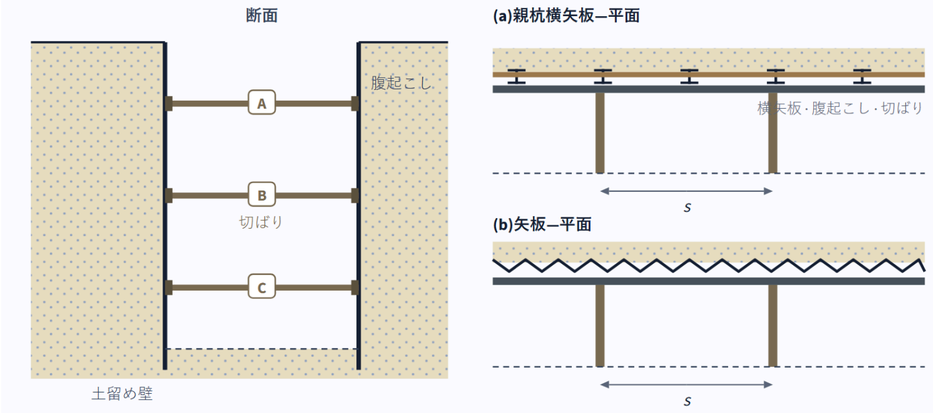
地盤工学の講義スライド ・ 矢板と切ばり式土留め掘削

# 砂地盤の切ばり式掘削

講義：砂中の切ばり式土留め掘削；ペックの圧力包絡分布、切ばり荷重、矢板および腹起しの設計、鋼材の照査、掘削底面のパイピング；各項目に計算例。

- 切ばり式土留め掘削
- 見かけの土圧（ペックの包絡分布）（砂）
- 切ばり・腹起し・矢板
- EN 1993・AISC 360
- 掘削底面のパイピング



# この講義で学ぶこと

切ばり式掘削における土圧が**なぜRankineではないのか**、そして**包絡分布**が実測の切ばり荷重からどのように作成されるのか

砂に対する**見かけの土圧（ペックの包絡分布）** $\sigma_a = 0.65\ \gamma\ H\ K_a$と、複数の砂層における$K_a$に関する3つの規則

包絡線と並べて**水**と**上載荷重**を別個の分布図として加えること

包絡分布から**支点荷重**へ（ヒンジ部、反力A, $B_1$, $B_2$, C、P = R·s）

**矢板**（$M_{max}$, S）および**腹起し**（M = R $s^2$/8）の設計；鋼材を**EN 1993-1-1およびAISC 360-22**で照査すること

砂層下面における**パイピング**（限界動水勾配、FS = $i_{cr}/i_{exit}$）の照査

**講義の流れ**

各項目は**3つの手順**で扱う：

1 · **理論**：規則は何か、なぜそうなるのか

2 · **問題**：与条件と求めるもの

3 · **解答**：数値を用いて手順ごとに

例題の掘削：砂（$\gamma$ = 17.6 kN/$m^3$、$\phi'$ = 32°）、深さH = 8.00 m、幅B = 6.00 m。切ばりは深さ1.80・4.60・7.30 m、水平間隔s = 3.00 m。力は壁面1 m当たりの値である（切ばり荷重はsを乗じている）。

# 土留め支保システムとその構成要素

理論

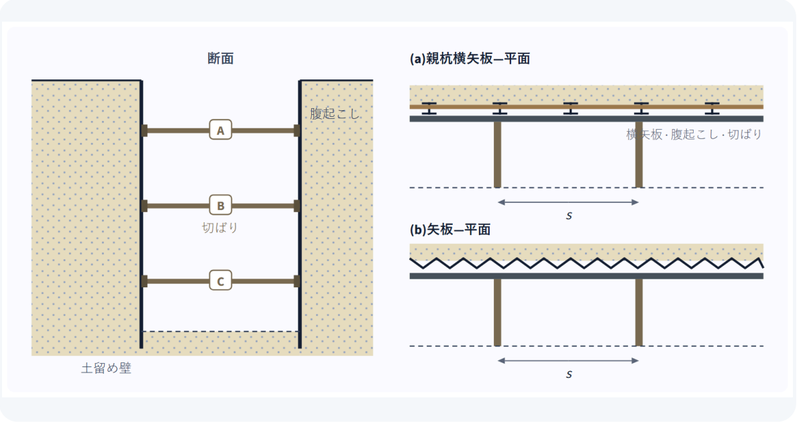
鉛直な掘削面をもつ深い掘削（市街地の地下室、開削トンネル）は、仮設の**支保システム**によって保持される。一般的な形式は2つある。あらかじめ打設した**鉛直杭**（鋼または木）の間に、掘削の進行に伴って水平な木製の矢板を設置する方法、あるいは互いに噛み合う**矢板**によって連続した壁を形成する方法である。

各支保レベルでは、掘削がそのレベルに達した時点で水平な**腹起し**（wale）を設置する。**切ばり**（strut）は腹起しから腹起しへ掘削を横切り、圧縮を伝える水平な鋼材である。

部材を選定するには、支保システムが受ける水平土圧が必要である。理論は全推力を与えるが、その**分布**は与えない：分布は地盤、施工の順序と速度、作業員および機材に依存する。

したがって設計土圧は**経験的な包絡分布**である：実際の掘削で測定された切ばり荷重から逆算した土圧の周囲に描かれる。

施工時において、切ばりの鉛直間隔は少なくとも約2.75 mとする必要がある。



# 壁頂を中心に回転する

理論

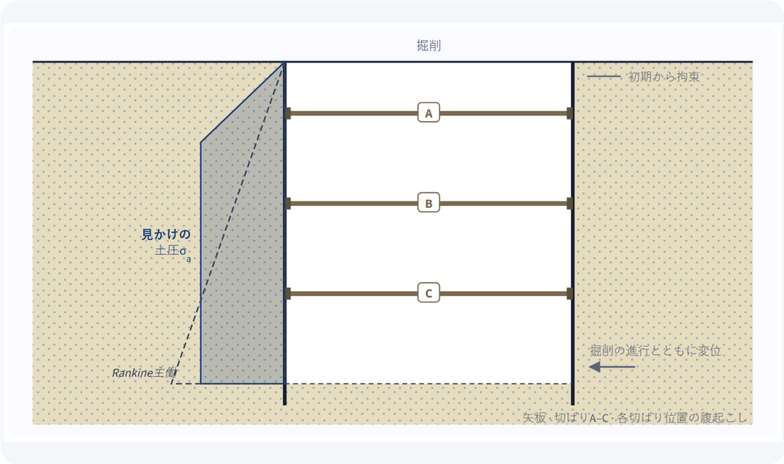
片持ち梁式擁壁は底面を中心に回転し、Rankineの主働土圧（上端でゼロ、下端で最大）がこれをよく表す。**切ばり式土留め壁は逆の動きをする**：最初の切ばりは掘削が浅いうちに設置されるため、上部はほとんど動かない。以降の各段階は切ばり設置前に掘削され、その間隔は深さとともに長くなるため、壁はしだいに下方でたわむ：掘削完了時には**頂部を中心に回転した状態**となっている。

