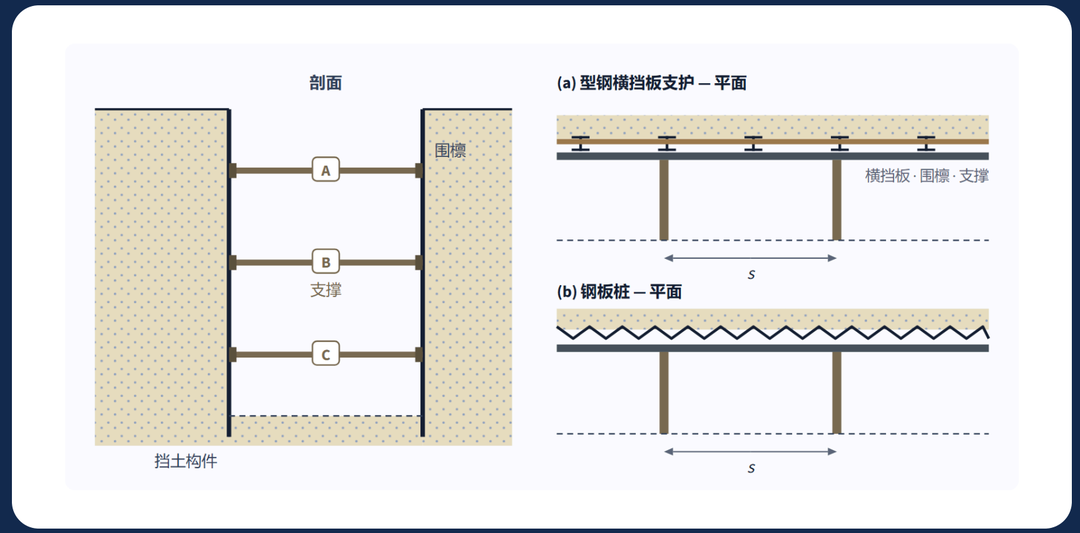
GeoTerva

岩土工程讲义 · 板桩墙与内支撑基坑

砂土中的内支撑基坑

讲义：砂土中的内支撑（撑杆式）基坑；Peck压力包络图、内支撑荷载、板桩墙和围檩的截面设计、钢构件验算以及坑底管涌；每个主题均配有工程算例。

基坑支护 | Peck包络图（砂土） | 内支撑 · 围檩 · 板桩墙 | EN 1993 · AISC 360 | 坑底管涌



引言

本讲内容

- 内支撑基坑中土压力**为何不按Rankine计算**，以及**包络图**如何由实测支撑轴力构建
- 砂土的**Peck包络图** $\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$，以及多层砂土中$K_a$的三种取值规则
- 在包络图旁以独立图形附加**水压力**和**超载**
- 由包络图求**内支撑荷载**（铰接分段，反力A、B_1、B_2、C，$P = R\cdot s$）
- **板桩墙**(M_{max}, S)和**围檩**($M = R\,s^2/8$)的截面设计；按**EN 1993-1-1和AISC 360-22**验算钢材
- 验算砂土坑底的**管涌**（出口水力梯度，$FS = i_{cr}/i_{exit}$）

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

算例基坑：砂土（$\gamma = 17.6$ kN/m³，$\varphi' = 32°$），深度$H = 8.00$ m，宽度$B = 6.00$ m；内支撑位于深度1.80 · 4.60 · 7.30 m处，水平间距$s = 3.00$ m。力均按每米墙长计（内支撑荷载已乘以s）。

支护体系及其构件

理论

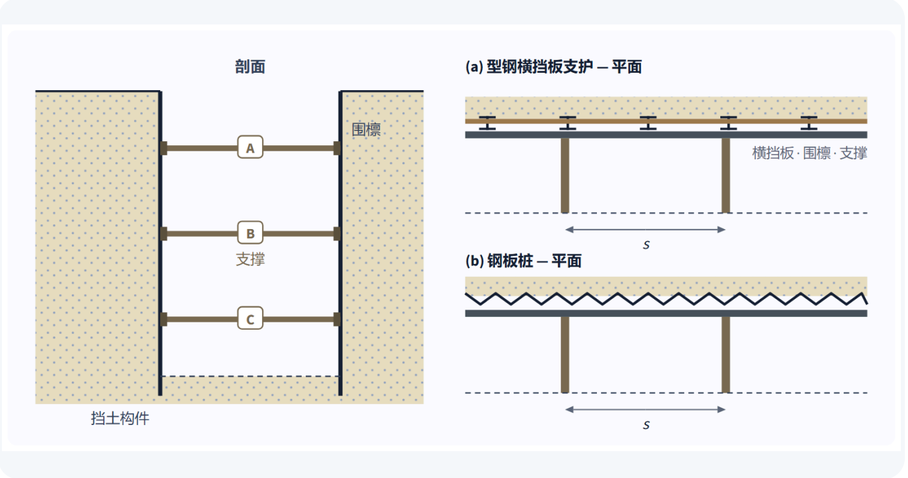
竖直坡面的深基坑（城市建筑地下室、明挖隧道）需用临时**支护体系**保持敞开。常见有两种形式：预先打入**竖向桩**（钢桩或木桩），随开挖进行在桩间设置水平木挡板；或由相互咬合的**板桩**形成连续墙。

