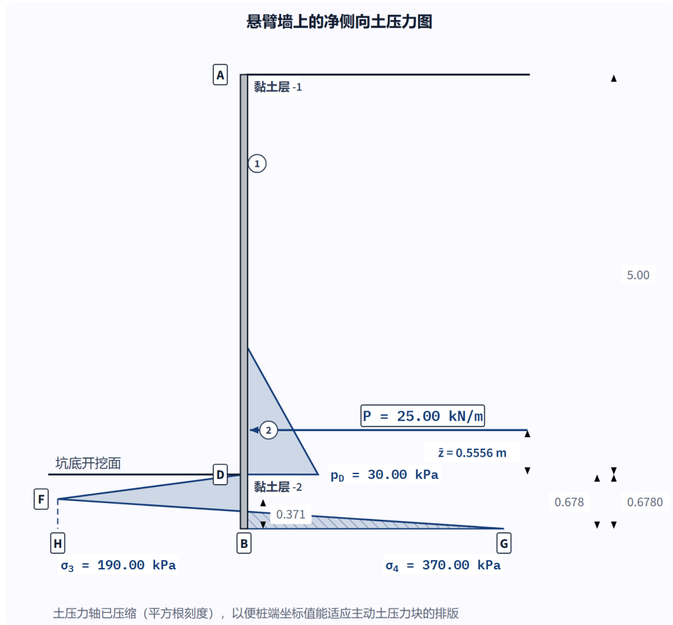
岩土工程讲义 · 板桩墙与内支撑基坑

黏土中的悬臂式板桩墙

讲义：黏土中悬臂式板桩墙的设计（不排水净压力、嵌固深度、弯矩、截面、地震、坑底隆起）；每个主题均配有工程算例。

悬臂式板桩墙 | 不排水黏土(φ = 0) | 嵌固深度 · 最大弯矩 | 坑底隆起 | 地震 · 位移



引言

本讲内容

- 黏土中的悬臂式板桩墙为何采用**不排水、总应力($\varphi = 0$)**分析求解；$K_a = K_p = 1$
- 被支挡黏土的主动土压力**$\sigma_v - 2c_u$**、**拉裂缝z_c**以及坑底以上的合力P_1
- 在黏土中，基坑底面以下为**恒定净压力$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$**，桩端处为$\sigma_7$
- 由水平力平衡和力矩平衡得到**关于D的二次方程**；z'和M_{max}
- 设计深度（f、K_p/FS_p、给定深度）；**充水拉裂缝**及不同水位的影响
- 板桩验算(EN 1993-1-1, AISC 360-22)、**地震**、位移及**坑底隆起**验算

讲授流程

每个主题按**三个步骤**讲解：

1 · **理论**：规则是什么，为什么如此?

2 · **题目**：已知条件与所求

3 · **解答**：逐步计算，代入数值

算例墙：坑底开挖面以上为L = 5 m厚的黏土(γ = 18 kN/m³, c_u = 30 kPa)，其下为较硬的黏土(c_u = 70 kPa)；无水，无超载。手算解答中拉裂缝为干燥状态；模块默认设置下则充满水。各力按每延米墙长计。

工作原理与转动方式

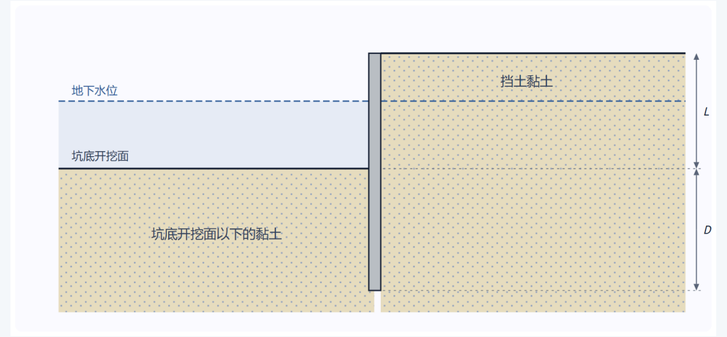
理论

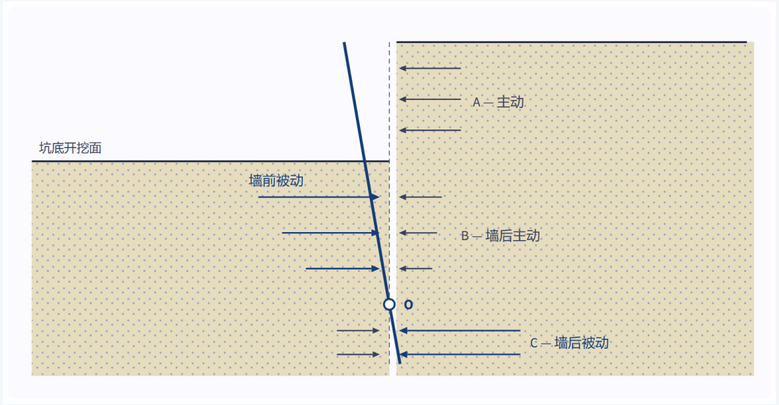
板桩墙挡住坑底开挖面(L)以上的土体，依靠**嵌固深度D**保持稳定。**悬臂式**板桩墙没有其他支撑，仅依靠其打入土层的被动抗力维持稳定，因此在开挖面以上约6 m高度范围内较为经济。