上部では土圧は**静止土圧の値**に近いままである（地盤はほとんど動いていない）。

底部では圧力がRankineの主働値より低下することがある（地盤はすでに塑性平衡を大きく超えている）。

合力の主働土圧$P_a$は三角形の3分の1点**より上方**に作用する：底面から高さ$n_aH$、$n_a > 1/3$。

全推力を対数らせんくさびで求める（$r = r_o e^{\theta \tan \phi'}$）；砂質土ではCoulombの値より15–20%大きい。しかしその分布と$n_a$は地盤と現場条件に依存するため、掘削は**包絡分布**で設計する。



# 包絡分布はどのように作成されたか

理論

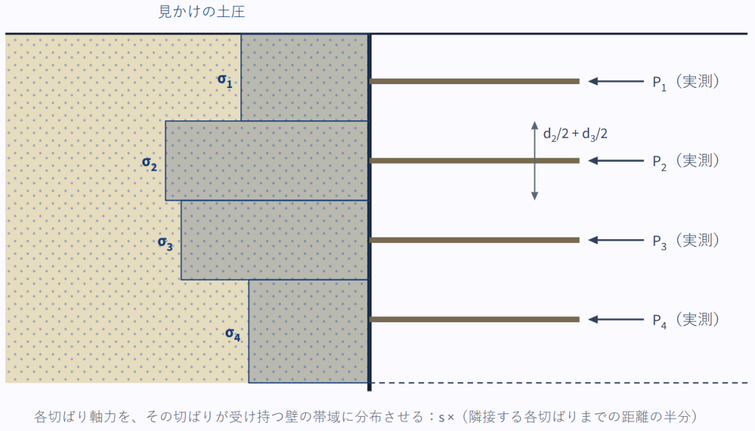
圧力は場所によって変化し、各支保工は遭遇し得る**最大荷重**に対して設計しなければならない。包絡線はこのために構築される：計測された掘削において、各支保工の荷重が測定され、その支保工が支持する矢板の帯（水平間隔 s ×上下の支保工までの距離の半分）で除され、この帯上の**見かけの土圧**に換算される：

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

$d_1$は最初の切ばりの深さ、$d_i$は以降の切ばり間の距離である。重ねて描いたすべての分布の包絡線が**見かけの土圧の包絡分布**である。

Peckの包絡分布はベルリン、ミュンヘンおよびニューヨークの地下鉄掘削で測定された砂の荷重に基づく；軟〜中硬および硬質粘土についても同じ方法で構築した。

包絡線は、ある瞬間に擁壁に作用する土圧**ではない**：ある支保についてそれから求めた荷重は、実測荷重の安全側にとどまるように描かれている。



# $\sigma_a = 0.65\ \gamma\ H\ K_a$、全高にわたる

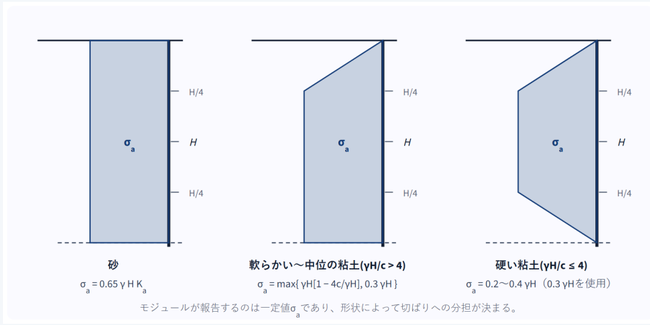
理論

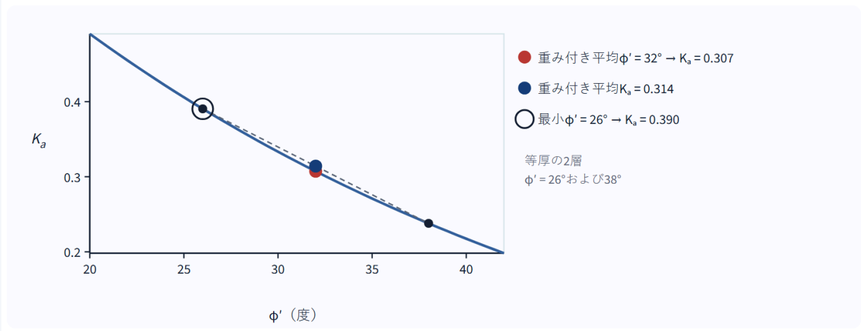
砂中のPeckの包絡分布は**長方形**である：掘削全高にわたって単一の圧力、Rankine主働三角形の最大縦座標の65％：

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a \qquad K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

包絡分布は次の条件で与えられる：掘削深さが約6 mを超える、**地下水位が掘削底面より下**、排水条件の砂（間隙水圧ゼロ）。

包絡線は単一の$K_a$を必要とする；**複数の砂**について出典は規則を与えていない。3つの規則が用いられ、それらは一致しない。$K_a$は$\phi'$の凸関数であるためである（曲線内でとった平均は曲線の下側にくる）：$K_a(\bar{\phi} = \Sigma\,\phi H/H)$、平均$K_a = \Sigma\,K_{a,i}H/H$、および$K_a(\phi'_{min})$。



# 問題

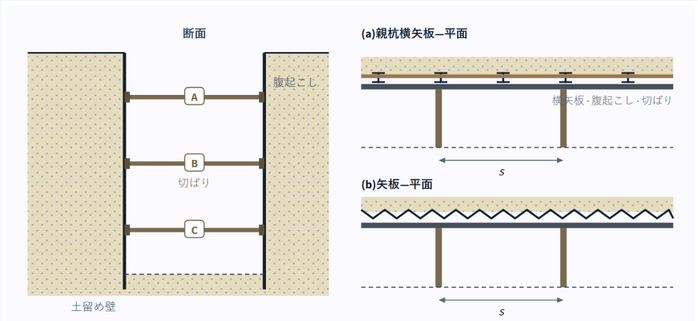
例題

## 与条件

| | |
|---|---|
| 掘削 | $H = 8.00$ m、単一砂$\gamma = 17.6$ kN/m³、$\varphi' = 32^\circ$ |
| 三層構成 | 0–3 m：$\gamma = 17$、$\varphi' = 28^\circ$；3–6 m：18、$38^\circ$；6 m 以深：18.5、$33^\circ$（同一掘削） |