在每一道内支撑层，开挖一到达该标高即安装水平**围檩**(wale)；**内支撑**(strut)是水平钢构件，承受压力，从一侧围檩横跨基坑至另一侧围檩。

选择构件需要知道支护体系将承受的侧向压力。理论给出总推力，而不给出其**分布**：分布取决于土体、施工顺序和速度、施工人员及设备。

因此设计压力为**经验包络图**：将其绘制在由实际基坑实测支撑荷载反算得到的压力的外围。

施工中，内支撑竖向间距至少应约为2.75 m。



绕墙顶转动

理论

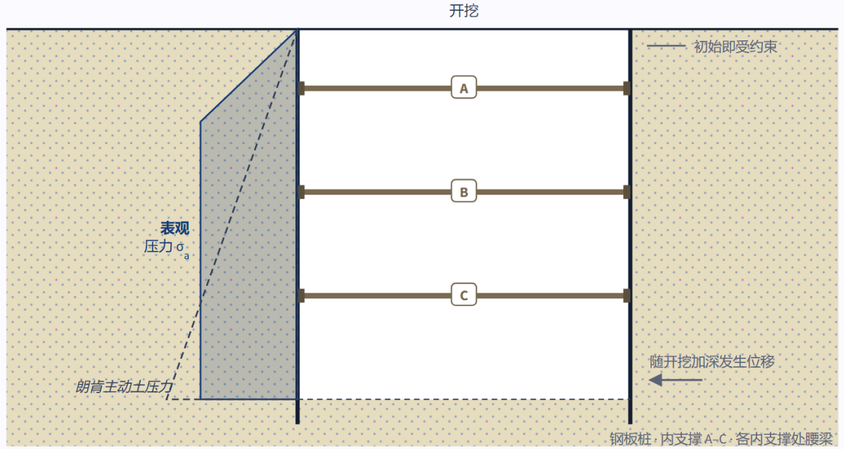
悬臂式挡土墙绕墙底转动，Rankine主动土压力（顶部为零，底部最大）能很好地描述这一情形。**有内支撑的墙体则向相反方向运动**：第一道内支撑在开挖尚浅时设置，上部几乎不发生位移；此后每一级均在安装内支撑之前先行开挖，间隔时间随深度增加而变长，墙体的挠曲位置逐渐下移：开挖结束时，墙体已**绕墙顶转动**。

> 顶部压力保持接近**静止土压力值**（土体几乎未发生位移）。

> 底部压力可能低于Rankine主动值（土体早已越过塑性平衡状态）。

> 合力推力P_a作用于三角形三分之一高度点**以上**：距底部$n_a H$高度处，$n_a > 1/3$。

> 总推力由对数螺线楔体求得($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$)；在粒状土中比Coulomb值高15–20%。但由于其分布和n_a取决于土质和现场条件，基坑按**包络图**设计。



包络图是如何绘制的?

理论

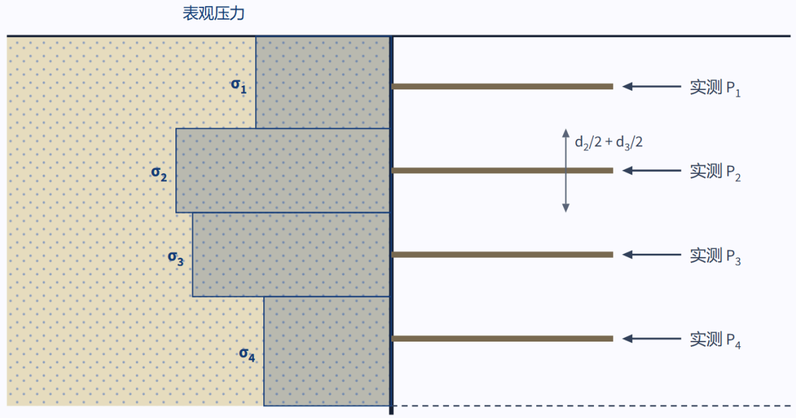
压力随位置而变，每道内支撑都应按其可能遇到的**最大荷载**设计。包络图正是为此建立：在带监测仪器的基坑中，测量每道支撑的荷载，将其除以该支撑所承担的围护墙条带面积（水平间距s × 距上、下相邻支撑距离的一半），并将其换算为该条带上的**表观压力**：

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

d_1为第一道内支撑的深度，d_i为其后各内支撑之间的间距。将逐次开挖所得的全部压力图叠绘后，其外包线即为**表观压力包络图**。

Peck包络图基于柏林、慕尼黑和纽约地铁基坑中实测的砂土荷载；他用同样的方法建立了软–中等黏土和硬黏土的包络图。

包络图**并非**某一时刻实际作用于墙体的压力：由它求得的单根内支撑荷载，是按位于实测荷载安全一侧的原则绘制的。



$\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$，沿全高

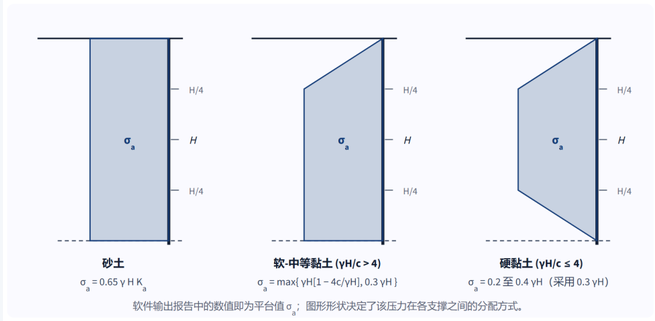
理论

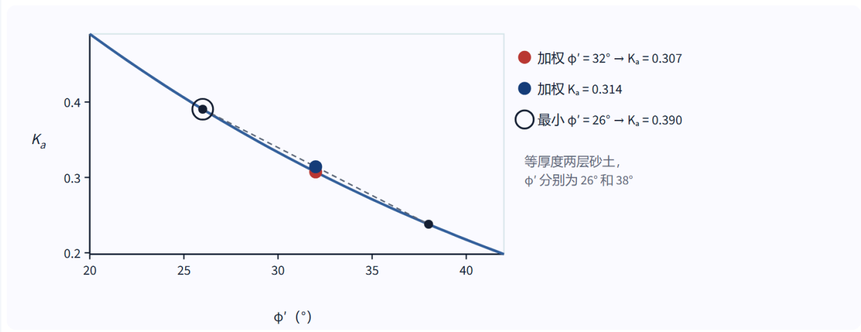
砂土中的Peck包络图为**矩形**：在整个开挖高度上为单一压力，其值为Rankine主动土压力三角形最大纵坐标值的65%：