墙绕O点（靠近桩端）刚性转动：**A**段（坑底以上）为主动；**B**段（坑底至O点）墙后为主动、墙前为被动；**C**段（O点以下）墙后为被动、墙前为主动。

原文献以**线性概化图式**代替实际（曲线）分布：坑底以下的净压力和桩端处的转动块体；由水平力平衡与力矩平衡求得嵌固深度。

黏土中快速加载的土体来不及排水：分析按**不排水、总应力**进行($\varphi = 0, c_u$)；两个Rankine系数均为1。长期排水工况(c', φ')在本模块中不作验算。





$\sigma_v - 2c_u$，拉裂缝z_c，P_1

理论

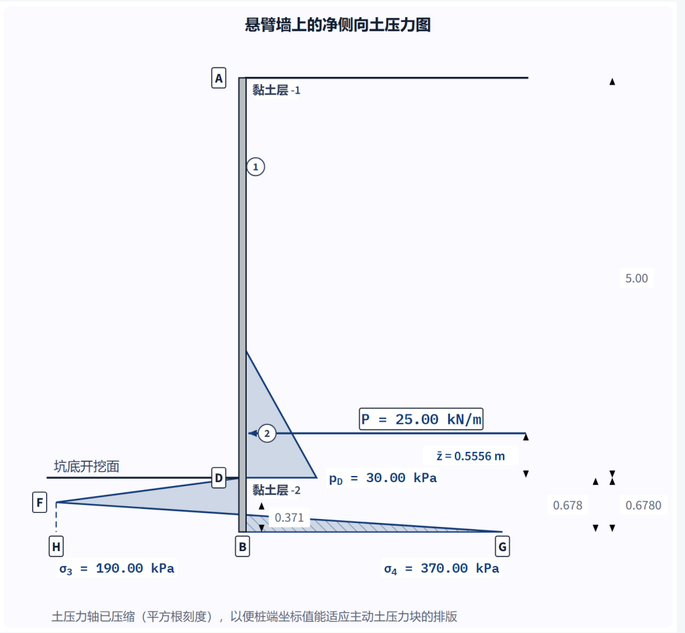
坑底以上被支挡的黏土以其不排水主动土压力推墙：竖向总应力减$2c_u$（φ = 0时$K_a = 1$）：

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

近地表处σ_a为负值：黏土将对墙产生拉力。这种**吸力不计入**；压力在深度z_c（拉裂缝）以上为零，其下呈线性增大。单一黏土层中，应力分布图为自z_c至坑底的三角形；P_1作用在坑底以上$\bar{z}_1$处。

裂缝中可能充水（模块默认）：沿裂缝的静水压力$\tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2$加到$P_1$上；若裂缝按**干燥**处理（原文献公式），则不再附加。在地下水位以下，水将裂缝充满至恒定水位。



净压力图（初始算例中带充水裂缝的墙）。

题目

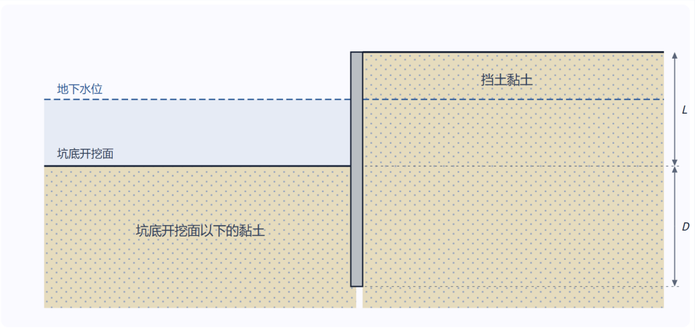
算例

已知条件

土	**挡土侧黏土：$\gamma = 18$ kN/m³，$c_u = 30$ kPa；其下为硬黏土$c_u = 70$ kPa**
墙	**$L = 5$ m；无水，无超载；拉裂缝为干（采用原文献的方程）**

求

z_c、$\sigma_a(L)$、P_1及其力臂$\bar{z}_1$（自坑底算起）。



解答

解答

1 拉裂缝深度及坑底处的主动土压力

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 三角形压力图的合力与力臂

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \text{(位于坑底以上)}$$

在最初**3.33 m**深度内，黏土不产生主动压力（裂缝）；在坑底处σ_a增至30 kPa。**P_1 = 25.0 kN/m**，位于坑底以上0.556 m处。

在GeoTerva中验算解答 ↗

恒定净压力σ_6及桩端处的σ_7

理论

像墙体这样被快速加载的黏土来不及排水：φ = 0，系数均为1，地表处的侧向压力为竖向总应力∓2c_u：

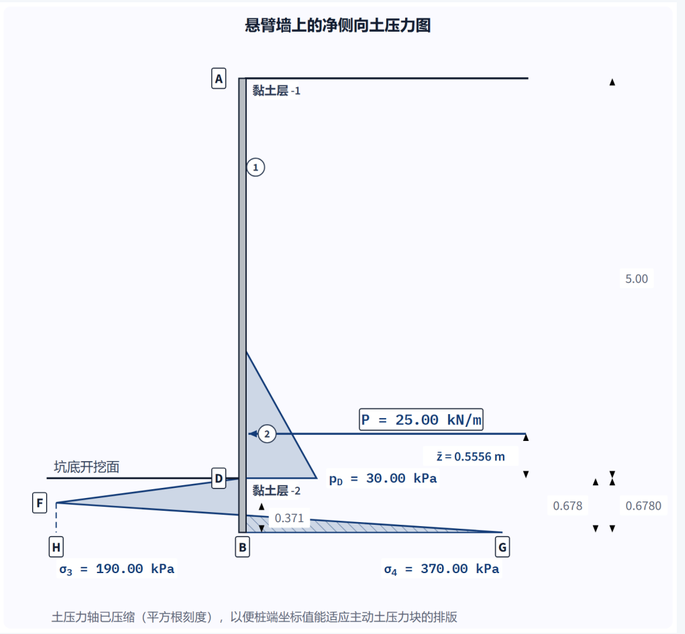
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