## 求めるもの

(a) $K_a$と$\sigma_a$；(b) 3層土層構成における3つの方法の$K_a$、$\sigma_a$の値。



# 解答

解答

**1** (a) 単一砂層

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 16^\circ) = \mathbf{0.3073}$$

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a = 0.65(17.6)(8.00)(0.3073) = \mathbf{28.12}\ \text{kPa}$$

**2** (b) 3層：掘削高さに応じた加重平均 $\bar{\gamma}$ = 17.75 kN/m³（層厚 3 + 3 + 2 m）

| 規則 | $K_a$ | $\sigma_a = 0.65\,\bar{\gamma}\,H\,K_a$ (kPa) | $P_{max}$ (kN) |
|---|---|---|---|
| $K_a(\bar{\phi}$ = 33.0°) | 0.2948 | 27.21 | 308.5 |
| 平均$K_a = \Sigma K_{a,i}H_i/H$ | 0.2983 | 27.53 | 312.1 |
| $K_a(\phi'_{min}$ = 28°) | 0.3610 | 33.32 | 377.7 |

単一の砂における包絡線は**28.12 kPa**である。3つの規則の$K_a$値は0.295 – 0.361の間で変化する：最小の$\phi'$による計算（$\sigma_a$ = 33.3 kPa）は平均より22%大きい値を与える。平均をとる規則は曲線の内側にとどまり、**安全側なのは$\phi'_{min}$**である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

# 包絡線の内側ではなく、その脇に追加する

理論

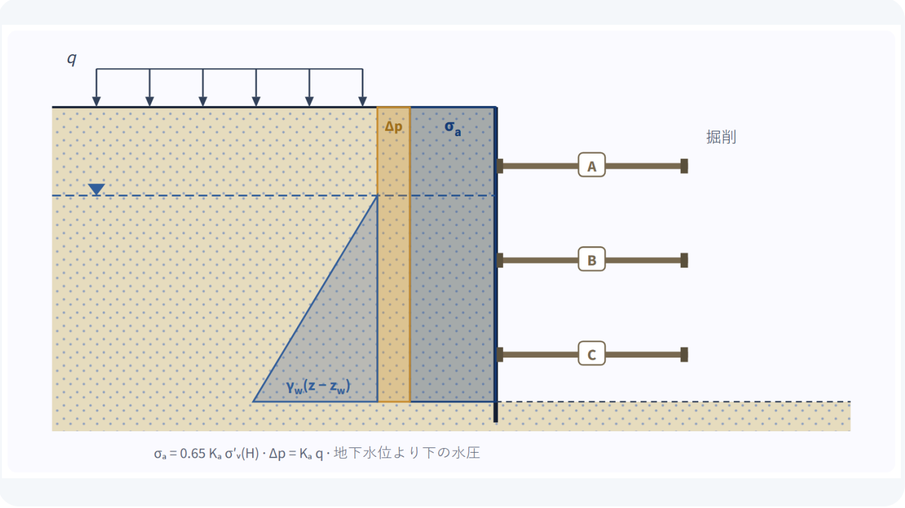
包絡線は、底面下および掘削側面に荷重のない掘削から作成した。モジュールは両方を包絡線の横に**別々の図**として追加する。包絡線は測定された範囲を超えて外挿されない。

**水**：Peckの砂の包絡分布は有効応力の図である。水が掘削内にある場合、底面レベルでの上載応力は有効応力としてとる（水面より上は自然単位体積重量、下は水中単位体積重量）；水は壁面に全高にわたって別途作用し、切ばりは両方を同時に支持する。

**上載荷重q**は包絡分布に含めない（経験的な0.65はこれにも適用されてしまう）；全高にわたりそれ自身の等分布圧力として作用する。

$$\sigma'_v(H) = \sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma_{sat,i} - \gamma_w) h_i \qquad \sigma_a = 0.65 K_a \sigma'_v(H) \qquad u(z) = \gamma_w (z - z_w)$$

$$\Delta p_q = K_a q \qquad R = \sigma_a H + \Delta p_q H + \tfrac{1}{2}\gamma_w (H - z_w)^2$$



# 問題

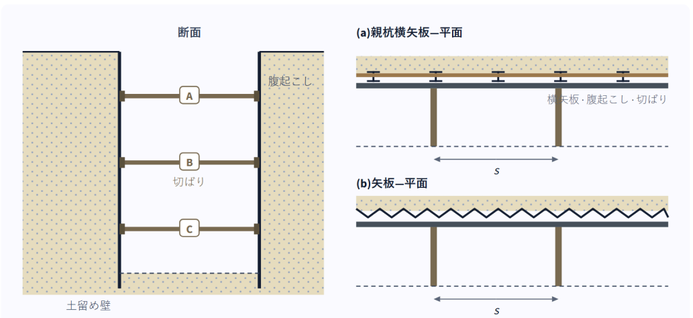
例題

## 与条件

| | |
|---|---|
| 掘削 | **例題1(a)の掘削（$H = 8$ m、$\gamma = 17.6$、$\gamma_{sat} = 20$ kN/m³、$\varphi' = 32°$）** |
| ケース | **(a) 水なし、上載荷重なし。(b) 地下水位 $z_w = 3$ m。(c) 等分布上載荷重$q = 10$ kPa** |

## 求めるもの

各ケースにおける $\sigma_a$、上載荷重および水圧；**全荷重R**および最大の支保荷重。



# 解答 (1/2)

解答

**1** (b) 水：有効上載圧力と包絡線；水はさらに全高にわたって作用する

$$\sigma_v'(H) = 17.6(3) + (20 - 9.81)(5) = 103.75 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = 0.65(0.3073)(103.75) = 20.72 \text{ kPa}$$

$$R = \sigma_a H + \tfrac{1}{2}\gamma_w (H - z_w)^2 = 20.72(8) + \tfrac{1}{2}(9.81)(5)^2 = \mathbf{288.41} \text{ kN/m}$$

