

目 次

论 文

软粘土二维电渗中界面电阻与通电时间的关系..... 李瑛, 龚晓南 (3)

石灰处理膨胀土的机理研究.....王智斌 (12)

寒区冻胀病害的形成及防治研究.....胡荣兵, 任光明, 李畅 (17)

盐渍土地区公路构筑物防腐及养护维修技术.....周宏 (24)

复合地基技术在高速公路软基处理中的应用.....杜钰恒 (27)

垃圾填埋场岩土工程勘察若干问题的研究.....刘昕 (32)

边坡稳定分析方法及研究进展.....秦鹏飞 (36)

注浆法在旋挖钻孔灌注桩桩身质量缺陷补强和桩端持力层加固中的应用.....  
.....邓勇, 韦兴标 (44)

浅论水泥粉喷桩软基处理的质量控制.....徐飞 (51)

译 文

考虑隧道洞周水泥改良土空间变异的稳定性研究.....胡浩 译;周建 校(55)

# 软粘土二维电渗中界面电阻与通电时间的关系

李瑛<sup>1</sup>, 龚晓南<sup>2</sup>

(1. 浙江省建筑设计研究院, 浙江 杭州 310012;  
2. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 在自制的试验槽中以 1:5 的比例模拟了 2 m×1 m 和 1 m×0.5 m 这两种工程常见矩形布置电极间距下的软粘土二维电渗, 通过对试验过程中电流和电势的监测研究了电极-土体接触面上的界面电阻的性质。结果表明: 阳极界面电阻和阴极界面电阻都随着电渗时间的延长而以抛物线或直线的形式增大, 较小的电极间距会导致较大的增长速率; 界面电阻使实际用于电渗的有效电压小于电源电压的效应可以用效率因子来评价, 效率因子不随通电时间变化, 但是会随电源电压的增大而增大。

**关键词:** 电渗; 二维固结; 界面电阻; 效率因子; 电极间距; 有效电压

## 0 引言

软粘土地基中的电渗是利用外部施加的直流电场来促进低渗透性土体的排水固结, 进而达到降低土体含水率和提高抗剪强度的目的。自 1939 年电渗首次在土木工程中应用以来, 它已经出现在世界各国的许多工程场合。Bjerrum<sup>[1]</sup>用电渗来提高挪威流粘土边坡的稳定性; Fetzer<sup>[2]</sup>用电渗来降低西布朗大坝底下的孔隙水压力; Lo<sup>[3]</sup>借助电渗来加固软弱灵敏粘土地基; Lefebvre 和 Burnotte<sup>[4,5]</sup>通过室内试验和现场实践证明电渗可用于控制路堤下的沉降。尽管这些有限的工程资料证明了电渗在软弱地基加固上的良好效果, 然而电渗还是没有在工程中得到广泛应用, 主要原因是成本过高。

导致成本高的原因之一是在金属电极和土体的接触面上存在界面电阻, 界面电阻使得实际用于电渗的有效电压小于施加的电源电压。基于大量的工程经验, Cassagrande<sup>[6]</sup>建议有效电压与电源电压的比值  $\beta$  在 0.6~0.9 的范围内。Mohamedelhassan<sup>[7]</sup>通过室内试验发现  $\beta$  不仅与电极材料有关系, 而且与施加的电源电压的大小也有关系。Rittirong<sup>[8]</sup>也发现  $\beta$  值随施加的电流密度的增大而成非线性增大。Zhuang<sup>[9]</sup>利用试验数据建立了界面电阻的计算公式。这些研究工作揭示了土体和电极接触面上的界面电阻的重要性质, 然而得出的规律仅适合电渗刚开始的情况, 即已有的研究并没有研究界面电阻和通电时间之间的关系。

虽然能够有效解决金属电极种种弊端的新型电动土工合成材料 (EKG, EVDs 等)<sup>[10-12]</sup>已经研制成功并逐步尝试用于工程实践, 但是金属电极的适宜性和实用性使得它们在将来相当长时间内仍然具有一定的应用。金属电极在实践中一般以长方形排列并竖向插入地

基,属于二维渗流。因此开展二维电渗下界面电阻随通电时间变化的特性研究有着重要意义,近年不断大力开展的吹填造陆和大量堆积的疏浚淤泥更能对此加以证明。基于作者在自制的试验槽中进行了二维条件下的电渗排水固结试验,本文介绍了对电势和电流的监测数据分析得出的电极-土体接触面上的电阻与通电时间之间的关系。

## 1 试验方案

### 1.1 试验设计

土体-电极接触面上的电阻无法直接测量,但是可以通过间接的方法进行估算。在电极附近插电势测针,测针处的电势和电极电势之差被近似地认为是损失在土体-电极接触面上的界面电势降,然后将界面电势降除以相应时刻的电流强度即为界面电阻。只要电势测针和电极之间的距离在一定范围之内(一般认为是阴极和阳极间距的5%),按此方法计算出来的界面电阻是可信的<sup>[4]</sup>。本研究即按5%的电极间距在电极周围布设电势测针。

### 1.2 试验装置

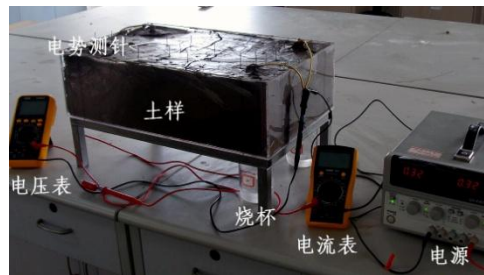


图1 电渗试验照片

电渗实践中,极性相反电极(阳极与阴极)之间的距离 $L$ 在1~3 m之间,而极性相同电极之间的距离 $b$ 则比 $L$ 小得多。因为均匀电场能够产生更好的处理效果<sup>[13]</sup>。本文以 $L \times b$ 分别为 $2 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ 和 $1 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ 为研究对象,按照1:5的比例设计模型试验,故模型试验中的电极间距分别为 $40 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ 和 $20 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ 。试验中用直径1 cm的镀镍不锈钢管来模拟现场直径约5 cm的镀锌钢管电极。

图1所示即为试验所用的模型槽以及试验布置。模型槽由有机玻璃制成,长宽高分别为50 cm、30 cm和15 cm。模型槽的底板上预留有电极固定孔。固定孔中空可用于排水。边缘的电极固定孔离槽壁的距离为5 cm。阴极和阳极的长度均为16 cm,顶端留有连接导线的切口。阴极管上沿垂直方向每隔1 cm切有一道排水缝,其表面包裹一层薄纱布用作反滤层。直径0.1 cm的细钢丝用电势测针。电路中的电流用电流表测量。

### 1.3 试验内容

表1 试验的初始条件

试验编号	含水率/%	通电时间/h	电源电压/V	$L \times b/\text{cm} \times \text{cm}$
IRT-1a	67.4	48	50	40×20
IRT-1	67.3	96	50	40×20
IRT-2	66.9	80	25	20×10

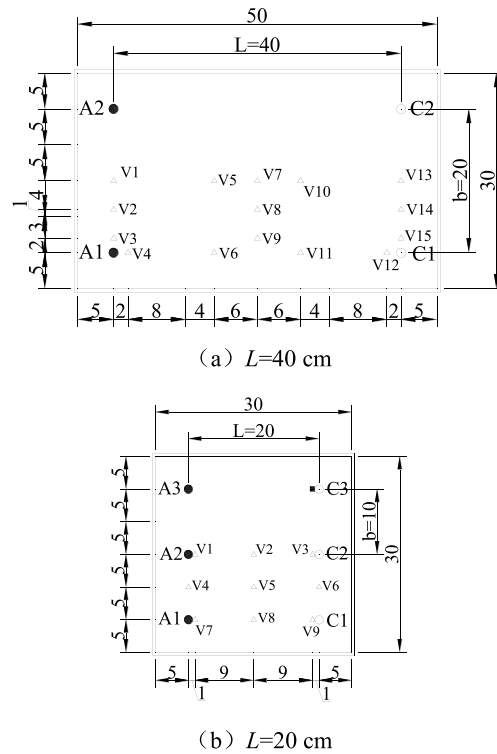


图 2 电渗试验槽平面布置图

本次研究由 3 个试验 (IRT-1a, IRT-1, IRT-2) 组成, 它们的初始条件如表 1 所示。3 个试验均采用稳压输出模式, 电势梯度都为  $1.25$  V/cm。IRT-1a 和 IRT-1 除了通电时间其他都相同, IRT-1a 原本是为了测量 IRT-1 进行一半时的土体各项指标而设置的。试验过程中, 电流、电势和排水量被定时记录。电极 (阳极: A1, A2, A3; 阴极: C1, C2, C3) 和电势测针 (V1~V15) 的位置如图 2 所示。

土料取自浙江大学紫金港校区, 其主要物理力学指标为: 重度  $\gamma=16.8$  kN/m<sup>3</sup>; 土粒比重  $G_s=2.73$ ; 塑限  $w_p=22\%$ ; 液限  $w_L=52\%$ 。原状土经重塑后配置成饱和状态用于试验。

## 2 结果和分析

### 2.1 排水量和电流强度

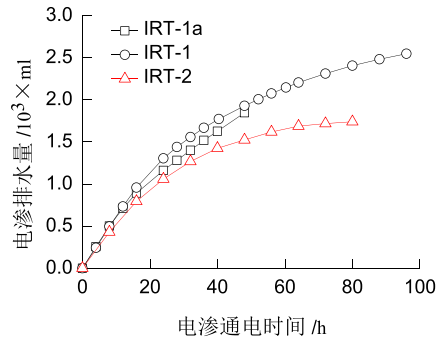


图3 电渗排水曲线

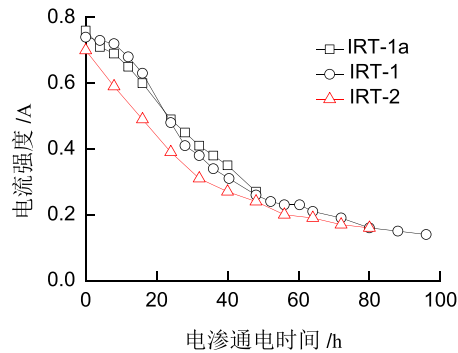


图4 土体中电流随时间变化曲线

图3和图4分别显示了试验过程中的排水量和电流强度，它们与一般的电渗排水试验的结果类似。IRT-1a和IRT-1的排水量和电流基本相同，因此在后文的分析中将IRT-1a的数据归并到IRT-1的中去。IRT-2的排水量要比IRT-1的少，这是因为试验土样的体积是不相同的，前者是后者的1.7倍，如图2所示。而且IRT-2比IRT-1更早地进入排水速率缓慢的电渗后期。

## 2.2 阳极界面电阻

电渗过程中阳极-土体接触面上的电阻（以下简称阳极界面电阻）随通电时间的关系曲线绘制在图5中。在IRT-1中，阳极界面电阻与通电时间成抛物线的关系，可拟合如下关系式：

$$R_{a-1}=7.4+0.07t+0.003t^2 \quad (1)$$

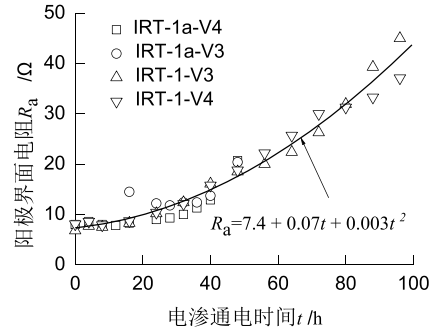
上式中， $R_{a-1}$ 为IRT-1的阳极界面电阻， $\Omega$ ； $t$ 为电渗通电时间，h。而在IRT-2中，阳极界面电阻和时间之间为直线关系，即：

$$R_{a-2}=7.8+0.156t \quad (2)$$

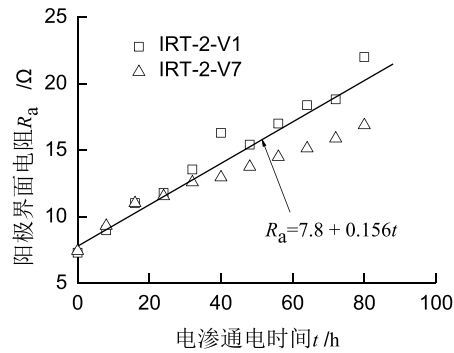
式中 $R_{a-2}$ 为IRT-2的阳极界面电阻， $\Omega$ 。

两个试验中阳极界面电阻与通电时间之间关系的不同主要是因为它们的电极间距不同，较小间距的IRT-2能够以更快的速率排出各自土样相同比例的水，如图3所示，故阳

极界面电阻随时间增长的速率从一开始就较快。此外要注意的是, 在电渗刚开始时 ( $t=0$ ) 两试验的阳极界面电阻大小相当, 其原因是两者使用的电极和土样的性质几乎相同。



(a) IRT-1



(b) IRT-2

图 5 阳极界面电阻

### 2.3 阴极界面电阻

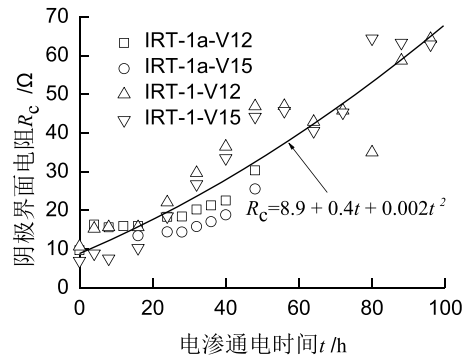
如图 6 所示, 无论是在大间距的 IRT-1 中还是小间距的 IRT-2 中, 阴极-土体接触面上的电阻 (以下简称阴极界面电阻) 与电渗通电时间之间的关系都可以以抛物线的形式来拟合, 拟合公式分别为:

$$R_{c-1} = 8.9 + 0.4t + 0.002t^2 \quad (3)$$

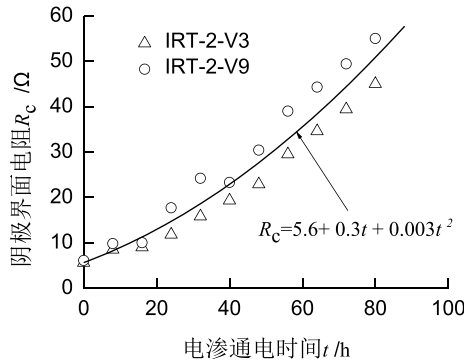
$$R_{c-2} = 5.6 + 0.3t + 0.003t^2 \quad (4)$$

$R_{c-1}$  和  $R_{c-2}$  分别为 IRT-1 和 IRT-2 的阴极界面电阻,  $\Omega$ 。

对比图 5 和图 6, 还可以发现: 在电渗的前半段, 阴极界面电阻增大的速率比阳极界面电阻的快, 而且电渗结束时阴极界面电阻要大于阳极界面电阻。这些结果是以下三方面原因综合作用的结果: 阴极和土体之间设置有反滤层; 电渗流的方向为从阳极到阴极; 阴极附近形成难溶的钙镁化合物。同样因为反滤层的存在, 阴极与土体的接触要比阳极的复杂, 故两个试验的初始阴极界面电阻相差较大。



(a) IRT-1



(b) IRT-2

图6 阴极界面电阻

## 2.4 电极间土体的电阻

绘制在图7中的曲线表示电渗过程中电极间土体的电阻随时间变化的关系。与阳极界面电阻类似，大间距的 IRT-1 中土体电阻与电渗时间成抛物线关系，而在小间距的 IRT-2 中它们表现出较强的线性关系。这些关系可以拟合成如下两式：

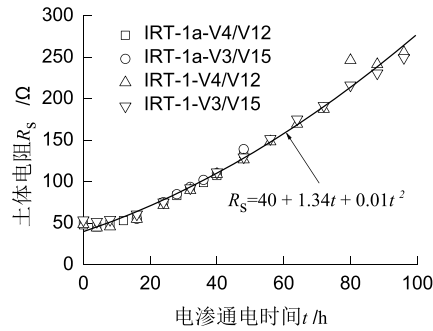
$$R_{s-1} = 40 + 1.34t + 0.01t^2 \quad (5)$$

$$R_{s-2} = 19.3 + 0.892t \quad (6)$$

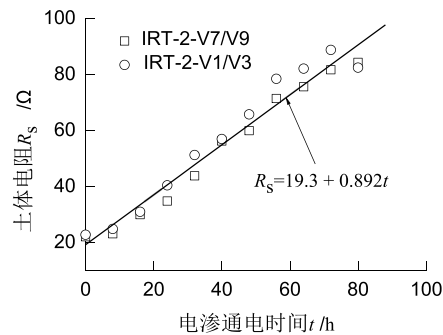
$R_{s-1}$  和  $R_{s-2}$  分别为 IRT-1 和 IRT-2 的电极间土体电阻， $\Omega$ 。在电渗刚开始时 ( $t=0$ )， $R_{s-1}$  和  $R_{s-2}$  的比值恰好等于阳极和阴极的间距的比值。结合电阻计算式：

$$R_s = \rho_s L / A \quad (7)$$

上式中： $R_s$  为电极间土体电阻， $\Omega$ ； $\rho_s$  为土体电阻率， $\Omega \cdot \text{cm}$ ； $L$  为阴极和阳极之间的距离， $\text{cm}$ ； $A$  为通过电流的土体横截面积， $\text{cm}^2$ 。两者的比值相等既说明试验前两个试验中土体性质接近，同时也说明拟合公式的可靠性。



(a) IRT-1



(b) IRT-2

图 7 电极间土体的电阻

## 2.5 有效电势比

如前所述, 电极和土体接触面上存在的电阻使得实际用于土体电渗的电压要比电源电压小, 并且可以通过定义效率因子  $\beta$  这个参数来定性考虑界面电阻的这种影响。

$$\beta = \frac{V_{\text{eff}}}{V_{\text{sup}}} = 1 - \frac{V_a}{V_{\text{sup}}} - \frac{V_c}{V_{\text{sup}}} \quad (8)$$

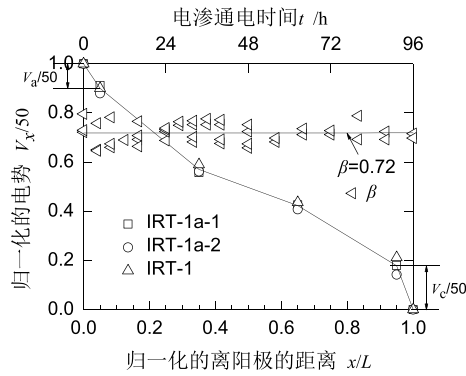
$V_{\text{eff}}$ ,  $V_{\text{sup}}$ ,  $V_a$  和  $V_c$  分别表示实际用于电渗的有效电压, 电源电压, 损失在阳极和土体接触面上的电势降, 损失在阴极和土体接触面上的电势降,  $V$ 。

按照式 (8) 计算出来的效率因子显示在图 8 中。可以看出, 效率因子基本不随通电时间的变化而变化, 在 IRT-1 中  $\beta_1=0.72$ , 在 IRT-2 中  $\beta_2=0.59$ 。本文得出的  $\beta$  值处于 Cassagrande 总结出的范围的低域, 同时也符合效率因子随电源电压的增大而增大的规律<sup>[7]</sup>。图 8 还一并给出了电渗开始 24 小时后阴极和阳极之间的电势分布。电势分布图显示除了在电极邻近有明显突变外电极之间的电势基本成线性分布, 因此可以在既有的电渗固结理论中添加效率因子  $\beta$  来考虑界面电阻的影响, 例如电渗排水量与电势梯度的关系可以改写成如下形式:

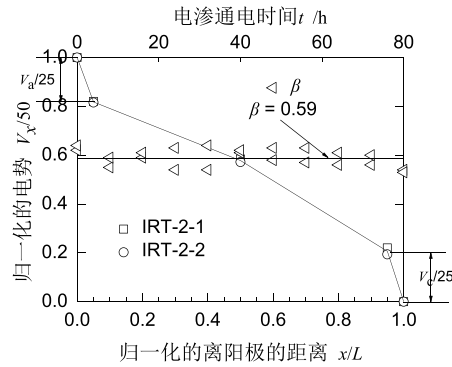
$$Q = \beta k_c E A t \quad (9)$$



上式中： $Q$  为  $t$  时间内的电渗排水量，ml； $k_e$  为电渗渗透系数， $\text{cm}^2/\text{sV}$ ； $E$  为施加在阴极和阳极之间的电势梯度，等于电源电压与电极间距的高， $\text{V}/\text{cm}$ ； $t$  为电渗通电时间，s。



(a) IRT-1



(b) IRT-2

图8 效率因子

### 3 结语

(1) 在自制的模型槽中进行软粘土的二维电渗试验，通过对试验过程中电流和电势的监测，研究了土体和电极接触面上的电阻随通电时间变化的特性。

(2) 电极界面电阻随通电时间的增加而以抛物线或者直线的形式增大，增大速率与所采用的电极间距有关。较小电极间距时的速率要大于较大电极间距时的速率。

(3) 电极界面电阻的存在使得实际用于电渗的有效电势小于施加的电源电压，界面电阻的这种影响可以用效率因子来评价。效率因子不随通电时间变化，但是会随着电源电压的增大而增大。

(4) 鉴于电极之间的电势在除电极附近之外基本呈线性分布，可以通过在已有的电渗固结理论中考虑效率因子来反映真实的情况。

## 参考文献

- [1] Bjerrum L, Moum J, Eide O. Application of electro-osmosis to a foundation problem in a norwegian quick clay[J]. *Geotechnique*, 1967, 17:214-235.
- [2] Fetzner C A. Electro-osmotic stabilization of west branch dam[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1967, 93(4): 85-106.
- [3] Lo. K. Y. , Ho, K. S, Incullet I. I. Field test of electroosmotic strengthening of soft sensitive clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1991, 28(1): 74-83.
- [4] Lefebvre G, Burnotte F. Improvements of electro-osmotic consolidation of soft clays by minimizing power loss at electrodes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, 39(2):399-408.
- [5] Burnotte F, Lefebvre G. A case record of electro-osmotic consolidation of soft clay with improved soil-electrode contact[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2004, 41(6): 1038-1053.
- [6] Cassagrande L. Stabilization of soils by means of electro-osmosis—state-of-the-art[J]. *Journal of the Boston Society of Civil Engineer Section, ASCE*, 1983, 69(2): 255-302.
- [7] Mohamedelhassan E, Shang J Q. Effects of electrode materials and current intermittence in electro-osmosis[J]. *Proceedings of the ICE — Ground Improvement*, 2001, 5(1): 3-11.
- [8] Rittirong A, Shang J Q, Mohamedelhassan E, etc. Effects of electrode configuration on electrokinetic stabilization for caisson anchors in calcareous sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE*, 2008, 134(3):352-365.
- [9] Zhuang Yan-Feng, Wang Zhao. Interface electric resistance of electroosmotic consolidation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE*, 2007, 133(12): 1617-1624.
- [10] Rittirong A, Douglas R S, Shang J Q, Lee E C. Electrokinetic improvement of soft clay using electrical vertical drains[J]. *Geosynthetics International*, 2008, 15(5): 369-381.
- [11] Chew S H, Karunaratne G P, Kuma V M, etc. A field trial for soft clay consolidation using electric vertical drains[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2004, 22: 17-35.
- [12] Glendinning S, Lamont-Black J, Jones C J P. Treatment of sewage sludge using electrokinetic geosynthetics[J]. *Journal of Hazardous Materials*, 2007, (A139): 491-499.
- [13] Indraratna B, Chu J. *Ground improvement-Case History*[M]. London: Elsevier, 2005.