紧靠坑底以下，被挡侧以其所承载的荷载(γL_1 + γ′L_2) − 2c_u产生推力；开挖面尚无荷载，以2c_u抵抗。再往下，两侧均增加相同荷载，**差值不变**：净压力为常数，且指向被挡土体一侧。在转折区，两侧互换：

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

> σ_6必须为正值：如果4c_u不超过坑底处的荷载，黏土便无法支承墙体，模块中止计算。

> 零点E就是坑底开挖面本身；开挖面以下净压力保持为常数σ_6，在桩端处通过高度为L_4的矩形块变为σ_7。



题目

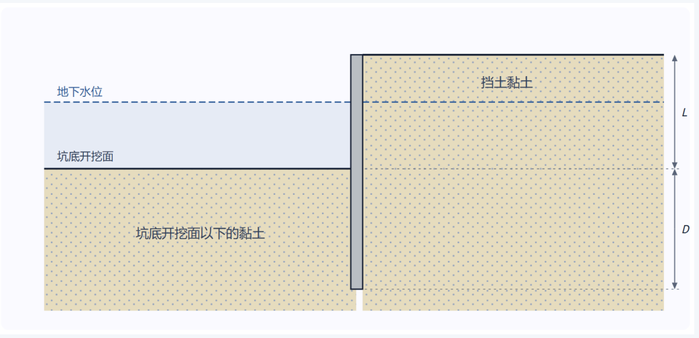
算例

已知条件

已知条件	**算例1：$\gamma = 18$ kN/m³，$L = 5$ m（无水）：$\gamma L = 90$ kPa；在埋置黏土层中为$c_u = 70$ kPa**

求

坑底开挖面以下的恒定净压力σ_6和桩端处的σ_7；σ_6是否为正?



解答

解答

1 坑底以下的净压力（指向被挡土一侧）

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \text{kPa} \ > 0\ \checkmark$$

2 端部转角纵坐标

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \text{kPa}$$

净压力σ_6 = **190 kPa**为正：坚硬黏土能够支承该墙。在墙端处压力反转为σ_7 = 370 kPa。在基坑底面以下的各个深度，作用的净压力均为同一数值**190 kPa**（恒定分布图）。

在GeoTerva中验算解答 ↗

L_4由水平力平衡求得，关于D的一元二次方程

理论

基坑底面以上，合力为P_1（力臂$\bar{z}_1$）；其下，σ_6作用于整个嵌固段(D)，端部块体（高度L_4）使压力反转为σ_7。水平平衡给出L_4：

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

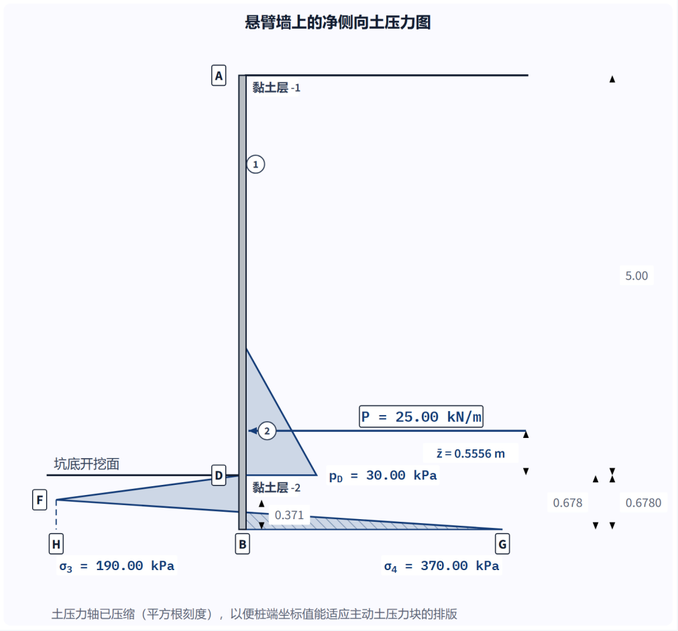
将L_4代入对桩端的力矩平衡方程后，关于D得到一个**二次**方程：

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

剪力在开挖面以下深度z'处为零，在该处恒定的净压力抵消了P_1；弯矩在此处最大。$D_{theoretical}$为该方程的正根；被动抗力已充分发挥，没有安全储备。



题目

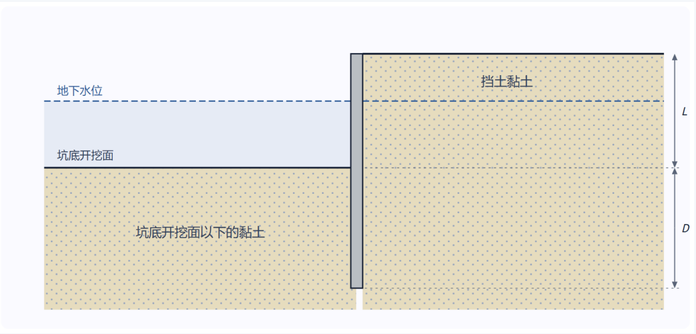
算例

已知条件

已知条件	**算例1–2：$P_1 = 25.00$ kN/m，$\bar{z}_1 = 0.5556$ m；$\sigma_6 = 190$ kPa，$\sigma_7 = 370$ kPa；$c_u = 70$ kPa**

