

# 案例十析

李广信

(清华大学 水利水电工程系 北京 100084)

## 1 天气预报与自然灾害预报

不知从什么时间开始,在雨季电视台的天气预报之后常常紧跟着自然灾害预报。其具体的内容就是滑坡及泥石流等。为什么降雨会引起边坡失稳呢?

降雨引起滑坡的原因有多种,其中它使土体自重变化;饱和度提高造成基质吸力减少甚至完全丧失,从而使土的抗剪强度减小;土中水的渗流增加滑动力是主要因素。

弗雷德隆德(Fredlund)提出的非饱和土强度准则可表示为<sup>[1]</sup>:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi'' \quad (1)$$

若表示成通常的莫尔-库仑强度准则,则为:

$$\tau = c'' + \sigma' \tan \varphi' \quad (2)$$

其中,  $c'' = c' + (u_a - u_w) \tan \varphi''$ ,后一项也称为“假粘聚力”, $s = (u_a - u_w)$ 是基质吸力,随着饱和度增加,吸力减少,使粘聚力减小,抗剪强度下降,从而引发滑坡。与此相似,土中水也可能使岩土矿物软化、泥化,土体或者岩体裂隙中的土夹层中孔隙水压力增加也会使土的抗剪强度降低。

降雨引起的渗流一般接近于沿坡渗流,其渗流方向与滑裂面方向夹角不大,因而渗透力主要是滑动力(矩)。例如对于有沿坡渗流的砂土坡,其安全系数几乎是无渗流情况的一半( $\gamma' N_{sat}$ )。

土的重度的变化也是引起滑坡的重要原因之一。按简单条分法土坡稳定的安全系数为:

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (3)$$

从图1和式(3)可见,  $\theta_i$ 较小的土条(即土坡下部)  $\cos \theta_i$ 较大,抗滑力矩也大,有利于稳定;反之,  $\theta_i$ 较大的土条(即土坡上部)  $\sin \theta_i$ 较大,产生的滑动力矩大,抗滑力矩小,不利于稳定。如果降雨使①区的土变湿,重度增加,则不利于稳定。如果降雨达到下部积水,②区的土体重度变成浮重度,抗滑力矩骤

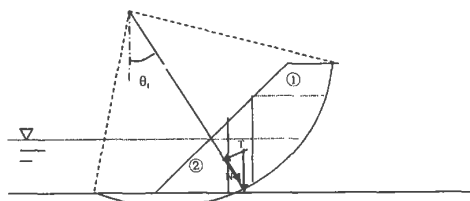


图1 土中水对土坡稳定性的影响

减,也可能引发滑坡。水库初次蓄水而引发的库区滑坡就是如此。

## 2 土钉墙的灾星

近年来,土钉墙在我国基坑工程中广泛和迅速地推广,创造了很大的经济效益。人们的胆子也越来越大,相应的事故也不少见。总结事故的原因,十有八九是土中水引起的。所以称土中水是土钉墙的灾星似不为过。

一般使用土钉墙支护的基坑或者位于稳定的潜水位以上,或者采用人工降低地下水。所以由于水引起的土钉墙失事主要由于降雨、局部积水、地下管线漏水和局部水源等。其原因主要由于土强度降低。在式(1)中,非饱和土的基质吸力  $s = (u_a - u_w)$  对于强度的贡献有时是相当大的,尤其是对于粉细砂土、粉土和粉质粘土。有人认为这种吸力对于强度的贡献是一种安全储备<sup>[2]</sup>,这是不符合实际的。因为目前测定强度指标的室内试验极少采用饱和土的三轴试验,主要进行原状土(非饱和土)的直剪试验(快剪或者固结快剪),在设计的强度指标中其实已经包括了吸力所构成的“假粘聚力”,亦即其粘聚力为式(2)的  $c''$ 。一旦浸水,吸力丧失,强度急剧减少,土的结构破坏,土与土钉间的摩阻力减少,造成浸水部位土钉墙的垮塌。另外局部的水压力或者渗透力的作用也是引发事故的原因之一。

