

石桥头隧道凤凰路明挖段
斜坡道 17.5m 桩长区基坑支护计算书

计 算：叶培锋 陈华龙

审 核：刘成禹

福 州 大 学

2008 年 07 月 20 日

1 工程概况

为保证石桥头隧道能在铺轨前隧道顺利贯通，在 DK3+061 ~ DK3+068（与原凤凰路交叉处）处开设了一条长 100m、坡度 12 % 的斜坡道 (LDK0+000 ~ LDK0+100)。

按原设计方案，在斜坡道的两侧距地面以下大于 3m 处开始增加围护桩，桩顶面采用连续冠梁与围护桩连接，使之形成一道整体，两冠梁间用 1 排 $\phi 377$ 钢管或 I22a 双拼工字钢作支撑，钢支撑纵向间距 3m，桩间竖向采用两列长 5m 锚杆、网格间距 $25\text{cm} \times 25\text{cm}$ 的 $\phi 8$ 钢筋网和喷射 15cm 的 C20 砼进行加固围护结构。桩的规格为：桩径 0.8m，间距 2.2m，其中 6.5m 长的 4 根、7.4m 长的 10 根、10m 长的 16 根、12m 长的 16 根、14m 长的 10 根、17.5m 长的 6 根；斜坡道路路面垫层采用片石或煤矸石换填，LDK0+000 ~ LDK0+060 段在设计坡道路面下换填厚度 1.5m ~ 2.0m，LDK0+060 ~ LDK0+100 段在设计坡道路面下换填厚度 1.0m ~ 1.5m，垫层上用厚度 30cm 的 C20 混凝土作为路面固化。

按现处理方案，在 LDK0+005.5 ~ LDK0+020 段及前后 10m、横向 5m 范围内基坑两侧进行土体预注浆，注浆管平行冠梁梅花形布置 2 排，纵向间距 2.5m ~ 3.0m、横向间距采用 1m ~ 1.5m，在该段补打 13 根（恢复倒塌的 6 根，加密 7 根）灌注桩，桩间距 1.1m。LDK0+020 ~ LDK0+100 段按原设计方案。

为检算上述支护方案下基坑施工期间的稳定性，对支护方案中基坑深度最大区段（桩长 17.5m 区）进行分析，在该桩长区，由于 3#桩嵌固深度最短，为本桩长区最危险的桩，所以本计算书对该桩进行检算。3#桩的位置如图 1 所示（加粗加黑部分）。