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

这些包络图的适用条件为：开挖深度大于约6 m；**地下水位位于坑底以下**；砂土为排水状态（孔隙水压力为零）。

包络图只需要一个K_a；对于**多层砂土**，文献未给出规则。采用三种规则，且结果并不一致，原因在于K_a是φ′的凸函数（曲线内部取的平均值位于曲线之下）：$K_a(\bar{\varphi}' = \Sigma\varphi H/H)$、平均$K_a = \Sigma K_{a,i} H/H$，以及$K_a(\varphi'_{min})$。





题目

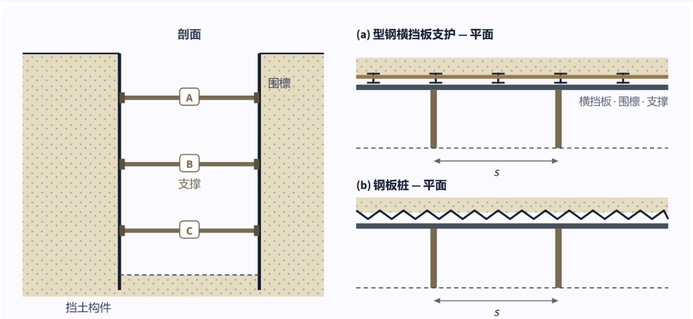
算例

已知条件

开挖	$H = 8.00$ m，**单一砂土层**$\gamma = 17.6$ kN/m³，$\varphi' = 32°$
三层地层剖面	**0–3 m：** $\gamma = 17$，$\varphi' = 28°$；**3–6 m：** 18，$38°$；**6 m以下：** 18.5，$33°$（同一基坑）

求

(a)K_a和σ_a；(b)三层剖面中三种规则对应的K_a、σ_a值。



解答

解答

1 (a)单层砂土

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

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

2 (b)三层土：按开挖高度加权的$\bar{\gamma}$ = 17.75 kN/m³（各层厚度3 + 3 + 2 m）

规则	K_a	$\sigma_a = 0.65\,\bar{\gamma} H K_a$ (kPa)	P_{max} (kN)
$K_a(\bar{\varphi}$ = 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
$K_a(\varphi'_{min}$ = 28°)	0.3610	33.32	377.7

对于单一砂土，包络图的值为**28.12 kPa**。三种规则对应的K_a在0.295 – 0.361之间变化：采用最小φ'计算(σ_a = 33.3 kPa)得到的值比各平均值大22%；取平均值的规则其结果均位于曲线以内，**偏保守的是φ'_{min}。**

在GeoTerva中验算解答 ↗

加在包络图之外，而不计入其内

理论

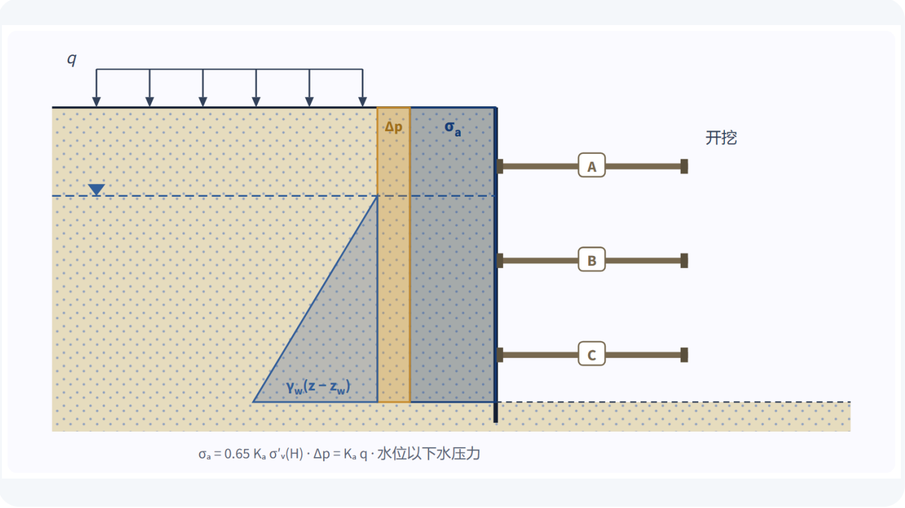
包络线取自坑底以下无水且基坑旁无荷载的基坑；模块将这两项均作为**单独的图形**附加在包络线旁；包络线不外推至其实测范围之外。

水：Peck砂土包络图为有效应力图。若水在开挖范围内，坑底标高处的上覆应力按有效应力取值（水位以上取天然重度，以下取浮重度）；水还另按全高作用于挡墙，内支撑同时承担二者。

地面超载q不计入包络图（若计入，经验系数0.65也将同样作用于它）；它在全高范围内按自身的均布压力另行计入。

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

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



题目

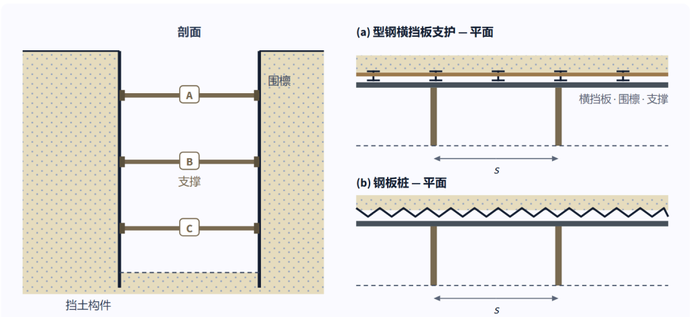
算例

已知条件

开挖	**算例1(a)中的基坑($H = 8$ m, $\gamma = 17.6$, $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³, $\varphi' = 32°$)**
工况	**(a)无水，无超载；(b)地下水位$z_w = 3$ m；(c)均布超载$q = 10$ kPa**