水中では有効上載圧は小さくなる（$\sigma_a$ 28.12 → 20.72 kPa）が、水は矢板に全高さで作用する：R = **288.4 kN/m**。

# 解答 (2/2)

解答

**2** (c) 上載荷重：別個の等分布圧力；(a)、(b)、(c)のまとめ

$$\Delta p_q = K_a q = 0.3073(10) = 3.073 \text{ kPa}$$

$$R = \sigma_a H + \Delta p_q H = 28.12(8) + 3.073(8) = 249.52 \text{ kN/m}$$

| 条件 | $\sigma_a$ (kPa) | Ek (kPa) | R (kN/m) | $P_{max}$ (kN) | $M_{max}$ 矢板（kN·m/m） |
|---|---|---|---|---|---|
| (a) 水なし、q = 0 | 28.12 | — | 224.96 | 318.8 | 45.55 |
| (b) 水 $z_w$ = 3 m | 20.72 | u(H) = 49.05 | 288.38 | 376.7 | 37.09 |
| (c) q = 10 kPa | 28.12 | $\Delta p_q$ = 3.07 | 249.52 | 353.5 | 50.53 |

水の包絡分布はこれを**縮小**するが水圧を加える：R 225.0 → **288.4 kN/m**。上載荷重は包絡分布に影響せず、$\Delta p_q$ = 3.07 kPa を加える（R = 249.5 kN/m）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

# 包絡分布から切ばり荷重へ

理論

切ばりは水平部材である：圧力を軸方向に沿って伝え、自重で曲げられる；耐力は細長比に依存し、広い掘削では追加が必要となる場合がある。参考文献は荷重に対する簡便で安全側の方法を与える：

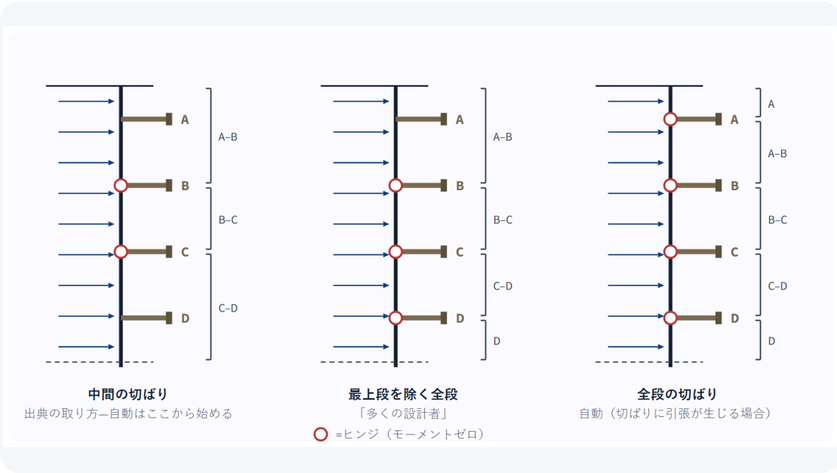
> 土圧包絡線と支保レベルを描く。矢板は最上段と最下段を除く**各支保レベルでピン支持**と仮定する（多くの設計者は最上段を除くすべてでそうする）。

> 壁をヒンジ位置で**両端は単純片持ち梁、中間は単純梁**に分割し、各部分の反力を静力学で求める（4支点の掘削ではA、$B_1$、$B_2$、$C_1$、$C_2$、D）。

> 一つの切ばりの荷重は、それが受ける反力の合計 × 水平間隔 s である。

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

各分割片は静的に安定である：2つの支点で支持され、一方の支点に関するモーメントと水平力のつり合いから両方が求まる。ヒンジ支点は両側に属するため**2つの反力**を受ける。反力は壁の単位長さ当たり（kN/m）であり、sはそれらを支点荷重に変換する。



# 問題

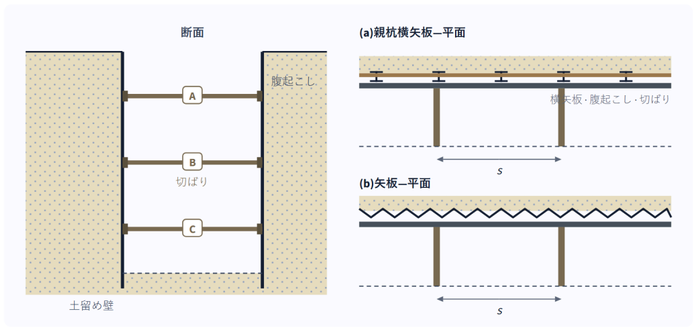
例題

## 与条件

| | |
|---|---|
| 掘削 | $H = 8.00$ m；$B = 6$ m；切ばり$z = 1.80, 4.60, 7.30$ m（A、B、C）；水平間隔$s = 3.00$ m |
| 圧力 | 例題1(a)：連続的な矩形分布$\sigma_a = 28.12$ kPa；矢板は支持点Bでヒンジ（最上部と最下部を除く） |

## 求めるもの

部分の**合力W**とその腕の長さ$\bar{z}$；反力**A**、**$B_1$**、**$B_2$**、**C**；支点荷重**$P_A$**、**$P_B$**、**$P_C$**。



# 解答 (1/2)

解答

**1** 包絡分布をヒンジで部分に分割する；各部分の合力と腕の長さ（天端からの深さ）

| 部分 | 範囲 (m) | W (kN/m) | z̄ (m) | 支点 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 – 4.60 | 129.35 | 2.300 | A (z = 1.80), B (z = 4.60) |
| 2 | 4.60 – 8.00 | 95.61 | 6.300 | B (z = 4.60), C (z = 7.30) |

**2** 第1部分：最初の支点に関するモーメントのつり合い

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{129.35(2.300 - 1.80)}{4.60 - 1.80} = \mathbf{23.10} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{106.25}\ \text{kN/m}$$

最初のスパンは2本の支柱を106.25および23.10 kN/mで支持する。最上部の支点（A）の反力は、片持ち部分の荷重も含むため大きい。

# 解答 (2/2)

解答

**3** 第2の部分

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{95.61(6.300 - 4.60)}{7.30 - 4.60} = \mathbf{60.20} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{35.41}\ \text{kN/m}$$

**4** 各支点は受け持つ反力を合計する；荷重 = 合計 × s（s = 3.00 m）

| レベル | z (m) | 受け持つ反力 (kN/m) | 合計 (kN/m) | P = R·s (kN) |
|---|---|---|---|---|
| A | 1.80 | 106.25 | 106.25 | **318.75** |
| B | 4.60 | 23.10 + 35.41 | 58.51 | **175.53** |
| C | 7.30 | 60.20 | 60.20 | **180.60** |

