削による周辺地盤の変形



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 18

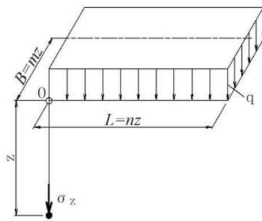
第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.2 増加荷重に伴う地中応力分布

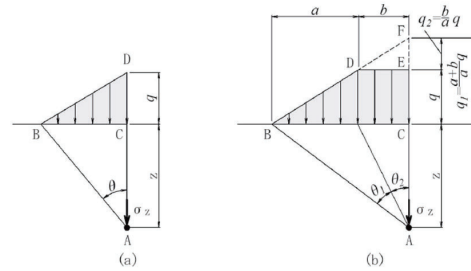
p.52

地中応力分布を求める

- ・ 沈下を検討する場合、地表面に作用する構造物あるいは盛土荷重により地盤内に生じる地中応力の増分を求める必要がある
- ・ 集中荷重, 長方形等分布荷重, 円形等分布荷重, 台形帯状荷重等の荷重形状を考慮した地中応力の計算図表が用いられている



長方形等分布荷重



盛土荷重



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 19

第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.2 増加荷重に伴う地中応力分布

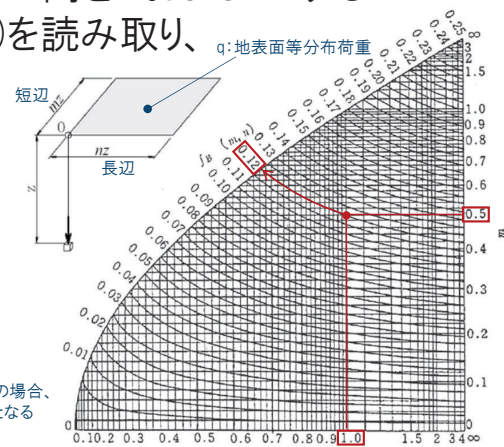
p.52～53

長方形等分布荷重による地盤内応力（ニューマークの図表）

- ・ 長方形の長辺Lおよび短辺Bを深さzで割り、その商をmおよびnとする
- ・ m, nの交点を左上方に延長し、影響値 $f_B(m,n)$ を読み取り、この値に等分布荷重qを乗ずる

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{m^2+n^2+1}} \frac{m^2+n^2+2}{(m^2+1)(n^2+1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{[(m^2+1)(n^2+1)]}} \right\}$$

$$= f_B(m,n) \cdot q$$

ここに、 σ_z : 荷重の隅角部(0点)直下地盤内応力 (kN/m²) q : 地表面に働く鉛直分布荷重 (kN/m²) m : B/z (B: 短辺の長さ(m)) n : L/z (L: 長辺の長さ(m)) z : 深度 (m) $f_B(m,n)$: 影響値