求

方程的系数；$D_{theoretical}$；底端块体的高度L_4。



解答

解答

1 系数

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$

$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$

$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 正根与端部块体

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \text{m}$$

$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \text{m}$$

理论嵌固深度仅为**D = 0.678 m**：嵌入的黏土较硬(c_u = 70 kPa)且裂缝干燥，因此坑底以下只需很小的嵌固深度即可。桩端块体为0.371 m。

在GeoTerva中验算解答 ↗

题目

算例

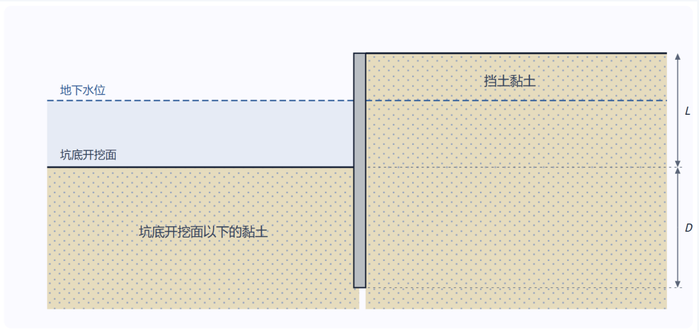
已知条件

已知条件

算例1–3：$P_1 = 25.00$ kN/m，$\bar{z}_1 = 0.5556$ m，$\sigma_6 = 190$ kPa

求

剪力为零处的z′及M_{max}。



解答

解答

1 剪力为零处的深度（自坑底起算）

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \text{m}$$

2 最大弯矩

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \text{kN·m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/m，仅位于坑底以下0.13 m处。由于净压力为常数，剪力沿z′线性减小，弯矩在非常接近坑底处达到最大值。

在GeoTerva中验算解答 ↗

增加安全裕度的途径

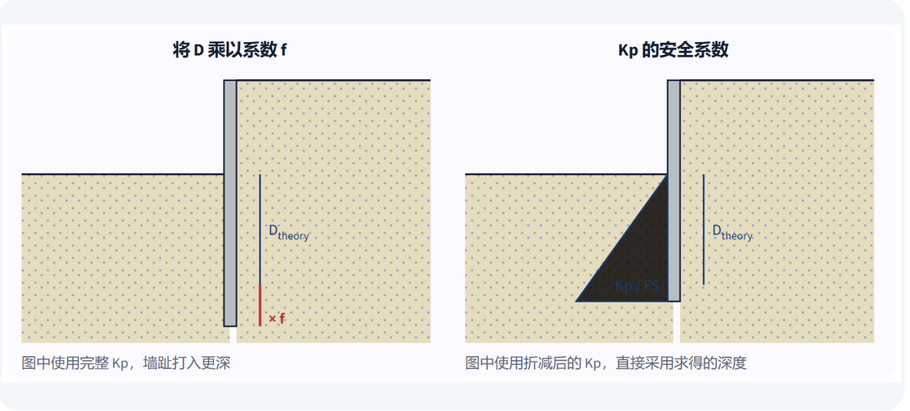
理论

理论深度处未留余量。两种处理方法（见图）：

增大深度：$D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$；黏土中取f = 1.4–1.6（模块默认值为1.5）。压力和弯矩取理论墙的数值。

被动土压力的安全系数：压力分布图从一开始即按σ_p/FS_p ($\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$)建立；求得的深度原样采用，**弯矩增大**。

给定深度：以所需深度验证($D_{given} \geq D_{design,required}$)；取$\sigma_p/FS_{p,mob}$时，压力分布图在给定深度处恰好平衡。内力按两种情况计算，板桩按**较大弯矩**选取；给定深度的弯矩可能大于所需深度的弯矩。



图中使用完整 Kp，墙趾打入更深　　图中使用折减后的 Kp，直接采用求得的深度

题目

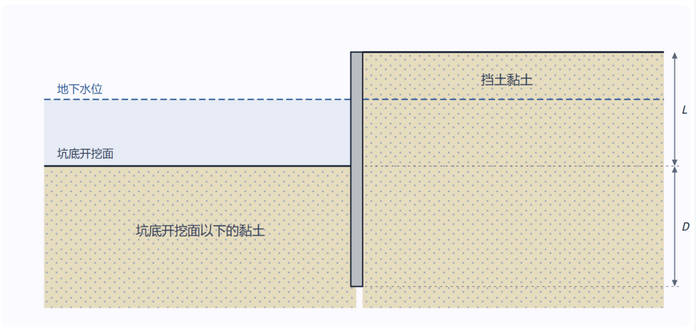
算例

已知条件

墙	**充水拉裂缝的初始墙（模块默认值）：** $L = 5$ **m，** $c_u = 30/70$ **kPa；若裂缝为干，则D = 0.678 m（算例3）**
道路	$f = 1.5$**；** $FS_p = 1.5$**；给定** $D = 5.0$ **m；板桩 S275，** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m (**$\gamma_F = 1.35$**)**