求

各种情形下的σ_a、超载和水压力；**总荷载R**及最大支撑轴力。



解答 (1/2)

解答

1 (b)水：有效上覆自重应力与包络图；水压力另按全高作用

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

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

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

水位以下有效上覆压力减小(σ_a 28.12 → 20.72 kPa)，但水压力仍按全高作用于板桩墙：R = **288.4 kN/m**。

解答 (2/2)

解答

2 (c)超载：单独的均布压力；(a)、(b)、(c)小结

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

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

状态	σ_a (kPa)	Ek (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)	板桩墙M_{max}(kN·m/m)
(a)无水，q = 0	28.12	—	224.96	318.8	45.55
(b)水位z_w = 3 m	20.72	u(H) = 49.05	288.38	376.7	37.09
(c) q = 10 kPa	28.12	Δp_q = 3.07	249.52	353.5	50.53

水使包络图**减小**，却增加了水压力：R由225.0增至**288.4 kN/m**。超载不改变包络图；它增加 Δp_q = 3.07 kPa (R = 249.5 kN/m)。

在GeoTerva中验算解答 ↗

从压力包络图到支撑轴力

理论

内支撑为水平受压构件：沿其轴线传递压力，在自重作用下弯曲；承载力取决于长细比，宽基坑中可能需要增设支撑。原文献给出一种简便而偏保守的荷载计算方法：

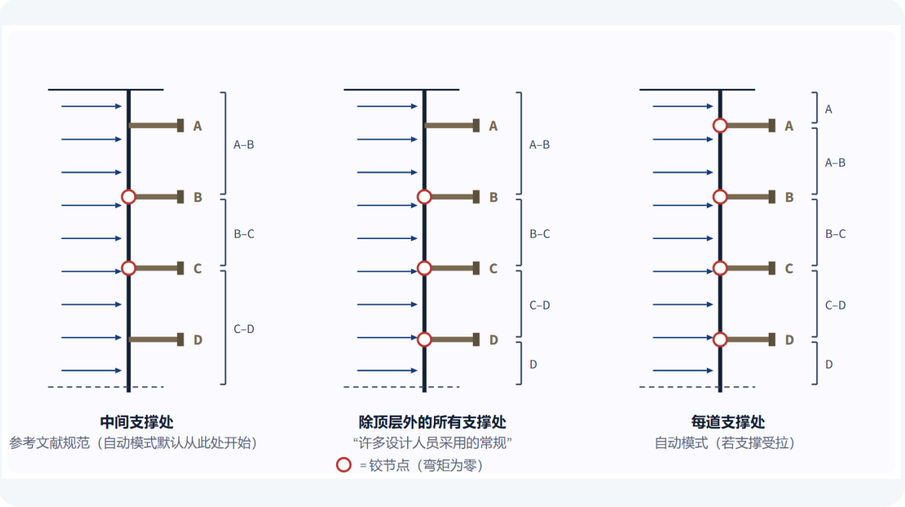
绘出压力包络图和各内支撑标高。除最上层和最下层外，取板桩墙在**每一内支撑标高处为铰接**（许多设计者除最上层外，其余各层均取铰接）。

在铰点处将墙体拆分为**两端的简单悬臂和中间的简单梁**；用静力学求出每一段的反力（四道支撑的基坑中为A、B_1、B_2、C_1、C_2、D）。

内支撑的轴力等于其所受反力之和×水平间距s。

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

每一段均为静定结构：由两个支点支承；对其中一个支点取力矩平衡并建立水平力平衡，即可求得两个支点反力。铰接处的支点同时属于相邻两段，因此汇集**两个反力**。反力均按墙的单位长度计(kN/m)；s将其换算为支撑荷载。



题目

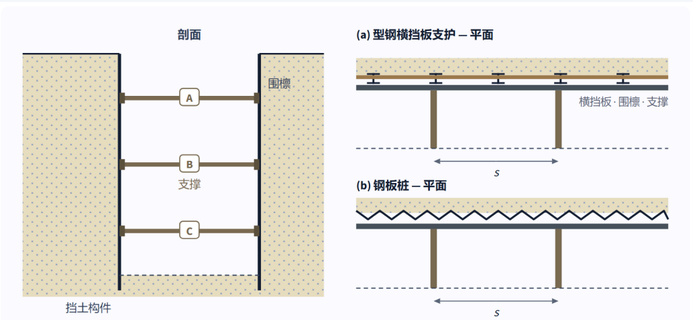
算例

已知条件

开挖	$H = 8.00$ m；$B = 6$ m；**内支撑**$z = 1.80, 4.60, 7.30$ m (A, B, C)；**水平间距**$s = 3.00$ m
压力	**算例1(a)：连续矩形包络图**$\sigma_a = 28.12$ kPa；**板桩墙在内支撑B处铰接（最顶端和最底端除外）**

求

各部分的**合力**W及其力臂$\bar{z}$；反力A, B_1, B_2, C；支撑轴力P_A, P_B, P_C。



解答 (1/2)

解答

1 在铰点处将包络图分段；求各部分的合力及力臂（自顶面起算的深度）

部分	范围(m)	W (kN/m)	z̄ (m)	支座
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 第一部分：对第一支座的力矩平衡