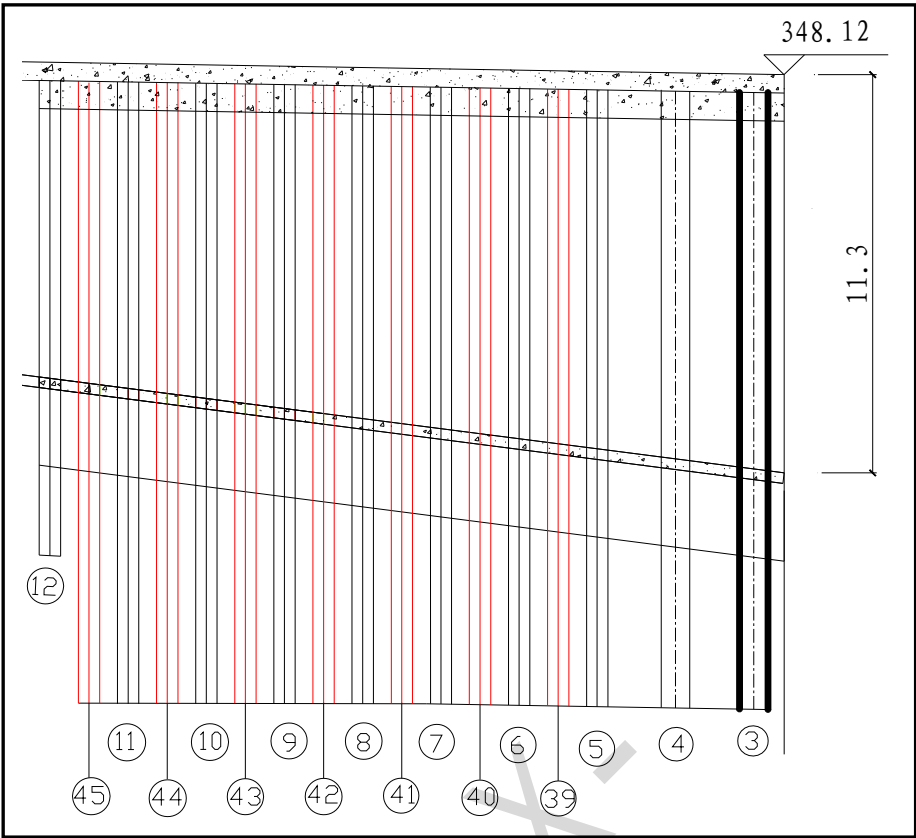


图1 17.5m 桩长区最危险桩 3#桩示意图（尺寸单位：m）

2 围护桩倾覆稳定性及支撑内力计算

根据《建筑基坑支护技术规程 JGJ120—99》，主动土压力计算采用经典土压力理论—库仑理论和朗肯理论，作用在支护结构上的被动土压力（水平荷载标准值）按朗肯理论计算。

对基坑最深处的 3# 桩进行计算分析，按原设计方案，该桩处基坑深 11.3m，在坑底换填 2m 的片石或煤矸石，垫层上用厚度 30cm 的 C20 混凝土作为路面固化，桩顶用 $\phi 377$ 钢管作内支撑。由于内支撑提供的支撑力足够大，因此桩的稳定性计算可按浅埋结构的方法来计算。该桩处的地层为粉质粘土，在该区域附近福建省龙岩工程勘察院分别于 2001 年 2 月和 2002 年 11 月针对大华花园一、二期工程做过详勘。根据《龙岩市大华房地产公司大华花园住宅小区（一期工程）工程地质勘察报告》（详勘）及《龙岩大华花园一期岩土工程勘察报告》（详勘）建议的岩土设计参数，对本场地粉质粘土的物理力学指标分别取值为：粘聚力 $c=14\text{kPa}$ ，内摩擦角 $\varphi=15^\circ$ ，容度 $\gamma=18.5\text{kN/m}^3$ 。考虑到基坑周边有施工机械行

走或有材料堆载，地面超载按 $q=10\text{kPa}$ 计，超载距基坑侧壁 1.0m，如图 2 所示。

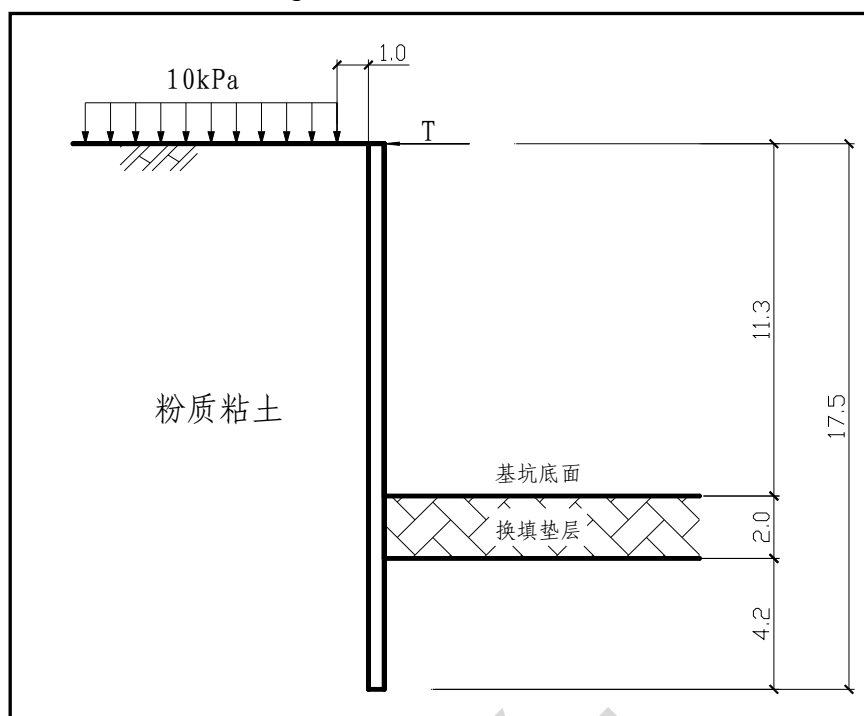


图 2 3# 桩处原设计基坑示意图 (尺寸单位: m)