# 石灰处理膨胀土的机理研究

王智斌

(中国地质大学, 湖北 武汉 430074)

**摘要:** 介绍了膨胀土膨胀机理, 以及石灰处理膨胀土的机理, 对不同石灰掺加剂量进行了分析, 最后得出最佳掺灰量, 对处理膨胀土施工有一定指导意义。

**关键词:** 膨胀土; 石灰; 胀缩性; 膨胀机理; 掺灰量

## 1 膨胀土的危害

膨胀土是指含有大量亲水矿物, 湿度变化时有较大体积变化, 变形受约束时产生较大内应力的土, 受形成地质条件、水文及气候环境等因素影响, 具有胀缩性、崩解性、多裂隙性、超固结性、风化特性和强度易衰减性。膨胀土在我国的分布范围很广, 如广西、云南、河南、湖北、四川、陕西、河北、安徽、江苏等地均有不同范围的分布。如果直接利用膨胀土作为地基常会对结构物造成危害, 因此研究膨胀土膨胀机理及处理措施很有必要。

膨胀土胀缩性随季节气候变化会出现膨胀—收缩—再膨胀的反复变化过程, 从而对结构物产生不同程度的水平向和垂直向变形。房屋在垂直和水平向受弯受扭后转角处首先开裂, 墙上出现对称或不对称八字形、x形裂缝, 外纵墙基础由于受到地基在膨胀过程中产生竖向切力和侧向水平推力的作用, 造成基础移动而产生水平裂缝和位移。室内地坪和楼板发生纵向隆起开裂, 由膨胀土修筑的路基会在运营后不同程度的发生路面开裂翻浆等病害。

## 2 膨胀土组成及膨胀机理

影响膨胀土胀缩有内因和外因, 内因主要是矿物组成及微观结构, 膨胀土的矿物成分主要是蒙脱石, 蒙脱石的化学式是  $(Al_{1.67}Mg_{0.33}) [Si_4O_{10}][OH]_2 \cdot nH_2O$ , 其晶体构造是由两层硅氧四面体中间夹有一层铝氧八面体组成一个晶胞, 四面体和八面体由氧原子连接。两个独立的晶胞是氧层与氧层相对, 其间的作用力是弱的分子间力。因而晶胞间连接不紧密, 易形成分散颗粒。蒙脱石另一个特点是同晶置换现象很多, 即铝氧八面体中的铝被镁、铁、锌等置换, 硅氧四面体中硅也可被铝置换。影响膨胀土胀缩的外因为水对膨胀土的水化作用。水化膨胀经历表面水化和渗透水化两个过程, 表面水化主要是由于膨胀土层面上作用有范德华力、层面带负电和层间阳离子之间的静电引力、水分子与层面的吸附能量(水化能), 其中以水化能量最大。此三种力的净能量在第一层水分子进入时的膨胀力达

收稿日期: 2019年1月

到几千大气压。渗透水化是由渗透压力和双电层斥力所引起的。膨胀土层间吸附众多阳离子, 层间离子浓度很大, 由于浓度差的存在, 在渗透力作用下水分子便继续进入膨胀土层, 引起土膨胀。随着水分子进入膨胀土晶层间, 膨胀土表面吸附的阳离子便水化而扩散到水中, 形成扩散双电层, 层面间双电层斥力便起主导作用从而使膨胀土层间距进一步扩大。

### 3 石灰对膨胀土的改性机理

#### 3.1 石灰及膨胀土的矿物组成

生石灰主要成分是 CaO, 蒙脱石主要矿物成分是 SiO<sub>2</sub>, 高岭石中 Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> 含量较高, 伊利石中钾离子含量较高, 另外三氧化二铁 (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), 氧化镁 (MgO) 等含量各有不同 (见表 1)。

表 1 典型膨胀土化学组成含量表

矿物		各种化学成分含量/%							
名称	产地	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	H <sub>2</sub> O
蒙脱石	山东	71.34	15.14	1.97	2.43	3.42	0.31	0.43	5.06
高岭石	江西	45.58	37.22	—	0.46	0.07	0.45	1.70	13.39
伊利石	不详	52.22	25.91	4.59	0.16	2.84	0.17	6.09	7.14

#### 3.2 石灰改性机理

##### 3.2.1 吸水

生石灰 CaO 与水反应生成 Ca(OH)<sub>2</sub>:



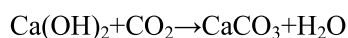
生石灰水化时吸水量可达生石灰量的 32%, 生成 Ca(OH)<sub>2</sub> 孔隙也吸收一部分水分, 吸水量越大地基处理越好。

##### 3.2.2 吸水膨胀

CaO → Ca(OH)<sub>2</sub> 体积增大 1 倍~2 倍, 这使石灰对周围土体产生挤压从而使土挤密。

##### 3.2.3 碳酸化

Ca(OH)<sub>2</sub> 与空气中二氧化碳在有水的条件下反应生成碳酸钙。



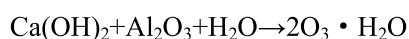
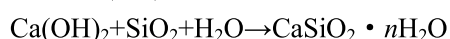
碳酸钙坚硬稳定, 这一反应在膨胀土层间胶结, 提高了强度并且使膨胀土层外水分很难进入层间, 也阻挡了层内水分外散。

##### 3.2.4 发热

由于 1 mol 石灰水化产生 15.6 kcal 热量, 这促进了水分蒸发, 蒸发量相当于生石灰重量的 47%。

##### 3.2.5 胶凝作用

由于 Ca(OH)<sub>2</sub> 电离出 OH<sup>-</sup> 使得土层呈碱性, 在碱性条件下:



$\text{CaSiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$  和  $\text{CaAl}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$  胶凝物质具有胶结作用, 并且  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  易产生胶体, 胶凝物质聚集在土颗粒表面经硬化结晶可形成一种固化层, 阻止颗粒内部水分外散和外部水分内渗。

#### 4 试验确定膨胀土掺石灰实例

取膨胀土以不同比例掺和石灰然后进行试验测胀缩性、膨胀力、抗压强度, 本文分别对掺和石灰含量 3%, 4%, 5%, 6%, 7%, 8%, 9% 几种情况进行了击实、膨胀量、强度试验, 结果见表 2。

表 2 某工程掺灰量与力学性能指标参数

掺石灰量/%	无荷载膨胀量	50 kPa 膨胀量	膨胀力/kPa	7d 无侧限抗压强度/MPa	CBR 值
0.00	12.34	5.24	348.18	1.13	4.51
3.00	1.12	1.14	14.12	0.48	44.12
4.00	0.52	0.38	10.08	0.72	59.13
5.00	0.30	0.21	7.11	0.92	74.23
6.00	0.25	-0.05	4.13	1.12	87.34
7.00	0.22	-0.17	2.17	1.13	95.46
8.00	0.21	-0.20	2.13	1.16	90.12
9.00	0.21	-0.21	2.07	1.18	87.01

##### 4.1 掺灰前后的膨胀量试验曲线

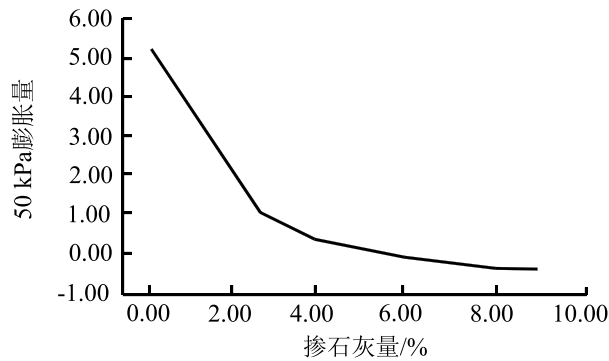


图 1 50 kPa 时掺灰量与膨胀量试验关系曲线

通过对掺灰前和掺灰后的膨胀土试验数据分析整理, 可以得到膨胀量与不同掺灰率的关系曲线, 如图 1, 图 2 所示。从图中可以看出, 在相同情况下, 改良土的膨胀量随着掺剂量的增加而减小, 且在掺剂量 0%~5% 之间变化得最为明显, 随后变化相对比较缓慢。掺灰量超过 6% 后, 膨胀量基本没有多大的变化。石灰掺加量在 0%~6% 之间时, 随着石灰掺加量的增加, 膨胀土的膨胀量迅速降低, 当石灰掺量为 6% 时, 有荷膨胀率只有 0.35%, 基本上属于非膨胀土。当石灰掺量大于 6% 后, 膨胀率基本上不改变, 这说明石灰掺加量

为 6% 时, 已可基本消除膨胀土的膨胀。

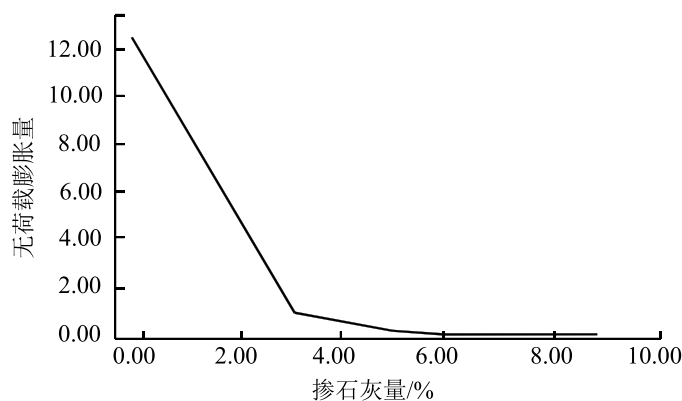


图 2 无荷载时掺灰量与膨胀试验关系曲线

#### 4.2 掺灰前后的承载比 (CBR) 贯入试验曲线

改良土的 CBR 值与不同掺灰量的关系曲线如图 3 所示。膨胀土在不进行掺石灰改良时, 其 CBR 值较低, 不符合路基压实的要求。掺石灰对 CBR 值的提高是相当明显的。分析图 3 曲线可知, 掺石灰对膨胀土的 CBR 值有相当的提高值, 但是并不是掺石灰率越大, CBR 值就提高越多, 相反, 当掺石灰剂量超过 7% 后其 CBR 值将随着掺灰剂量的增加而略有降低。对本试验试样的膨胀土来说, 掺石灰率大约在 6%~7% 之间最佳, 当采用 6% 的掺石灰率来改良膨胀土, CBR 值符合路基压实的要求。

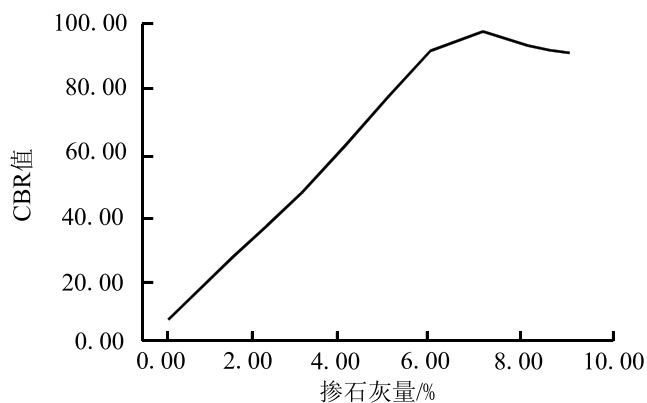


图 3 掺石灰量与 CBR 值关系曲线

## 5 结语

对于膨胀土, 石灰是一种很好的改良剂。一定剂量的石灰可使膨胀土体的膨胀性能显著降低, 但这种降低并不是无限制的。由实验数据分析经石灰改良处理后, 土的颗粒组成、物理性质、胀缩特性等均有明显改善, 力学强度得到提高。

**参考文献:**

- [1] 乌效鸣. 钻井液与岩土工程浆液[M]. 武汉: 中国地质大学出版社. 2002.
- [2] 高金川. 工程勘察与评价[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 2003.
- [3] 卢海钧. 用石灰处理膨胀土路基填料[J]. 淮北职业技术学院学报, 2007, 3: 36-37.
- [4] 薛海巍. 石灰改良膨胀土填筑路基施工工艺及质量控制[J]. 山西建筑, 2008, 34(8): 299-300.
- [5] 杨杰. 膨胀土的危害与防治处理[J]. 建筑工程, 2007(1): 93-94.

**本刊主编龚晓南院士获2018年度国家科学技术进步奖一等奖**

浙江大学建筑工程学院龚晓南院士领衔的“复合地基理论、关键技术及工程应用”获2018年度国家科学技术进步奖一等奖。这项研究, 针对软弱地基工程建设的迫切要求, 并结合我国国情, 经过三十年科技攻关, 在复合地基理论体系、系列高性能复合地基技术和复合地基工程应用体系等三个方面取得自主创新突破, 形成系统的复合地基理论、设计方法和关键技术, 主编了我国与复合地基相关的主要规范和标准, 建立了完整的工程应用体系, 并在建筑工程、高速公路、高速铁路、市政道路、机场、港航等工程建设领域得到了广泛应用, 经济效益和社会效益巨大。

# 寒区冻胀病害的形成及防治研究

胡荣兵, 任光明, 李畅

(成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059)

**摘要:** 开展冻土地区冻胀病害的研究对于解决寒冷地区工程所面临的冻胀问题具有十分重要的现实意义。为了更加深入的理解冻胀形成机理, 首先阐述了冻结缘理论的提出和发展以及冻结缘相关参数, 之后分述了四种典型的冻胀模型: 水热耦合模型、刚冰模型、分凝势模型、水热力耦合模型。然后在此基础上回顾和总结了目前针对防治冻胀病害所采用的三种方法: 改良土质法、控制水分法、保温法。最后给出了今后关于冻胀病害理论研究和防治的方向。

**关键词:** 冻胀病害; 冻结缘; 冻胀模型; 冻胀控制; 研究现状

## 0 前言

近年来我国在寒冷地区的工程建设活动越来越多, 特别是公路、铁路、输电线路等的建设逐渐涉及高寒冻土地区, 在寒冷地区进行基础工程建设时就会面临冻胀问题的困扰。对冻胀过程的深入认识及冻胀数学模型的建立, 以及对冻胀控制的研究不仅能够促进理论研究的进步, 更能为工程实践提供科学指导。本文从冻结缘、冻胀模型以及冻胀控制三个方面对国内外近年来取得的研究成果进行回顾总结, 以期对冻土地区进行人类工程建设提供一定的借鉴意义。

## 1 冻结缘

Everett<sup>[1]</sup>于1961年提出第一冻胀理论, 该理论以毛细理论为基础, 首次对冻胀现象及冻胀力进行了定量阐述, 这一理论的提出也标志着人们意识到冻土中冻胀现象的产生与水分迁移具有密切关系。然而这一理论对不连续冰透镜的形成却不能有效解释, 鉴于此, Miller<sup>[2]</sup>于上世纪七十年代提出了著名的第二冻胀理论, 指出在冻结锋面和最暖冰透镜底面存在一个低含水量、低导湿率且没有冻胀现象的条带, 并将其称为冻结缘(如图1)。

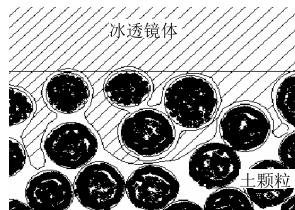


图1 冻结缘示意图



Satoshi Akagawa<sup>[3]</sup>首次通过试验研究得到了冻胀率、吸水速率、以及冻结缘的厚度及温度。徐学祖等<sup>[4]</sup>在总结冻胀试验总结出冻结缘厚度取决于冻结速度和冻胀速度的大小。研究发现冻土水中存在未冻结的自由态水，并且能够释放自由能分凝成冰，与冻结缘有关的特征参数包括未冻水含量、冰水相压力及冻土渗透性，下文分别予以阐述。

### 1.1 未冻水含量

冻土中未冻水的含量对水分迁移起到决定性作用，此外相关的冻胀模型中也涉及到未冻水的含量参数，自上世纪六十年代开始科学家们就已经开始研究这一类领域。Anderson<sup>[5]</sup>等研究发现未冻水含量的影响因素包括土颗粒比表面积、温度、上部压力以及含盐量，具体的表达式如下：

$$W_u = w \cdot (-T)^k \quad (1)$$

上式中， $W_u$  为未冻水含量，%； $w$  为土的干密度， $\text{g}/\text{cm}^3$ ； $k$  为与土的性质有关的参数， $T$  为负温的绝对值；但是上式在粘性含量较高的土中并不适用，徐学祖等<sup>[6]</sup>指出冻土中未冻水的含量主要由三大因素决定，其一是土的性质，包括土颗粒的矿物化学性质、密度、含水量、水溶液的成分及浓度等等；其二是包括温度、压力在内的外界影响因素；其三是研究对象的冻融历史状况。他还给出了未冻水含量与负温之间的关系如下：

$$W_u = A \cdot T^B \quad (2)$$

式中： $T$  为负温的绝对值， $^{\circ}\text{C}$ ； $A$  和  $B$  为与土质因素有关的经验系数。

由以上分析可知，冻土中未冻水含量的测定方法多种多样，如何选择还得针对具体实际情况来确定。在现有测量方法的基础上，徐学祖等<sup>[4]</sup>还提出了一点法、两点法预报模式以方便在具体的工程中快速确定冻土中未冻水含量。

### 1.2 导湿系数

科学家们已证明冻土中未冻水是可以自由移动的，即从未冻区流到已冻结区，这就涉及到导湿系数，众多科学家对此展开研究，国外在这方面研究较早，Burt、Black 等人<sup>[7-8]</sup>通过大量的试验分析后得出冻土中未冻水的性质与未冻水中孔隙水的性质是一样的，同样符合达西定律。许多冻胀模型中关于导湿系数都有相关表述，这是因为导热系数在空间来说变化极小，可以忽略不计，O'Neill 等<sup>[9]</sup>在其冻胀模型中指出其导湿系数可以用体积含水量来近似表示：

$$K_f = K_s \cdot (W/n)^9 \quad (3)$$

$$W = n - I \quad (4)$$

上式中， $K_f$  为冻结缘的导湿系数， $\text{cm}/\text{s}$ ； $K_s$  为未冻土的饱土导湿系数， $\text{cm}/\text{s}$ ； $W$  为未冻土的体积含水量； $n$  为未冻土的孔隙率； $I$  为冰的体积含量，上式综合考虑了含冰量对冻结缘导湿系数的影响。为了进一步的研究冻胀模型的影响参数，Sheng 等<sup>[10]</sup>做了影响冻胀模型的敏感性分析后得出导湿系数对模型的建立具有至关重要的作用，因此导湿系数的研究还有待更进一步的发展。

### 1.3 冰、水相压力之间的关系

同导湿系数一样，冰、水相之间的压力关系对模型的准确建立也有很大影响，关于新的冰透镜产生，不同科学家们都提出了自己的看法，Guymon 等<sup>[11,12]</sup>指出在假设冻结缘冰

压力为 0 的前提下, 当有效压力为 0 时之前连接在一起。

此外, Hopke<sup>[13]</sup>给出了非饱和未冻土气液界面的压力跃迁与含水量之间的函数表达及已冻土的冰液界面毛细压关系式。Groenevelt<sup>[14]</sup>等推导出了已冻土的冰、水相的压力同荷载、温度之间的函数关系。尽管目前关于冰水相压力的关系表达式很多, 但其中很多参数的取值难以确定, 导致其应用受限, 所以今后还应予以更加深入的探讨。

## 2 冻胀模型

随着计算机及数值方法的不断发展, 近年来冻胀现象的预报及数值模拟得到了大力发展, 其中得到广泛认可的模型包括水热耦合模型、刚冰模型、分凝势模型、水热力耦合模型等, 下文分别予以阐述。

### 2.1 水热耦合模型

水热耦合模型又被称为水动力模型, 是 Harlan<sup>[15]</sup>在研究土壤冻融过程中水分重分布以及地下水位的变化时提出的, 其基本方程如下:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ \rho_t K \frac{\partial \phi}{\partial x} \right] = \frac{\partial (\rho_t \theta_w)}{\partial t} + \Delta S \quad (5)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ \lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right] - c_t \rho_t \frac{\partial (v_x T)}{\partial x} = \frac{\partial (c_p T)}{\partial t} \quad (6)$$

上式中,  $\rho_t$ 、 $K$ 、 $\theta_w$ 、 $\phi$ 、 $\Delta S$ 、 $C_p$ 、 $\lambda$ 、 $c_t$ 、 $v_x$ 、 $T$ 、 $x$ 、 $t$  分别为液态水密度、导湿系数、未冻水含量、土水势、含冰量变化率、名义热容、导热系数、液态水比热、水流速度、温度、空间坐标及时间坐标。Outcalt<sup>[16]</sup>将冻胀计算引入到水热耦合模型中, 他所采用的方法是定义了一个含冰量临界值, 当含冰量大于该值时, 土骨架就会膨胀产生冻胀, 随后的一些水动力学模型也用该方法来计算冻胀, 如 Taylor 等<sup>[17]</sup>取该临界值为 85% 来计算冻胀。

### 2.2 刚冰模型

刚冰模型是由 O'Neill 与 Miller 共同提出的, 可以直接计算冻胀。该模型针对的对象是饱和和刚性孔隙土, 其基本假设为活动冰透镜体与位于其下的孔隙冰连成一刚性整体, 并且按照统一速度移动, 即冻胀速度。刚冰模型基本方程如下:

$$(\rho_i - \rho_w) \frac{\partial I}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{k}{g} \left( \frac{\partial u_w}{\partial x} - \rho_w g \right) - \rho_i V_i I \right] = 0 \quad (7)$$

$$\sum (\rho c \theta)_n \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left( K_h \frac{\partial T}{\partial x} \right) - \rho_i L \left[ \frac{\partial I}{\partial t} + V_i \frac{\partial I}{\partial x} \right] = 0 \quad (8)$$