(例)
 $m=0.5, n=1.0$ の場合、
 $f_B(m,n)=0.12$ となる

長方形面上の一律分布荷重を求める計算図表



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 20

第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.3 粘性土の圧密沈下

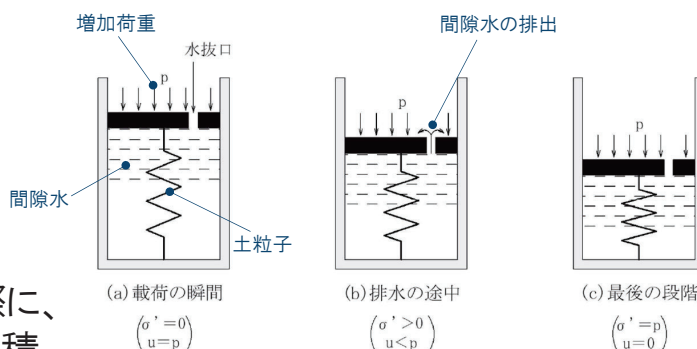
p.55～61

地盤の沈下現象

- ・砂質土(透水性大)の即時沈下
- ・粘性土(透水性小)の圧密沈下

圧密沈下とは

軟弱な粘性土に荷重がかかった際に、間隙水が徐々に排出され、土の体積が減少することで地盤が時間をかけて沈下する現象



p: 増加荷重、 σ' : 土粒子が受け持つ応力(有効応力)
u: 過剰間隙水圧

圧密沈下の概念



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 21

第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.3 粘性土の圧密沈下

p.55～61

地盤の沈下現象

圧密降伏応力と現在の有効土被り荷重の
の大小により、3つの状態に分類される

圧密状態の分類

	正規圧密	未圧密	過圧密
荷重図			
$P_c, \Sigma\gamma h$ の関係	$P_c > \Sigma\gamma h$	$P_c < \Sigma\gamma h$	$P_c > \Sigma\gamma h$
有効増加荷重 (ΔP)	$\Delta P = P - \Sigma\gamma h (P_c)$	$\Delta P = P - P_c$ ($\Sigma\gamma h - P_c$ 分は自重圧密)	$\Delta P = P - P_c$ $\Delta P < 0 \dots$ 沈下小 $\Delta P > 0 \dots$ 沈下大

P_c : 圧密降伏応力(土質試験から求まる)

$\Sigma \gamma h$: 現在の有効土被り荷重

圧密沈下量の計算

・間隙比を使用した式

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_1 = \frac{\Delta e}{1 + e_1} h_1$$

・体積圧縮係数を使用した式

$$S = m_v h_1 \Delta p$$

・圧縮指数を使用した式

$$S = \frac{h_1}{1 + e_1} C_c \log_{10} \frac{p_2}{p_1}$$

ここに、 e_1, e_2 : 始めおよび終りの間隙比、 $\Delta e = e_1 - e_2$

p_1, p_2 : 始めおよび終りの有効応力、

$$\Delta p = p_1 - p_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

h_1 : 始めの厚さ (m)

m_v : 体積圧縮係数 (m²/kN)

C_c : 圧縮指数

S : 圧密沈下量(圧縮量、最終沈下量)(m)



仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 22

第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.4 砂質土の即時沈下

p.61~62

① 間隙比の変化を用いる式

$$S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H$$

S : 砂質土の沈下量(m)

e_0 : 初期間隙比

e_1 : 荷重載荷後の間隙比

H : 層厚(m)

② ドビアの式

$$S = 0.004 \frac{P_0}{N} H \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

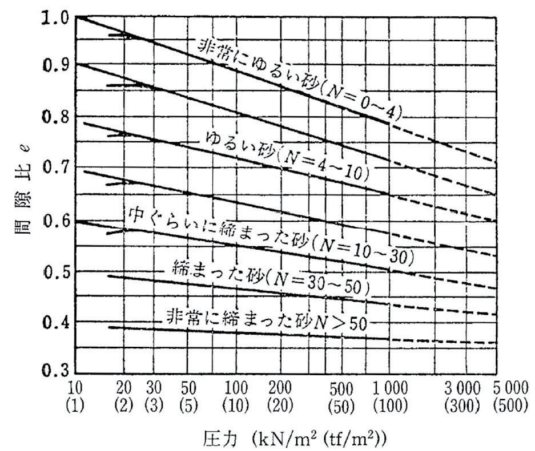
S : 砂質土の沈下量(m)

N : 標準貫入試験値

H : 層厚(m)

P_0 : 初期(荷重載荷前)の有効応力(kN/m²)

ΔP : 荷重による増加応力(kN/m²)



砂質土の圧力と間隙比の関係

第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.5 弾性沈下

p.63~65

基礎の荷重～沈下関係は、許容支持力以内であれば、ほぼ弾性的な挙動と見なせる場合が多い

(例)有限厚さの地盤上の基礎の弾性沈下量

$$S_E = \mu_H \frac{q\sqrt{A}}{E}$$

S_E : 弾性沈下量(m)

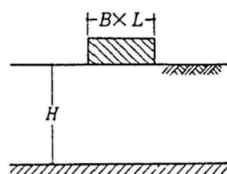
A : 基礎底面積(m²) (= $B \times L$)

q : 基礎の平均荷重度(kN/m²)

E : 地盤の変形係数(kN/m²)