求

各方法的D_{design}、总长度、M_{max}及板桩利用率**η**。



解答

解答

1 $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$（弯矩不变）；按$K_p$途径时压力图需重新建立

道路	D_{design} (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	注
裂缝干燥，f = 1.5（算例3）	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{theoretical}$ = 0.678 m
充水裂缝，f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{theoretical}$ = 2.288 m
充满水，FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	深度和弯矩增大
充满水，给定D = 5.0 m	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

充水裂缝会带来大得多的荷载：P_1 25.0 → 79.5 kN/m，$D_{theoretical}$ 0.68 → 2.29 m，M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m（算例6）。给定的D = 5.0 m长于设计深度(3.43 m)，仅调动被动抗力的1/5.2；但与所需深度工况的弯矩(181.9)相比，该深度给出**更大的弯矩**(209.7 kN·m/m)：板桩墙按较大者选取。

在GeoTerva中验算解答 ↗

拉裂缝中的水与不同水位

理论

充水裂缝（模块默认值）：沿裂缝的静水压力$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$叠加到主动压力上（其力臂位于裂缝下部三分之一处）；总计$P_1 = P_w + \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$。若裂缝选为**干燥**，则采用文献中的方程。

两侧水位相同：坑底以上的静水压力相互抵消；地下水位以下黏土取浮重度γ'，无地下水位时处处取天然重度γ。

不同水位（超出文献范围）：坑底以上的净水压力叠加到主动压力上（无渗流）。由于黏土按总应力求解，故以$\Delta q = q_r - q_e$（两侧总竖向应力之差）代替$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)$；黏土内的水位不进入不排水分析。

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad (\text{各项} \geq 0)$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

题目

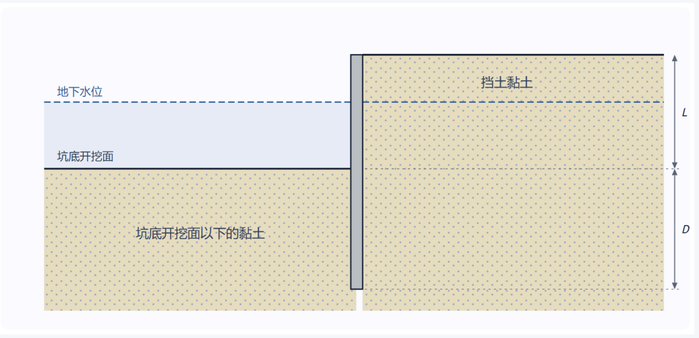
算例

已知条件

墙	**算例1–5中的墙($L = 5$ m, $\gamma = 18$, $c_u = 30/70$ kPa)**
工况	**(a)拉裂缝干燥；(b)拉裂缝充水（默认）；(c)墙后水位位于2 m处，开挖侧水位位于6 m处（净水压力）**

求

对(b)求P_1和$\bar{z}_1$（手算）；三种情形的$D_{theoretical}$和M_{max}值。



解答

解答

1 (b)加入裂缝中的水压力（裂缝深度z_c = 3.333 m）

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50 \text{ kN/m} \quad (\text{力臂 } 5 - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778 \text{ m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50} \text{ kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790} \text{ m}$$

2 三种情形小结（方程相同；D和M需解二次方程）

状态	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{theoretical}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a)拉裂缝无水	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(b)裂缝充满水	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c)不同水位	115.70	1.754	187	2.765	238.79

充水裂缝使P_1由25.0增至**79.5 kN/m**：嵌固深度由0.68增至**2.29 m**，弯矩由15.5增至**181.9 kN·m/m**。采用不同水位（净水压力）时，P_1 = 115.7 kN/m，D = 2.77 m，M = 238.8 kN·m/m。忽略拉裂缝中的水则偏于不安全。

在GeoTerva中验算解答 ↗

EN 1993-1-1与AISC 360-22

理论

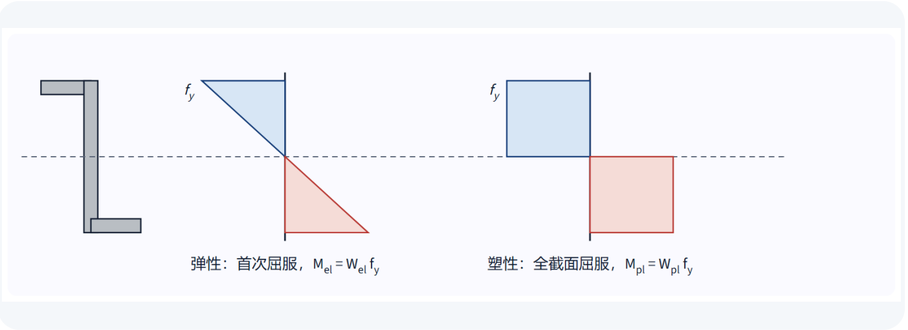
经典方法：S = M_{max}/σ_{allow}。模块进行极限状态验算：净压力图的弯矩为特征作用；分项系数将其提高为设计值：

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1$$

表中给出**W_{el}**（首次屈服，适用于3级及以下截面）和**W_{pl}**（完全塑性，1–2级截面）。嵌入深度的贡献不再另行按钢结构规范乘以系数。

$$\text{LRFD: } M_u = \gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n,\ \phi_b = 0.90 \qquad \text{ASD: } M_a = M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b},\ \Omega_b = 1.67$$