上式中,  $\rho_i$ 、 $\rho_w$ 、 $k$ 、 $g$ 、 $\rho_n$ 、 $C_n$ 、 $\theta_n$ 、 $K_h$ 、 $L$  分别为冰密度、水密度、重力加速度、各组分密度、各组分比热、各组分体积含量、导热系数、相变潜热。

观察上式可知刚冰模型较为复杂, 参数过多, 在工程应用中不够方便。鉴于此, 国外专家 Black<sup>[8]</sup>、我国科学家曹宏章<sup>[8]</sup>利用计算机技术建立了冻胀模型进行模拟, 并对参数进行了验证。Sheng<sup>[10]</sup>刚冰模型基础之上提出了改进模型, 可以用来解决分层土、非饱和土以及保温层等情况的冻胀预报、冻渗以及冰透镜位置等问题。

### 2.3 分凝势模型

Konard<sup>[19]</sup>等经过大量试验的基础上进行分析之后提出水分迁移通量与冻结缘主动区内的温度梯度成正比,将该比值称之为分凝势。此外 Konard 还考虑了分凝势与外界荷载、冻结锋面吸力、冻结缘冷却速率之间的关系,并提出一个可以计算原位冻胀的简单方法。尽管该模型在实际工程中有一定应用,但仍有不足。Nixon<sup>[20]</sup>指出该理论预测不了试验中大量初期的排水现象;徐学祖<sup>[21]</sup>经过研究发现分凝势模型只适用于温度梯度已知的情况下,而对于热力学不稳定的情况由于分凝势不为常数,所以该模型不再用于解决冻胀问题。

### 2.4 水热力耦合模型

水热力耦合模型是建立在水热模型基础上的,在其中加入了应力场的因素。这一理论首先由 Shen 等<sup>[22]</sup>提出,在不考虑重力的情况下,土体区域内的水热守恒方程为:

$$\frac{\partial \theta_l}{\partial \tau} + \frac{\rho_i}{\rho_l} \frac{\partial \theta_i}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left( k \frac{\partial P_l}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k \frac{\partial P_l}{\partial z} \right) = 0 \quad (9)$$

$$C \frac{\partial T}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + L \rho_i \frac{\partial \theta_i}{\partial \tau} \quad (10)$$

上式中,  $\theta_l$ 、 $\theta_i$ 、 $\rho_l$ 、 $\rho_i$ 、 $T$ 、 $C$ 、 $L$ 、 $\lambda$ 、 $K$  分别为液态水体积含量、冰体积含量、液态水密度、冰密度、温度、土体热容、相变潜热、导热系数及导湿系数。对冰压力的分布形式直接作假设,认为在冻结锋面处冰压力为 0,在冻结缘最冷端为外荷载  $P$ , 这样可以直接通过克拉贝隆方程确定未冻水压力:

$$P_l = \frac{\rho_l}{\rho_i} P_i + L \rho_i \ln \frac{T_k}{T_0} \quad (11)$$

上式中,  $P_l$ 、 $P_i$ 、 $T_k$  分别为液态水压力、冰压力、热力学温度,  $T_0$  为 273.15 K。

以上述基础方程为指导,后来的学者又相继建立了相关的三场耦合方程。许强等<sup>[23]</sup>探讨了多孔介质中水热力三场耦合微分方程,并基于此开发出一款可以进行三场耦合分析的软件;陈飞熊等<sup>[24]</sup>在传统土力学基础上利用有效应力原理建立起冻土体内的连续性方程,还有冻土内固液气三相之间的能量传递及转换方程;何敏<sup>[25]</sup>等认为三场耦合的方程相对复杂,并对其简化处理,然后建立了实用饱和和冻土三场耦合作用的数学模型。

由以上分析可见,水热力三场耦合模型较好的阐释了冻土中冻胀现象发生的内在作用机理,这一理论模型也得到了许多学者的认可,但是仍存在一些问题。其中最重要的一点是大部分模型的应力作用场仅仅是水分场与温度场作用影响下的研究,没能实现三场之间真正的耦合,也就是说今后应该更多的关注应力场反作用于水分场和温度场的影响。

## 3 冻胀控制

从目前研究来看要形成冻胀现象必须同时满足三个条件。其一是具有冻胀敏感性土,例如粘性土或是粉土;其二是具有一定水分,也就是地下水位较高;其三是外界温度较低,一般是 0℃ 以下。只有三个条件同时满足才会发生冻胀,缺一不可。因此要防治冻胀病害就要从这三个方面出发。

(1) 改良土质法主要包括换填法与强夯法两种。换填法是指挖除粉粒含量高的土并用较纯净的砂砾换填, 以减小冻胀破坏的方法; 强夯法主要是通过改变土颗粒间的接触条件, 从而切断土中毛细管之间的联系或减薄土颗粒外围未冻水膜的厚度。陈肖柏<sup>[26]</sup>于 1979 年提出了采用砂砾石来对粘性土进行换填的指导原则, 为之后研究及工程施工指明了方向; 谷宪明等<sup>[27]</sup>经研究提出在冻土地区的高级和次高级路面, 针对可能发生冻胀的地段应该确保其路面总厚度大于或等于防冻最小总厚度, 对于不满足这一要求的部分应利用防冻性能较好的土质进行置换; 张冬青<sup>[28]</sup>指出在实施土质换填施工时, 对于换填材料必须谨慎选择, 在季节冻土区换填材料不仅要达到相应的压实要求及承载能力要求, 更要达到抗冻的指标。

(2) 控制水分法是指通过防堵截排等方式减弱或阻断土体内水分的迁移流动。陈肖柏<sup>[29]</sup>等在酒泉地区有可能发生冻胀的地段对路基采取了土工膜隔离的处理措施, 实践证明该法能够有效防止路基冻胀现象的发生。土工膜的性质对隔离水分的效果起到至关重要的作用, 当温度降低时其各项理化指标都会有所降低。侯红串<sup>[30]</sup>针对这一问题提出添加增塑剂来有效改善土工膜, 并将土工织物与土工膜结合形成符合土工膜。

(3) 保温法是预防和处理冻胀问题的有效方法之一, 综合考虑防冻胀效果及经济成本, 该法是较为可行的一种冻胀控制措施, 因此已经被广泛应用于冻土地区公路、铁路等人类工程建设施工之中。宋晖<sup>[31]</sup>对路基保温、加强路基排水、设置防冻层等几个方面进行了探讨, 得到了季节冻土地区修筑路基的一般设计原则和方法; 胡宇<sup>[32]</sup>通过对路基表面的冻融变形进行监测, 对 EPS 保温板的抗冻害特征进行了定性分析。

综上所述, 冻胀的原因是液态水成冰后体积增大, 但从机理来看, 迁移水分的成冰作用才是冻胀的核心原因。冻胀的发生离不开三要素: 负温、细粒土和水。因此, 控制冻胀的关键三点是保温、改良填料和改良水分。

## 4 总结与展望

综上所述, 人们对于寒区土体冻胀的形成机理、发生过程、理论模型及预防控制有一定的认识, 也取得了许多成果。但仍有许多问题有待进一步的深入研究。针对这种情况, 结合现有研究成果总结以下几点:

(1) 冻结缘理论现在已经得到了科学界和工程界的广泛认同, 而且随着各种高精度仪器设备的出现, 冻结缘的微观结构、形成变化及发展等相关特征逐渐被发现。而作为建立冻胀模型基础的冻结缘参数方面的研究还有待深入, 所以今后应该继续深入测定冻结缘包括冰水相压力、导湿系数、未冻水含量等在内相关参数, 以便能够建立起最接近工程实际的冻胀模型。

(2) 冻胀预报模型的发展大致经历了三个阶段: 采用有限差分法的水利模型、采用分析解和有限元法的分凝势模型和刚冰模型, 以及热力学模型。与此同时这也是一个从一维转向二维, 从室内研究转向工程实践的一个过程。现有的冻胀模型大多只是实验室得出的理论模型, 较少在实际工程中得到有效验证。今后冻胀模型的发展要重点关注理论于实践相结合, 增强模型的可推广性和适应性, 并在工程实践中对模型加以修正。此外还要充

分利用计算机技术,建立冻胀预报模型预选系统,以更加科学的算法来为工程选择最优模型。

(3)对冻胀病害的防治是建立在深入研究冻胀形成机理的基础之上的,由以上分析得到要有效控制病害必须从土质、水分、温度三个方面同时考虑,综合分析各项措施的防冻效果及经济预算之间的关系,以便选择最为经济、高效、可靠的处理措施。今后在考虑冻胀控制的时候应该不局限于某一种方法的框架之中,要从冻胀的整个发生过程来入手,针对冻土不同发展阶段提出相应处置方法,同时应该注意三种方法的有效结合。

### 参考文献:

- [1] Everett D H. The thermodynamics of frost damage to porous solids [J]. Trans. Farraday Soc.1961, 57: 1541-1551.
- [2] Miller R D. Freezing and heaving of saturated and unsaturated soils [J]. Highway Research Record. 1972, 393: 1-11.
- [3] Akagawa S. Experimental study of frozen fringe characteristics[J]. Cold Regions Science & Technology, 1988, 15(3): 209-223.
- [4] 徐学祖. 土体冻胀和盐胀机理[J]. 地球科学进展, 1998, 13(6): 592-592.
- [5] Anderson D M, Tice A C. Predicting unfrozen water contents in frozen soils from surface area measurements[J]. Highway Research Record, 1972, 393: 12-18.
- [6] 徐学祖, 邓友生. 冻土中水分迁移的实验研究[M]. 科学出版社, 1991.
- [7] Burt T P, Williams P J. Hydraulic conductivity in frozen soils[J]. Earth Surface Processes & Landforms, 2010, 1(4): 349-360.
- [8] Black P B, Miller R D. Hydraulic conductivity and unfrozen water content of air-free frozen silt[J]. Water Resources Research, 1990, 26(2): 323-329.
- [9] O'Neill K, Miller R D. Exploration of a Rigid Ice Model of Frost Heave[J]. Water Resources Research, 1985, 21(3): 281-296.
- [10] Sheng D C. Thermodynamics of freezing soils [D]. Sweden:Lulea University Press, 1994.
- [11] Guymon G L, Luthin J N. A coupled heat and moisture transport model for Arctic soils[J]. Water Resources Research, 1974, 10(5): 995-1001.
- [12] Gilpin R R. A model for the prediction of ice lensing and frost heave in soils[J]. Water Resources Research, 1980, 16(5): 918-930.
- [13] Hopke S W. A model for frost heave including overburden[J]. Cold Regions Science & Technology, 1980, 3(2): 111-127.
- [14] Vignes M, Dijkema K M. A model for the freezing of water in a dispersed medium[J]. Journal of Colloid & Interface Science, 1974, 49(2): 165-172.
- [15] Harlan R L. Analysis of coupled heat-fluid transport in partially frozen soil[J]. Water Resources Research, 1973, 9(5): 1314-1323.
- [16] Outcalt S I. The effect of iteration frequency on a numerical model of near-surface ice segregation[J].

- Engineering Geology, 1979, 13(1): 111-124.
- [17] Taylor G S, Luthin J N. A model for coupled heat and moisture transfer during soil freezing[J]. *Revue Canadienne De Géotechnique*, 1978, 15(4): 548-555.
- [18] 曹宏章, 刘石, 姜凡, 等. 饱和颗粒一维冰分凝模型及数值模拟[J]. *力学学报*, 2007, 39(6): 848-857.
- [19] Konrad J M, Morgenstern N R. A mechanistic theory of ice lens formation in fine-grained soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1980, 17(4): 473-486.
- [20] Nixon J F. Discrete ice lens theory for frost heave in soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1991, 28(6): 843-859.
- [21] 徐学祖. 土体冻胀和盐胀机理[J]. *地球科学进展*, 1998, 13(6): 592-592.
- [22] Shen M, Ladanyi B. Modelling of coupled heat, moisture and stress field in freezing soil[J]. *Cold Regions Science & Technology*, 1987, 14(3): 237-246.
- [23] 许强, 彭功生, 李南生, 等. 土冻结过程中的水热力三场耦合数值分析[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2005, 33(10): 1281-1285.
- [24] 陈飞熊, 李宁. 饱和正冻土多孔多相介质的理论构架[J]. *岩土工程学报*, 2002, 24(2): 213-217.
- [25] 何敏, 李宁, 刘乃飞. 饱和冻土水热力耦合模型解析及验证[J]. *岩土工程学报*, 2012, 34(10): 1858-1865.
- [26] 陈肖柏, 童伯良, 丁靖康, 等. 中国冻土研究与工程实践三十年[J]. *冰川冻土*, 1979, 1(2): 7-12.
- [27] 谷宪明. 季冻区道路冻胀翻浆机理及防治研究[D]. 吉林大学, 2007.
- [28] 张冬青. 季节性冰冻路基病害及防治措施研究[D]. 吉林大学, 2008.
- [29] 陈肖柏, 安维东, 孙兴柏, 等. 低密度填土浸-排水固结及其在渠道工程中的应用[J]. *中国科学*, 1987, 30(7): 779-784.
- [30] 侯红串. 防渗漏抗冻胀PVC复合土工膜的研制[J]. *太原理工大学学报*, 1999, 30(4): 365-367.
- [31] 宋琿. 季节性冻土地区路基稳定性的数值分析[D]. 西南交通大学, 2006.
- [32] 胡宇. EPS保温板在青藏高原多年冻土路基工程中的应用研究[D]. 西南交通大学, 2003.

# 盐渍土地区公路构筑物防腐及养护维修技术

周宏

(同济大学交通运输工程学院, 上海 201804)

**摘要:** 对西部盐渍土地区氯盐和硫酸盐对钢筋混凝土的腐蚀机理进行了分析, 提出了提高混凝土构筑物耐久性的措施, 对已建混凝土构筑物提出了相应的养护和维修技术。

**关键词:** 盐渍土; 公路构筑物; 钢筋混凝土; 养护和维修

## 0 引言

我国西部有大量的盐渍土区域, 由于开发丰富资源的需要, 大量基础设施要建于盐渍土之上, 其中, 钢筋混凝土构筑物占相当的比重。但盐渍土体对建筑物基础和地下设施构成一种较严酷的腐蚀环境, 使该地区的道路构筑物极易被腐蚀破坏。所以, 需要研究钢筋混凝土在盐渍土地区的腐蚀机理并提出防护措施。

## 1 盐渍土地区钢筋混凝土腐蚀机理

### 1.1 氯盐对钢筋混凝土的腐蚀机理

气候较湿时, 半浸于地下盐碱水的混凝土依靠毛细管作用吸收盐水; 气候干燥时, 水分蒸发, 地表以上的一段混凝土表层空隙中氯离子浓缩, 产生严重的钢筋腐蚀破坏。西部气候经常干湿交替, 扩散与毛细管吸收循环作用, 使得钢筋混凝土腐蚀相当严重。

氯离子进入混凝土中, 首先破坏钢筋表面的钝化膜, 露出的铁基体作为阳极, 钝化膜区作为阴极形成“电池”, 发生阳极电腐蚀; 并且  $\text{Cl}^-$  在阳极生成的  $\text{FeCl}_2$  是可溶的, 向混凝土内扩散时遇到  $\text{OH}^-$ , 生成  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  沉淀。由此可见,  $\text{Cl}^-$  只是起到了“搬运”作用, 不被“消耗”, 会周而复始地起破坏作用。

### 1.2 硫酸盐对钢筋混凝土的腐蚀机理

首先硫酸根离子与混凝土中的氢氧化钙起反应, 生成硫酸钙, 固相体积膨胀。硫酸钙又与水泥中的铝酸钙 ( $\text{Ca}_3\text{Al}_2$ ) 反应生成硫铝酸钙, 体积再次膨胀。以上两个反应不断进行, 反应的产物在混凝土中产生很大的膨胀应力, 造成混凝土的胀裂甚至结构物的彻底崩毁。

硫酸盐随温度变化发生晶变时, 其体积也会胀缩, 当其溶液渗入混凝土内部时, 会因体积胀缩导致材料的破坏。其破坏部位为毛细孔吸提平衡高度于湿循环的区域内, 均在结构与水或者土壤的接触面之上 300~600 mm 范围内。

## 2 提高盐渍土地区混凝土耐久性的措施

鉴于之前的腐蚀机理分析,根据工程经验,隔断、阻止或者减缓盐类侵入混凝土,是提高混凝土耐腐蚀性的基本措施。

### 2.1 外加防腐措施

混凝土表面涂层。涂层系统应该由底层+中间层+面层或底层+面层的配套涂料涂膜组成,选用的配套涂料之间应具有相容性。

混凝土表面憎水处理。对混凝土表层进行硅烷浸渍,使其毛细孔壁憎水化,适用于冻融环境和盐类结晶侵蚀环境的混凝土结构的表面防腐保护,一般宜采用辛基三乙氧基硅烷的膏体作为硅烷浸渍材料。

防腐砂浆。水泥基渗透结晶型防水涂料或防水剂,是一种含有特殊化学物质的水泥砂浆,以水为载体,向所涂覆或掺入的混凝土内部逐渐渗透可深达 300 mm,堵塞毛细孔道,使得混凝土密实,整体防水。

### 2.2 保证混凝土的密实度

混凝土良好的密实度可以有效地阻止易溶盐的侵入,从而有效地阻止盐分对混凝土以及内部钢筋的腐蚀。

施工中保证混凝土的密实度。混凝土的拌和宜采用卧轴式、行星式或逆流式拌合机,并严格控制拌合时间。拌合物的振捣必须做到均匀密实,注意掌握适宜的振捣时间,既保证混凝土充分密实,又要防止过度振捣。

自密实混凝土。免振捣自密实混凝土能够保证拌合物的抗离析性、钢筋间隙通过性和充填性,自由流淌充分填充模板内的空间,形成密实且均匀的结构,保证了混凝土的密实性。

### 2.3 增大混凝土保护层厚度

增大混凝土保护层的厚度,可以减缓盐分侵入混凝土的进度,减缓混凝土和钢筋锈蚀使得结构体报废的速度。

## 3 盐渍土地区构筑物的养护与维修技术

在西部盐渍土地区,由于环境气候特殊,钢筋混凝土构筑物受到自然侵害很严重,其使用功能退化甚于其他一般地区,因此,正确的养护与维修工作显得格外重要。

### 3.1 维护中“防”的措施

为了防止意外情况下水和钢筋混凝土的接触,需要定期检查给水、排水管道是否通畅;每年雨季和山洪到来前或每次暴雨后,应对公路附属截水沟、排水沟等进行检查;注意保持公路构筑物周围的排水坡度,发现有积水和倒坡处,应及时填平、疏导。

维护时,要充分注意混凝土构筑物容易受腐蚀的部位,尤其是地面上下 0.5 m 段。要经常检查,清除周围堆积的盐分,保持该部位周围的排水通畅。

### 3.2 混凝土构筑物损坏的评价



由于盐渍土地区大多经济不发达,缺乏高级的检测设备,因此评价方法应简便易行,易操作:肉眼观察—有无局部鼓起、起壳、开裂、碎落、挂碱、锈迹、露筋;小锤敲击—顺钢筋分布方向及疑似局部松胀位置用小铁锤敲击,并判断有无空洞。

当素混凝土具有表面病害时,应加强观察,若病害严重,及时采取措施予以维修;当钢筋混凝土具有表面病害时,应采用锤击法检测,若锤击表明存在顺筋鼓起、空洞,或在混凝土表面裂缝周边发现锈迹、露筋时,应及时进行修补。

### 3.3 混凝土构筑物的裂缝修补

对于表层裂缝可以采用填充法处理,充填材料应根据裂缝的类型进行选择,对死缝可选用水泥砂浆、聚合物水泥砂浆、树脂砂浆等;对活缝应选用弹性树脂砂浆和弹性嵌缝材料等。

对于深层裂缝和贯穿裂缝的修补宜采用灌浆法处理,灌浆材料应根据裂缝的类型选择,死缝可选用水泥浆液、环氧树脂、高强水溶性聚氨酯浆材等;活缝可选用弹性聚氨酯浆材等。

### 3.4 受腐蚀混凝土的养护与维修

通过对混凝土构筑物的评价,对于受腐蚀的混凝土,用小锤或者其他工具进行凿除,清理凿除面后再进行修补。

对于修补前已锈蚀的钢筋,必须除锈,除锈之后再行混凝土的整体修补。

对于腐蚀部分比较严重,需要大量修补材料的构筑物可以通过特制的自密实防腐混凝土修复;对于腐蚀并不是特别严重的部位,采用防腐砂浆修补即可。

在防腐砂浆和防腐混凝土修复以后,最好再对混凝土表面进行防腐涂料的涂装。表面涂料之前,需要对混凝土表面进行除油污和打磨、喷砂处理,使涂层经久耐用。

### 3.5 维护施工中使用材料的注意事项

由于在盐渍土地区施工,采用的所有材料均要求没有受到易溶盐的污染。

## 4 结语

西部盐渍土地区公路钢筋混凝土腐蚀情况严重,这些都是由当地特殊的环境造成的。本文结合氯盐和硫酸盐对钢筋混凝土的腐蚀机理提出了提高耐久性的措施和养护维修方案。

### 参考文献:

- [1] 张俊,薛明,李勇,等.盐渍土地区公路构筑物腐蚀的维修技术[J].公路交通科技(应用技术版),2007(2):89-92.
- [2] 李宜池,薛明.盐渍土微观图集[M].上海:同济大学出版社,2003.
- [3] 徐攸在.盐渍土地基[M].北京:中国建筑出版社,1993.
- [4] 陈伟,许宏发.盐渍土对钢筋混凝土结构物耐久性设计的影响[J].四川建筑,2004(5):69-73.
- [5] 王立成.氯盐环境条件下混凝土氯离子侵蚀模型及其研究进展[J].水运工程,2004(4):5-9.