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

第一段对两个支座的反力分别为106.25和23.10 kN/m；最上一道支撑(A)的反力较大，因其还包含悬臂段的荷载。

解答 (2/2)

解答

3 第二部分

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

4 每道内支撑累加其所受的反力；荷载等于总和乘以s (s = 3.00 m)

标高	z (m)	所受反力(kN/m)	合计(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**

最大内支撑荷载P_A = **318.75 kN**（A层）：该荷载控制内支撑的截面设计。由于支撑B同时属于两个分段，因此累加两个反力。

在GeoTerva中验算解答 ↗

最大弯矩与所需截面抵抗矩

理论

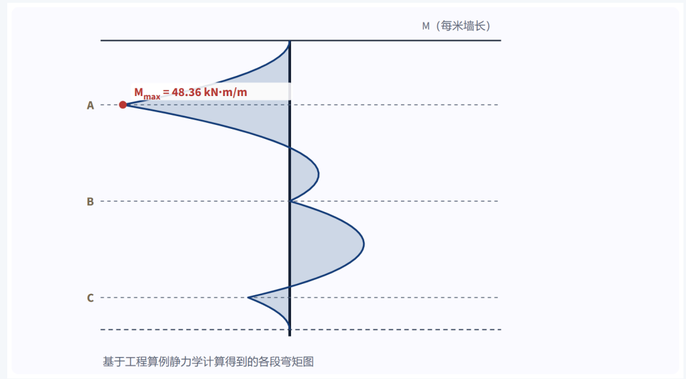
板桩按相同的分段设计：在每一段中求出最大弯矩（剪力变号处：跨内，或悬臂段与支座相接的支点处）；其中最大者即为墙单位长度的设计弯矩。所需截面抵抗矩由容许弯曲应力确定，并从表中选取不小于该值的截面：

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

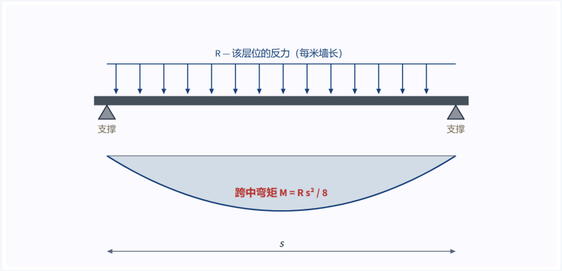
围檩若连接得当，可视为连续梁；偏安全起见，在内支撑处按**铰接**考虑：跨度为s的简支梁，以该层反力R（每单位墙长）作为均布荷载：

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

反力最大的层位起控制作用。围檩有时在能提供其所需侧向支撑的位置与板桩墙相连。



基于工程算例静力学计算得到的各段弯矩图



题目

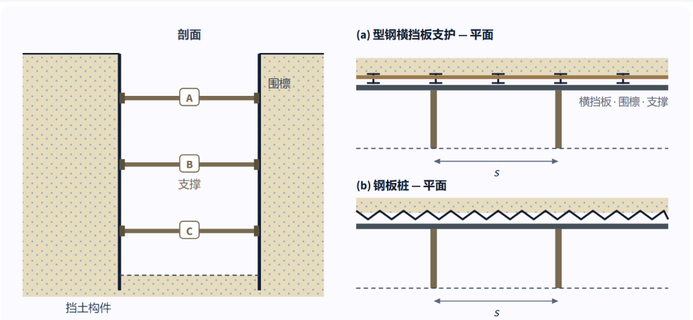
算例

已知条件

开挖	**深度$H = 27$ ft(8.23 m)，砂土$\gamma = 17.59$ kN/m³，$\varphi' = 32^\circ$；内支撑位于6、15、24 ft(1.83; 4.57; 7.32 m)；水平间距12 ft(3.66 m)；B处设铰**
钢	**容许弯曲应力$\sigma_{allow} = 165\,474$ kPa**

求

板桩墙的M_{max}和所需的S(cm³/m)；最大反力所在高程处围檩的M_{max}和S(cm³)。



解答 (1/2)

解答

1 板桩：各部分的最大弯矩

部分	范围(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 所需截面抵抗矩

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

板桩墙中M_{max} = **48.36 kN·m/m**（分段1，z = 1.83 m）： **S ≥ 292.3 cm³/m。**

解答 (2/2)

解答

3 围檩：各层均按简支梁计算(s = 3.658 m)

标高	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{allow} (cm³)
A	110.18	184.25	1,113
B	57.30	95.82	579
C	70.52	117.93	713

最大反力出现在**A层**(R = 110.18 kN/m)：围檩按**M_{max} = 184.25 kN·m**、**S ≥ 1,113 cm³**确定截面；其余各层的围檩截面可以更小。