$M_n = F_y Z$（紧凑截面）或首次屈服时取$F_y S$；土压力按侧向土压力H计入：LRFD中$\gamma_H = 1.6$，ASD中为1.0。



题目

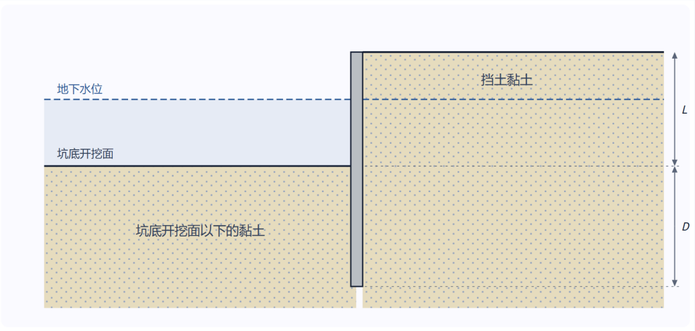
算例

已知条件

剖面	**S275 ($f_y = 275$ MPa); $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
弯矩	**裂缝中充满水的墙：$M_{max} = 181.91$ kN·m/m；EN：$\gamma_F = 1.35$，$\gamma_{M0} = 1.00$；AISC：$\gamma_H = 1.6$，$\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

求

按EN 1993-1-1：**M_{Ed}**、**W_{req}**、$M_{c,Rd}$、**η**；AISC LRFD和ASD的η。



解答 (1/2)

解答

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \text{kN·m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \text{cm}^{\mathbf{3}}\text{/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638} \le 1\ \checkmark$$

所选板桩满足要求：η = **0.638**；所需W = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m。

解答 (2/2)

解答

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\,(1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

LRFD: $M_u = 1.6(181.91) = 291.06$ kN·m/m $\leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$

ASD: $M_a = 181.91$ kN·m/m $\leq \dfrac{M_n}{\Omega_b} = \dfrac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$

按AISC验算同样满足要求：LRFD η = **0.840**，ASD η = **0.789**；EN 1993-1-1中为0.638。由于各规范的安全理念不同，比值也不同。

在GeoTerva中验算解答 ↗

准静态不排水土楔

理论

地震作用通过在土楔上附加恒定的惯性力（水平方向$k_h W$，竖直方向$k_V W$），保持了静力极限平衡的分析框架。黏土中不能应用Mononobe–Okabe法(φ = 0)；模块采用**临界面为45°的不排水土楔**（GeoTerva假定）：

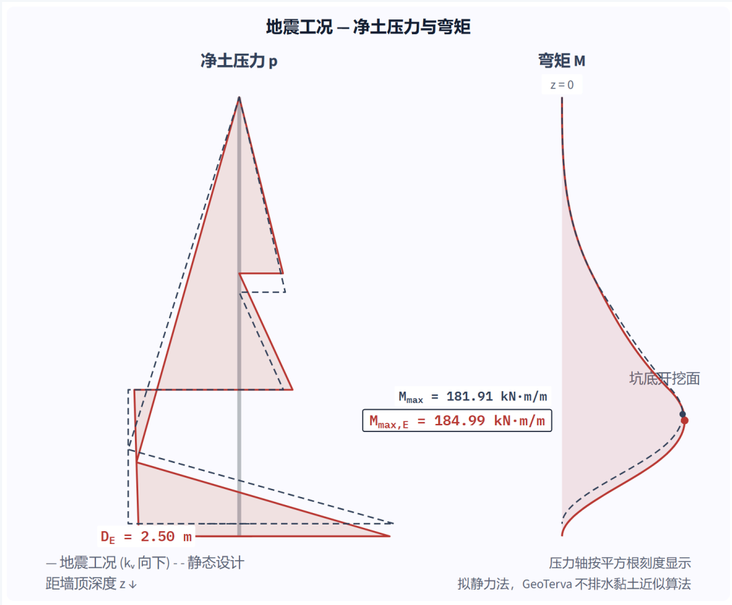
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K^c_{AE} = 1 + \tan\theta \qquad K^c_{PE} = 1 - \tan\theta$$

压力：$(1 \mp k_v)(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u$

黏土的孔隙水总是随土体一同运动（受约束）；自由水仅出现于渗透性很强的土中。**k_V的两个方向**均予验算。

验算：净压力分布图的建立方法与静力工况相同；两个平衡方程给出**D_E**。地震属偶然设计状况，被动侧不施加系数：若**$D_E \le D_{design}$**，则墙体满足要求。悬臂式中，地震压力与静力情形一样，按有效应力成比例分布。

地震组合中，作用效应系数取1.0：$M_{Ed,E} = M_{max,E}$。



题目

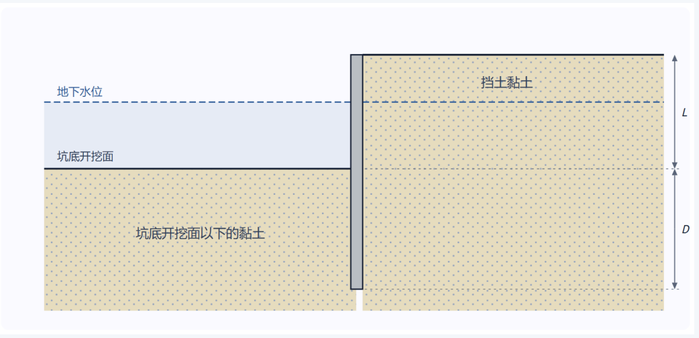
算例

已知条件

墙	**算例6(b)：带充水裂缝的墙，** $D_{design} = 3.43$ **m，** $M_{max} = 181.91$ **kN·m/m；** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**
地震	$k_h = 0.15$，$k_v = \pm 0.075$ **（两个方向）**