# 复合地基技术在高速公路软基处理中的应用

杜钰恒

(集美大学土木工程系, 福建 厦门 361021)

**摘要:** 介绍各类复合地基的应用范围, 以及它在高速公路软基处理中的适用性。阐述复合地基用于高速公路软基处理的适用路段、技术要求和处理方案设计要点。对碎石桩和水泥系粉体喷射搅拌桩的复合地基, 列举了工程实例。

**关键词:** 高速公路; 软基处理; 复合地基

## 0 引言

在复合地基处理实践中, 常按一定的间距和分布在软土层中打设许多桩柱以形成复合土层, 由复合土层组成的地基即为复合地基。复合地基是相对于天然地基而言, 其实质是考虑桩、土共同分担作用, 因而比荷载由桩体承担要经济。组成复合地基的桩柱很多, 如碎石桩、挤密砂桩、深层搅拌桩(有粉体和浆液两类)、石灰桩、高压旋喷桩、土桩和灰土桩等。这些桩按成桩后桩体的强度(或刚度)可分为柔性桩(如碎石桩和砂桩)和半刚性桩(如深层搅拌桩、高压旋喷桩和 CFG 桩)。柔性桩只有受到桩周地基土体的支撑才能成型, 因此要求原地基满足一定的强度条件。施工时, 一般应在加固范围外侧设保护桩。半刚性桩的性质介于刚性桩和柔性桩之间, 水泥(或石灰)掺入量的大小将直接影响桩体的刚度, 施工时一般无需在加固范围外侧设置保护桩。复合地基桩柱种类的选用, 应根据软土的工程性质、建筑物对地基的要求、工程经济等方面加以考虑。我国已建成或在建的高速公路, 大部分集中在东南沿海大江大河三角洲地区。该区域正是我国最大的软土分布带, 地下水位埋深多在 0.5~2.5 m 之间, 软土以淤泥、淤泥质粘土为主。其特点是含水量高、压缩性大、承载力低、厚度大。上述各类桩柱中, 土桩与灰土桩主要用于干旱地区地下水位以上的湿陷性黄土或人工填土, 不宜用于饱水软粘土。石灰桩是一种最古老加固方法, 现已为石灰系深层搅拌桩所取代。挤密砂桩主要用于挤紧松散砂性土, 以提高其强度和防止其液化。高压旋喷桩虽施工方便, 形成的桩柱强度大, 但成本较高, 宜用于对地基承载力要求高的较大型建筑。根据高速公路软基的工程特性, 目前一般选用技术合理、且成本较低的粉体系列深层搅拌桩或碎石桩来处治。例如, 沪宁、广深等高速公路的软基处理均选用了粉体系列深层搅拌桩, 而宁合等高速公路软基处理则选用了碎石桩方案。

## 1 适用路段和技术要求

## 1.1 适用路段

除复合地基方案外,国内外尚有多种软基加固技术,各种方案都有其适用性,应结合具体条件加以选用。对于高含水量的软粘性土公路地基,充分利用路堤填土自重(必要时可超填),采用预压排水加固方案。在容许工期内使大部分软基沉降在修筑路面前完成是经济有效的,体现了以时间换金钱的原则。因此,总是优先考虑预压排水加固方案。但是,某些关键路段地基沉降要求较高,在容许工期内采用预压排水加固方案难以达到工后沉降要求时,则宜考虑可缩短工期的复合地基方案,以使这些路段按时建成,早日发挥公路全线的运行效益。总体上,在高速公路软基处理中,复合地基有其主要适用路段。

(1) 高填方桥头路段对桥头高路堤下的厚层软土地基,若采用排水方案,即使预压期较长,也难以达到工后沉降标准(如10 cm)。它易形成台阶,路面要随着沉降的持续发生而不断整修或干脆修过渡路面,花费很大的修复费用或重复投资。采用复合地基方案并结合桥头搭板过渡,能较好地解决这一问题。处理范围以沿路线方向台背附近20~50 m为宜,具体视桥梁规模、路堤填高和软土厚度确定。

(2) 横穿公路构造物路段主要是箱涵、盖板涵和箱形通道路段,处理范围为构造物基底及沿路线方向基础边缘外侧约5 m。至于管涵软基,因每个基础需打设的桩柱数量很少,相对的机械设备搬迁费等较高。从经济角度考虑,应慎用复合地基方案。设计时为减少沉降,可在管基下面设置一定厚度的砂砾垫层,并宜设计顺应沉降构造(指预留拱度和沉降缝)。例如,沪宁高速公路软基处治的原则是,对总沉降量小于40 cm的圆管涵,地基不作特殊处理;但需设置预留拱度,相应于路基中心线点的预留量大小为计算总沉降量的1/3~1/2。当总沉降量大于40 cm时,原地基先与两侧路堤一起填土预压,预压期完成后再开挖修建管涵。

(3) 高速公路拓宽工程随着我国国民经济的高速发展,使得某些原有的高速公路已无法满足日益增长的交通量需求。因此,这些高速公路正在或即将拓宽改造。由于高速公路拓宽工程对新老路基衔接处不均匀沉降的控制标准非常严格,相应地在高速公路软基处理中引进了一些新型桩体,如PCC桩(即钢筋混凝土薄壁管桩)和CFG桩等。这些桩体形成的复合地基强度高、地基总沉降量小,但造价很高,应慎重选用。

## 1.2 技术要求

(1) 工后沉降:对于软土地基路段新修的高速公路,国内现通用的工后沉降标准为桥头路段不大于10 cm,涵洞与通道基础不大于20 cm。

(2) 地基承载力:复合地基承载力,应满足高速公路各路段原设计的要求。

(3) 地基稳定性复合地基稳定性:应满足设计填土荷载及路面荷载共同作用下的路基稳定性要求。

# 2 处理方案设计要点

## 2.1 桩长与平面布置

桩长设计以经济合理、满足沉降量和承载力的要求为原则, 并结合场地工程地质条件确定。当软土不太厚时(约 10 m)可穿透软基, 考虑到现有桩机的能力等因素, 粉喷桩和碎石桩的设计桩长一般不宜大于 15 m。桩体的平面布置通常有等边三角形和正方形两种。粉喷桩的设计桩径通常为 50 cm, 碎石桩的直径通常为 80 cm, 桩间距可通过计算确定。另外, 针对不同类型的桩体, 在路堤与桩体之间应设置相应的垫层。

## 2.2 不同结构物和路段处理方案

### 2.2.1 桥头软基

桥台台后路段复合地基的设计应注意主次分明、均匀过渡, 沿路线方向设计可分为两个部分。桥台搭板区是对不均匀沉降最敏感的部位, 应采用较小的桩间距和较大的桩长, 这一部分设计长度应包括整个搭板, 并不宜小于 10 m; 紧接后面路段为过渡区, 可采用中等的桩间距。另外, 路肩外侧路基部分, 其桩柱间距宜相应于内侧适当增大, 桩长也可适当减少。

### 2.2.2 涵洞与通道

涵洞与通道对地基的承载力要求, 由其基底平均压应力大小确定。箱形涵洞和箱形通道为整体性好的钢筋混凝土结构, 刚度大、基底压力较小, 因此对软基的适应性较强。根据京津塘高速公路等桥涵设计经验, 此类结构对地基的容许承载力要求一般不超过 120 kPa。因此, 复合地基设计时, 可采用较大桩间距。盖板涵因其涵身和基础均为素混凝土结构, 下部构造尺寸较大, 刚度和整体性也较差。根据广深珠高速公路构造物设计通用图, 其对地基的容许承载力要求为 200~300 kPa。因此, 在复合地基设计时, 应采用较小的桩间距。另外, 采用复合地基支承时, 涵洞或通道与两侧路堤间的差异沉降较大, 会造成路面与涵面的错台及涵面拱起的“驼峰”现象。因此, 设计时宜在涵洞基础加固范围外沿路线方向两侧, 各增设约 2 排桩柱。桩间距宜适当放大, 桩长也可适当减短, 以使沉降均匀过渡。沪宁高速公路的涵洞与通道软基处理即按这些原则进行, 实践证明是可行的。

## 3 计算方法与施工技术

关于桩柱的单桩承载力、复合地基的承载力和沉降计算方法及其施工技术, 可参阅国标《JGJ79-2012 建筑地基处理技术规范》和有关地基处理手册, 这里不再讨论。计算和施工应注意结合高速公路的特点进行, 具体可参考《JTG/TD31-02-2013 公路软土地基路堤设计与施工技术细则》。

## 4 工程实例

### 4.1 碎石桩加固实例

#### 4.1.1 工程概况

312 国道宁合高速公路为国家干线公路网中的主干公路之一, 它穿越江苏省江浦县境的城南河。该区地势低平, 分布有厚层长江河漫滩相的淤泥质粘性土, 桥头路堤填土高达

7 m。另外,因附近工业厂房和民房较多,为减少占地与拆迁,路堤边坡设计采用直立式加筋土挡墙,工区软土的十字板抗剪强度为 25 kPa,设计时决定采用碎石桩加固。从工艺上考虑,碎石桩在原地基强度大于 20 kPa 的软粘土中容易制作和成桩,故其效果较好。

#### 4.1.2 工程地质条件

城南河大桥引道河东加固区长 210 m (与加筋土挡墙等长),宽 28 m,面积 5880 m<sup>2</sup>。加固区地层属于长江下游河漫滩相第四系松软沉积。在压缩层范围内,从上到下各土层分布及其物理力学性质指标,如表 1 所示。表中  $d$  为厚度,为质量分数。

表 1 土层分布及物理力学性质指标

土层名称	$d/m$	$W$	$e$	$I_p$	$E_s/MPa$	$C_u/kPa$
素填土	2.0	0.290	0.833	11	5.8	30
亚粘土	2.0	0.304	0.843	12	4.8	28
淤泥质亚黏土	1.6	0.376	1.100	14	3.7	25
亚砂土	1.6	0.293	0.880	7	12.3	30
淤泥质亚粘土	6.6	0.406	1.196	11	3.3	25
亚砂土	未打穿	0.255	0.786	5	16.0	30

#### 4.1.3 设计与施工

设计时从软弱路基的稳定性和工后沉降角度考虑,要求地基承载力为两侧加筋土,挡墙基础 200 kPa,中间路堤基础 140 kPa,工后沉降小于 10 cm。加固方案设计时,要求碎石桩桩长为 14 m,以打穿第 2 层淤泥质亚粘土,减少总沉降。桩间距为中间路基 1.5 m,呈等边三角形排列,两侧加筋土挡墙基础 1.2 m,呈等边三角形紧密排列,外侧加一排保护桩,振冲扩孔后成桩直径为 80 cm,置换率为中间路基 0.26,两侧挡墙基础 0.40,经现场制桩试验,当桩长 12 m 以下时,由于土质情况复杂和施工机械限制等因素,制桩十分困难。经研究,决定桩长变更为 12 m,其余设计不变。工程共计施工碎石桩 3122 根,总桩长 37448 m,计用石料 21318 m<sup>3</sup>,平均每米桩长用料 0.569 m,成桩直径为 83 cm。

#### 4.1.4 效果与评价

采用载荷试验进行施工质量检验,试验点共 4 个,其中单桩 3 个(1 个布置在加筋土挡墙基础,另 2 个布置在中间路堤基础),桩间土 1 个(布置在中间路堤基础)。根据现场测试记录,绘制出各测点的压力-沉降曲线(即  $P-S$  线),并采用沉降比法确定各测点的容许承载力。然后,按复合地基承载力计算公式换算,即可得出加筋土挡墙基础复合地基的容许承载为 206 kPa,路堤基础复合地基的容许承载为 152 kPa。因此,地基经碎石桩处理后,其承载力满足了设计要求。关于沉降,设计时采用沉降模量法计算总沉降,然后考虑到碎石桩类似砂的排水作用,在桥头填土施工期按砂井排水固结理论计算地基固结度。经计算,其工后沉降能达到小于 10 cm 的要求。

### 4.2 粉体喷射深层搅拌桩加固实例

#### 4.2.1 工程概况

沪宁高速公路江苏东段实体试验路,位于江苏省昆山市郊,为从技术上探寻不同地质条件、不同填土荷载下修建高速公路的沉降与稳定规律,提出高速公路软基处理的经济合

理方案。在填土高为 6 m 的某中桥台背长为 47.5 m 的路段中, 采用了水泥系粉体喷射搅拌桩。

#### 4.2.2 工程地质条件

加固区地层属第四系海陆交互相松软沉积层, 浅部土体可划分为 4 个层位。

- ①褐黄色亚粘土(硬壳层), 可塑状, 厚约 1.5 m, 平均含水量(质量分数, 下同) 0.33。
- ②灰色淤泥质粘性土, 流塑状, 厚约 13 m, 平均含水量 0.42。
- ③暗绿色粉质粘性土, 硬塑状, 压缩性较低, 厚约 6 m, 平均含水量 0.29。
- ④砂性土(亚砂或粉砂), 稍松至中密状, 厚度大于 10 m。

#### 4.2.3 设计与施工

在分析软土工程性质和水泥土室内配合比试验结果的基础上, 继而进行优化设计。桩径 50 cm, 桩长在路肩中间部分为 10 m, 路肩外侧边坡下为 5 m。按等边三角形排列, 桩间距 1.7 m, 水泥喷入量按 45 kg·m 控制。设计要求成桩后, 桩身容许强度为 600 kPa; 单桩容许承载力, 10 m 桩为 120 kN, 5 m 桩为 80 kN。用 DPP-5 型深层喷射搅拌机制桩, 为保证水泥与土混合均匀, 桩身上部 4 m 分 2 次搅拌, 距地表 0.5 m 时停止喷粉。水泥标号为 425 号, 总根数 656 根, 累计桩长 5140 m。桩顶部设置质量分数为 0.06 的石灰土垫层, 垫层厚 50 cm。

#### 4.2.4 效果与评价

为检验加固效果, 进行了单桩载荷试验和桩身取样抗压试验。结果表明, 桩身水泥土强度和单桩容许承载力均能满足设计要求。经控制剖面实测, 填土施工期路基中心点实际沉降量为 28 cm, 工后沉降为 4.5 cm。因此, 满足设计要求, 也说明科研方案是成功的。

## 5 结语

复合地基在高速公路软基处理中的应用, 是一个重要而复杂的应用性研究课题。本文对此仅作了初步探讨。随着我国高速公路扩建项目的不断增多, 复合地基在公路软基处理中的应用比重越来越大。许多关键技术, 如新的工后沉降控制标准问题等, 都有待今后进一步深入研究。

# 垃圾填埋场岩土工程勘察若干问题的研究

刘昕

(中国有色金属长沙勘察设计研究院有限公司, 湖南 长沙 410001)

**摘要:** 垃圾填埋场建设的成败直接关系到垃圾填埋的效果和经济效益, 所以要做好垃圾填埋场岩土工程勘察工作, 为垃圾填埋场的选址和施工提供有力的参考。本文主要分析了垃圾填埋场建设的几点要求, 研究了垃圾填埋场岩土工程勘察的相关问题, 希望能够为垃圾填埋场的建设提供有益参考。

**关键词:** 垃圾填埋场; 岩土工程勘察

## 0 引言

垃圾填埋场的建设选址有着严格的要求, 必须根据具体的城市所在地的地质条件以及城市生活垃圾填埋的要求进行设计和建设, 为了更合理地建设和设计垃圾填埋场, 要做好岩土勘察工作, 为建设和设计提供参考和依据。

## 1 垃圾填埋场建设要求

### 1.1 地下排水管

地下排水管道应先施工, 为确保地基稳定, 必须先挖沟排管, 并夯实沟槽回填土, 再建造垃圾仓。地下排水管有两个作用: 在分仓填埋阶段用于加速排出填埋场区内地表径流水; 在填埋场围合成型后排出由封场顶面汇集而下的大气降水。

### 1.2 垃圾仓构造

垃圾仓的围仓构造由抗侧应力环和防水围衬组成, 抗侧应力环由若干钢筋圆环和置于圆环内侧的竖向架立钢筋焊接构成一节围仓体, 在垃圾填埋上升过程中逐节向上叠加, 并用铅丝连接固定。钢筋和铅丝均应涂沥青防锈。在抗侧应力环上黏贴电阻应变片可实测钢筋环所受拉应力, 积累相当数据后就能够合理确定钢筋直径和分布间距。

防水围衬被置于抗侧应力环与垃圾之间, 当垃圾填埋至设计高度后覆盖厚约 10 cm 粘土和防水塑料布, 这时整个垃圾仓呈全封闭状态, 仓内垃圾不会对环境造成污染同时也免遭雨水入侵。

为使“围合成型阶段”能够迅速完成, 在“分仓随埋阶段”中应对单仓垃圾实行超高填埋, 超高量按以下方法计算: 首先计算出垃圾填埋场的垃圾总填埋量, 而后分摊至各垃圾仓计算出单仓垃圾填埋高度。注意, 此时一定要核对一下地基容许承载力是否仍能满足要求。

### 1.3 杜绝垃圾渗沥液

垃圾中的有机物在腐熟过程中会产生渗沥液,但产量并不多,而填埋垃圾中的大量空隙和无机物一般足以反应这些渗沥液,并尚有富余,可以滞纳少量大气降水。因此可以断言:大量垃圾渗沥液的产生其实是由外来因素诱发而成,如:地表径流和大气降水。故笔者认为:外溢的垃圾渗沥液实际上是由上述外来水经垃圾填埋场“过滤”后产生的渗沥液,若能有效的控制外来水的入侵,垃圾渗沥液的产量就会随之减少,直至杜绝外溢。

要完全杜绝大气降水对垃圾填埋作业面的入侵很难做到的,可是通过大幅度缩小暴露在外面的填埋作业面来减少雨水入侵则是可以办到的。在日填埋总量不变的情况下缩小填埋作业面,实际上就意味着使该区域内的填埋垃圾迅速上升,而急速增厚的填埋垃圾恰恰足以滞纳短期降雨,这就是本工艺必须首先建造各单位垃圾仓的原因。以本设计为例:按日填埋垃圾 $500\text{ m}^3$ (压实体积)计,一个直径 $20\text{ m}$ 、超高填埋至 $23\text{ m}$ 的垃圾仓仅需 $15\text{ d}$ 即可填满。故可以认为:一般中、小雨均可正常进行填埋作业,大雨或大暴雨则可考虑暂停作业,临时遮盖作业面。

另外,应根据季节变化来调整填埋策略:旱季垃圾较为干燥,宜将此垃圾埋在垃圾仓下半部分;而夏季垃圾瓜果类有机物增多,且正处于多雨季节,因此应将雨季垃圾埋在垃圾仓的上半部分,利用下半仓较干燥垃圾来滞纳雨季垃圾可能产生的渗沥液。因此在雨季到来之前,适当预留若干未填满的半仓垃圾,以供填埋雨季垃圾是非常策略的。

## 2 垃圾填埋场岩土工程勘察的内容

选择场址必须掌握详细的地质资料,如场区的水文地质、工程地质及地震烈度等资料,因此要进行工程地质和水文地质勘察工作,并编制建设项目工程地质勘探报告,作为进行可行性研究的重要依据,为下一步工作打下基础。勘察范围包括区域、近场区、场区。勘察内容主要包括:

### 2.1 区域勘察

主要查明场地所处的自然地理条件、区域地质、水文地质的工程地质条件,查明垃圾场对区域水体和地下水影响范围的程度。勘察方法以收集区域地质环境资料为主,并配合野外调查。

### 2.2 近场区勘察

主要查明场区工程的地质构造和不良地质条件以及场区内水文地质条件、地层和岩性的外延情况。勘察方法以物探为主。

### 2.3 场区勘察

详细查明场区的地层、岩性、构造、含水层分布和地下水赋存特征等地质水文条件,以及岩、物理力学性质和边坡稳定性等工程地质条件。勘察方法有填图、钻探、物探、测量、野外和室内试验等。

垃圾填埋场岩土工程勘察阶段可划分为四个阶段:工可、初勘、详勘、施工图勘察,可根据情况适当合并各阶段。



### 3 垃圾填埋场岩土工程勘察具体的技术方法

#### 3.1 地质填图及地形测量

工作内容包含地形地貌、居民点分布、水文、岩性、构造（褶皱、断裂、裂隙）、生态环境。

#### 3.2 工程物探

查明场区及近场区地质、水文及工程地质条件（主要用于初勘阶段）。方法有电测深、地质雷达、地震、测井等。

#### 3.3 工程钻探

目的是了解区内地质、水文和工程地质条件。工作内容是钻探及原位测试，采取各种测试、试验样品（土样、岩样、水样）。

#### 3.4 水文地质试验

目的是查明场区各岩土层的渗透性能。具体方法有渗水、注水、压水、抽水等。

#### 3.5 室内实验测试

测定采取样品的基本物理、力学性质指标及渗透性指标。野外勘察工作结束后，应编制垃圾填埋场岩土工程地质勘察报告，基本内容主要包括：前言、勘探工作综述、区域自然地理、区域地质、区域水文、场区地质、场区水文、区域及场区工程地质、环境岩土工程评价、结论与建议。

## 4 垃圾填埋场岩土工程地质勘察工程实例研究

这里以某市垃圾场为例说明岩土工程地质勘察对垃圾场选址等工作所起到的重要作用。该市地处某半岛最北端，是著名的海滨旅游城市，以外向型经济、高新技术开发为主导的城市。全市面积 1207 km<sup>2</sup>，城区人口 15 万人。该市非常重视垃圾场的建设工作，对场区岩土工程、地质情况作了详尽的勘察，为确定填埋场场址、作好工程可行性研究、设计打下了良好的基础。

该市垃圾卫生填埋场区域总的地貌形态为丘陵区，微地貌形态有河流、冲沟、台地等。本场区在约 100 km<sup>2</sup> 区域内出露的地层，地下水分为第四系松散岩类空隙水和基岩风化裂隙水，水质较好，可以饮用。

填埋场场区内的地貌形态为风化剥蚀丘陵，内有两较大型的冲沟，呈“人”字形。场区地质结构为第四系松散土层与太古界胶东群变质岩。第四系作为场区的覆盖层分布于整个场区，平均厚度 1.44 m，主要岩性为粉土，并且内含较多的岩石颗粒。场区基底均为太古界胶东群齐山组下统的古老变质岩，其岩行为斜长角闪片麻岩、黑云斜长片麻岩、斜长角闪岩。

受地形及地层岩性的控制，本场区内无良好的含水层，地下水主要赋存于中下游（即中北部冲沟内）地段的强风化岩裂隙中，属风化裂隙潜水，而在中南部地段及东西两侧的台地上，则无地下水分布，属贫水区。场区中下游地段的地下水位埋深为 4~14 m，在冲沟