## 3 翻旧成灾

在2003年北京某18m深土钉墙支护的基坑倒

塌事故中有一个特殊的问题。那就是它首先发生在施工中改变基坑平面形状的部分。原设计基坑在平面上有一半圆形的突出部分,已经使用土钉墙支护开挖到 10m 以下,后又决定将其挖去。这样就从上而下一段段拆旧,一段段开挖,同时一段段修建新的土钉墙支护。结果在开挖到 14m 左右时,下部开挖的已暴露部分土体无法直立,土不断流出,墙后土松动外流,最后基坑倒塌。

由于土钉是全长注浆,没有预应力张拉,土钉发挥作用需要一定的土体变形,使土达到主动土压力状态。这就会使墙后土体发生一定程度的松弛及土的结构性扰动。在拆除旧的土钉墙时对土体的扰动进一步加大,这时土钉墙壁后的土已非原状土,土体的暴露段不能自稳,对已建成的土钉不能提供足够的锚固力。在裁缝业有个说法,宁肯作十件新衣,不翻改一件旧衣,就是这个道理。

近来也常遇到下述的情况:在拟开挖的基坑水平距离 10m 之内存在已建的地下结构物。如果原结构物的基坑施工是采用护坡桩和地下连续墙加锚杆支护的,新基坑在这一段土体使用土钉墙较为可行;如果旧基坑也是土钉墙支护,这一部分土体实际已经扰动,新建的土钉墙可能会有上述类似的问题;如果原来是放坡开挖,肥槽土回填不实,则十有八九会出事。

#### 4 挂在树上的鸟巢

最近以来复合土钉墙(或称加强土钉墙)使用较多,即将土钉与锚杆一起使用,据说可用于较深的基坑,减少变形。成功的例子不少,失事的案例也时有发生。

在国内外学术会议中土钉是被列入加筋(reinforcement)专题的,加筋实际上是土与筋材共同作用,性能互补,形成一种新的复合材料。土钉全长注浆,通过土与筋材的在微分尺度上的摩阻力约束土体,提高其抗剪强度,使二者合而为一。而土层锚杆则严格区分自由段与锚固段、主动区与被动区,力的传递和作用十分清晰:锚杆对于主动区的土体施加外部的拉力,增加其稳定性,亦即是一分为二的。在复合土钉墙中,土钉与土形成一个加筋的整体,类似编织成一个鸟巢,锚杆则是将这个整体与其外部土体连起来,类似于将鸟巢挂在树上的拉带。亦即土钉是加强加筋土体的内部稳定;锚杆是增加其外部稳定。

但是在一些设计计算中,常见一个圆弧滑裂面

同时通过土钉与锚杆,它们的设计拉力都用以计算滑动土体的抗滑力矩。可是锚杆是施加预应力张拉的,充分发挥其设计拉拔力的位移很小,而土钉没有自由段,不施加预应力,其产生设计拉力时需要的位移较大。那么会不会锚杆充分发挥拉力时,土钉尚没有发挥作用;土钉发挥设计拉力时,锚杆已经失效呢?也就是可能发生渐进破坏。

#### 5 桩基的渐进破坏

说起渐进破坏,涉及一个桩基础的案例。某电厂的锅炉基础有 454 根桩,桩长 43~68m,原设计均为嵌岩桩。由于勘察的失误,将含粘土的碎石层误认为凝灰岩基岩。致使施工中大部分桩没有嵌岩。其中 75 根可判确为嵌岩桩,其余桩的桩端基本落在碎石土层,甚至可能落在粘土层上。下部还有 10~30m 厚粘性土⑤、砾砂⑤,坡积土⑥等。如图 2、3 所示。

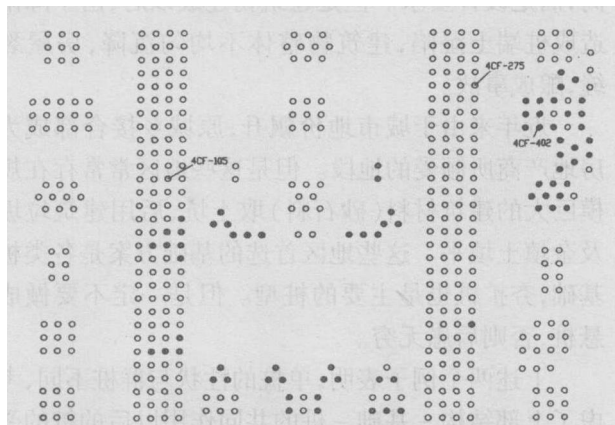


图 2 筏板基础下的桩分布平面图(黑点表示嵌岩桩)