最大切ばり荷重**$P_A$ = 318.75 kN**（レベルA）：この荷重が切ばりの断面決定を支配する。Bの切ばりは2つの部分に属するため、2つの反力を合計する。

GeoTervaで解答を確認する ↗

# 最大モーメントと必要な断面係数

理論

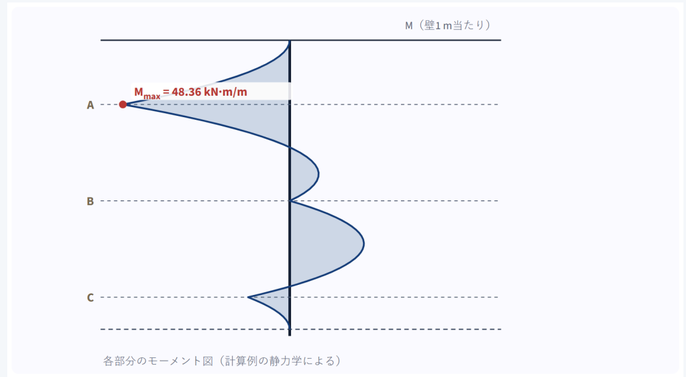
**矢板**は同じ部分から設計する。各部分で最大曲げモーメント（せん断力の符号が変わる位置：スパン内、または片持ち部が切ばりと交わる支点）を求め、その最大値が壁体単位長さ当たりの設計モーメントとなる。必要断面係数は許容曲げ応力度から求め、表から少なくともその値以上の断面を選定する：

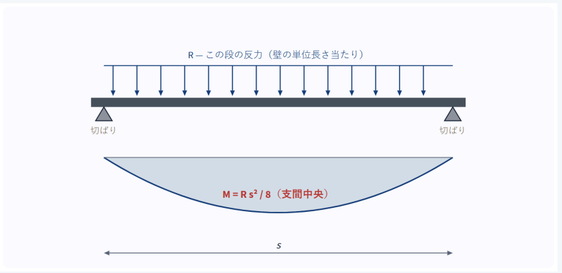
$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

**切ばり**は適切に接続されれば連続とみなせる；保守的に、支持部で**ヒンジ**として扱う：スパンsの単純梁、レベルの反力R（壁の単位長さ当たり）を分布荷重とする：

$$M_{max} = \frac{R\,s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

最大反力のレベルが支配的となる。切ばりは、必要な水平支持を与えられる位置で矢板に接続されることがある。



# 問題

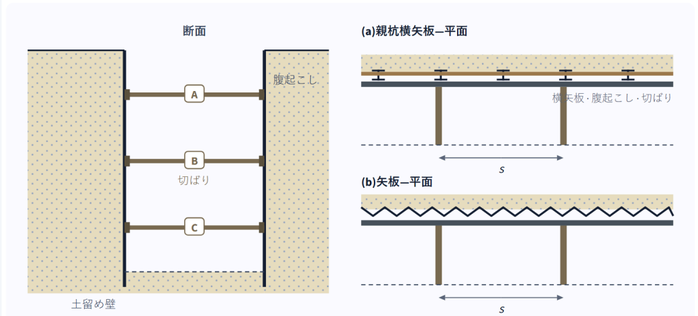
例題

## 与条件

| | |
|---|---|
| 掘削 | 深さ$H = 27$ ft（8.23 m）、砂$\gamma = 17.59$ kN/m³、$\varphi' = 32^\circ$；切ばりは6、15、24 ft（1.83、4.57、7.32 m）；水平間隔12 ft（3.66 m）；B'でヒンジ |
| 鋼材 | 許容曲げ応力$\sigma_{allow} = 165\,474$ kPa |

## 求めるもの

矢板の$M_{max}$と必要S（cm³/m）；最大反力が生じる位置での腹起しの$M_{max}$とS（cm³）。



# 解答 (1/2)

解答

**1** 矢板：各部の最大モーメント

| 部分 | 範囲 (m) | $M_{max}$ (kN·m/m) | 位置 z (m) |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 – 4.57 | 48.36 | 1.83 |
| 2 | 4.57 – 8.23 | 21.49 | 5.79 |

**2** 必要な断面係数

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{48.36}{165{,}474} = 0.0002923\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{292.3}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

矢板において**$M_{max}$ = 48.36 kN·m/m**（区間1、z = 1.83 m）：**S ≥ 292.3 cm³/m**。

# 解答 (2/2)

解答

**3** 腹起し：各レベルで単純梁（s = 3.658 m）

| レベル | R (kN/m) | M = R s²/8 (kN·m) | S = M/ σ 許容 (cm³) |
|---|---|---|---|
| A | 110.18 | 184.25 | 1,113 |
| B | 57.30 | 95.82 | 579 |
| C | 70.52 | 117.93 | 713 |

最大反力は**Aレベル**（R = 110.18 kN/m）である：腹起しは**$M_{max}$ = 184.25 kN·m**、**S ≥ 1,113 cm³**で断面決定され、他のレベルの腹起しはより小さくてよい。

GeoTervaで解答を確認する ↗

# 設計効果、等級、曲げおよび座屈

理論

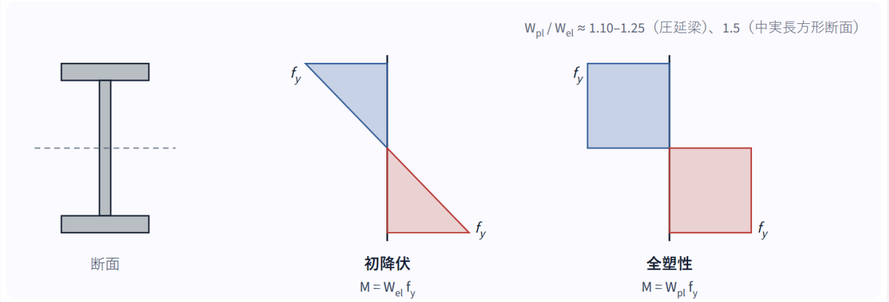
包絡分布から得られる荷重は**使用時の値**である（Peckの包絡分布は実測荷重の上限値である）。これを1回だけ設計用値に割り増す：$E_d = \gamma_F E_k$。各部材はそれぞれの鋼種の降伏強さ（$f_y$）で照査し、断面は部材の**断面係数**（矢板：1 m当たりの$W_{el}$、腹起し：W、切ばり：Aおよび弱軸まわりのI）で与える。