在GeoTerva中验算解答 ↗

设计作用效应、截面等级、弯曲与屈曲

理论

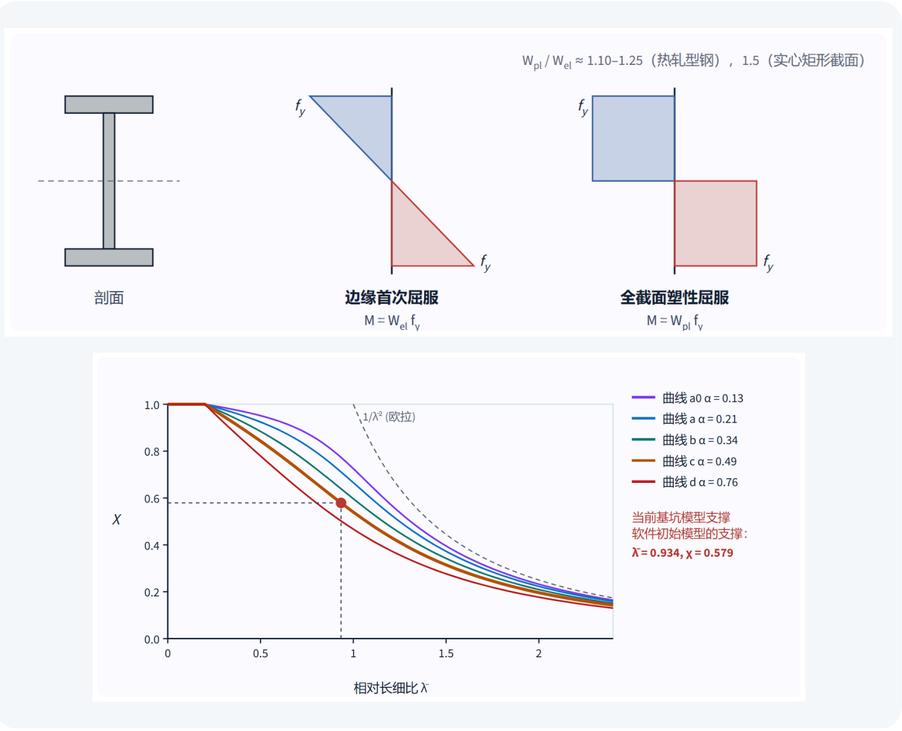
由包络图得到的荷载为**工作值**（Peck包络图是实测荷载的上限）；仅放大一次，换算为设计值：$E_d = \gamma_F E_k$。各构件按其自身钢材牌号的屈服强度(f_y)进行验算；截面由构件的**截面抵抗矩**给出（板桩墙：每米W_{el}；围檩：W；内支撑：A和绕弱轴的I）。

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

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

内支撑绕其弱轴发生屈曲：I为小惯性矩，$L_{cr} = K L_b$为有效长度（取基坑宽度，其间无立柱桩或交叉支撑通过时）。α取自屈曲曲线（c类曲线：0.49）。

对于板桩墙，单位宽度上适用相同的抗力（EN 1993-5；U形截面的锁口滑移系数β_B，Z形截面取1.0）。由于围檩的受压翼缘紧贴墙体，侧向扭转屈曲不起控制作用。



题目

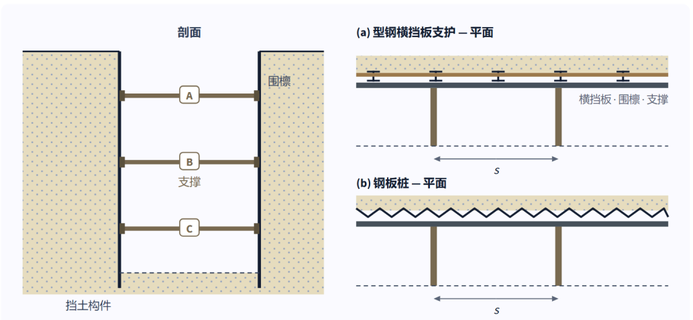
算例

已知条件

开挖与荷载	**算例1(a)中的基坑和算例3中的荷载：** $P_{max} = 318.75$ **kN（支撑A）**
构件	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $\gamma_F = 1.35$**,** $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$**：板桩**$W_{el} = 600$ **cm³/m；围檩**$W_{el,y} = 1\,000$ **cm³；内支撑**$A = 65.7$ **cm²，**$I = 3\,598$ **cm⁴，曲线c，**$L_{cr} = 6.00$ **m**

求

板桩墙、受力最大的围檩和受力最大的内支撑的**η** (≤ 1)。



解答 (1/2)

解答

1 板桩墙和围檩（受弯）：$\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

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

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

板桩η = **0.373**，围檩η = **0.587**：二者均满足要求（$\eta \le 1$）。

解答 (2/2)

解答

2 内支撑（屈曲）：$N_{Ed} = 1.35\,P_{max} = 1.35(318.75) = 430.31$ kN

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

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

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

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

η_{strut} = 430.3 / 1,046.4 = **0.411**。三个构件均满足要求($\eta \le 1$)；内支撑由**屈曲**控制($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN)。

在GeoTerva中验算解答 ↗

LRFD或ASD；截面分类、受弯、受剪、柱曲线

理论

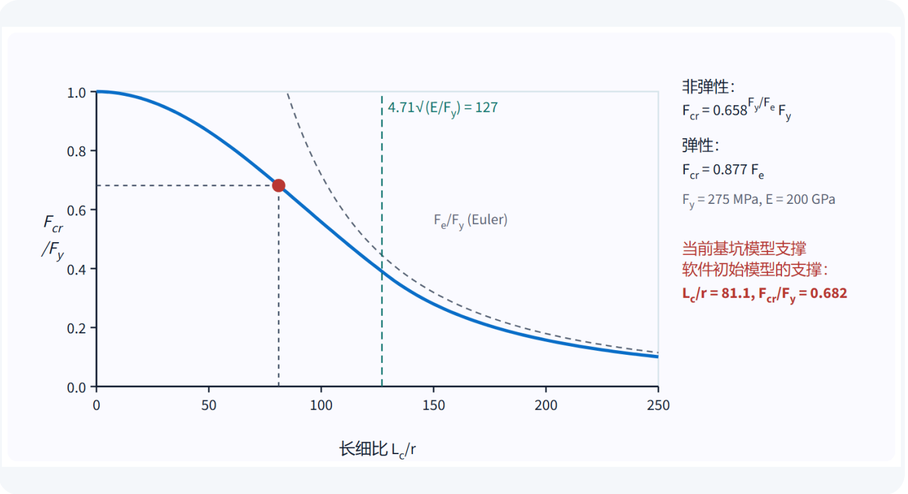
每个构件均采用由受压、受弯和受剪条款求得的**名义强度R_n**进行验算。LRFD中荷载乘以系数，强度按φ折减；ASD中则将工作荷载与强度除以安全系数Ω后的值相比较：