由于本工程支护破坏、土体失稳或过大变形对基坑周边环境及地下结构施工影响一般，故基坑侧壁安全等级及重要性系数 $\gamma_0 = 1.00$ 。

根据《建筑基坑支护技术规程 (JGJ120—99)》的规定，基坑抗倾覆稳定性安全系数取 1.20。

2.1 基坑开挖至 11.3m 时的稳定性检算

① 计算粉质粘土的主、被动土压力系数 K_a 及 K_p

$$K_a^{1/2} = \tan(45^\circ - \phi/2) = \tan(45^\circ - 15/2) = 0.767$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = \tan^2(45^\circ - 15/2) = 0.589$$

$$K_p^{1/2} = \tan(45^\circ + \phi/2) = \tan(45^\circ + 15/2) = 1.303$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = \tan^2(45^\circ + 15/2) = 1.698$$

② 临界深度 Z_0 的确定

$$\text{根据 } (q + \gamma Z_0) K_a - 2c_k K_a^{1/2} = 0$$

$$\text{得: } Z_0 = 2c / (\gamma K_a^{1/2}) - q / \gamma = 2 \times 14 / (18.5 \times 0.767) - 10 / 18.5 = 1.433\text{m}$$

③ 计算土层单位长度 (1m) 的主、被土压力强度值

$$e_{ak}(\text{坑底}) = (q + \gamma H) K_a - 2c_k K_a^{1/2}$$

$$= (10 + 18.5 \times 11.3) \times 0.589 - 2 \times 14 \times 0.767$$

$$= 107.545 \text{ kPa}$$

$$e_{pk}(\text{上}) = 2c K_p^{1/2} = 2 \times 14 \times 1.303 = 36.484 \text{ kPa}$$

$$e_{pk}(\text{下}) = \gamma h_d K_p^{1/2} + 2c K_p^{1/2}$$

$$= 18.5 \times (17.5 - 11.3) \times 1.698 + 2 \times 14 \times 1.303$$

$$= 231.245 \text{ kPa}$$

④ 作力学简图。如图 3 所示。

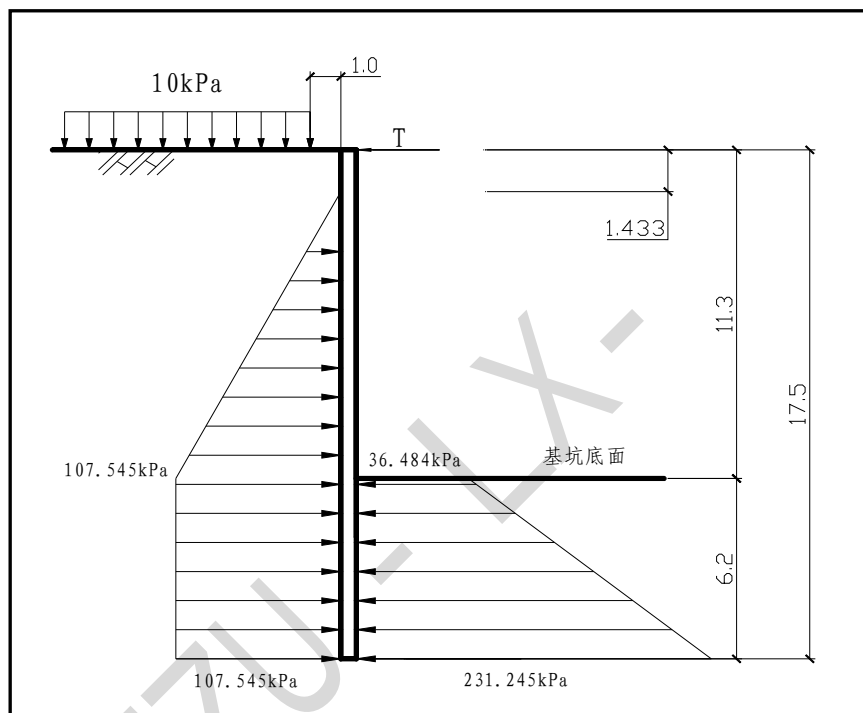


图 3 开挖至 11.3m 的力学计算简图（尺寸单位：m）

⑤ 抗倾覆稳定性检算

对桩顶支撑点取矩：

$$\begin{aligned} \text{倾覆力矩: } M_{\text{倾覆}} &= 1/2 \times 107.545 \times (11.3 - 1.433) \times (1.433 + 9.867 \times 2/3) + \\ &107.545 \times 6.2 \times (11.3 + 6.2/2) = 13852 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{抗倾覆力矩: } M_{\text{抗倾覆}} &= 36.484 \times 6.2 \times (11.3 + 6.2/2) + 1/2 \times (231.241 - 36.484) \\ &\times 6.2 \times (11.3 + 2/3 \times 6.2) = 12575.116 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\text{抗倾覆安全系数: } K_f = M_{\text{抗倾覆}} / M_{\text{倾覆}} = 12575.116 / 13852 = 0.908 < 1.2$$