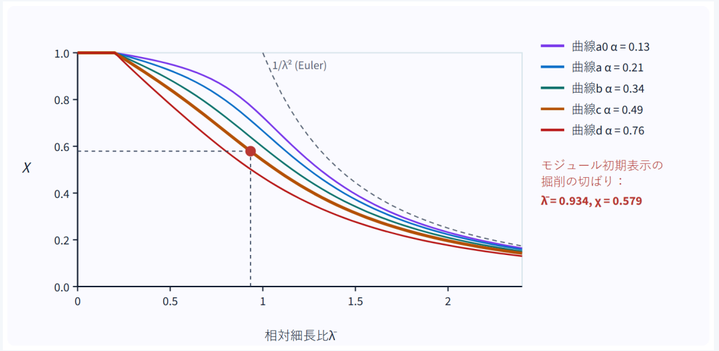
$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{分類 1–2}),\ W_{el}\ (\text{分類 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

切ばりは弱軸まわりに座屈する。Iは小さい方の断面二次モーメント、$L_{cr} = K L_b$は有効座屈長である（間に親杭やクロスバーシングが通っていない場合、掘削幅となる）。$\alpha$は座屈曲線から求める（c曲線：0.49）。

矢板では同じ抵抗が単位幅あたりで成立する（EN 1993-5；U形鋼では継手のずれ$\beta_B$、Z形鋼では1.0）。腹起しの圧縮フランジが壁に押し付けられるため、横ねじれ座屈は支配的ではない。



# 問題

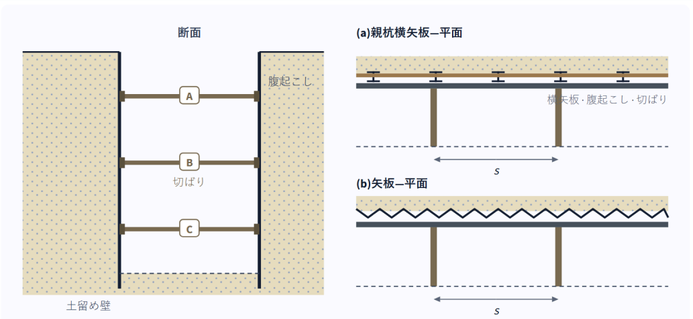
例題

## 与条件

| | |
|---|---|
| 掘削と荷重 | **例題1(a)の掘削および例題3の荷重：$P_{max} = 318.75$ kN（切ばりA）** |
| 要素 | **S275（$f_y = 275$ MPa）、$\gamma_F = 1.35$、$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$：矢板$W_{el} = 600$ cm³/m；腹起し$W_{el,y} = 1\,000$ cm³；切ばり$A = 65.7$ cm²、$I = 3\,598$ cm⁴、c曲線、$L_{cr} = 6.00$ m** |

## 求めるもの

矢板、最大荷重を受ける腹起しおよび最大荷重を受ける切ばりに対する$\eta$（$\leq 1$）。



# 解答 (1/2)

解答

**1** 矢板および腹起し（曲げ）：$\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(45.55)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{61.50}{165.0} = \mathbf{0.373}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(119.53)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{161.37}{275.0} = \mathbf{0.587}$$

矢板 $\eta$ = **0.373**、腹起し $\eta$ = **0.587**：いずれも十分である（$\eta \leq 1$）。

# 解答 (2/2)

解答

**2** 切ばり（座屈）：$N_{Ed} = 1.35\,P_{max} = 1.35(318.75) = 430.31$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \quad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4 \text{ kN}$$

$\eta_{\text{切ばり}}$ = 430.3 / 1,046.4 = **0.411**。3つの部材はいずれも十分である（$\eta \le 1$）；切ばりでは**座屈**が支配的である（$N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN、$N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

# LRFDまたはASD；等級、曲げ、せん断、柱曲線

理論

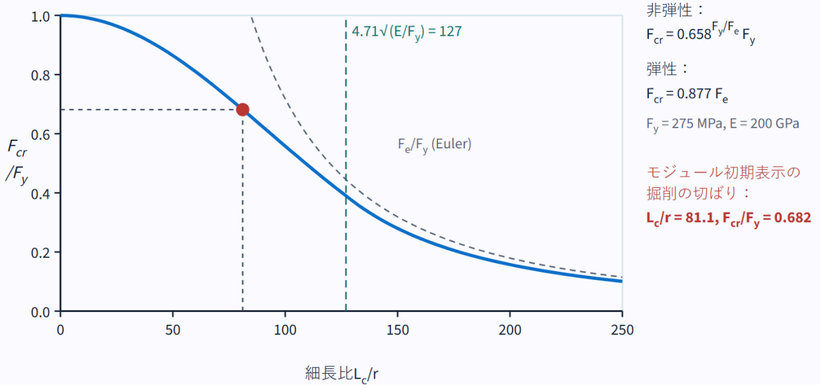
各部材は、圧縮・曲げ・せん断の規定から求めた**公称耐力 $R_n$**で照査する。LRFDでは荷重に係数を掛け、耐力を $\phi$ で低減する。ASDでは使用荷重を、耐力を安全率 $\Omega$ で除した値と比較する：

$$R_u \le \phi R_n \text{ (LRFD)} \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \text{ (ASD)} \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

包絡分布から得られる荷重はASCE 7-22の**土圧H**である。LRFDの組合せでは、荷重に加えられるすべての箇所（切ばり式掘削では常に）で1.6、ASDでは1.0で考慮する。矢板およびモジュールで与えられる腹起しは、モジュールが主張する強度で評価する。コンパクト断面では$F_yZ$、初降伏では$F_yS$である。腹起しは壁によって横方向に拘束されるため$L_b = 0$となり、横ねじれ座屈は限界状態ではない。

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \quad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \quad \text{それ以外の場合 } 0.877F_e \quad P_n = F_{cr} A_g$$

**単一の柱曲線**はすべての断面に適用される（EN 1993-1-1のように選択すべき曲線はない）。rは小さい方の断面回転半径、$L_c = K L_b$は有効長さである。$L_c/r \le 200$が推奨される。AISCは、EN 1993-1-1と異なり、せん断力による曲げ強度の低減を行わない。