求

地震系数；D_E（k_V的两个方向）、$M_{max,E}$；静力设计的墙能否承受该地震？



解答

解答

1 地震系数（静力情况下主动与被动均为1）及两个方向的结果

k_v	f_v	tan θ	主动：$f_v + k_h$	被动：$f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
+0.075	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
−0.075	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 验算与截面

$$D_E = 2.50\ \text{m} \ \le\ D_{design} = 3.43\ \text{m}\ \checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99\ \text{kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481}\ \le 1\ \checkmark$$

静力设计**能够承受**该地震：地震工况下的压力图仅需**2.50 m**嵌固深度（设计值3.43 m）；弯矩185.0 kN·m/m（静力工况181.9）几乎相同，板桩墙满足要求。由于黏土中的净压力为常数，地震对压力图的改变很小。

在GeoTerva中验算解答 ↗

基床系数法

理论

极限平衡法给出嵌固深度和弯矩，但不能给出墙体**产生多大位移**。为得到工作状态下的位移，将墙体视为弹性梁（EI），将每一侧的土体视为相互独立的弹簧（Winkler）：

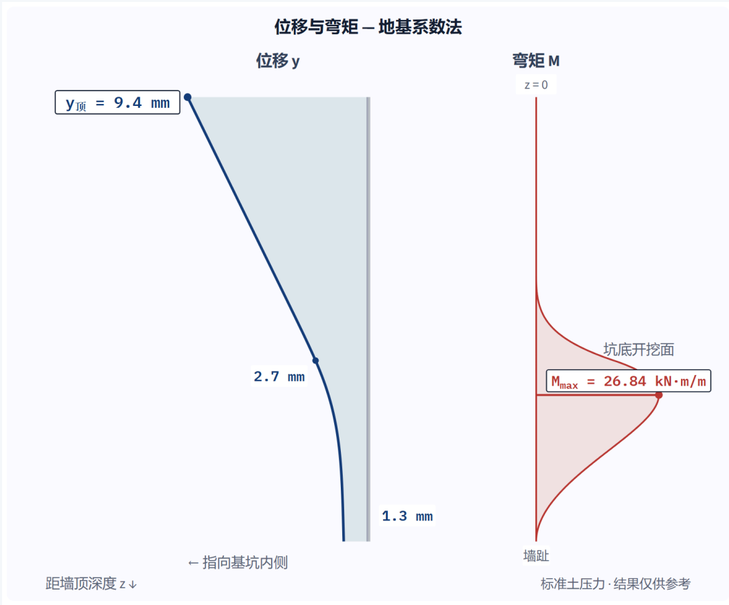
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \ (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \ (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

弹簧从静止土压力开始，随位移成比例变化，不超过主动和被动极限。k_h与其说是土的性质，不如说是**模型参数**。黏土中φ = 0，故K_0 = 1。

墙体取设计长度($L + D_{design}$)，两端自由；压力取特征值，不计安全系数。开挖一次完成，墙体事先已就位。

采用有限元求解，通过迭代直至各弹簧达到弹性/主动/被动状态；结果作为**无界估计值**给出。



题目

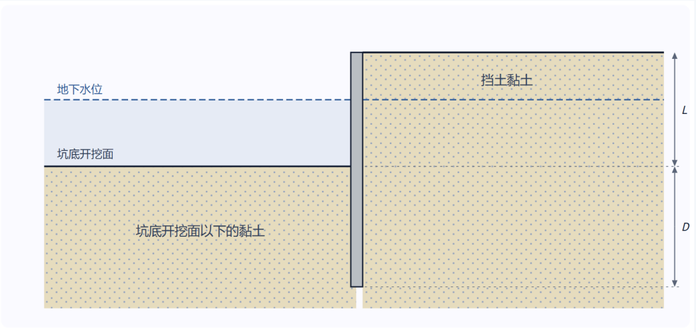
算例

已知条件

墙	**算例6(b)：设计长度**$L + D = 8.43$ **m**
板桩	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (**$EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
土	$k_h = 15$ **MN/m³（上部黏土），**30 **MN/m³（下部黏土）**

求

墙顶、坑底和墙底端处的**位移**；模型的最大弯矩是否等于极限平衡弯矩?