由此可见，基坑在单层支撑的情况下没有开挖到 11.3m 的时候就已经不稳定了。

2.2 基坑在单层支撑下保持稳定的最大开挖深度

对开挖深度取不同的值，通过一系列的试算，得到保持基坑稳定的最大开挖深度为 10.4m。计算如下(①②步如上，这里不再重复计算)。

③ 计算土层单位长度(1m)的主、被土压力强度值

$$\begin{aligned} e_{ak}(\text{坑底}) &= (q + \gamma H) K_a - 2c_k K_a^{1/2} \\ &= (10 + 18.5 \times 10.4) \times 0.589 - 2 \times 14 \times 0.767 \\ &= 97.738 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$e_{pk}(\text{上}) = 2c K_p^{1/2} = 2 \times 14 \times 1.303 = 36.484 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} e_{pk}(\text{下}) &= \gamma h_d K_p + 2c K_p^{1/2} \\ &= 18.5 \times (17.5 - 10.4) \times 1.698 + 2 \times 14 \times 1.303 \\ &= 259.563 \text{ kPa} \end{aligned}$$

④ 作力学简图。如图 4 所示。

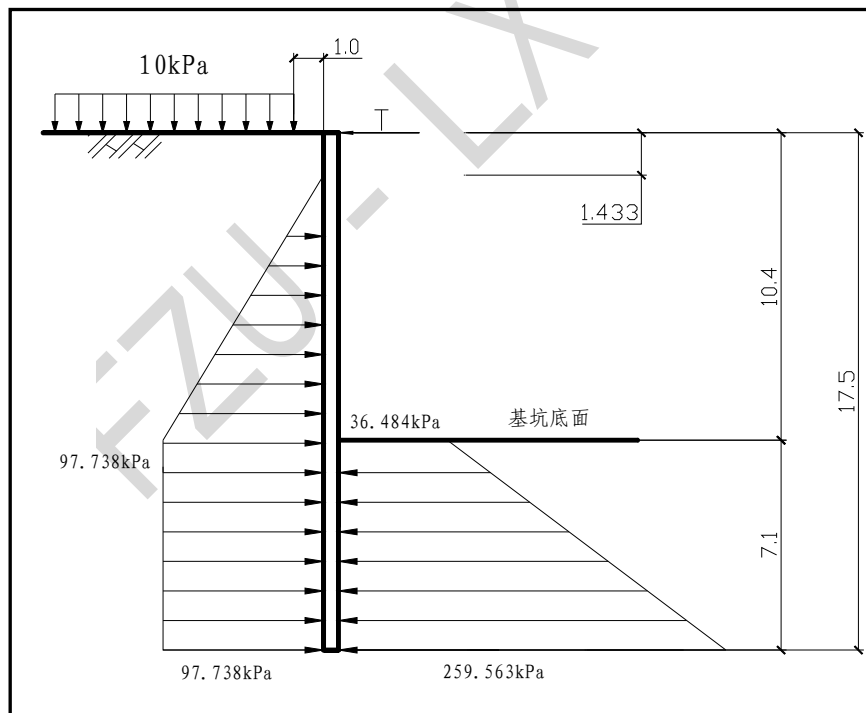


图 4 开挖至 10.4m 的力学计算简图(尺寸单位: m)

⑤ 抗倾覆稳定性检算

对桩顶支撑点取矩:

$$\begin{aligned} \text{倾覆力矩: } M_{\text{倾覆}} &= 1/2 \times 97.738 \times (10.4 - 1.433) \times (1.433 + 8.967 \times 2/3) + \\ &\quad 97.738 \times 7.1 \times (10.4 + 7.1/2) = 12927.969 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{抗倾覆力矩: } M_{\text{抗倾覆}} &= 36.484 \times 7.1 \times (10.4 + 7.1/2) + 1/2 \times (259.563 - 36.484) \\ &\quad \times 7.1 \times (10.4 + 2/3 \times 7.1) = 15595.596 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\text{抗倾覆安全系数: } K_f = M_{\text{抗倾覆}} / M_{\text{倾覆}} = 15598.105 / 12927.969 = 1.207$$