# 問題

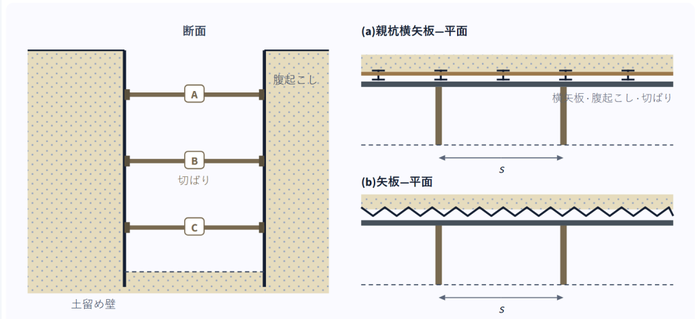
例題

## 与条件

| | |
|---|---|
| 掘削と荷重 | **例題1(a)の掘削および例題3の荷重：$P_{max} = 318.75$ kN（切ばりA）** |
| 要素 | **例題5の部材（S275、$F_y = 275$ MPa）；$E = 200$ GPa；LRFD $\gamma_H = 1.6$、$\phi_c = \phi_b = 0.90$；ASD $\Omega_c = 1.67$、$\Omega_b = 1.67$（$M_n = F_y S$）** |

## 求めるもの

最も荷重の大きい切ばりについて**$L_c/r$**、**$F_e$**、**$F_{cr}$**、**$P_n$**、LRFDおよびASDの比、矢板と腹起しについてLRFDの比を示す。



# 解答 (1/2)

解答

**1** 支保：柱曲線（$A_g$ = 65.7 cm²、r = 7.40 cm、$L_c$ = 6.00 m）

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\le 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 187.4 \times 6\,570 \text{ mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5} \text{ kN}$$

支点における**公称耐力$P_n$ = 1,231.5 kN**；細長比$L_c$/r = 81.1、非弾性座屈領域（限界127）。

# 解答 (2/2)

解答

**2** LRFDとASDの比（P = 318.75 kN）

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(318.75) = 510.0 \text{ kN} \;\le\; \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.460}$$

$$\text{ASD: } P_a = 318.75 \text{ kN} \;\le\; \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.432}$$

切ばり：LRFD $\eta$ = **0.460**、ASD $\eta$ = **0.432**。矢板（LRFD）0.491、腹起し0.773；EN 1993-1-1では0.373、0.587および0.411であった。

GeoTervaで解答を確認する ↗

# 動水勾配と限界動水勾配

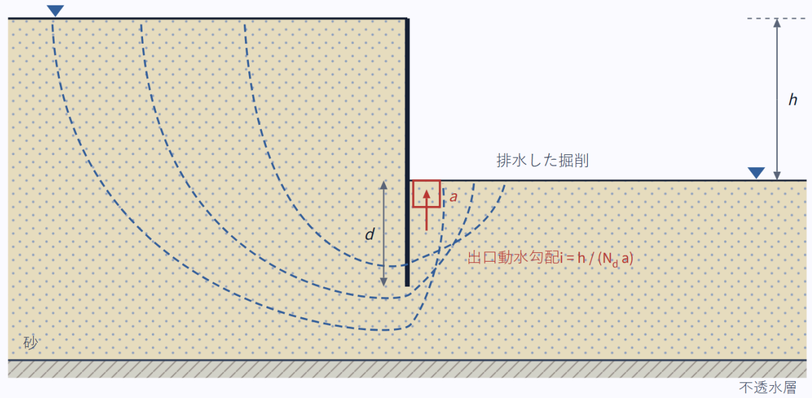
理論

砂質の掘削底面は一般に安定であり、掘削内の水位が外部の地下水位より低くならない限り安定を保つ。掘削を排水すると、水は壁体の下をくぐって底面から上方へ流出する。流出点における大きな上向き動水勾配は土粒子を持ち上げる可能性がある：**盤ぶくれ（パイピング）**。壁体近傍の最大の流出動水勾配は流線網から読み取る：

$$i_{exit(max)} = \frac{h/N_d}{a} = \frac{h}{N_d\, a} \qquad FS = \frac{i_{cr}}{i_{exit(max)}} \qquad i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

hは流線網における損失水頭、$N_d$は落差数、aは水が壁の脇で地盤から流出する流れ要素の長さである。$i_{cr}$はほとんどの地盤で0.9–1.1（平均1）、要求されるFS ≈ **1.5**。

深い砂中の杭基礎掘削に対する出口動水勾配は理論的に解かれている：二つのノモグラフから m 係数（$2L_2/B$ および $2L_1/B$ を用いる）と $L_2 i_{exit}/h$ を求め、$i = (L_2 i/h)_{nomograph} \cdot h/L_2$ とする。$L_1$ は外部の砂の底面レベルまでの深さ、$L_2$ は壁の底面下への根入れである。



# 問題

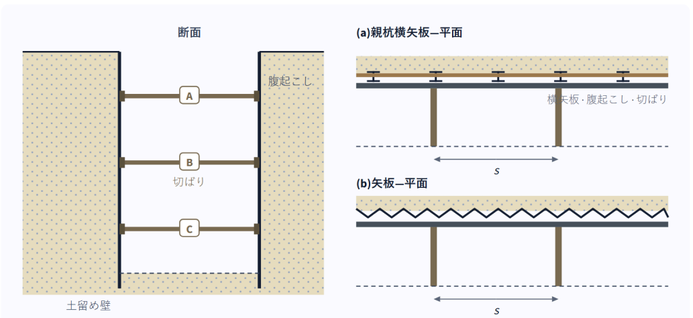
例題

## 与条件

| | |
|---|---|
| 流線網（開口掘削） | **損失水頭 $h = 3.0$ m、段数 $N_d = 8$、出口部材 $a = 1.0$ m；$i_{cr} = 1.0$；$FS_{required} = 1.5$** |
| 図表の例（教科書） | $h = 4.5$ m, $L_1 = 5$ m, $L_2 = 4$ m, $B = 5$ m: $2L_1/B = 2, B/2L_2 = 0.625, m \approx 0.033,$ $L_2 i_{exit}/h = 0.54$ |

## 求めるもの

両方法による$i_{exit}$と**FS**；必要値1.5に対する判定。



# 解答

解答

**1** 流線網：$i_{exit} = h/(N_d\, a)$

$$i_{exit(max)} = \frac{h}{N_d a} = \frac{3.0}{8(1.0)} = \mathbf{0.375}$$

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{exit(max)}} = \frac{1.0}{0.375} = \mathbf{2.67} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