的交汇处水位埋深较浅,为4~6 m。在台地上埋深较大,为8~14 m。地下水总体流向为从南向北,与地势走向基本一致,地下水流速为0.023~0.026 m/d。

本场区上覆土层渗透系数相对较大,其中粘质粉土和粉土层的渗透系数 $K=2.58\times 10^{-4}$  cm/s; 粉细砂及中细砂层 $K=1.13\times 10^{-3}\sim 1.94\times 10^{-3}$  cm/s,平均 $K=1.586\times 10^{-3}$  cm/s; 强(全)风化基岩 $K=1.61\times 10^{-4}\sim 4.82\times 10^{-4}$  cm/s,平均 $K=2.915\times 10^{-4}$  cm/s。强风化与中风化基岩的混合渗透系数为 $1.0\times 10^{-5}\sim 3.2\times 10^{-6}$  cm/s。

根据以上岩土工程地质勘察的结果,对场区岩土工程作出如下评价:

场区内覆土层和风化基岩的渗透系数较大,大于 $10^{-7}$  cm/s,不能采用自然防渗措施,需进行防渗处理,严防垃圾渗沥液渗漏。场区处于一个古老而稳定的地质单元上,区域及区内地质构造不发育,距本场区最近的一条断裂也在2 km以外,并且是非全新活动断裂,对场区无影响,区域构造稳定。清除上覆土层后,地基承载力特征值 $f_{ak}=300\sim 800$  kPa,变形模量 $M_0=24\sim 40$  MPa,满足垃圾堆高对地基承载力及变形的要求。

前场区地下水位埋深为4~14 m,且水位不连续,因此在工程设计中采取措施防止地表水直接流入填埋区,抬高地下水位,增大水力坡度,并保证下游出口正常径流排泄的情况下,不会对防渗层安全造成威胁。

## 5 结语

在对垃圾填埋场进行岩土工程勘察时,要不断的采用先进的勘察技术,改变落后的勘察方法,才能提高勘察效果,保证勘察数据的可靠性,为城市的垃圾填埋场提供支持和帮助。

# 边坡稳定分析方法及研究进展

秦鹏飞<sup>1,2</sup>

(1.郑州大学土木工程学院, 郑州 451000, 2.郑州铁路职业技术学院, 郑州 451000)

**摘要:** 刚体极限平衡法和强度折减法在边坡工程稳定分析中发挥重要作用, 已经取得了许多重要研究成果。文中对以简化 Bishop 法、Morgenstern-Price 法和通用条分法为代表的刚体极限平衡法的理论基础和计算过程进行了阐释, 并举例对强度折减数值计算方法的基本原理、失稳判据和物理力学机制进行了分析, 阐述了两种方法在工程应用中的研究进展。最后指出随着边坡技术的进步, 应积极研究多种分析方法相结合的复合分析法和随机方法与模糊方法相结合的可靠度分析法等新型边坡分析方法。

**关键词:** 边坡稳定分析; Bishop 法; 通用条分法; 强度折减法; 数值计算

## 0 引言

边坡及边坡稳定是土木、水利、矿山、交通等工程建设中需要研究和解决的难点问题, 由于人为因素的干扰和自然因素的侵袭, 近年来我国多部省份和地区发生了多起严重的滑坡事故(请见图1所示)。边坡的稳定性分析和治理研究具有重大的学术意义和工程价值, 一直受到岩土工程工作者的广泛关注和重视<sup>[1-5]</sup>。

作为边坡稳定分析主流和发展较快的分析方法, 刚体极限平衡法和计算机数值计算方法目前已取得了许多重要的研究成果<sup>[6-7]</sup>。本文旨在对边坡稳定性分析方法最新进展及工程应用进行分析述评, 希望能为工程技术人员和科研人员提供有益启示和新见解。



(a) 深圳12·20滑坡



(b) 贵州纳雍山体滑坡



(c) 四川金沙江岸体滑坡

图1 滑坡图例

## 1 刚体极限平衡法

刚体极限平衡法是以刚体极限平衡理论为基础, 假定滑动面发生刚性滑动破坏而进行边坡失稳分析的物理方法。其求解思路是以摩尔-库仑的抗剪强度理论为基础, 将潜在滑动面范围内的坡体按一定比例剖分为若干条块, 然后根据条块间的极限平衡条件建立静力平衡方程, 进而根据方程计算坡体的安全系数并评价坡体的稳定性<sup>[8,9]</sup>。滑动面可以假定为折线形或圆弧形, 根据所假定滑动面形状的不同而采用不同的计算方法。

### 1.1 简化 Bishop 法

简化 Bishop 法假定滑面为圆弧形 (见图 2), 它在 Fellenius 法平面应变问题分析的基础上考虑了条块间的水平作用力, 因而其计算结果具有更高的精度和更广泛的适用性。简化 Bishop 法忽略了条间的竖向剪力作用, 是非严格条分法, 但在均质土坡稳定性的分析中, 简化 Bishop 法对安全系数的计算结果与考虑竖向剪力的严格法基本一致, 因而其在工程分析中具有较大的优势。简化 Bishop 法安全系数计算公式请见式 (1)。

$$F_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum (N_i \tan \phi_i + c_i l_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

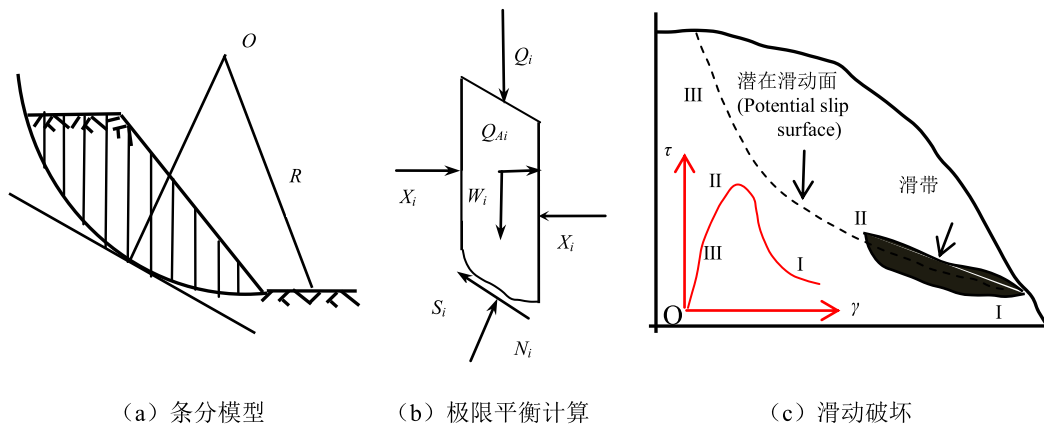


图 2 简化 Bishop 法计算原理及模型

苏振宁 (2014)<sup>[10]</sup>采用积分中值定理推导了任意滑面简化 Bishop 法的安全系数计算式 (式 2), 使简化 Bishop 法适宜于非圆弧滑面的计算, 进一步拓展了它的工程应用范围;

$$F_s = \frac{\int_l \tau_f dl}{\int_l \pi dl} = \frac{\sum (N_i \tan \phi_i + c_i l_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (2)$$

卢玉林 (2018)<sup>[11]</sup>考虑地下水渗流对边坡稳定性的影响, 推导了渗流条件下简化 Bishop 法安全系数的计算公式 (式 3), 进一步丰富了简化 Bishop 法的计算体系和理论内涵。

$$F = \frac{\int_{x_m}^1 [cdx + (dW - dU \cos \theta) \tan \phi]}{\int_{x_m}^1 dW \sin \theta} \quad (3)$$

式中  $m$  为隐式系数,  $m = \cos \theta (1 + \tan \phi \tan \theta / F)$ ,  $W$  为土条自重,  $U$  为水土压力。

### 1.2 Morgenstern-Prince 法

Morgenstern-Price 法是严格条分法, 其每一条块均能严格满足力和力矩的平衡条件, 且  $M-P$  法不要求滑面是圆弧形的, 适宜于更一般情形下边坡的稳定分析计算 (见图 3)。  $M-P$  法建立的平衡方程数目较多, 为便于计算在平衡分析中引入了条间力函数  $f(x)$ , 并假定条块剪切力  $X$  与法向力  $E$  满足关系式  $X=\lambda f(x) \cdot E$ ,  $\lambda$  为比例常数。当  $f(x)$  取常数 1 时, Morgenstern-Price 法与严格分析法 Spencer 法等价。

朱大勇 (2011) [12] 对传统  $M-P$  法安全系数  $F_s$  的计算方法进行了改进, 建立了易于编程的安全系数  $F_s$  和比例常数  $\lambda$  的迭代计算公式 (见式 4、5), 只需经过简单迭代便可得到快速稳定的收敛解;

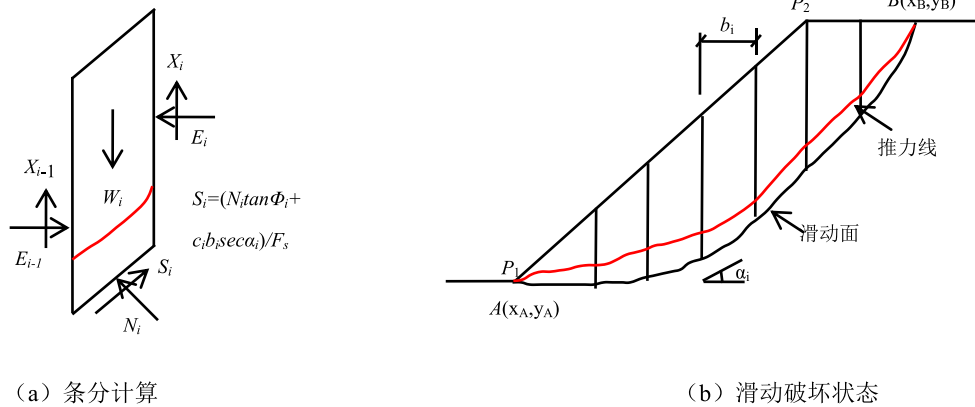


图 3 法计算原理及模型

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j) + T_n} \quad (4)$$

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^n [b_i (E_i + E_{i-1}) \tan \alpha_i + K_c W_i h_i + 2Q_i \sin \omega_i h_i]}{\sum_{i=1}^n [b_i (f_i E_i + f_{i-1} E_{i-1})]} \quad (5)$$

式中  $R$  为抗滑力,  $T$  为下滑力,  $\psi$  为传递系数,  $K_c$  为地震影响系数,  $Q$  为坡面上外荷载,  $\omega$  为其与竖线夹角。邓东平 (2013) [13] 通过改变条分数、边坡高度和边坡角度等参数, 采用  $M-P$  法对圆弧和任意滑面形状边坡的稳定性进行了计算, 结果发现条间力函数  $f(x)$  取 0.1、0.5、1.0 或半正弦函数对计算结果影响不大; 梁冠亭 (2015) [14] 采用改进的  $M-P$  法对抗滑桩支护边坡的稳定性进行了计算, 通过引入自适应遗传算法准确地搜寻到了坡体最危险滑动面的位置, 并分析得到了支护结构的受力规律及其与边坡稳定性的关系。

### 1.3 通用条分法

通用条分法是基于静力平衡方程的一般形式及其边界条件, 严格考虑所有力和力矩的平衡所建立的条分方法。通用条分法所得结果是理论意义上的最严格解, 能广泛应用于任

意形状滑面的边坡稳定分析和安全系数的计算。通用条分法和力矩的平衡方程计算请见式 (6)、式 (7) 所示。

$$\cos(\varphi' - \alpha + \beta) \frac{dG}{dx} - \sin(\varphi' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{dx} G = -p(x) \quad (6)$$

式中:

$$P(x) = \left( \frac{dW}{dx} + q \right) \sin(\varphi' - \alpha) - r_u \frac{dW}{dx} \sec \alpha \sin \varphi' + c' \sec \alpha \cos \varphi' - \eta \frac{dW}{dx} \cos(\varphi' - \alpha)$$

$$G \sin \beta = -y \frac{d}{dx} (G \cos \beta) + \frac{d}{dx} (y_t G \cos \beta) + \eta \frac{dW}{dx} h e \quad (7)$$

式 (6)、(7) 中  $G$  为土条垂直侧边上的总作用力,  $W$  为土条自重,  $\alpha$  为坡面倾角,  $\beta$  为作用力  $G$  与水平线的夹角。陈祖煜等 (2015, 2018) [15-18] 在分析 Fredlund 普遍极限平衡法的基础上推导出边坡稳定静力微分方程的闭合解, 并编制了相应的求解计算程序 STAB, 为通用条分法的发展指明了方向。各种极限平衡分析方法基本原理请见表 1 所示。

表 1 极限平衡法计算原理比较

分析方法	条间力的假定			静力平衡条件				滑面形状
	$H_i$	$V_i$	合力作用方向	$M$	$M_i$	$F_h$	$F_v$	
瑞典圆弧法	×	×	无	√	×	×	×	圆弧
简化 Bishop 法	√	×	水平	√	×	√	×	圆弧
Morgenstern-Price 法	√	√	$V_i/H_i = \lambda f(x)$	√	√	√	√	任意
简化 Janbu 法	√	×	水平	√	×	√	√	任意
Spencer 法	√	√	$V_i/H_i = \tan \theta$	√	√	√	√	任意
通用条分法	√	√	根据计算确定	√	√	√	√	任意

注: 表中  $M$  为整体力矩平衡,  $M_i$  为条块力矩平衡,  $F_h$  为条块水平方向力的平衡,  $F_v$  为条块垂直方向力的平衡,  $\theta$  为滑动面平均坡度。

## 2 强度折减数值计算法

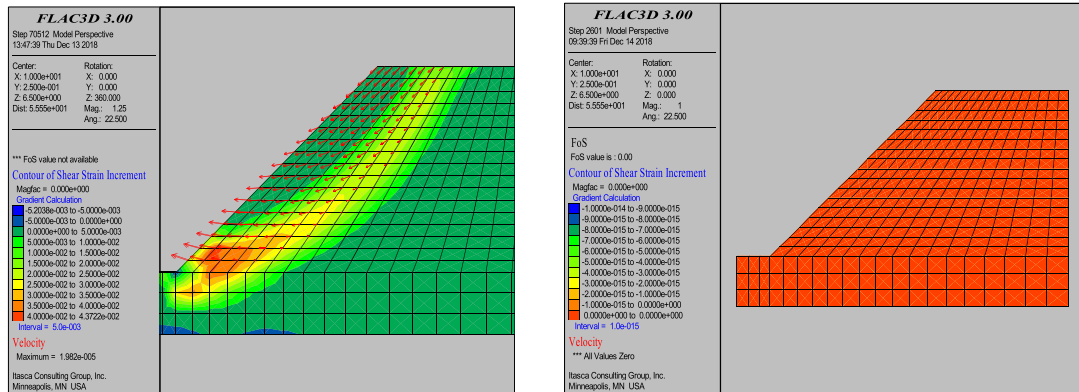
强度折减数值计算方法可以考虑边坡失稳破坏过程中土的应力-应变关系, 近些年来随着高性能计算机技术的发展和岩土强度理论的进步, 基于数值计算的强度折减法获得了学术界的广泛关注, 并取得了具有积极意义和重要价值的研究 [19-22]。

### 2.1 计算原理

强度折减数值计算方法的基本思路和计算原理是, 将岩土材料的抗剪强度参数黏聚力和内摩擦角除以折减系数得以降低, 用折减降低后新得到的参数来进行边坡稳定性的分析计算, 请见式 (8) 所示。

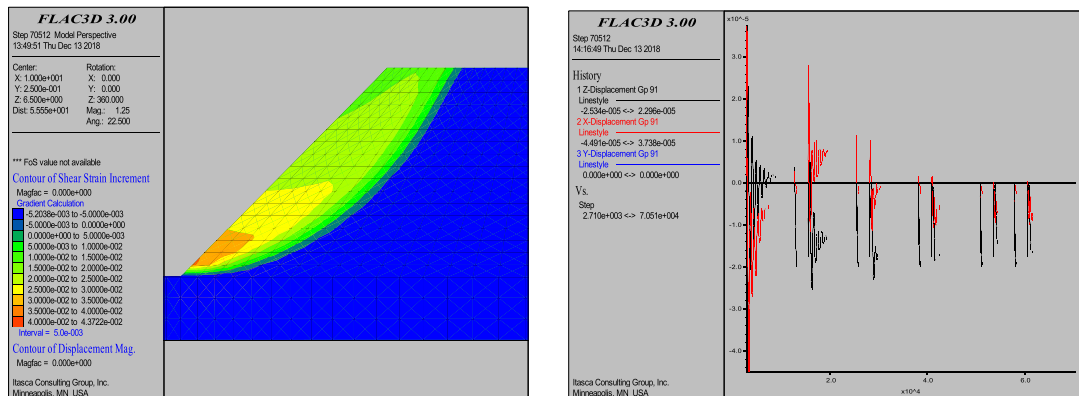
$$\begin{cases} c_F = c/F \\ \tan \varphi_F = \tan \varphi / F \end{cases} \quad (8)$$

式中  $c$  和  $c_F$  分别为折减前后土体的黏聚力,  $\varphi$  和  $\varphi_F$  则分别为折减前后土体的内摩擦角,  $F$  为强度折减系数。不断降低边坡的抗剪强度参数反复进行试算, 直到坡体达到破坏状态为止。强度折减法不需要作繁琐的条分计算, 也不需要假定潜在滑动面的位置和形状, 可严格按照真实地质条件分析滑坡发生和发展的自然状态, 因此具有独特的优势。数值计算过程中根据操作可依次得到坡体的塑性应力场和位移场的分布, 还可以根据塑性变形区的分布确定出初始滑动面和初始破坏状态<sup>[23,24]</sup>。请见图 3 所示。



(a) 坡体计算模型

(b) 剪切应变增量等值线



(c) 塑性位移等值线

(d) 坡脚位移变化

图 3 强度折减法数值分析计算

## 2.2 失稳判据

强度折减法通常以位移突变、塑性区贯通和数值计算不收敛作为边坡失稳的判据。具体来说: (I) 坡顶的竖直位移或坡脚的水平位移突然大幅度增加, 则认为边坡失稳; (II) 坡脚至坡顶的塑性区范围不断扩大直至贯通, 则认为边坡失稳; (III) 程序计算无限制运行, 无收敛迹象则认为边坡失稳<sup>[25,26]</sup>。

对于坡度较小的缓倾边坡, 这三种失稳判据的计算结果具有较好的一致性, 而对于坡度较大的高陡边坡计算结果则存在较大偏差。为解决失稳判据选取上的争议, 陈力华

(2012)<sup>[27]</sup>提出考虑“张拉-剪切破坏的强度折减法”，主张将坡体渐进破坏过程中的抗拉强度同幅度折减（见式8），结果表明考虑张拉强度折减的计算方法在失稳判据上具有较高的一致性和准确性。

$$c' = \frac{c}{F} \quad \tan\phi' = \frac{\tan\phi}{F} \quad T' = \frac{T}{F} \quad (9)$$

周正军（2014）<sup>[28]</sup>指出边坡的失稳破坏模式与所采用的岩土屈服强度准则密切相关，目前广泛应用于边坡稳定分析中的 Drucker-Prager 准则和 Mohr-Coulomb 准则不能准确反映土体的抗拉强度，应予以适当折减和修正；李永亮（2018）<sup>[29]</sup>指出岩土本构模型和计算参数、迭代计算算法及收敛容差等均会影响边坡的稳定性，为准确衡量边坡的失稳破坏状况应联合多种判据进行综合分析，对于均质、非均质、土-岩组合边坡和岩质边坡，建议分别采取I（主）+II（辅）、II（主）+I（辅）、II（主）+I（辅）和III（主）+I（辅）相结合的边坡失稳分析方法；等。

### 2.3 物理力学机制

边坡失稳破坏是多因素综合作用的复杂物理过程，相关学者从边坡破坏的物理力学机制入手对数值计算方法进行了改进。赵炼恒（2014）<sup>[30]</sup>指出黏聚力  $c$  和内摩擦角  $\phi$  两个强度参数在边坡失稳破坏过程中不是同时折损的，采用单一折减系数  $F$  同时对两个强度参数进行等比例折减存在较大的不合理性，为此他基于黏聚力和内摩擦角双强度折减的方法提出边坡综合安全系数隐式函数表达式（见式9），并编制非线性规划程序迭代求解，对进一步阐明边坡失稳破坏机制具有重要价值；

$$F_s = f(F_{S_c}, F_{S_\phi}, c, \phi, \alpha, \beta, \gamma, H) \quad (10)$$

陈国庆（2014）<sup>[31]</sup>指出坡体真实失稳破坏过程中只有滑动带的强度参数受损减小，而强度折减法忽略了滑动区和未滑动区土体强度的差异性致使计算获得的塑性区偏大，为此提出动态、整体相结合的强度折减法，即由动态强度折减法搜寻确定滑动面，由整体强度折减法计算安全系数，进一步发展了强度折减法的计算理论。

## 3 结语及展望

本文阐释了以简化 Bishop 法、Morgenstern-Price 法和通用条分法为代表的刚体极限平衡法和以有限差分强度折减法为代表的数值计算方法等边坡稳定分析方法的基本原理、主要特点和功能优势，期望着能为工程技术人员和科研人员提供有益启示和新见解。

展望未来边坡稳定性分析方法的进展，需在以下几个方面做出努力，以推动边坡稳定性研究继续进步：（1）积极发展复合分析法。科学技术的发展日新月异，边缘学科、交叉学科正在以前所未有的速度蓬勃发展，将两种或多种学科及边坡分析方法联合起来成为边坡稳定分析研究的需要，是未来边坡稳定分析发展的必然趋势。（2）推广随机方法和模糊方法相结合的边坡可靠度稳定分析方法。不确定性地质因素对边坡稳定性存在较大影响，