⑥ 内支撑轴力 T

由水平向的静力平衡求得 T

$$\begin{aligned} T &= 1/2 \times 97.738 \times 8.967 + 97.738 \times 7.1 - 1/2 \times (36.484 + 259.563) \times 7.1 \\ &= 81.181 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2.3 增设临时支撑的内力计算

按设计方案, 3# 桩开挖至 11.3m 后, 在设计坡道路面下要换填 2.0m 厚的片石或煤矸石, 因此基坑的最大深度为 13.3m。由上述分析可知, 基坑在单层支撑下保持稳定的最大开挖深度为 10.4m, 所以要继续开挖, 必须增加支撑(临时支撑或永久支撑), 考虑到后续施工的净空要求, 拟在 10.4m 处增设临时支撑, 在垫层底面增设永久支撑, 以满足基坑稳定的要求。

现需对增设的临时支撑进行内力计算, ①②步如上, 这里不再重复计算。

③ 计算土层单位长度(1m)的主、被土压力强度值

$$\begin{aligned} e_{ak}(\text{坑底}) &= (q + \gamma H) K_a - 2c K_a^{1/2} \\ &= (10 + 18.5 \times 13.3) \times 0.589 - 2 \times 14 \times 0.767 \\ &= 129.338 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$e_{pk}(\text{上}) = 2c K_p^{1/2} = 2 \times 14 \times 1.303 = 36.484 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} e_{pk}(\text{下}) &= \gamma h_d K_p + 2c K_p^{1/2} \\ &= 18.5 \times (17.5 - 13.3) \times 1.698 + 2 \times 14 \times 1.303 \\ &= 168.419 \text{ kPa} \end{aligned}$$

④ 作力学简图。如图 5 所示。

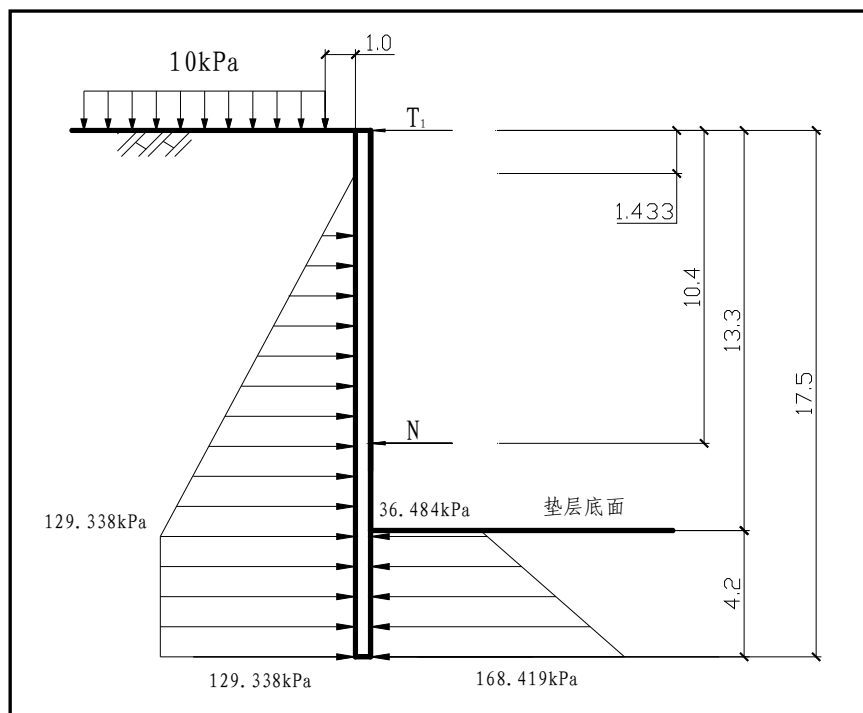


图 5 增设临时支撑的力学计算简图（尺寸单位：m）

⑤ 求内支撑的轴力 T_1 ，临时支撑的轴力 N

对临时支撑的设置点取矩求得 T_1 ：

$$36.484 \times 4.2 \times (2.9 + 4.2/2) + 1/2 \times (168.419 - 36.484) \times 4.2 \times (2.9 + 2/3 \times 4.2) - 10.4T_1 - 1.2 \times [129.338 \times 4.2 \times (2.9 + 4.2/2) + 97.731 \times 2.9 \times 2.9/2 + 1/2 \times (129.338 - 97.731) \times 2.9 \times 2.9 \times 2/3 - 1/2 \times 97.731 \times 8.967 \times 8.967/3] = 0$$