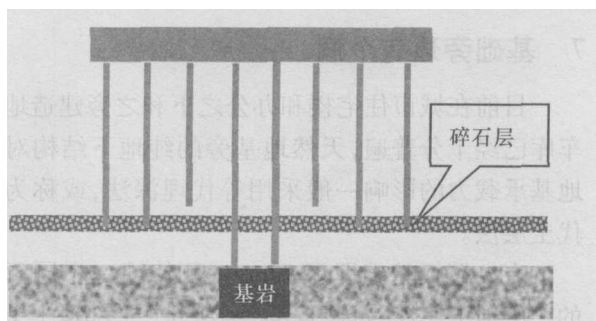


图 3 各桩受力的示意图

单桩的载荷试验表明,两种单桩的荷载沉降曲线及极限承载力基本相同。那么在刚性的基础,中心荷载情况下,它们是否能够承受相同的竖向力呢?实际上,群桩在相同的基础位移情况下,嵌岩桩桩端基本没有位移,其桩顶位移全部由桩身压缩产生;其他桩由于桩端以下土层的压缩,桩端发生位移,桩身

平移, 压缩变形较小。这样, 嵌岩桩将分担更大竖向力, 可能使桩身混凝土达到抗压强度而破坏, 丧失承载能力; 然后将荷载向桩端土相对较硬的桩上转移, 使其破坏; 最后使其余的桩破坏, 导致整个桩筏基础失稳。是一种渐进破坏。

在目前较为流行的长短桩、疏桩、调平桩等设计中, 经常某些桩按极限承载力设计, 一定要进行共同作用的分析, 避免这种渐进破坏的情况。

## 6 悬桩及其事故

在《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-94)<sup>[3]</sup>中规定: “桩基应穿透湿陷性黄土层”。对于深厚填土和湿陷性黄土地基中的桩基这是十分重要的。

有一个夯扩桩基础建在有深厚沉积黄土的山沟场地, 夯扩体部分没有落在原状地基土上, 悬在湿陷性黄土层中。单桩荷载试验表明其单桩承载力相当高, 满足设计要求。但是建筑物建成以后, 由于降雨造成桩端土湿陷, 建筑物整体不均匀沉降, 房屋裂缝, 酿成事故。

近年来由于城市地价飙升, 原城乡接合部成为房地产商所倾爱的地段。但是这些地区常常存在规模巨大的建筑材料(砂石料)取土坑, 后用建筑垃圾及杂填土填平。这些地区首选的基础方案是各类桩基础, 夯扩桩也是主要的桩型。但是一定不要做成悬桩, 否则后患无穷。

上述两个例子表明, 单桩的性状与群桩不同, 考虑了上部结构-基础-桩的共同作用以后的桩的受力变形情况与单桩荷载试验的情况也不同。

## 7 基础旁边有个洞

目前在城市住宅楼和办公之下和之旁建造地下车库已经十分普遍, 天然地基旁的纯地下结构对于地基承载力的影响一般采用等代理深法, 或称为等代土层法。

有一筏板基础埋深 10m, 一侧修建一个同深度的三层地下车库, 每层自重  $25\text{kN/m}^2$ , 上部覆土 1m, 覆土重度为  $20\text{kN/m}^3$ , 地下水位距设计地面 3m, 水上土的重度为  $18\text{kN/m}^3$ , 水下为  $20\text{kN/m}^3$ , 地基承载力的深度修正系数  $\eta_d=1.5$ 。问承载力的深度修正部分为多少?