μ_H : 地盤のポアソン比・厚さおよび基礎

底面の形状によって決まる係数

沈下係数 μ_H

v	L/B	$H/\sqrt{A}$						備考
		0.5	1	2	3	5	∞	
0.5	1	0.125	0.267	0.413	0.479	0.537	0.631	飽和した粘性土
	2	0.125	0.257	0.395	0.458	0.516	0.609	
	5	0.122	0.223	0.331	0.385	0.438	0.529	
0.3	1	0.214	0.379	0.537	0.607	0.668	0.766	砂質土 関東ローム
	2	0.210	0.364	0.514	0.582	0.642	0.739	
	5	0.195	0.313	0.433	0.491	0.547	0.642	
0.15	1	0.259	0.433	0.594	0.664	0.716	0.823	間隙比の大きい 関東ローム
	2	0.254	0.416	0.569	0.637	0.688	0.794	
	5	0.231	0.357	0.480	0.539	0.595	0.690	

v : 地盤のポアソン比

L : 基礎の長辺長さ (m)

H : 地層の厚さ (m)

B : 基礎の短辺長さ (m)

A : 基礎の底面積 (m²)

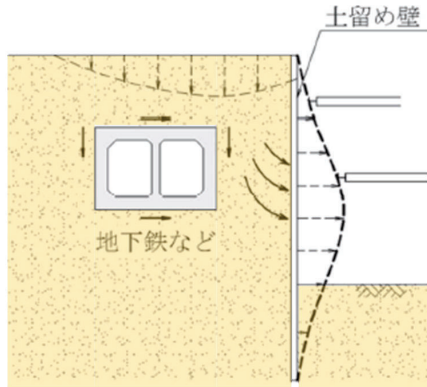
第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.6 土留め掘削による周辺地盤の変形

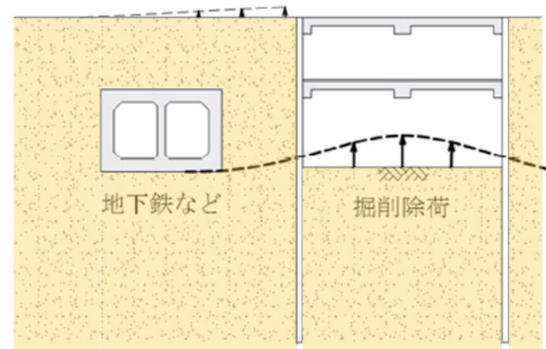
p.66

土留め掘削に伴う周辺地盤の挙動

- ・土留め壁の変位や掘削除荷により、周辺地盤や構造物に変位が生じる
- ・特に都市部の近接施工、軟弱地盤での施工では留意が必要



(a) 土留め壁変位の影響



(b) 掘削除荷によるリバウンド

JSCE 仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 25

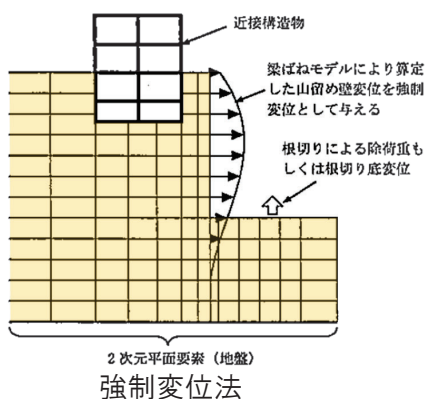
第3章 設計の基礎知識

4.地盤の変形 4.6 土留め掘削による周辺地盤の変形

p.66

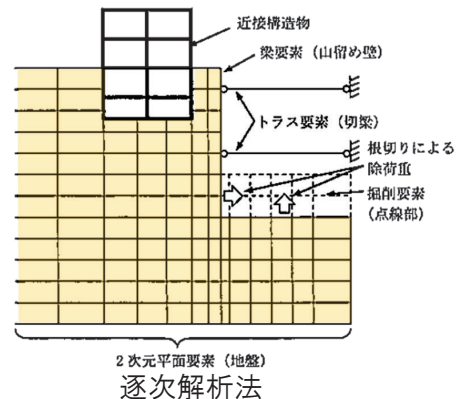
FEMによる影響検討方法

- ・土留め掘削による周辺地盤や構造物への影響を推定する方法
- ・代表的なものに、強制変位法と逐次解析法がある



強制変位法

出典：近接山留めの手引き, p.48, (一社)日本建築学会, 2015.



逐次解析法

JSCE 仮設構造物の計画と施工【2025年改訂版】 26