解得 $T_1 = 5.604 \text{ kN/m}$

由水平静力平衡求得 N ：

$$5.604 + T_2 + 1/2 \times (36.484 + 168.419) \times 4.2 - 129.338 \times 4.2 - 1/2 \times 129.338 \times (13.3 - 1.433) = 0$$

解得 $N = 874.746 \text{ kN/m}$

2.4 基底换填 2m 垫层底设支撑的内力计算

基坑开挖至垫层底面（13.3m）时，增设永久支撑，①②③步的计算同上。

④ 作力学简图。如图 6 所示。

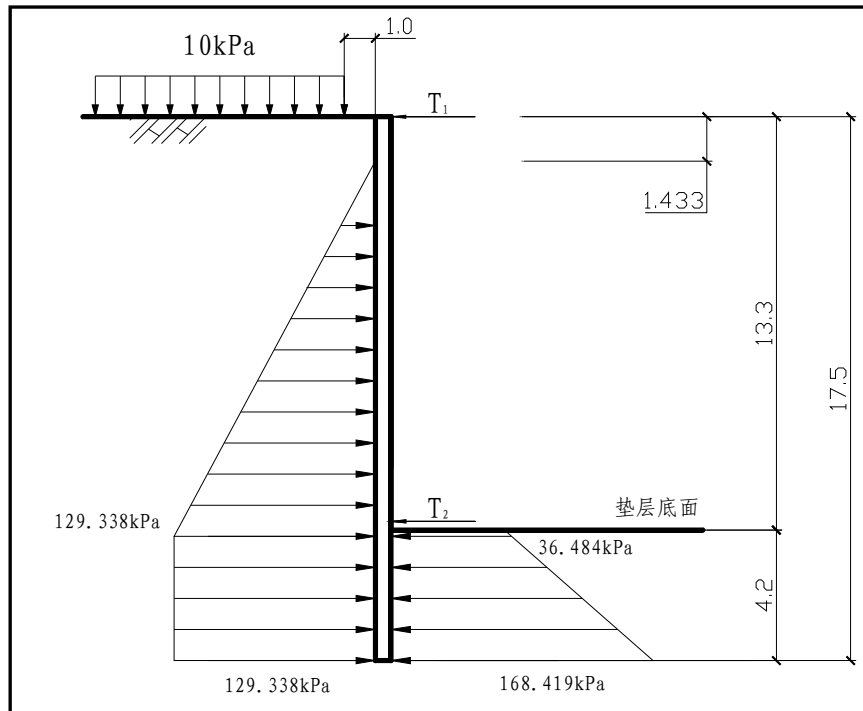


图 6 增设永久支撑的力学计算简图（尺寸单位：m）

⑤ 求支撑轴力 T_1 ，临时支撑轴力 N

对临时支撑的设置点取矩求得 T_1 ：

$$36.484 \times 4.2 \times 4.2/2 + 1/2 \times (168.419 - 36.484) \times 4.2 \times 2/3 \times 4.2 - 13.3T_1 - 1.2[129.338 \times 4.2 \times 4.2/2 - 1/2 \times 129.338 \times (13.3 - 1.433) \times (13.3 - 1.433)/3] = 0$$

解得 $T_1 = 253.494\text{kN/m}$

由水平静力平衡求得 T_2 ：

$$253.494 + T_2 + 1/2 \times (36.484 + 168.419) \times 4.2 - 129.338 \times 4.2 - 1/2 \times 129.338 \times (13.3 - 1.433) = 0$$

解得 $T_2 = 626.857\text{kN/m}$

2.5 基底换填 1m 路面设支撑的内力计算

考虑到斜坡道路面的设计标高及铺设路面的强度要求，现拟在 11.5m 设置一道向坑底弯曲的钢筋砼永久性支撑。该支撑主要有三方面的作用，它能维持基坑稳定，避免基坑的倾覆失稳；可以当作路面的一部分，固化路面，满足路面铺设的强度要求；向坑底弯曲的支撑形式有利于提高基坑的抗隆起稳定性。