数学方法和地质因素相结合的综合模糊分析方法是边坡稳定性分析的新兴方法,应该做积极研究和探索。

### 参考文献:

- [1] Liang F, Chen L, Han J. Integral equation method for analysis of piled rafts with dissimilar piles under vertical loading[J]. *Computers and Geotechnics*, 2009, 36(3): 419-426.
- [2] El-Garhy B, Galil A A, Youssef A F, et al. Behavior of raft on settlement reducing piles: Experimental model study[J]. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2013, 5(5): 389-399.
- [3] 周家文, 徐卫亚, 邓俊晔, 等. 降雨入渗条件下边坡稳定性分析[J]. *水利学报*, 2008, 39(9): 1066-1073.
- [4] 王旭, 刘东升, 宋强辉. 基于极限平衡法的边坡稳定性可靠度分析[J]. *地下空间与工程学报*, 2016, 12(3): 839-845.
- [5] Kim K N, Lee S H, Kim K S. Optimal piearrangement for minimizing differential settlements in piled raft foundations[J]. *Computers and Geotechnics*, 2011, 28(4): 235-253.
- [6] 刘金龙, 栾茂田, 赵少飞, 等. 关于强度折减有限元方法中边坡失稳判据的讨论[J]. *岩土力学*, 2005, 26(8): 1345-1348.
- [7] Chaudhary M A. FEM modeling of a large pile draft for settlement control in weak rock[J]. *Engineering Structures*, 2007, 28(11): 2901-2907.
- [8] 邵龙潭, 刘士乙, 李红军. 基于有限元滑面应力法重力式挡土墙结构抗滑稳定分析[J]. *水利学报*, 2011, 42(5): 602-608.
- [9] 蒋中明, 龙芳, 熊小虎, 等. 边坡稳定性分析中的渗透力计算方法考证[J]. *岩土力学*, 2015, 36(9): 2478-2486.
- [10] 苏振宁, 邵龙潭. 边坡稳定分析的任意形状滑动面的简化Bishop法[J]. *水利学报*, 2014, 45(S2): 147-152.
- [11] 卢玉林, 陈晓冉. 地下水渗流作用下土坡稳定性的简化Bishop法解[J]. *应用力学学报*, 2018, 35(3): 524-530.
- [12] 朱大勇, 李焯芬, 黄茂松. 对3种著名边坡稳定性计算方法的改进[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(2): 183-194.
- [13] 邓东平, 李亮. 两种滑动面型式下边坡稳定性计算方法的研究[J]. *岩土力学*, 2013, 34(2): 372-381.
- [14] 梁冠亭, 陈昌富, 朱剑锋. 基于M-P法的抗滑桩支护边坡稳定性分析[J]. *岩土力学*, 2015, 36(2): 451-457.
- [15] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析-原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [16] BRAJA M DAS. Principles of geotechnical engineering[M]. Southwick: Thomson Engineering, 2013.
- [17] Taha A, Fall M. Shear behavior of sensitive marine clay-steel interfaces[J]. *Acta Geotechnica*, 2014, 9(6): 968-980.
- [18] 陈祖煜, 宗露丹, 孙平. 加筋土坡的可能滑移模式和基于库仑理论的稳定分析方法[J]. *土木工程学报*, 2016, 49(6): 113-122.
- [19] Chen X, Jie Y, Liu J. Robust partitioned block preconditioners for large-scale geotechnical applications

- with soil-structure interactions[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2014, 38(1): 72-91.
- [20] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(19): 381-388.
- [21] Tschuchnigg F, Schweiger H F, Sloan S W. Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part I: Numerical studies considering non-associated plasticity[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, 70:169-177.
- [22] 裴利剑, 屈本宁, 钱闪光. 有限元强度折减法边坡失稳判据的统一性[J]. *岩土力学*, 2010, 31(10): 3337-3341.
- [23] 陈曦, 刘春杰. 有限元强度折减法中安全系数的搜索算法[J]. *岩土工程学报*, 2010, 28(9): 1443-1447.
- [24] Chen X, Wu Y, Yu Y, et al. A two grid search scheme for large-scale 3-D finite element analyses of slope stability[J]. *Computers and Geotechnics*, 2014, 62: 203-215.
- [25] 王冬勇, 陈曦, 吕彦楠. 基于二阶锥规划理论的有限元强度折减法及应用[J]. *岩土工程学报*, 2018, 36(11): 1254-1260.
- [26] 肖特, 李典庆, 周创兵. 基于有限元强度折减法的多层边坡非侵入式可靠度分析[J]. *应用基础与工程科学学报*, 2014, 22(4): 718-725.
- [27] 陈力华, 靳晓光. 有限元强度折减法中边坡三种失效判据的适用性研究[J]. *土木工程学报*, 2012, 45(9): 136-146.
- [28] 周正军, 陈建康, 吴震宇, 等. 边坡稳定数值计算中失稳判据和岩土强度屈服准则[J]. *四川大学学报(工程科学版)*, 2014, 46(4): 6-12.
- [29] 李永亮, 周国胜, 李永鹏. 有限元强度折减法边坡失稳判据的适用性研究[J]. *水利与建筑工程学报*, 2018, 16(5): 125-129.
- [30] 赵炼恒, 曹景源, 唐高朋. 基于双强度折减策略的边坡稳定性分析方法探讨[J]. *岩土力学*, 2014, 35(10): 2977-2984.
- [31] 陈国庆, 黄润秋, 石豫川. 基于动态和整体强度折减法的边坡稳定性分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2014, 33(2): 243-256.

# 注浆法在旋挖钻孔灌注桩桩身质量缺陷补强和桩端持力层加固中的应用

邓勇, 韦兴标

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西柳州 545006)

**摘要:** 本文结合工程实例, 介绍采用高压喷射切割冲洗法对旋挖钻孔灌注桩桩底存在充填溶洞、溶沟或溶槽等软弱地基土和桩身混凝土存在缩径、夹泥、混凝土离析、桩底沉渣厚度超标、混凝土与桩底胶结差等质量缺陷进行高压喷射切割冲洗; 待完成高压喷射切割冲洗好后, 灌入水下细石混凝土和采取注浆法对其进行静压注浆加固处理, 改善桩底非设计桩端持力层和桩身混凝土质量缺陷, 提高桩的承载能力, 同时降低工程成本、缩短工期。

**关键词:** 旋挖钻孔灌注桩; 桩身质量缺陷注浆补强; 非设计桩端持力层; 桩端持力层; 高压喷射切割冲洗; 水下细石混凝土; 注浆加固; 补强和加固效果明显; 桩的承载能力提高

## 1 前言

柳州市某高层住宅楼采用 82 根  $\Phi 1000$  mm 和  $\Phi 1200$  mm 旋挖钻孔嵌岩灌注桩为其建筑物工程桩, 基础为桩基础。工程桩完工后, 建设单位委托有资质检测单位采用钻孔抽芯法对桩身混凝土进行检测和桩端持力层确认。检测发现, 有 8 根桩桩身混凝土质量缺陷或桩端持力层未能满足设计要求, 其中 35 号桩桩身混凝土严重离析且桩端持力层不满足设计要求, 建设单位要求在原位采取冲击回转钻机冲击回转钻进方法就地成孔、成桩外, 其余桩采取“钻孔—高压喷射切割冲洗—视情况灌细石混凝土或静压注浆加固补强”方法对其桩身或桩端持力层进行补强加固处理, 受建设单位委托, 我院承担这 7 根质量缺陷桩桩身或桩端的注浆补强处理。

## 2 工程概况

### 2.1 旋挖钻孔灌注桩设计要求

依据设计图纸, 该高层建筑物采用 82 根  $\Phi 1000$  mm 和  $\Phi 1200$  mm 旋挖钻孔灌注桩, 桩端持力层为中风化白云岩⑥层或微风化白云岩⑦层, 设计桩身混凝土强度等级为 C35, 单桩竖向承载力特征值分别为 9500 kN 和 13600 kN。

### 2.2 钻孔灌注桩桩身质量缺陷

依据检测结果, 桩身混凝土存在质量缺陷的桩及其处理方法详见表 1。

表 1 桩身混凝土存在质量缺陷的桩

桩号	桩长/m	桩身质量缺陷	处理方法
4 号	22.80	13.22~13.50 m 孔段混凝土胶结差, 芯样表面蜂窝麻面; 在 14.93~16.10 m、16.90~19.33 m、20.87~21.58 m 和 21.90~22.30 m 孔段钻机钻进速度较快, 钻进过程中返细砂, 混凝土离析, 胶结性差, 芯样表面蜂窝麻面, 呈短柱状; 桩端持力层满足设计要求。	混凝土离析; 钻孔—高压喷射切割冲洗—静压注浆加固补强
35 号	21.20	12.44~13.00 m、13.00~13.33 m、13.33~14.06 m、18.81~18.93 m、19.46~19.60 m 和 20.04~20.43 m 孔段钻机钻进速度快, 钻进过程中返细砂, 桩身破碎, 混凝土严重离析, 胶结性差, 芯样松散, 仅取上少量粗骨料; 桩端持力层不满足设计要求。	混凝土严重离析和桩端基岩非设计持力层; 采用冲击回转钻机在原位冲击就地成孔、成桩
53 号	23.10	全孔段桩身混凝土芯样连续、完整、胶结良好, 芯样侧面光滑、骨料分布均匀, 芯样呈长柱状、断口吻合, 芯样外观完整, 混凝土强度符合设计要求; 但桩底沉渣厚度 0.22 m, 桩底混凝土与基岩胶结差, 不满足设计要求; 桩端持力层为完整白云岩, 满足设计要求。	桩底沉渣超标; 钻孔—高压喷射切割冲洗—静压注浆加固补强
76 号	32.76	在 22.10~22.60 m 孔段钻机钻进速度快, 钻进过程中返黄水和细砂, 未能取上芯样; 其余孔段混凝土芯样连续、完整、胶结良好, 芯样侧面光滑、骨料分布均匀, 芯样呈长柱状、断口吻合, 芯样外观完整, 混凝土强度符合设计要求; 桩端持力层为完整白云岩, 满足设计要求。	桩身夹泥、缩径; 钻孔—高压喷射切割冲洗—静压注浆加固补强。

### 2.3 桩端持力层不满足设计要求

依据检测结果, 桩底持力层不满足要求的桩及其描述详见表 2。

表 2 桩底持力层不满足要求的桩及其描述

桩号	桩长/m	桩底持力层不满足设计要求
15 号	22.54	24.57~25.97 m 孔段钻进快、返黄泥水, 取出粘性土; 26.12~27.66 m 钻进快、返黄水, 岩芯为强风化白云岩。
29 号	30.50	30.60~31.48 m 孔段钻机钻进速度慢, 岩芯多呈块状, 有粘土充填; 31.48~31.60 m 孔段钻进钻进速度慢, 岩芯多呈块状; 31.60~35.64 m 孔段钻机钻进速度快, 岩芯溶蚀, 较破碎, 呈块状。
51 号	32.98	33.13~33.73 m 孔段钻机钻进速度慢, 钻进过程有漏水现象, 岩芯溶蚀, 呈半边块状; 33.73~34.84 m 孔段钻机钻进稳定, 取出少量破碎白云岩; 在 34.84~35.10 m 孔段岩芯溶蚀, 呈半边块状; 35.10~36.70 m 孔段钻机掉钻, 未取出岩样; 36.70~37.05 m 孔段钻机钻进速度快, 取出少量破碎白云岩; 37.05~37.60 m 孔段钻机钻进稳定, 岩芯溶蚀, 呈短柱状。
80 号	19.6	18.78~19.60 m 孔段钻机钻进速度快, 先返黄水、后有漏水现象, 取出少量块状岩石, 岩芯溶蚀严重; 22.22~22.90 m 孔段钻机钻进速度快、返黄水, 取出少量表面被溶蚀的块状岩石。

### 3 桩身混凝土质量缺陷补强和桩端持力层加固机理与施工顺序

#### 3.1 桩身混凝土质量缺陷补强和桩端持力层加固机理

对于桩身混凝土存在蜂窝麻面、缩径、夹泥、混凝土离析或桩底沉渣厚度超标等质量缺陷孔段采取钻孔—高压喷射切割方法对其进行高压喷射切割冲洗：利用钻机不断地回转与提升，同时利用高压泵提供高压水对桩身混凝土缩径、夹泥、混凝土离析或桩底沉渣厚度超标的孔段采取自下而上分段喷射切割，再用气举反循环方法将高压喷射切割下来的泥块、细砂和碎石等杂物清除桩外；待孔内沉渣清除干净后，采用水下灌注工艺灌入同强度细石混凝土补强处理和静压注浆法对其进行静压注浆加固处理，桩身质量缺陷孔段中的空洞为同强度细石混凝土填充，而桩身质量缺陷孔段中的孔隙为水泥浆填充，同时部分水泥浆进入桩端基岩和沿桩周围“上蹿”，对桩周围岩土层进行加固，提高桩周岩土层的摩擦阻力，进一步提高单桩竖向承载力。

而对于桩端持力层承载力不足、非设计桩端持力层的桩，采用钻孔到设计桩端持力层，确保桩端嵌入设计持力层，同样采取高压喷射切割方法对非设计桩端持力层孔段进行高压喷射切割冲洗、气举反循环方法清除松散细砂、块石、夹泥后，浇灌水下同强度细石混凝土进行补强和静压注浆进行加固处理，同样能够改善桩端非持力层的力学性能，提高其桩端阻力和桩周摩阻力，从而提高单桩竖向承载力。

#### 3.2 施工顺序

无论是桩身混凝土质量缺陷，还是桩端基岩非设计持力层的桩，均先钻孔，再经高压喷射切割冲洗，后灌注细石混凝土或静压注浆加固处理；而对于每根桩的高压喷射切割冲洗，应采取自下而上、分段依次进行，后用反循环方法将高压喷射切割冲洗下来、沉于的孔底沉渣清除孔外。

## 4 桩身质量缺陷和桩端非设计持力层钻探成孔技术

#### 4.1 钻孔布置位置与数量

为较彻底地喷射切割冲洗桩身夹泥、缩径、混凝土离析和桩底基岩中溶洞或溶沟、溶槽中的充填物（粘性土或细砂），应在质量缺陷的桩中间位置布置钻孔：桩径  $\Phi 1000$  mm 的桩孔布置 2 个钻孔，桩径  $\Phi 1200$  mm 的桩孔布置 3 个钻孔。

#### 4.2 钻孔直径和深度控制

（1）钻孔直径：为确保后续的气举反循环清除喷射切割冲洗下来而沉于孔底的沉渣和 underwater 细石混凝土灌注，因为气举反循环工作管和灌浆管为直径  $\Phi 110$  mm 和  $\Phi 91$  mm，故钻孔直径不得小于  $\Phi 130$  mm。

（2）钻孔深度：为较彻底地喷射切割冲洗桩身夹泥、缩径、混凝土离析和桩底基岩中溶洞或溶沟、溶槽中的充填物（粘性土或细砂），对于桩身存在质量缺陷的桩，钻孔应钻至桩底以下 0.50 m；对于桩底基岩为非设计持力层的桩，钻孔以相应检测孔的深度为准。

### 4.3 钻孔成孔技术

(1) 钻进工艺: 对于桩身混凝土和桩端岩土层, 均采用金刚石回转清水钻进工艺进行机械成孔, 开孔直径  $\Phi 150$  mm, 终孔直径  $\Phi 130$  mm; 钻孔深度须满足设计要求。

(2) 钻机安装时, 应确保水平、周正、稳固, 并保证在钻进过程中不发生倾斜或移位现象; 同时在钻进过程中经常检查钻机是否水平和稳固, 预防钻孔倾斜或偏出桩外。

(3) 在钻孔过程中, 应做好钻探施工记录, 及时、准确地记录钻孔情况, 如钻孔是否返水、返黄水, 是否掉钻, 采取岩样是否、夹泥和完整, 为后续分段高压喷射切割冲洗提供依据。

## 5 高压喷射切割冲洗施工技术

(1) 高压喷射切割冲洗: 先在某一钻孔内利用钻机将带高压喷嘴(喷嘴直径 8 mm)的钻杆依次放入钻孔内, 直到孔底为止, 连接钻机立轴钻杆、高压胶管和 BW30/20 高压水泵; 利用高压水泵提供的高压水对桩身混凝土离析、夹泥或缩径、桩底沉渣的孔段和桩端基岩中存在充填溶洞、溶沟或溶槽的孔段自下而上、分段依次进行高压喷射切割冲洗, 同时利用钻机提升与回转不断地对其进行高压喷射切割冲洗。当完成某段的高压喷射切割冲洗后, 拆除钻杆, 再对上一段进行高压喷射切割冲洗, 直到完成最上一段的高压喷射切割冲洗。当完成该孔的高压喷射切割冲洗后, 移机对另外一孔进行高压喷射切割冲洗, 直到完成桩内所有钻孔高压喷射切割冲洗为止。

(2) 因孔内钻杆存在空转现象, 为避免钻杆脱落于孔内, 故钻杆接头要求拧紧; 因高压水经高压胶管、立轴钻杆、钻杆, 为避免因漏水影响高压喷射切割冲洗效果, 和因漏水而造成接头被高压水切断, 故各个接头必须密封完好。

(3) 钻机提升与回转速度控制: 为确保高压喷射切割冲洗效果, 应合理控制钻机提升与回转速度。通常情况下, 钻机提升速度控制在 0.3~0.5 m/min, 回转速度控制在 20~30 rpm。

(4) 地面高压喷射切割试验: BW30/20 高压水泵提供的高压水, 经高压胶管、钻杆和孔内或孔底高压喷嘴(喷嘴直径 8 mm), 形成压力为 25~30 MPa、流速在 50~60 m/s 的高压水, 喷射切割硬塑状红粘土, 喷射切割时间 3 min, 喷射切割深度 1.5~2.0 m。

(5) 在高压喷射切割冲洗过程中, 以“钻探施工记录”为依据, 应在桩端基岩溶洞、溶沟或溶槽和桩身混凝土质量缺陷孔段进行高压喷射切割冲洗; 为确保高压喷射切割冲洗效果, 应合理控制下段与上部完整基岩或混凝土段的搭接长度, 现场搭接长度控制在 0.3~0.5 m。

(6) 经高压喷射切割冲洗后, 离析、夹泥的混凝土、桩底沉渣和桩端基岩溶洞、溶沟或溶槽内的充填粘土、泥砂沉于孔底。

## 6 气举反循环清除高压喷射切割沉于桩底沉渣

(1)当某根桩所有钻孔完成高压喷射切割冲洗后,应在其中一个钻孔内下入 $\Phi 110$  mm工作管和 $\Phi 20$  mm风管,考虑沉没比;利用空压机提供动力将孔内水产生大量气泡,使其密度低于水的密度;利用钻机在钻孔内反复提升或下降,同时利用其它钻孔进行注水,将高压喷射切割下来的细砂、碎石、泥砂抽排出该钻孔外。当该钻孔完成后,移机对该桩其它钻孔进行气举反循环清除高压喷射切割沉于桩底沉渣,直到所有钻孔完成清渣为止。

(2)因检测时检测孔返水,局部漏水,该区域地下水较深,或钻孔缺水,气举反循环清渣时,必须采取从其它钻孔补给,否则无法实现气举反循环,清渣无法进行。

## 7 灌入细石混凝土和静压注浆补强施工技术

当所有钻孔完成气举反循环清渣后,应及时进行桩孔的细石混凝土灌注和桩身静压注浆补强施工,即利用某一个钻孔进行水下细石混凝土灌注,而对其它二个钻孔进行静压注浆补强施工。

### 7.1 细石混凝土灌注补强

以气举反循环清渣量多的钻孔为水下细石混凝土灌注钻孔,下入 $\Phi 110$  mm灌浆导管,采用商品混凝土公司提供的商品混凝土、采取“水下混凝土灌注工艺”进行桩身混凝土回灌,直到混凝土从钻孔冒出粗骨料为止,其它钻孔通常情况也会有细石混凝土冒出。桩身细石混凝土浇灌要求连续;因钻孔直径小,完成高压喷射切割冲洗的桩身空洞体积也不大,为确保桩身混凝土回灌质量,应经常蹿动灌浆管,保证混凝土的均匀性和密实性。

### 7.2 静压注浆补强技术

(1)注浆管安放:因桩内所有钻孔基本连通,为确保桩身静压注浆顺利,在某钻孔安放灌浆导管时,在另外钻孔安放 $\Phi 20$  mm注浆管。注浆管要求:在桩端或桩身质量缺陷孔段,注浆管相应孔段钻两排 $\Phi 8$  mm小孔,相邻两个小孔间距10~20 cm,呈品字形布置;为确保静压注浆补强加固效果,注浆管底部用堵头封堵,注浆管上小孔用密封胶进行密封并确保密封性完好,避免混凝土进入注浆管内。

(2)注浆时间控制:在钻孔混凝土灌注后2天内,应对桩上其它钻孔内安放的注浆管进行注浆加固处理。

(3)高压清水疏通注浆通道与注浆加固处理:因注浆管小孔预先用密封胶进行密封且浇灌桩身混凝土后,注浆管小孔周围被混凝土包裹住,利用高压水泵泵送高压清水进行疏通注浆通道。待注浆通道疏通后,将搅拌好的水灰比1:1~0.6:1水泥浆用高压泵抽送,经泵、高压胶管、注浆管进入受注浆(桩端非设计持力层和桩身质量缺陷)孔段,通过渗透、扩散、挤密等作用填充到受注浆孔段中混凝土空洞或孔隙中去,形成强度更高的混凝土,同时部分水泥浆液进入桩端岩层和沿桩周围“上蹿”,对桩端岩层和桩周围岩土层进行加固处理,改善桩端岩层和桩周围岩土层力学性能,提高桩底基岩的端阻力和桩周摩阻力,

进一步提高单桩竖向承载力。

(4) 压力控制: 因注浆管被混凝土所包裹, 在用清水疏通注浆通道时, 压力较高, 通常情况下压力达到 25 MPa 以上; 而注浆压力开始较低, 随注浆量增加, 注浆压力逐步提高, 终灌时注浆压力控制在 5 MPa 左右为宜。

(5) 注浆量的确定: 预计灌浆量  $Q$  可以按下式进行确定:  $Q=KVna\beta$

式中:  $V$  为受灌地层的加固体积;  $K$  为浆液的损耗系数;  $K$  取 1.10~1.20;

$n$  为受灌地层的孔隙率;  $\alpha$  为浆液结石率,  $\alpha$  一般取 0.90~0.95;  $\beta$  为有效充填系数,  $\beta$  取 0.85~0.95。

(6) 终灌标准: 在注浆过程中, 当某一钻孔的注浆量满足预计注浆量的 1.3 倍, 或吸浆量小于 1 L/min 并持续 30 min 或者地面冒浆时, 可结束该灌浆段注浆。

(7) 注浆量的控制: 某钻孔注浆量应根据预计灌浆量进行初步确定, 实际注浆量应以“终灌标准”进行控制, 避免因注浆量过大, 造成桩身抬动力而影响桩的使用。

(8) 桩身测量监控: 桩身质量缺陷和桩端非持力层注浆加固处理属于既有构筑物的注浆, 为避免因注浆引起桩身抬动而影响桩的使用, 注浆施工前, 应建立合理测量监控网; 在注浆过程中, 实时对桩顶进行测量监控, 如发现桩顶稍有抬动, 应及时停止注浆。

(9) 因终灌后, 高压胶管和注浆管内充满高压水泥浆, 为避免高压胶管被水泥浆堵死, 应在桩顶以上部位设置三通装置和相应闸阀, 方便作业人员进行拆卸和确保作业人员不为高压水泥浆所伤害。

## 8 灌细石混凝土与静压注浆补强加固处理与原位重新成孔、成桩的对比

本工程存在桩身混凝土质量缺陷、桩端非持力层的桩(前者)和桩身混凝土严重离析且桩端基岩非设计持力层的桩(后者)两类, 前者采取“钻孔-高压喷射切割冲洗-清除沉渣-灌注细石混凝土和注浆加固处理”后, 能够满足设计要求; 而后者采取“原位重新成孔、成桩”方式进行处理, 也能够满足设计要求, 但前者工期短、成本低, 后者工期长、成本高。以 1 根桩长 20 m 桩为例, 前者钻孔-钻桩身混凝土约 8 h, 高压喷射切割冲洗与清除孔底沉渣约 16 h, 安放灌浆导管、注浆管和灌注细石混凝土约 3 h, 桩身注浆加固处理约 8 h, 累计 35 h, 费用约 5 万元; 而后者采取冲击回转钻进工艺在原位冲击破碎桩身混凝土成孔: 通常情况下每冲击成孔 3~5 m 需要磁铁吸取破碎后的钢筋一次, 正常施工成孔时间约 32 h, 终孔清除孔底沉渣约 3 h, 焊接与安放钢筋笼约 5 h, 下灌浆导管和泵送商品混凝土灌注桩身混凝土约 5 h, 累计 45 h, 其费用多在 20 万元以上。

## 9 结语

尽管采取“钻孔-高压喷射切割冲洗-清除沉渣-灌注细石混凝土和注浆加固处理”方法



能够处理好桩身混凝土蜂窝麻面、缩径、夹泥、桩底沉渣超标等质量缺陷问题和桩底基岩存在充填溶洞、溶沟或溶槽的非桩端持力层的问题，但也增加工程施工成本和工期，建议在旋挖钻孔灌注桩施工中换算好高程，或做好勘察单位现场对采取岩样的确认工作，确保桩端基岩为设计持力层；在桩身混凝土灌注前，应做好桩底沉渣清理工作，确保桩底沉渣厚度满足设计及规范要求；在桩身混凝土灌注过程中，应优先选用商品混凝土，缩短桩身混凝土灌注时间，提高桩身混凝土灌注质量。总之，采取行之有效措施预防旋挖钻孔灌注桩质量，减少工程成本，缩短工期，提高经济效益。

#### 参考文献：

- [1] 王赫. 建筑工程事故处理手册. 北京: 中国建筑工业出版社. 1995年6月, 第二版.
- [2] 张永钧, 叶书麟主编. 既有建筑地基基础加固工程实例应用手册. 北京: 中国建筑工业出版社. 2002年1月, 第一版.