这一问题有如下几种情况与计算方法:

(1)如果没有地下水,

$\Delta f = \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$ ,  $d = (3 \times 25 + 20) / 18 = 5.3\text{m}$ 。计算得到的深度修正部分的承载力为  $\Delta f =$

$130\text{kPa}$  这比没有车库时的  $\Delta f = 257\text{kPa}$  要小很多。

如果有地下水, 又有如下几种算法:

(2)按 10m 土层计算加权平均重度  $\gamma_m$  和等效埋深:

$$\gamma_m = (3 \times 18 + 7 \times 10) / 10 = 12.4\text{kN/m}^3, d = (3 \times 25 + 20) / 12.4 = 7.66\text{m}$$

$\Delta f = 133\text{kPa}$  这比没有车库时的  $\Delta f = 177\text{kPa}$  也要小很多。

(3)由于等代的埋深  $d$  小于 10m, 加权平均重度  $\gamma_m$  不宜用 10m 土层计算, 按实际情况计算加权平均重度如下:

$$\gamma_m = [(d - 7) \times 18 + 7 \times 10] / 10, d = (3 \times 25 + 20) / \gamma_m, \text{得到的 } d = 9\text{m}, \gamma_m = 10.6\text{kN/m}^3, \Delta f = 135\text{kPa}$$
 比 (2) 计算的稍大。

(2)、(3)两种算法中没有计及车库本身受到的浮力, 如果扣除车库的浮力, 计算如下:

$$(4) \gamma_m \text{ 取为 } 12.4\text{kN/m}^3, d = (3 \times 25 + 20 - 70) / 12.4 = 2.0\text{m}, \Delta f = 28\text{kPa}$$

(5)由于  $d$  小于水深 7m,  $\gamma_m$  应取为土的浮重度  $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$ ,  $d = 2.5\text{m}$ ,  $\Delta f = 30\text{kPa}$  反而稍高于 (4) 的计算结果。

上述的前三种算法不计车库的浮力, 显然高估了地基承载力, 第 (4) 算法平均重度计算不够合理, 第 (5) 种算法较为合适。如果地下车库自重不足以抵抗浮力, 甚至需要抗浮桩承担浮力, 则地基承载力的深度修正部分为零。这个问题涉及:

①如何计算土层的加权平均重度  $\gamma_m$ ?

②如何计算等效埋深  $d$ ?

③是否应扣除地下水对于车库的浮力?

而问题又似乎并不是这样简单, 车库与建筑物基础型式、尺寸大小、连接方式、施工方法与次序也有很大影响。

(a)如果车库与建筑物基础为整体筏板, 尺寸也不大, 是否二者可以当作一个整体的建筑物, 承载力按基底以上的实际土层厚度  $d$  计算;

(b)如果二者基础是分开的, 或者设有后浇带, 主体建筑物竣工后, 才浇筑后浇带。在图 4 中, 车库的宽度①小于地基整体破坏的范围, 那么实际的基础旁侧超载不止车库的自重, 还包括一部分基底以上的地基土重, 承载力会高一些。

(c)如果车库尺寸很大, 整体性也较好, 车库②的宽度大于地基整体破坏的范围, 那么实际的基础旁侧超载是整体车库的总自重, 承载力也会高一些。

看来在这种情况下, 很有一些问题需要进一步

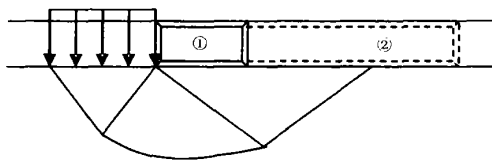


图 4 基础旁车库对承载力影响示意图

研究解决。

### 8 敌军还是我军？

有一个挡土墙如图 5 所示，填土和地基土都是砂土，墙后水位与填土齐平，墙前水位与地面齐平。计算它的抗倾覆稳定安全系数。

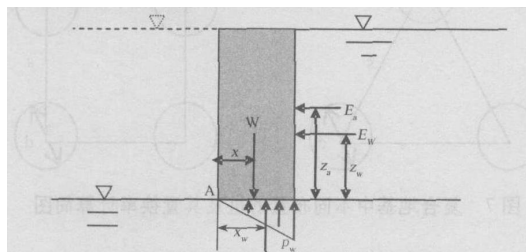


图 5 挡土墙的抗倾覆稳定计算简图

这个问题的计算似乎十分简单，各力对于点 A 取矩，抗倾覆力矩被倾覆力矩除就是安全系数。亦即：

$$F_s = \frac{M_R}{M_S} \quad (4)$$

那么是否所有的逆时针力矩都是倾覆力矩，顺时针力矩都是抗倾覆力矩呢？问题在于分清哪些是荷载，哪些是抗力，亦即分区敌我。这里共有四个力，其中主动土压力  $E_a$  和墙后的水压力  $E_w$  是荷载，墙体自重  $W$  是抗力；那么基底的扬压力  $P_w$  是荷载吗？实际上它并不是荷载，而只是减少了墙体的自重。计算公式如下：