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

由包络图得到的荷载属于ASCE 7-22中的**侧向土压力H**：在LRFD组合中，凡叠加到荷载上之处（内支撑基坑中始终如此）均乘以1.6，在ASD中乘以1.0。与模块一同给出的板桩墙和围檩，按模块所采用的强度取值：紧凑截面取F_yZ，首次屈服取F_yS。由于围檩在侧向被墙体约束，$L_b = 0$，侧向扭转屈曲不是控制极限状态。

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \qquad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \qquad \text{否则 } 0.877F_e \qquad P_n = F_{cr} A_g$$

单一的柱曲线适用于所有截面（不像EN 1993-1-1那样需要选择曲线）；r为最小回转半径，$L_c = K\,L_b$为有效长度；建议$L_c/r \le 200$。与EN 1993-1-1不同，AISC不因剪力而折减抗弯强度。



题目

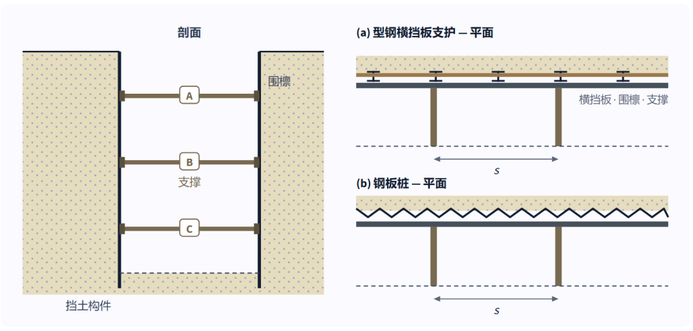
算例

已知条件

开挖与荷载	**算例1(a)中的基坑和算例3中的荷载：$P_{max} = 318.75$ kN（支撑A）**
构件	**算例5中的构件(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

对受力最大的内支撑：L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n；LRFD和ASD比值；板桩墙和围檩的LRFD比值。



解答 (1/2)

解答

1 内支撑：柱曲线(A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

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

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

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

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

内支撑的**名义强度P_n = 1,231.5 kN**；长细比L_c/r = 81.1，处于非弹性屈曲范围（界限值 127）。

解答 (2/2)

解答

2 LRFD与ASD比值(P = 318.75 kN)

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

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

内支撑：LRFD η = **0.460**，ASD η = **0.432**。板桩墙(LRFD)为0.491，围檩为0.773；按EN 1993-1-1则分别为0.373、0.587和0.411。

在GeoTerva中验算解答 ↗

出逸坡降与临界坡降

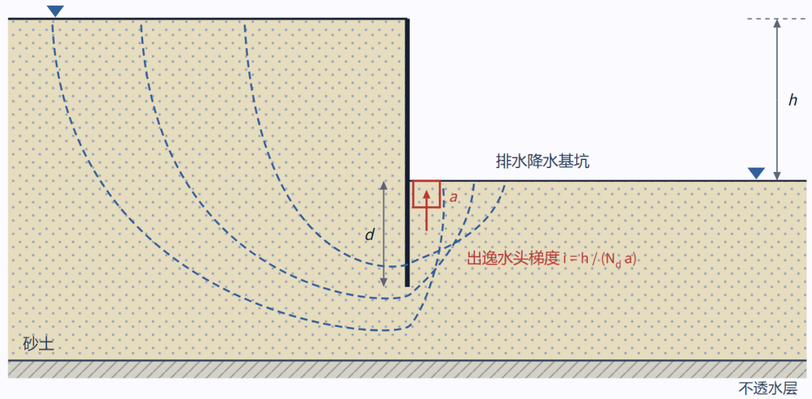
理论

砂土坑底通常是稳定的，只要基坑内的水位不低于坑外地下水位，就一直如此。基坑降水后，水从围护墙下方绕流并自坑底向上渗出；出口处较大的向上水力梯度可能将土颗粒顶起：**坑底砂沸（管涌）**。最大出口水力梯度由流网在墙旁读取：

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

h为流网中的水头损失，N_d为等势线间隔数，a为水在板桩墙旁流出土体处的流网单元长度。i_{cr}在多数土中为0.9–1.1(平均1)；要求的FS ≈ **1.5**。

深厚砂土中板桩围护基坑的出口水力梯度已有理论解：由两张图表求得模数m（以$2L_2/B$和$2L_1/B$查取）以及$L_2 i_{exit}/h$；$i = (L_2 i/h)_{nomograph} \cdot h/L_2$。$L_1$为墙外砂土至基坑底面标高的深度，$L_2$为围护墙在坑底以下的嵌固深度。



题目

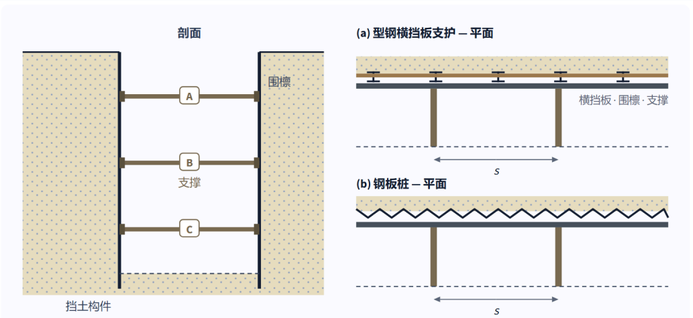
算例

已知条件

流网（初始基坑）	**水头损失**$h = 3.0$ **m**，**水头降落数**$N_d = 8$，**出口单元**$a = 1.0$ **m**；$i_{cr} = 1.0$；$FS_{required} = 1.5$
图表算例（教材）	$h = 4.5$ 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