考虑到铺设路面强度及抗倾覆稳定性要求，拟最大开挖深度 12.3m(基底换填 1m)。现对这个设计进行分析计算。计算如下(①②步如上，这里不再重复计算)。

③ 计算土层单位长度(1m)的主、被土压力强度值

$$\begin{aligned} e_{ak}(\text{坑底}) &= (q + \gamma H) K_a - 2c_k K_a^{1/2} \\ &= (10 + 18.5 \times 12.3) \times 0.589 - 2 \times 14 \times 0.767 \\ &= 118.441 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$e_{pk}(\text{上}) = 2c K_p^{1/2} = 2 \times 14 \times 1.303 = 36.484 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} e_{pk}(\text{下}) &= \gamma h_d K_p + 2c K_p^{1/2} \\ &= 18.5 \times (17.5 - 12.3) \times 1.698 + 2 \times 14 \times 1.303 \\ &= 199.832 \text{ kPa} \end{aligned}$$

④ 作力学简图。如图 7 所示。

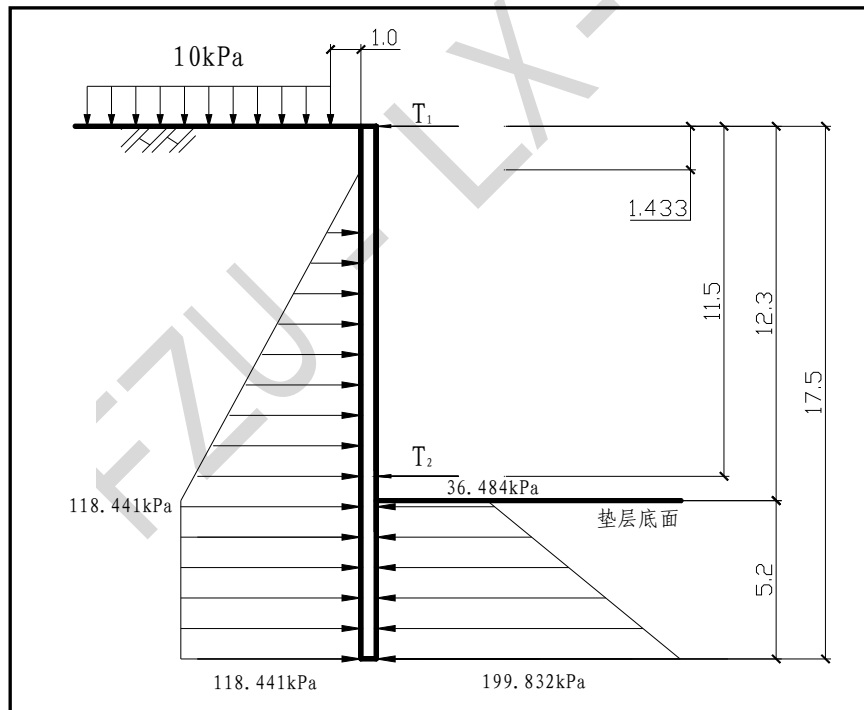


图 7 路面设永久支撑力学计算简图(尺寸单位: m)

⑤ 求内支撑轴力的承载力设计值 T_1 ，临时支撑轴力的承载力设计值 N

对设计的第二道支撑设置点取矩求得 T_1 :

$$\begin{aligned} &36.484 \times 5.2 \times (0.8 + 5.2/2) + 1/2 \times (199.832 - 36.484) \times 5.2 \times (0.8 + 2/3 \times \\ &5.2) - 11.5T_1 - 1.2 \times [118.441 \times 5.2 \times (0.8 + 5.2/2) + 109.722 \times 0.8 \times 0.8/2 + 1/2 \times \end{aligned}$$

$$(118.441-109.722) \times 0.8 \times 0.8 \times 2/3 - 1/2 \times 109.722 \times 10.067 \times 10.067/3] = 0$$

解得 $T_1 = 184.679 \text{ kN/m}$

由水平静力平衡求得 N :

$$184.679 + T_2 + 1/2 \times (36.484 + 199.832) \times 5.2 - 118.441 \times 5.2 - 1/2 \times 118.441 \times (12.3 - 1.433) = 0$$