**2** 図表による方法（深い砂層）

$$i_{exit(max)} = \left(\frac{L_2 i_{exit}}{h}\right)_{nomograph} \frac{h}{L_2} = 0.54 \cdot \frac{4.5}{4} = 0.6075$$

$$FS = \frac{1.0}{0.6075} = \mathbf{1.646} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

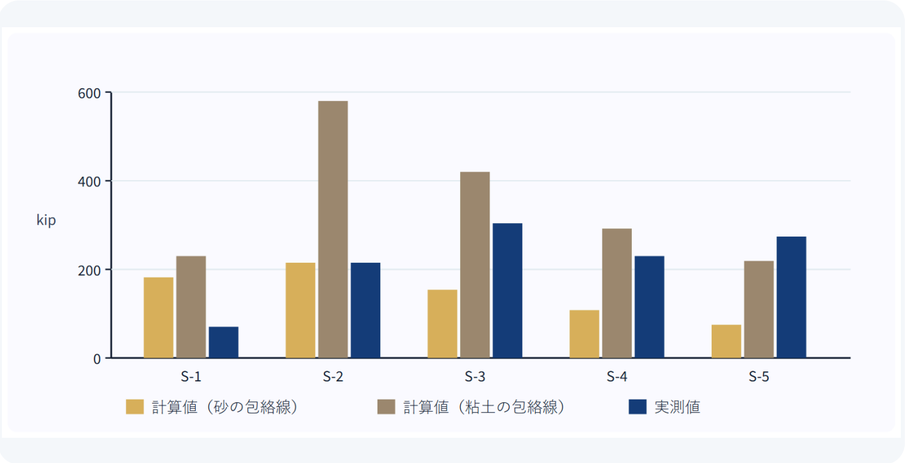
流線網によるパイピング安全率は**2.67**、図表では**1.65**：いずれも要求値1.5を上回る。

GeoTervaで解答を確認する ↗

# BostonとChicagoの事例研究

理論

**Boston**（試験断面B）：深さ17.7 m、切ばり5本（間隔3.66 m）；土層構成は砂と粘土に対する2つの包絡線で囲まれ、砂の包絡線は53.5 kPa、軟〜中硬質粘土の包絡線は146.1 kPaであった；実測荷重は両方の推定値と大きく異なり（地盤パラメータが不確実）、切ばりは実測値をはるかに上回る荷重に対して設計されていた。**Chicago, National Plaza**：深さ21.3 m、切ばり6本、13 ftの砂質盛土の下に粘土；土層構成は等価な粘土に換算した：$c_{av}$ = 34.91 kPa、$\gamma_{av}$ = 19.76 kN/m³、$\gamma H/c = 12.08 > 4 \rightarrow \sigma_a$ = 282.0 kPa。Peckの包絡分布は観測値の約**1.8倍**の土圧を与えた：多くの掘削の周囲に描かれた包絡線は単一の掘削に対しては安全側であり、同一地盤での現場経験は過大設計を大幅に低減できる。



# この手法が仮定していること

理論

包絡分布はおよそ6 mより深い掘削から収集されたものである；より浅い掘削はデータの範囲外であり、モジュールはこの点を注記する。**包絡分布はある時点で壁に作用する実際の圧力ではない**：安全な支保荷重を与えるものであり、壁のたわみを与えるものではない。

**地下水位**は基礎底面より下方と仮定する。モジュールは砂の包絡分布を有効上載圧内に保ち、水が上方にある場合は静水圧をそれに加える。掘削への浸透は底面で照査する。

**矢板**は、指定した支保工位置で単純支持された梁の連鎖とみなす。矢板自身の剛性および掘削底面下の根入れは考慮しない。**腹起し**は支保工間の単純スパンとして扱う（複数の支保工にまたがる連続腹起しに対しては安全側の仮定である）。

鋼材はEN 1993-1-1で照査する。級4の断面は設計せず、腹起しの横ねじれ座屈も照査しない。AISC 360-22のLRFD/ASDの選択肢がある。

壁のいくらかの水平変位は避けられない：その量は、段階掘削と腹起こし・切ばりの設置との間の時間に依存する。変位は周辺地盤に**地盤損失**を生じさせる；150事例から、最大沈下は軟弱粘土で掘削深さの約1.1%、硬質粘土で0.2%、砂質土で0.3%である。

まとめ

# ポイントのまとめ

**包絡分布**：切ばり式壁体の頂部を中心に回転する；圧力はRankine値ではなく、実測荷重の周囲に描いた経験的な分布図である。**砂では矩形**：$\sigma_a = 0.65\ \gamma\ H\ K_a$（例：28.12 kPa）

**複数の砂**：$K_a(\bar{\phi})$、平均$K_a$、$K_a(\phi'_{min})$は一致しない（凸）。$\phi'_{min}$は安全側である。

**水と上載荷重は別扱い**：水は有効上載圧を減らすが完全な静水圧を加える（R：225 → 288 kN/m）。qは$\Delta p = K_a q$を加える。

**支保工荷重**：包絡分布をヒンジ位置で分割し、反力を静力学により求め、P =（反力の総和）·s とする。例では $P_A = 318.75$ kN である

**断面決定**：$S = M_{max}/\sigma_{allow}$（矢板）、腹起しM = R $s^2$/8。教科書の掘削例では矢板292 $cm^3$/m、腹起し1 113 $cm^3$。

**鋼**：EN 1993-1-1 $\eta$ = 0.373 / 0.587 / 0.411（矢板 / 腹起し / 切ばりの座屈）；AISC LRFD 切ばり 0.460、ASD 0.432

**パイピング**：$FS = i_{cr}/i_{exit} \geq 1.5$；例では2.67（流線網）および1.65（図表）

# 参考文献


Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — Chapter 15, “Braced Cuts”。本ページはこれに従っている。

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Harr, M.E. (1962). Groundwater and Seepage. McGraw-Hill, New York.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.


### 注記

数値例はすべてモジュール自身の計算エンジンで生成されている；モジュールは同じ値を与える。モジュールページの計算例もこれらの掘削である（教科書の掘削：27 ft、$\gamma$ = 112 pcf、$\phi'$ = 32°；モジュールの初期掘削：8 m）。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

# 理論から実務へ

自分の掘削断面、切ばり位置、地下水、上載荷重、構造部材をGeoTervaに入力する；モジュールは包絡分布、切ばり荷重、矢板と腹起しのモーメント、鋼材の照査、掘削底面のパイピングをまとめて与える。

**モジュールを開く →**

**理論ページ →**

**スマートフォンで開く**
お試しモジュールは登録不要です。

講義で使用したい場合：info@geoterva.com