两种方法下的i_{exit}和**FS**；对照要求值1.5作出判断。



解答

解答

1 渗流网：$i_{exit} = h/(N_d\, a)$

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

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

2 图表法（深厚砂土）

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

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

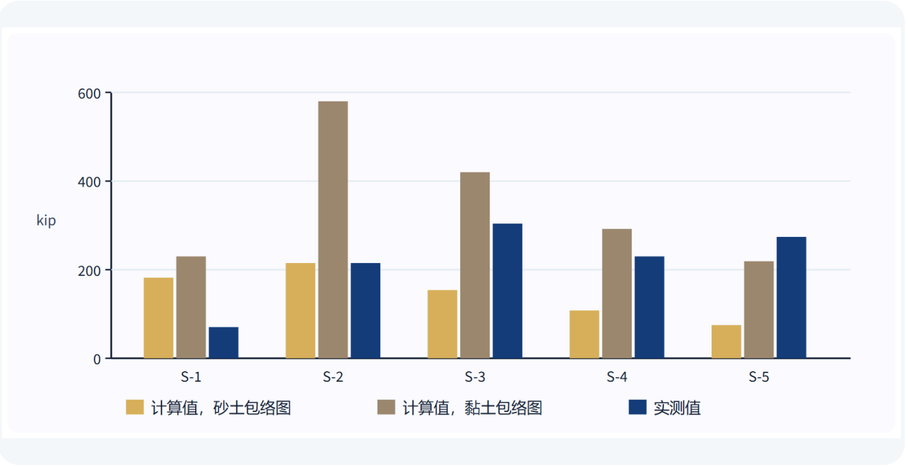
流网法得到的管涌安全系数为**2.67**，图表法为**1.65**：两者均大于所需的1.5。

在GeoTerva中验算解答 ↗

Boston与Chicago案例研究

理论

Boston（试验断面B）：深17.7 m，五道内支撑（间距3.66 m）；剖面被限定在砂土与黏土两条包络图之间：砂土包络图53.5 kPa，软至中等黏土包络图146.1 kPa；实测荷载与两种预测值均相差很大（土体参数不确定），内支撑是按远高于实测值的荷载设计的。**Chicago, National Plaza**：深21.3 m，六道内支撑，13 ft砂土填土之下为黏土；剖面被换算为等效黏土：c_{av} = 34.91 kPa，γ_{av} = 19.76 kN/m³，$\gamma H/c = 12.08 > 4 \rightarrow \sigma_a$ = 282.0 kPa。Peck包络图给出的压力约为实测值的**1.8倍**：围绕众多基坑绘制的包络图对单个基坑而言偏保守；在同一地层中，现场经验可显著减少过度设计。



方法的假定

理论

包络图取自深度大于约6 m的基坑；更浅的基坑不在数据范围内，模块会对此作出说明。**包络图并非任一时刻作用于墙上的实际压力**：它给出的是安全的支撑荷载，而不是墙体挠度。

地下水位假定位于坑底以下；模块使砂土包络图保持按有效上覆应力取值，若水位位于坑底以上，则在其旁另加静水压力；向基坑内的渗流在坑底处验算。

板桩视为在指定支撑标高处铰接的静定梁链；不计其自身刚度及坑底以下的嵌固作用。**围檩**取支撑之间的简支跨（对跨越数个支撑的连续围檩偏于保守）。

钢材按EN 1993-1-1验算；不设计第4类截面，也不验算围檩的侧向扭转屈曲。另设有AISC 360-22 LRFD/ASD选项。

预计围护墙将产生一定的侧向位移：位移量取决于每一开挖层开挖后至安装围檩和内支撑之间的时间。该位移会在周围土体中引起**地层损失**；据150个案例统计，最大沉降在软黏土中为开挖深度的≈1.1%，在硬黏土中为0.2%，在无黏性土中为0.3%。

小结

要点回顾

包络图：被支撑的墙体绕其顶部转动；压力并非Rankine值，而是围绕实测荷载绘制的经验图形。**砂土中的矩形分布**：$\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$（算例：28.12 kPa）

多层砂土：$K_a(\bar{\varphi})$、平均K_a与$K_a(\varphi'_{min})$三者互不一致（凸函数）；φ'_{min}偏于保守

水与超载分别考虑：水使有效上覆压力减小，但增加了完整的静水压力(R: 225 → 288 kN/m)；超载q附加$\Delta p = K_a q$

支撑轴力：包络图在铰处分段，反力由静力平衡求得，P = （反力之和）·s；算例中P_A = 318.75 kN

截面设计：$S = M_{max}/\sigma_{allow}$（板桩墙），围檩$M = R\,s^2/8$；在教材基坑算例中，板桩墙为292 cm^3/m，围檩为1 113 cm^3

钢材：EN 1993-1-1 η = 0.373 / 0.587 / 0.411（板桩墙 / 围檩 / 内支撑屈曲）；AISC LRFD内支撑0.460，ASD 0.432

管涌：$FS = i_{cr}/i_{exit} \geq 1.5$；算例中为2.67（流网法）和1.65（图表法）

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — 第 15 章，“Braced Cuts”；本页面参考该章节。

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

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些基坑（教材基坑：27 ft，γ = 112 pcf，φ′ = 32°；模块初始基坑：8 m）。

GeoTerva

在线岩土工程计算

从理论到应用

在GeoTerva中输入自定义的基坑剖面、内支撑层位、地下水、超载和构件；模块一并给出包络图、支撑荷载、板桩墙和围檩的弯矩、钢材验算以及坑底管涌验算。

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