解得 $T_2 = 460.519 \text{ kN/m}$

3 基坑底隆起稳定性计算

本基坑的隆起稳定性计算同时考虑 c 、 ϕ ，采用下式进行抗隆起安全系数的验算，要求 $K_s \geq 1.40$:

$$K_s = \frac{\gamma_2 D N_q + c N_c}{\gamma_1 (H + D) + q}$$

式中 D —墙体入土深度 (m);

H —基坑开挖深度 (m);

γ_1 —坑外地表至围护墙底，各土层天然的平均值， kN/m^3 ;

γ_2 —坑底以下至围护墙底，各土层天然的平均值， kN/m^3 ;

c —坑底土体的内聚力，(kPa);

q —地面超载，(kPa);

N_q 、 N_c —地基承载力系数。

地基承载力系数用 Terzaghi 公式计算

$$N_q = \frac{1}{2} \left[\frac{e(\frac{3}{4}\pi - \frac{\phi}{2}) \tan \phi}{\cos(45^\circ + \frac{\phi}{2})} \right]^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{e(\frac{3}{4}\pi - \frac{\pi}{24}) \tan 15^\circ}{\cos(45^\circ + \frac{15^\circ}{2})} \right]^2 = 3.5347$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan \phi} = (3.5347 - 1) \frac{1}{\tan 15^\circ} = 9.4596$$

$$\text{安全系数 } K_s = \frac{\gamma_2 D N_q + c N_c}{\gamma_1 (H + D) + q} = \frac{18.5 \times 4.2 \times 3.5347 + 14 \times 9.4596}{18.5 \times (13.3 + 4.2) + 10} = 1.22 < 1.4$$

由此可见，基坑没有开挖至 13.3m 坑底就发生隆起了。

若要保证基坑底隆起稳定性满足要求，经过反算得到最大开挖深度

$H_{\max}=12.3\text{m}$ 。

4 结论与建议

根据以上对 17.5m 桩长区的计算分析，可得出如下主要结论：

1、基坑在桩顶单层支撑条件下按《建筑基坑支护技术规程 (JGJ120—99)》抗倾覆稳定安全系数 $K_f=1.2$ 的要求，最大开挖深度只能达 10.4m，此时的坑顶支撑力 $T=81.183\text{kN/m}$ ；开挖深度达 13.3m 时 (坑底换填 2m)，基坑倾覆稳定系数为 0.908，这说明斜坡道失事的机理是：实际开挖深度超过基坑稳定允许的最大开挖深度，围护桩绕坑顶支撑转动，向内倾覆而失稳的。

2、满足基坑抗隆起稳定性的最大开挖深度为 12.3m。

3、按处理方案，在 LDK0+005.5 ~ LDK0+020 段的桩进行加密，虽然减小了桩身所受的弯矩和剪力并有效防止了桩间土体的挤出，但如果仍按原方案进行开挖，围护桩的抗倾覆稳定性及坑底抗隆起稳定性仍无法满足规范要求。如果坑底仍需换填 2m，可采取下列措施：

- (1) 基坑开挖深度临近 10.4m 开始增设临时支撑；
- (2) 基坑开挖到 13.3m (坑底换填 2m) 时增设一道带仰拱的支撑，经计算此时桩顶支撑轴力 $T_1=253.494\text{kN/m}$ ，坑底支撑轴力 $T_2=626.857\text{kN/m}$ 。
- (3) 坑底支撑施工完成并达到要求强度后再拆除临时支撑。这一施工条件下，基坑开挖深度从 10.4m 至 13.3m 过程中 (坑底支撑未施作完成)，基坑稳定性最差，需采取适宜的措施保证在此施工过程中基坑的稳定；开挖深度超过 12.3m 后还需采取适宜的防止坑底土体隆起的措施。

根据以上计算分析，针对 17.5m 桩长区，提出以下几点建议：

- 1、将原设计的基底换填 2m 改为换填 1m，原设计路面改为带仰拱的工字钢横撑，相邻工字钢间灌混凝土，兼作横向支撑和路面，为保证基坑稳定，横向支撑至少需能承受 460.5kN/m 的支撑力。
- 2、斜坡道的开挖宜采取分段施作临时支撑→分段开挖→分段施工横向支撑和路面→待横向支撑和路面达到要求强度后再拆除临时支撑的工序，避免拉槽开挖对基坑稳定的不利影响。
- 3、严格控制开挖深度，避免坑底出现较大的超挖。
- 4、坑底附近土体不能采取大开挖，避免大开挖对坑底土体的过大扰动。