# 浅论水泥粉喷桩软基处理的质量控制

徐飞

(广西桂通公路工程监理咨询有限公司, 广西 南宁 530021)

**摘要:** 本文主要介绍水泥粉喷桩软基处理施工准备阶段、施工阶段和施工后检测阶段的质量控制。

**关键词:** 水泥粉喷桩; 软基处理; 质量控制

## 0 引言

水泥粉喷桩是“水泥粉体喷射搅拌桩”的简称,它是利用水泥作为固化剂,在钻孔过程中使用特制的深层搅拌机械将固化剂喷入软土地基的深层,经搅拌,使原位土与固化剂均匀混合并发生一系列物理、化学反应,形成桩体的方法,用于提高地基土的承载力和稳定性。目前,粉喷桩在软基处理领域应用得较为广泛,但由于其是地下隐蔽工程,影响质量的因素较多,因此文章将论述水泥粉喷桩软基处理的质量控制。

## 1 施工准备阶段的质量控制

### 1.1 施工机械的控制

粉喷桩机严禁使用非定型产品或自行改装设备,每台桩机配置应有显示钻杆钻进时电流变化的电流表、显示管道压力的压力表和计量水泥喷入量的电子秤(或电脑计量装置);所有的电流表、压力表和电子秤(或电脑计量装置)等量器、衡器具必须经过计量部门标定,合格后方可用于工程施工;每台桩机钻架相互垂直两面上分别设置两个0.5 kg重的吊线锤,并画上垂直线;在每台桩机的钻架画上钻进刻度线,标写醒目的深度;钻头直径的磨损量不得大于1 cm。

### 1.2 原材料的质量控制

粉喷桩水泥一般选用325或425的普通硅酸盐水泥或矿渣水泥,且应具备厂家保质单位、出厂实验报告等,并必须经过试验室抽检,满足规范的要求;尽量不采用那些产量小、质量不稳定的小水泥厂生产的水泥。另外,水泥的堆放应该符合标准、防潮的要求,严禁使用过期、受潮、结块、变质的水泥。

### 1.3 施工前进行室内配比试验

在施工前,取含水量较大的地点取样进行室内配比试验,测定软土的天然含水量、孔隙比、液塑限、有机质含量、pH值和不同掺入量水泥土各龄期的无侧限抗压强度,以检验粉喷桩加固该种软土的适用性和设计掺灰量下的桩身强度能否达到设计要求。

### 1.4 施工前必须进行工艺试桩

不同地段具有不同的地质条件，为了粉喷桩加固地基收到预期的效果，在粉喷桩施工前必须进行工艺试桩，试桩数量不少于5根，且应提出满足设计水泥喷入量的各种操作参数，如钻机提升速度、搅拌叶片旋转速度、管道压力、灰罐压力等；应检验水泥的搅拌均匀程度及成桩直径；应确定该地质符合质量要求的合理掺灰量；应了解钻进及提升的阻力情况；应确定进入持力层的判别方法。

## 2 施工阶段的质量控制

### 2.1 钻机就位控制

钻机就位，应严格按照设计桩位及规范要求，用铅锤吊线法调整钻杆和桅杆，使其保持垂直，桩位平面误差不得超过5cm，钻杆倾斜度要小于1.5%，以确保在钻进中不发生倾斜。

### 2.2 钻孔下钻深度、喷粉高程及停灰面的控制

下钻深度误差不得大于5cm，水泥损耗量平均不得大于1kg/m；粉喷桩宜尽量打至持力层上（一般控制为 $q_c=800$  kPa），并且进入持力层50cm左右；持力层深度除根据地质资料外，还应根据钻进时下钻速度和电流表的读数值来确定，这两个参数是在工艺试桩时由监理确定，当下钻速度是0.5 m/min，电流值是额定电流值的125%以上，说明已进入持力层。

### 2.3 粉体计量控制

一是要保证喷粉的均匀性，掌握钻头的提升速度，搅拌机每次下沉或提升的时间必须有专人记录，时间误差不得大于5s，提升前要有等待送粉到达桩底的时间，防止出现提升而未喷粉的情况，具体时间由工艺试桩得出；二是从开始喷灰到钻头处出灰有一定时间，钻机钻至桩底后，必须预喷停留一段时间，方可提钻，停留时间由管道长度等确定。

### 2.4 复搅控制

水泥与土搅拌均匀程度是关系到粉喷桩桩体强度的关键因素。大量的施工实践已充分证明，粉喷桩复搅与不复搅的质量相差很大。钻头喷出的粉体往往呈脉冲状，若不充分搅拌，粉体在桩中呈现层状，形成一种“夹生”，这样的桩即使水泥掺入量再多也没有强度。复搅的作用在于通过充分的搅拌，使粉体与土及水得到比较完全的接触与作用，促使桩体的形成。为了确保搅拌的均匀性，施工时要严格掌握好钻机提升速度、搅拌叶旋转速度等，并应尽量采用全桩复搅以保证质量。当桩长较长、土体天然含水量较高、粘性重时，应采用“二喷二搅”的施工工艺，即钻进→钻至桩底后慢档提升、喷灰、搅拌至停灰面→钻进、复搅复喷至桩底→提升、搅拌至停灰面→移位。防止出现“沉桩”现象。

### 2.5 日水泥用量与日进度指标的控制

在施工过程中，现场监理应及时收取记录器打印记录，并校核时间、桩号的连续性等，防止出现弄虚作假现象；应在每日施工结束后对施工现场水泥用量和记录器打印记录中的水泥用量、灰罐内的水泥加入量、剩余水泥量等加以统计、对比，并记录在当天的监理日

志中,当两者误差大于 5%时,须查明原因后方可在打印记录上签字认可或采取补桩等处理措施;应核对前后左右的桩的深度和成桩时间,如果深度相差较大或相同深度的桩成桩时间相差很大,则认为存在搅拌不匀或弄虚作假,并应在 12 h 内采取补桩处理;应根据钻杆的提升速度、每台桩机的日工作数等,确定每日完成延米数和每根桩的施工时间,如某台桩机完成的延米数超过规定值较多,或某根桩记录器打印记录显示时间少于规定值较多,则认为存在搅拌不匀或弄虚作假,并应采取补桩处理。

### 3 施工后检测阶段的质量控制

#### 3.1 检测阶段的内容

检测粉喷桩桩体本身的质量,如桩身的完整性、桩身外形尺寸(桩身截面,有效桩长等)、桩身的连续性、均匀性、强度、密实度、单桩承载力等,其中最主要的控制参数为单桩承载力。

#### 3.2 检测阶段的方法

##### 3.2.1 目测法

成桩 7 d 后,开挖 0.5~1.0 m 深基坑,测量桩位、桩间距,检查桩数,再目测检查桩身成形情况;桩顶平齐情况;桩体是否圆匀,有无缩颈和凹陷现象,桩身有无水泥结块或夹泥层,颜色深浅是否一致等情况,并用手感知桩身松散或硬结程度,来判断桩身水泥土的搅拌均匀程度,对于墙式搭接桩还可通过目测检查桩头部分桩间的搭接情况。

##### 3.2.2 轻型动力触探法

在成桩 7 d 以内可采用轻型动力触探检测粉喷桩的强度。轻型动探仪的指标为锤重 10 t、贯入杆直径 2.5 cm、落距 50 cm,检测时可用风钻配合,用风钻在 1/4 直径处先打一个孔,然后用轻型动探法检测。

利用轻便触探仪检测粉喷桩,可检查喷桩搅拌均匀程度和桩身强度,来确定粉喷桩处理地基的效果。但要注意的是,该法探测深度不能超过 4 m;触探点不能在桩中心位置,以避开桩中心水泥含量少、强度低的喷灰搅拌盲区,一般定在距桩中心 2/5 桩径处;触探时触探仪的穿心杆一定要保持垂直。

##### 3.2.3 静力触探法

静力触探法是在成桩近期内,通过在桩身及桩周土的不同深度进行静力触探试验,画出桩身及原始地基的触探  $P-S$  曲线。对比两者的  $P-S$  曲线形态即可直观地反映出水泥土搅拌桩桩身的均匀性,并根据桩身的  $P-S$  值提高程度来分析桩身强度。这种方法宜在成桩后近期内进行,否则随着龄期的增长、桩身强度的提高使实施难度加大。该方法有直观、快速的特点,但无论理论上还是实践上还需要作深入探讨,对测试设备也须作进一步改进和完善。因此,有关水泥搅拌桩的各种国家规范中,都没有将该法列为水泥搅拌桩的质量检测方法。

##### 3.2.4 钻孔取芯法

钻孔取芯法是在成桩一定龄期后,通过钻孔取芯来检查桩长、桩各部位的水泥含量、

桩身水泥土的喷粉、搅拌均匀程度及桩身抗压强度的变化情况,可直观地掌握整个桩体的完整性、搅拌的均匀程度、桩体垂直度、桩长、是否达到持力层、含灰量的多少等。当桩体 28 d 时,可钻孔取芯,即在桩径 1/2 处,采用直径 89~108 mm 的金刚石合金钻头及冲水循环回转法,沿着桩 1/4 轴线垂直钻进,每一回次控制在 1~1.5 m。

### 3.2.5 静载试验法

静载试验法是在桩体达到一定龄期后,对单桩或复合地基通过具有一定刚度的压板加载来测试地基承载力的方法,其是目前最权威的检测方法。试验采用压重平台反力装置,慢速维持荷载法。当加载值未超过设计值时,变形小于 0.1 mm/h 时认为沉降稳定,当加载值超过设计值时,变形小于 0.2 mm/h 认为沉降稳定。单桩承载力和单桩复合地基承载力的最终加载均应达到 2 倍的设计值。当沉降急剧增大,土被挤出或压板周围出现明显裂缝,或累计沉降量大于压板宽度或直径的 1/100 时,可以终止试验。

### 参考文献

- [1] 张良奇. 水泥粉喷桩检测方法的选择[J]. 河南科技, 2004, 7: 42-43.
- [2] 《软土地基深层搅拌加固法技术规程》(YBJ225-91)[S]. 北京: 冶金工业部建筑研究总院, 1991.

译文

# 考虑隧道洞周水泥改良土空间变异的 稳定性研究

翻译：胡浩，校核：周建

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心，浙江 杭州 310058)

Stability of tunnels in cement-admixed soft soils with spatial variability

选自 (J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2018,144(12):06018012)

**摘要：**目前已有水泥土空间变异性和强度各向异性的研究，但还没有广为接受的隧道洞周水泥加固土设计方法。本文针对洞周水泥土的空间变异性，进行了隧道洞周水泥土二维平面应变稳定性研究。通过随机有限元分析，变化水泥土平均强度的波动范围、变异系数和刚度，研究空间变异性的影响。对比随机分析的隧道临界支护力与确定性分析结果，得到水泥土不同空间变异性所对应的设计强度和强度折减系数。通过使用适当的设计强度和强度折减系数，可以得到均质水泥土有限元计算需要的等效强度和刚度。还研究了最差情况下的水泥土强度波动范围，发现大约是水泥土加固厚度的三分之二。

**关键词：**隧道；水泥加固土；空间变异性；随机有限元分析；强度设计值

## 0 引言

水泥土常用于加固隧道洞周软粘土，使其强度更高，防止土体坍塌（例如，Pellegrino & Bruce, 1996; O'Rourke & McGinn, 2006; Kimpritis 等, 2014）。这种强度较高的上覆土（本文中称为“洞周水泥土”），实际上是水泥土，在这种土体条件下可以进行隧道挖掘。

迄今为止，关于洞周水泥土隧道的稳定性和破坏机制的文献仍然相对较少。Tyagi 等（2017）使用离心机和数值模型，提出了单体隧道洞周水泥土的三种破坏模式，即薄弱水泥土的剪切破坏、中等强度水泥土的多重裂缝与破裂，以及较厚高强度水泥土的张力破坏。基于观察到的破坏模式，数值模拟中隧道临界支护力定义为隧道拱线处的支护压力，此处应力状态有以下几种：

（1）洞周水泥土在整个加固厚度范围内屈服，称为剪切。

（2）剪切破坏之前，洞周环向水泥土小主应力大于其抗拉强度，称为张拉。一般水泥土抗拉强度与无侧限抗压强度（ $q_u$ ）比在 0.13（-）左右（Xiao, 2009; Pan 等, 2016）。

（3）同时发生剪切与张拉时，称为破裂。

Tyagi 等 (2017) 研究中将离心试验的洞周水泥土视为均质体, 数值研究中也假设为均质土; 然而水泥土的强度具有明显的空间变异性 (例如 Honjo, 1982; Navin, 2005; Larsson 等, 2005; Larsson & Nilsson, 2009; Chen 等, 2011)。Chen 等 (2011) 研究了 Marina Bay 金融中心项目中深层搅拌桩无侧限抗压强度的变异系数 (标准差与平均值之比) 为 0.29~0.46。对洞口未加固的情况, 也有学者研究了土体空间变异性对隧道围岩稳定性的影响 (例如, Mollon 等, 2011; Chong 等, 2013; Ali 等, 2017)。但是几乎没有人针对洞周水泥土进行此项研究。

Namikawa & Koseki (2013) 用随机有限元研究了空间变异性对轴向荷载作用下水泥搅拌桩无侧限抗压强度的影响。Liu 等 (2015) 提出了一种确定水泥土板等效强度和刚度的方法, 将水泥土板等效为均质体。但对隧道洞周水泥土, 尚没有人进行这样的分析。无论是 Liu 等 (2015) 还是 Pan 等 (2018) 研究的水泥土板和水泥搅拌桩, 都是施加的均布外荷载, 在均质土体中产生均匀的压应力, 不需要考虑应力分布不均匀和拉伸破坏。然而在隧道问题中即使均质材料, 应力分布也不均匀, 因此总存在拉伸开裂的可能性 (Tyagi 等, 2017)。目前为止, 对不均匀荷载、土体空间变异性 and 导致拉伸破坏的拉应力, 三者之间的相互作用关系尚未进行广泛研究。

本文研究了单体圆形隧道洞周水泥土强度和刚度的随机非均质性对隧道整体强度和刚度的影响。土体材料的空间变异性由二阶随机场表征 (Griffiths & Fenton, 2009), 用土工有限元软件 GeoFEA 9.0 版进行二维有限元分析。隧道洞周水泥土的几何形状理想化为圆形, 如图 1 所示。随机分析前, Tyagi 等 (2017) 进行了确定性分析, 假定洞周水泥土具有均匀的强度和刚度, 以建立适用于各种隧道破坏模式的自洽破坏标准。接着考虑洞周水泥土强度随空间变化进行随机有限元分析, 考虑的特征参数包括平均强度、变异系数 (COV) 和波动范围 (SOF)。然后将来自随机分析的隧道临界支护力与确定性分析结果进行比较, 得出合适的设计强度和不同土体空间变异下的强度折减系数。变化洞周水泥土平均强度, 评估强度折减系数对强度的敏感性。同时也研究了最不利情况下洞周水泥土的强度波动范围。

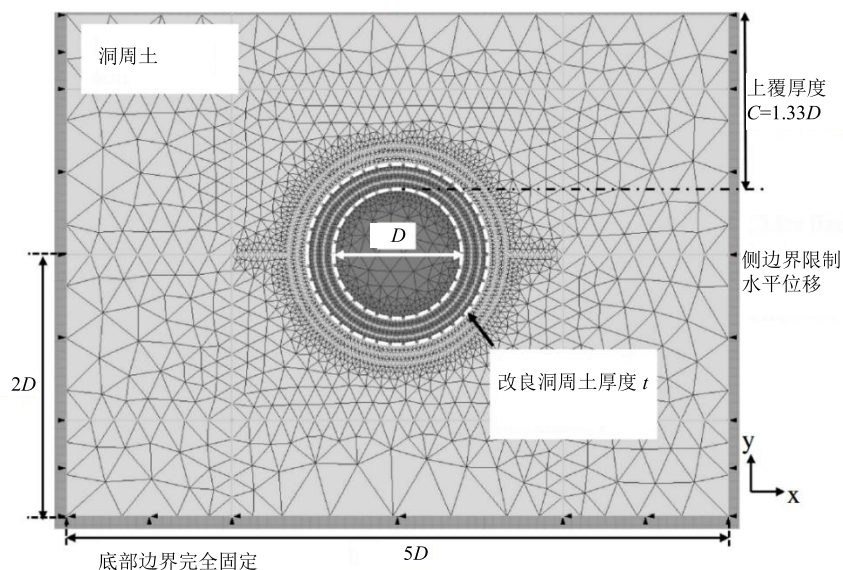


图 1 平面应变有限元模型 (白色虚线代表隧道边缘)

## 1 数值模型

### 1.1 几何特性、材料参数和程序

图 1 为二维随机有限元分析的典型平面应变模型, 该几何形状类似于 Tyagi 等 (2017) 离心模型试验所采用的几何形状。作者进行的初步研究表明, 这样的边界范围足以确保对洞周水泥土应力没有显著影响。周围土体被离散化为六节点线性应变三角形单元, 每个单元有七个积分点。本文用有效应力参数, 进行了完全固结耦合分析。

软黏土层采用修正剑桥模型 (Modified Cam Clay), 洞周水泥土采用莫尔-库伦模型 (Mohr-Coulomb model)。虽然已有学者提出了水泥土的本构模型 (例如, Kasama 等, 2000; Arroyo 等, 2012; Nguyen 等, 2014), 目前地下工程建设中使用的水泥改良土的水泥含量普遍高于 20%, 适合这类水泥改良土的本构模型仍较少。最近, 肖等 (2016) 提出了一种考虑粘聚力的剑桥模型, 但该模型的有限元还没有开始应用, 此外还没有复杂本构模型的随机有限元程序。而 Tyagi 等 (2017) 的研究表明, 莫尔-库伦模型 (Mohr-Coulomb model) 可以较好地模拟离心试验中观察到的破坏模式和隧道临界支护压力。Xiao 等 (2014) 的数据显示, 如果平均有效应力水平低于约 35% 的无侧限抗压强度, 水泥土三轴试样不会表现出明显的体积压缩。水泥含量为 20%、养护期为 8 天的试样, 其无侧限抗压强度约为 620 kPa, 这相当于平均有效应力约为 215 kPa。对于穿过高地下水位的海底软黏土层隧道, 意味着隧道埋深约 35 m, 此时大部分隧道不会穿过软黏土层。莫尔-库伦模型 (Mohr-Coulomb model) 无法描述土体屈服后的硬化和软化, 但土体的硬化和软化在应变较大情况下才会比较明显, 在土体破坏初期不是一个重要问题, 可以用莫尔-库伦模型计算确定隧道临界支护力。



首先进行确定性分析以建立可用于定义隧道坍塌的一致且可重复使用的破坏标准。Tyagi 等 (2017) 讨论了确定性分析的土性参数并校准了数值模型所使用的离心试验数据, 本文不再重复。对于随机有限元分析由用户定义的程序 (UMOD) 定义材料属性, 该子程序允许仅用一种材料定义随机属性。将水泥改良土的无侧限抗压强度用对数正态随机场模拟, 并用修正线性估计方法生成 (Liu 等, 2014)。相应的自相关函数为波动范围参数控制的平方指数函数, 如表 1 所示。莫尔-库伦模型 (Mohr-Coulomb model) 的有效粘聚力  $c'$  和有效内摩擦角  $\phi'$  与无侧限抗压强度  $q_u$  有关, 使用 Tyagi 等 (2017) 的计算方法, 可以得到:

$$c' = \left( \frac{q_u}{2} - \frac{q_u}{2} \right) \tan \phi' \quad (1)$$

其中水泥改良土的内摩擦角  $\phi'$  为  $41^\circ$  (Tyagi 等, 2017)。

表 1 二维随机分析中水泥改良土的参数

参数	数值
平均无侧限抗压强度, $q_{um}/\text{kPa}$	2800, 1700
变异系数, COV	0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.55, 0.6
X 方向的波动范围, m, $\text{SOF}_x$	0.5, 1, 2, 3, 4, 5
Y 方向的波动范围, m, $\text{SOF}_y$	0.5, 1, 2, 3, 4, 5