解答

解答

1 模型

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \text{kN·m}^2/\text{m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \quad \text{（有限元，弹簧为弹性/主动/被动）}$$

2 结果（指向基坑）

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \text{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \text{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \text{kN·m/m}\ \ (z = 5.65\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

墙顶向基坑方向位移**9.4 mm**，坑底处位移2.7 mm，墙底端位移1.3 mm。工作状态模型的弯矩(26.8 kN·m/m)**远小于**极限平衡弯矩(181.9)：弹簧仅调用被动极限的48%；极限平衡描述的是墙体破坏时的弯矩，该弯矩即为**设计弯矩**。

在GeoTerva中验算解答 ↗

坑底隆起

理论

无论侧向平衡所得嵌固深度多浅，都不能说明坑底的状况。在黏土中，坑底**可能向上隆起**：基坑下方的黏土被相邻土体的重量挤向内侧（反向承载力破坏）。基坑的常规验算是将滑裂面上的抗剪能力与该重量相比较：

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L_{exc}}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

B为开挖宽度，L_{exc}为平面长度（长条形基坑中形状项消失），T为坑底以下硬土层的深度（若不输入，则滑动面仅受宽度限制）；c_u对应坑底以下的黏土，c_{side}为挡土高度范围内的平均黏聚力，$\sigma_v(H)$为坑底标高处侧面的总应力。

不计墙体在底面以下的嵌入部分（偏安全）。超载以及条形/集中荷载在B′范围内作为等效均布荷载叠加到q上。多层地基中，公式借助GeoTerva的分层扩展使用。

$$FS_{req} = 1.5$$

所需安全系数为输入值；该验算仅适用于黏性土中的基坑。

题目

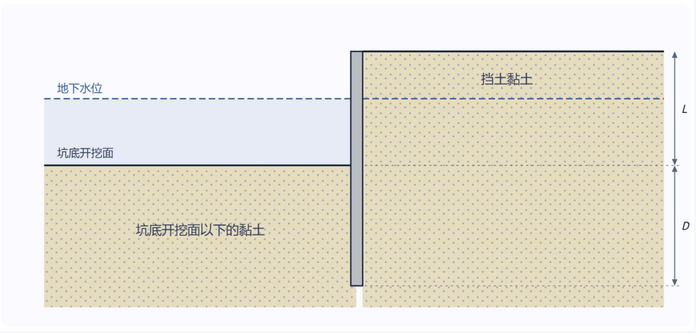
算例

已知条件

开挖	**宽度$B = 10$ m（长基坑，未输入硬土层）；墙同算例6（$H = 5$ m）**
土	**坑底以下黏土$c_u = 70$ kPa；挡土高度范围内平均$c_{side} = 30$ kPa；$\sigma_v(H) = 90$ kPa；无超载**

求

B′、**FS**(≥ 1.5?)；若基坑宽度为B = 5 m和20 m，结果如何?



解答

解答

1 有效宽度（L_{exc}未输入：无形状项）

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \text{m}$$

2 安全系数

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23} \ \geq 1.5\ \checkmark$$

$$B = 5\ \text{m}:\ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \text{m}:\ FS = 4.12$$

抗坑底隆起安全系数为**4.23**（要求1.5）：坑底安全。随宽度增大，侧壁抗剪的贡献减小（B = 20 m时为4.12）；下卧黏土的c_u值起控制作用。

在GeoTerva中验算解答 ↗

解答范围

理论

每一土层均为黏土，按**不排水总应力**($\varphi = 0$)求解：**短期工况**。长期排水工况(c', φ')不作验算；对永久性挡墙可能起控制作用。填砂土的挡墙用砂土模块设计。

Rankine土压力，不计墙面黏着力：$K_a = K_p = 1$；主动土压力$\sigma_v - 2c_u$，被动土压力$\sigma_v + 2c_u$；开挖面以上不考虑吸力（拉裂缝默认充水，或为干燥；在地下水位以下，裂缝中保持地下水）。

原文献的简化净压力图：每一深度处取两侧压力，由水平平衡确定底端土块，由力矩确定深度。两侧水位可相同或不同（不考虑渗流）；不对渗流建模。

地震作用下，黏土按临界面倾角为45°的拟静力不排水楔体取值（GeoTerva的假定）。板桩墙按受弯验算；不验算抗剪、局部屈曲和腐蚀。位移按地基反力系数法给出，不设限值。

小结

要点回顾

不排水黏土($\varphi = 0$, c_u)：主动$\sigma_v - 2c_u$，被动$\sigma_v + 2c_u$；近地表处的吸力不计入：**拉裂缝深度$z_c = (2c_u - q)/\gamma$**；$P_1 = \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$，$\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

坑底以下净压力为常数：$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$，墙底端$\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$；若$\sigma_6 > 0$不成立，则黏土无法支承该墙

平衡条件：$L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$；D由二次方程求得（算例：0.678 m；裂缝充水时为2.288 m）；$z' = P_1/\sigma_6$，$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

充水拉裂缝使P_1、D和M大幅增大（25 → 79.5 kN/m；15.5 → 181.9 kN·m/m）；若按干燥考虑则偏于不安全

设计深度：f = 1.4–1.6（弯矩不变）或σ_p/FS_p；在给定深度处取两种情形中较大的弯矩

截面：EN 1993-1-1 $\eta = 0.638$；AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789。**地震**：$D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m；按基床系数法，最大位移≈9 mm

坑底隆起：$FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$；算例中4.23 ≥ 1.5

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

EN 1993-1-1:2005 — Design of steel structures, general rules.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

注

全部数值算例均由模块自身的计算引擎生成；模块给出相同的数值。模块页面中的工程算例也是这面墙(L = 5 m, γ = 18 kN/m³, c_u = 30 / 70 kPa)。

GeoTerva

在线岩土工程计算

从理论到应用

在GeoTerva中输入自己的墙高、分层黏土剖面、地下水、拉裂缝、板桩截面及地震系数；模块同时给出压力图、嵌固深度、弯矩、截面验算、位移和坑底隆起。

打开模块→ 理论页面 →

用手机打开

试用模块无需注册。

如需在课堂教学中使用：info@geoterva.com