$$F_s = \frac{W_x - P_w x_w}{E_a z_a + E_w z_w} \quad (5)$$

为什么基底的扬压力  $P_w$  产生的力矩不加在分母，而减在分子呢？假设墙前后的水位是平的（如图中虚线所示），那么计算墙的自重用墙体材料的浮重度计算抗力是很容易理解的。亦即：

$$F_s = \frac{W'_x}{E_a z_a + E_w z_w} = \frac{(W - P_w) x}{E_a z_a + E_w z_w} \quad (6)$$

可见与浮力一样，扬压力是减少了墙的自重，它并不是荷载。亦即它实际上是一部分（由于浮力）退出战斗的“我军（或友军）”，而非加入战斗的“敌军”。在所有的挡水的墙、坝、闸的抗滑、抗倾覆稳

定计算中，扬压力总是从自重项扣除，而不是加入荷载项<sup>[4][5]</sup>。在条分法进行稳定分析时，滑弧底部的水压力也是从垂直于滑弧面的力  $N$  中扣除。

### 9 大面积荷载

人们常常认为只要说是“大面积荷载”，对于附加应力分布、地基沉降和固结就是一维问题，可以完全按一维的方法解决。这是一种误解。下面这个问题可以说明这一误解。大面积堆载以下测得各层中点的起始超静孔隙水压力如下：

表 1

编号	土层	顶部高程 m	顶部沉降 mm	超静孔压 kPa
①	粉质粘土	2.0	230	190
②	粘土	5.0	200	120
③	粉质粘土	15.0	50	70

有人通过上述数据反算出第②层土的模量为  $E = 120 \times 10^3 / 15 = 8000 \text{ kPa}$  应当指出，为了进行这种反算还需要明确：（1）饱和土；（2）瞬时加载；（3）压缩模量  $E_s$ 。

如果第①层土的超静孔隙水压力近似等于基底附加压力  $p_0 = 190 \text{ kPa}$  可见在第②层土中附加应力已经明显扩散。远不是一维应力状态。Skempton 和 Bjerrum 提出的“考虑三向变形效应的单向压缩分层总和法”，建议用超静孔隙水压力代替附加应力计算沉降，其计算的沉降  $S_c$  与通常的分层总和法计算结果  $S$  间关系为：

$$S_c = \mu_c S \quad (7)$$

其中  $\mu_c = A + (1+A)\alpha$  其中  $\alpha$  为与土层的附加应力分布有关的系数。可见这样计算的沉降与孔压系数  $A$  及附加应力分布有关<sup>[6]</sup>。简单按计算的沉降反算压缩模量  $E_s$  是不对的。

其实问题是否符合一维应力状态，不是荷载面积的大小，而是荷载尺寸  $2a$  与压缩层厚度  $H$  之比。图 6 表示了圆形荷载不同  $a/H$  比值时比奥固结与太沙基一维固结理论计算的固结度与时间的关系曲线（图中的虚线）。可见只有比值  $a/H$  大于 10 时，二者才比较接近。图中  $a$  为荷载的半径， $H$  为压缩土层的厚度。

可见问题是否近似一维状态，除了荷载面积大以外，还必须压缩土层较薄。而只要是“大面积荷载”就认为地基土中附加应力与超静孔隙水压力等于基底附加压力，沉降与固结都是一维状态是十分错误的。

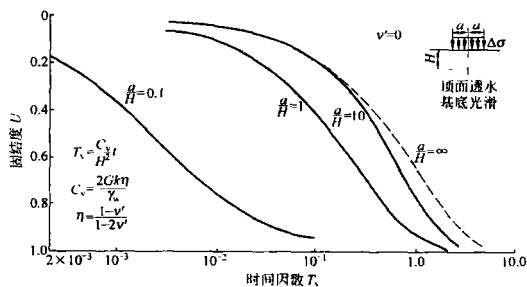


图 6 一维固结与三维固结曲线的比较

### 10 舍近求远的等效直径

在复合地基的置换率计算中,常常引进一个等效直径  $d_e^{[7]}$ ,如果断面为圆形的桩,等边三角形布置时,  $d_e = 1.05s$ ,正方形布置时,  $d_e = 1.13s$ ,矩形布置时,  $d_e = 1.13 \sqrt{s_1 s_2}$ 。置换率  $m = d^2 / d_e^2$ 。这种等效直径本来就是通过等效圆的面积与原来每个桩所对应的面积相等折算出来的,完全无需这种舍近而求远的方法。对于等边三角形布置情况,每个三角形中有桩的断面  $3 \times 60^\circ = 180^\circ$ 的扇形面积,亦即半个圆断面。所以:

$$m = \frac{\text{半个圆面积}}{\text{正三角形面积}} = \frac{\pi d^2 / 8}{\frac{\sqrt{3}}{4} s^2} = 0.907 d^2 / s^2 = d^2 / (1.05s)^2 \quad (8)$$

同样对于正方形布置,每个正方形中有  $4 \times 90^\circ = 360^\circ$ ,亦即一个整圆。

$$m = \frac{\text{一个圆面积}}{\text{正方形面积}} = \frac{\pi d^2 / 4}{s^2} = 0.785 d^2 / s^2 = d^2 / (1.13s)^2 \quad (9)$$

这表明,等效圆和等效直径的概念和方法,是舍近求远,将简单问题复杂化。那么这一概念从何而来的呢?其实它来源于也是地基处理手段的砂井渗流固结问题。由于在砂井排水固结中,是将问题分解为一个一维固结(上下方向)和一个轴对称固结

(水平方向)问题的叠加。轴对称的固结要求将不同平面布置的砂井与地基土等效于同心圆,才能解答。所以这种近似的等效是必要的。而在计算复合地基置换率时,这种等效概念就毫无必要了。不如让设计者直接用简单的几何计算面积。

上述的布置如果是一般三角形、矩形和其他不规则布置,如何计算等效面积呢?有趣的是在一次考试中,条件是桩布置在等边三角形的重心处,计算置换率。几乎 90%的人仍然使用  $1.05s$  计算,这显然少算了一半。看来等效直径的概念害人不少。

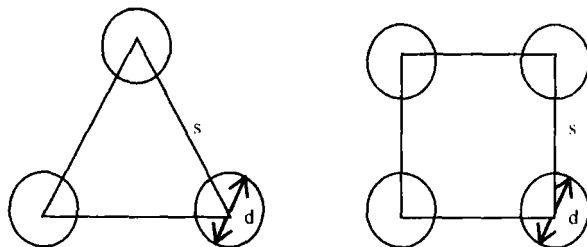


图 7 复合地基中不同布置的桩及其置换率计算简图

以上案例是作者在教学中的课堂案例分析和在同行间的讨论中的个人意见,一己之见,难免偏颇。不当指出,敬请指正。

#### 参 考 文 献

- [1] 弗雷德隆德,非饱和土力学,陈仲颐等译,1997年,北京:中国建筑工业出版社
- [2] 李广信,基坑支护结构上水土压力的分算与合算,《岩土工程学报》2000,22(3):348-352
- [3] 《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-94)1995年,北京:中国建筑工业出版社
- [4] 吴媚玲编著,土工建筑物,1991年,北京:清华大学出版社
- [5] 《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120-99),1999年,中国建筑工业出版社
- [6] 李广信主编,高等土力学,2004年,北京:清华大学出版社
- [7] 《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2002 J220-2002)2002北京:中国建筑工业出版社

## 国际工程地质和环境协会主席 A moull教授和王思敬院士考察陕西黄土地质灾害

国际工程地质和环境协会终身名誉主席 A moull教授和中国工程院院士王思敬教授于 5 月 12 日 - 16 日对陕西延安黄土地质灾害进行了现场考察,与地调局专家就黄土高原滑坡、崩塌的形成机理、分布规律、风险管理和防治工程进行了深入交流。A moull先生应邀在西安地矿所作了题为“粘土和泥岩中的不连续系统”和“混凝土骨料的碱性反应”的学术报告。A moull先生通过分析俄罗斯、英国、瑞士和法国的粘土层剖面,发现了在深埋区的粘土层存在裂隙。他认为粘土层中闭合状态的不连续裂隙在应力释放的情况下,能够重新张开。这项研究对于边坡稳定分析、地基处理和核废料贮存室选择有重要影响。