注: 其它材料参数与 Tyagi 等 (2017) 相同, 黑体为参考数值。

隧道断面直径  $D$  为 15 m, 水泥土厚度-直径比 ( $t/d$ ) 为 0.2, 上覆层厚度-直径比 ( $C/D$ ) 为 1.33。挖掘时间设定为 0.35 天, 该挖掘时间对应的等效无量纲时间小于 0.2 (无量纲时间的定义, 参考 Tyagi & Lee, 2017), 这代表几乎不排水的情况。采用台阶法施工, 通过移除隧道断面各台阶上的土单元来模拟挖掘, 在挖掘阶段的每个步骤释放土体对洞周的支护力, 因此通过隧道洞周土的支护力从原位值缓慢下降到零模拟隧道挖掘的整个过程。

随机分析中, 水泥土平均无侧限抗压强度为 2800 kPa。根据 Chen 等 (2011) 的研究, 水泥掺量约为 30%~40%、养护周期为 20~180 天的新加坡海相软黏土的无侧限抗压强度为 1970~4520 kPa, 本研究选择的 2800 kPa 也在该范围内。选用平均强度为 2800 kPa 的另一个原因是, 在这种无侧限抗压强度下, 确定性分析中土体没有发生破坏 (图 2a 和图 2b)。这表明, 如果水泥土是均匀的, 则这种强度足以确保隧道的稳定性。有效杨氏模量取为无侧限抗压强度的 160 倍 (Tyagi 等, 2017), 也是空间随机变量。

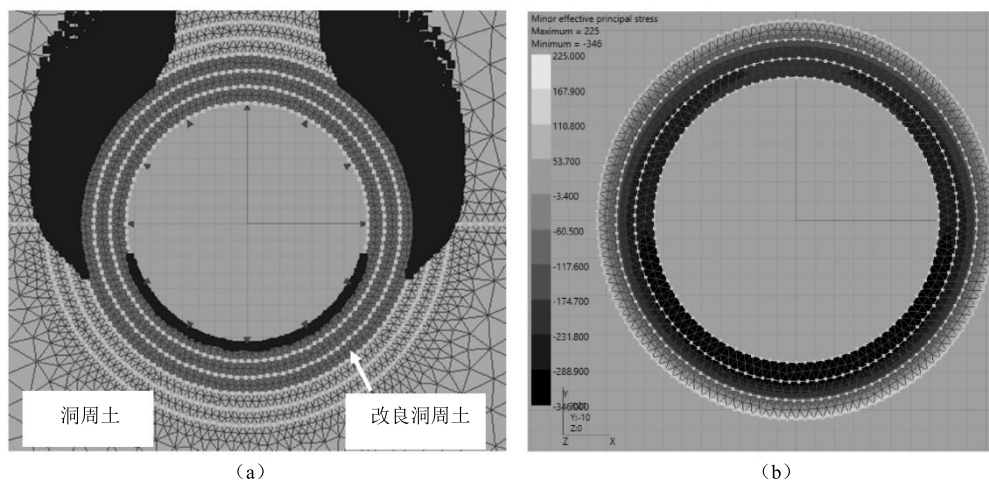


图 2 无侧限抗压强度为 2800 kPa, 厚度-直径比 ( $td$ ) 为 0.2, 上覆层厚度-直径比 ( $C/D$ ) 为 1.33

(a) 在洞周水泥土厚度范围内发生屈服但没有剪切破坏 (屈服点以黑色显示)

(b) 水泥洞周水泥土出现负应力 (颜色较深) 但不超过抗拉强度 (-364 kPa) (灰度表示水泥洞周水泥土中的小有效主应力)

## 1.2 隧道临界支护压力破坏准则

随机分析前, 用确定性分析建立了破坏标准以定义隧道破坏, 并确定隧道临界支护压力。两种校准模型中洞周水泥土无侧限抗压强度依据 Tyagi 等 (2017) 选取, 分别为 500 kPa 和 1000 kPa, 这两种模型也与 Tyagi 等 (2017) 进行的离心机试验对应, 其强度远低于本文随机分析中所采用的平均强度 2800 kPa, 这是因为隧道分析一定要定义破坏, 从而建立破坏标准, 根据 Tyagi 等研究 (2017), 无侧限抗压强度为 500 kPa 的隧道其破坏模式是出现多个裂缝; 无侧限抗压强度为 1000 kPa 的隧道因肩部附近出现拉伸破坏而破坏。在确定性分析中, 可以通过研究各挖掘阶段的不同应力状态定义破坏。然而这在随机有限元分析中不可行, 因为每个随机分析至少重复 90 次, 应力状态检查工作量非常大。所以, 需要寻求其他定义破坏的方法。

本文选取的破坏特征参数是残余比, 及残余力与加载的比值。分析每一步, GeoFEA9.0 用改进的牛顿-拉夫逊 (Newton-Raphson) 迭代法计算残余力, 直到残余力达到最小值且在下一步迭代中不再减少。该最小残余力在下文中称为残余力。如图 3 所示, 分析开始时, 隧道支护压力足以维持稳定性, 残余力比非常小, 通常小于 0.1%。当隧道支护压力降低时, 隧道接近破坏, 用归一化的隧道临界支护力 (破坏时的隧道临界支护力与原位状态下初始隧道支护力的比率) 表示。最大和残余力先逐渐增加, 然后继续增加。残余力先逐渐增加是因为洞周水泥土屈服, 后来急剧增加则是土体破坏引起的, 由归一化隧道临界支护力得出 (参见补充数据的图 S1)。对于本文分析的案例, 当残余比约为所施加荷载的 10% 时, 会发生急剧增加。图 3 表明了残余力急剧增加的同时还会出现归一化的顶部位移  $\delta/D$  急剧增加。

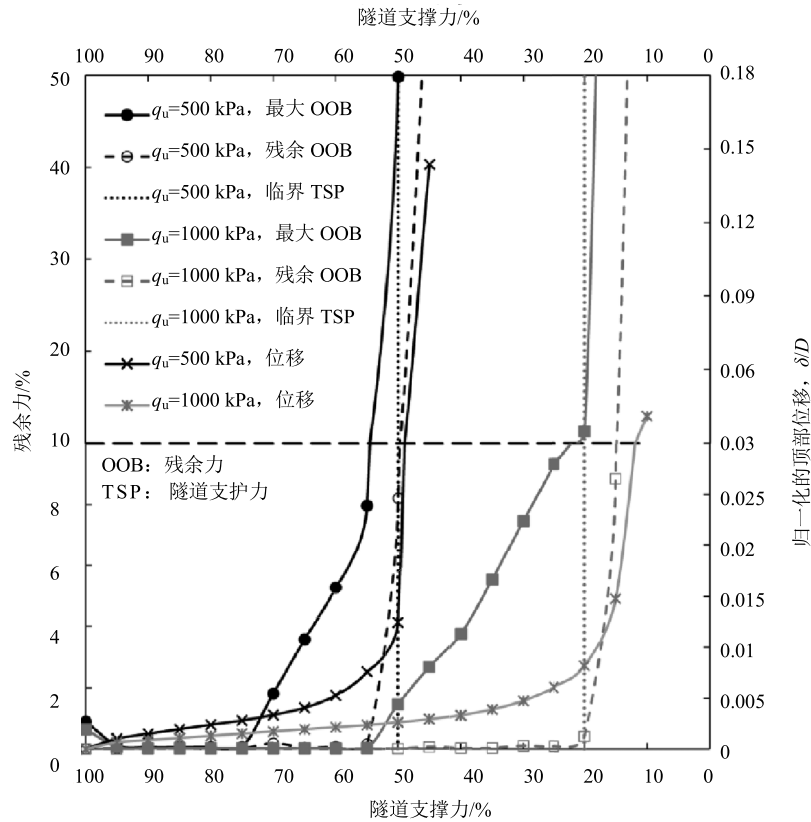


图3 残余力和顶部位移的百分比与隧道支护力(%)的关系

隧道体积变化比单独的顶部位移更能反映隧道的变形,因为后者是单个测点的参数。图4显示在相应的隧道临界支护力下归一化隧道体积变化率急剧增加,同时残余力也急剧上升(对于隧道体积变化率的计算,参见补充数据的方程式S1和图S2)。这表明顶部位移和隧道体积变化都能反映破坏的产生,并支持用残余比大于10%作为隧道破坏的标准。

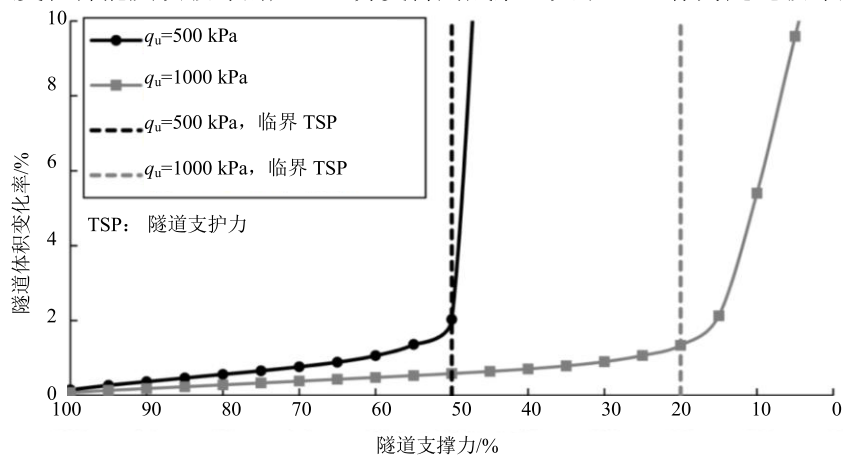


图4 隧道体积变化率与隧道支护力的关系

## 2 随机有限元分析

图 5 (a) 和 5 (b) 分别给出了随机模拟中残余力比达到 10% 时积分点受拉破坏和屈服的区域。受拉破坏的点群分布很清晰, 与确定性分析中受拉破坏区分布较均匀不同 (Tyagi 等, 2017), 这是因为随机分析中破坏从薄弱区域开始, 因此洞周水泥土更容易发生局部破坏。

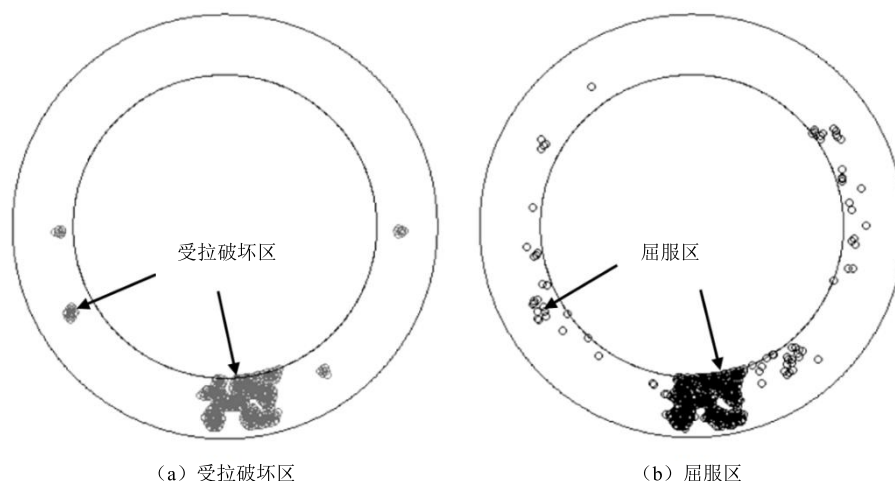


图 5 随机模拟中残余力比 10% 的结果

如图 5 (a 和 b) 所示, 屈服区与受拉破坏区的区域几乎相同, 这在确定性校准模型中也能观察到 (参见补充数据的图 S3)。这不是巧合, 这是因为 Mohr-Coulomb 包络线具有固有的极限拉应力。当接近该极限拉伸强度时, 极限偏应力也减小到零, 从而增加了洞周水泥土屈服的趋势。

### 2.1 随机模拟的收敛性和可重复性

类似 Kasama 等 (2012), 将归一化隧道临界支护力的累积平均值与模拟次数绘制成图, 如图 6。可以看出, 累积平均值在模拟次数超过 90 次时收敛。与 Griffiths 等 (2012) 一样, 分析可重复性时, 给出 3 次重复计算结果, 每次用同样的参数迭代 100 次。从图 7 可以看到, 100 次迭代后迭代次数对隧道临界支护力平均值的影响可以忽略不计, 因此, 本文随机有限元分析中选择 100 次迭代。

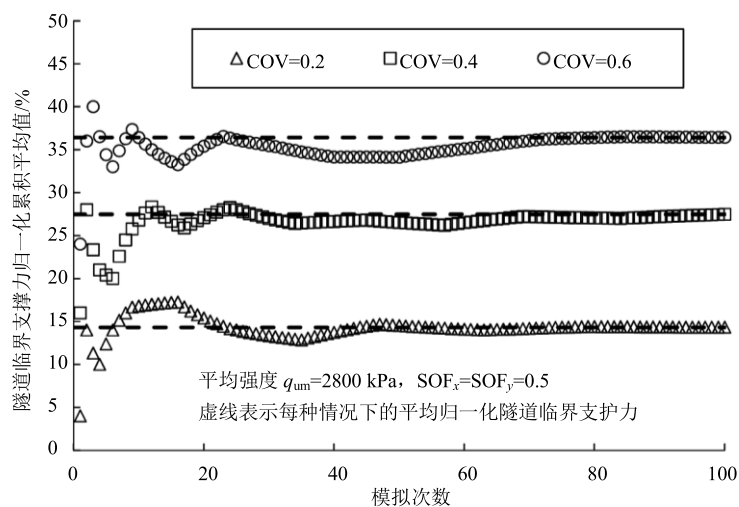


图6 隧道临界支护力归一化累积平均值与模拟次数关系

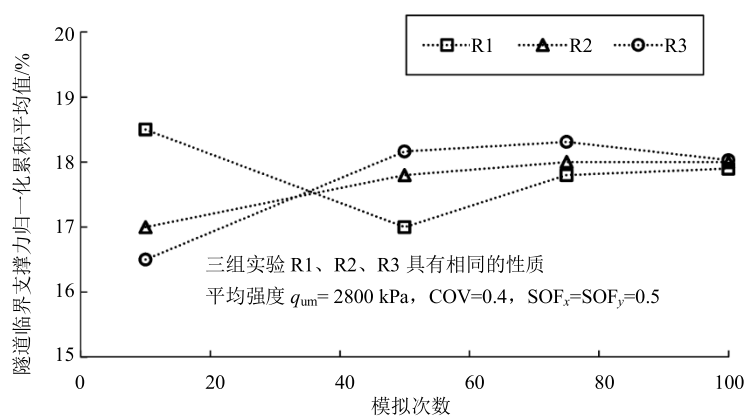


图7 隧道临界支护力与模拟次数的关系

## 2.2 强度设计值和强度折减系数

水泥改良土设计强度通常定义为:

$$q_{ud} = q_{um} - \alpha \sigma_{qu} \quad (2)$$

其中  $q_{um}$  为平均强度;  $\sigma_{qu}$  为强度的标准差;  $\alpha$  为强度折减系数。所以, 强度折减系数可由下式计算:

$$\alpha = \frac{q_{um} - q_{ud}}{\sigma_{qu}} \quad (3)$$

变异系数 COV 由下式计算:

$$COV = \frac{\sigma_{qu}}{q_{um}} \quad (4)$$

所以, (3) 式可以写为:

$$\alpha(\text{COV}) = 1 - \frac{q_{ud}}{q_{um}} \quad (5)$$

地基处理工程中  $\alpha$  通常取 1.3, 置信水平为 90% (BCJ, 1997; Namikawa, 2016)。刘等 (2015) 研究发现, 对于横向受荷的水泥土板,  $\alpha$  值位于 0.2 到 2.2 之间, 且与土体平均强度的变异系数、破坏概率和定位误差有关。

设计强度比  $q_{ud}/q_{um}$  定义为设计强度与洞周水泥土的平均强度之比。这里定义的设计强度  $q_{ud}$  是确定性分析中的强度, 对应于 5% 的破坏概率, 随机分析中这相当于归一化隧道临界支护力分布的第 95 百分位数。为了获得设计强度, 将确定性分析的归一化隧道临界支护力与随机分析的结果比较 (各种确定性分析的破坏模式和相应的归一化隧道临界支护力如补充数据中的图 S4-S7 所示)。然后, 用式 (3) 和 (5) 分别确定强度折减系数  $\alpha$  和强度折减的比率  $\alpha(\text{COV})$ 。

### 3 结果与讨论

#### 3.1 变异系数和平均强度

图 8 为不同无侧限抗压强度变化系数的洞周水泥土归一化隧道临界支护力的直方图。随着 COV 增加, 直方图向左移动, 表明需要的隧道临界支护力的平均值更高, 因此稳定性更低。

图 9 (a) 表示在水泥改良土不同 COV 下设计强度与平均强度的比值。强度降低比即  $\alpha(\text{COV})$ , 也随着 COV 的增加而增加, 见图 9 (b)。还将平均强度改为 1700 kPa 进行灵敏度研究, 以研究其对强度设计值或折减系数计算的影响。选择较低的平均强度研究养护时间对水泥改良土强度的影响, 因为根据研究, 取样的养护时间通常大于 28 天为宜 (参见 Liu 等, 2017)。1700 kPa 这个值参考了 Liu 等 (2017) 的研究, 在其研究中, Marina Bay 金融中心地基对应于 28 天养护期的时间标准化平均强度为 1700 kPa。如图 9 (a) 和 9 (b) 所示, 设计强度值比和强度折减系数不随平均强度显著变化, 正如预想的一样, 因为随机场以及整体性状是由平均强度和变异系数定义的。平均强度的任何变化仅会引起隧道临界支护力的线性变化。因此, 根据洞周水泥土不同强度可以得出强度折减系数范围。可以使用图 9 (a) 和 9 (b) 获得确定性有限元分析中均匀洞周水泥土的等效强度和刚度。

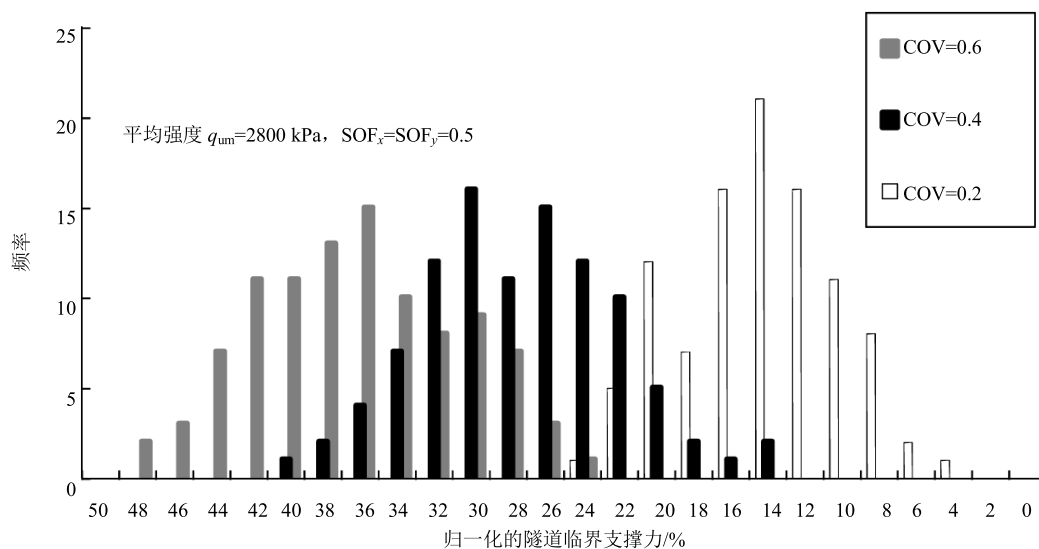
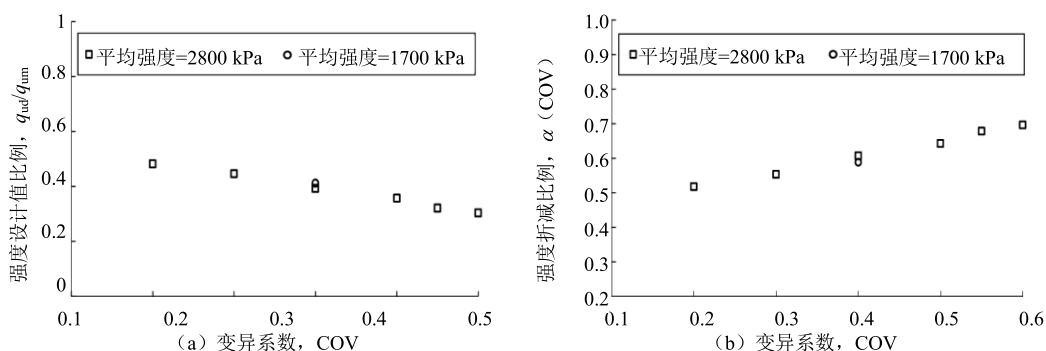


图8 归一化隧道临界支护力的分布 (100次分析)

图9 (a) 强度设计比  $q_{ud}/q_{um}$ 、强度折减比  $\alpha$  (COV) 与变异系数 COV 的关系

### 3.2 波动范围 (SOF)

波动范围用于定义地面土为性质的空间相关性。SOF 值较小表明该区域的土体性状变化很大，而 SOF 值较大则表明该区域土体的性状逐渐变化 (Fenton & Griffiths, 2008)。如表 1 所示，对于 COV 恒为 0.4 的土体，其性状波动范围从 0.5~5 m 变化 (根据 Liu 等现场数据确定, 2015)。图 10 (a) 表明归一化隧道临界支护力的平均值随 SOF 增加到 2 m 时逐渐增大，在 SOF 大于 2 m 时逐渐减小。这与 Namikawa & Koseki (2013)、Liu 等 (2015)、潘等 (2016) 的结果一致，他们的研究都表明，存在一个 SOF 值，洞周土体的性状处于最低水平。这是因为随着 SOF 增加，薄弱区范围增加，导致土体性状恶化。另一方面，当 SOF 值大于最差情况的 SOF 时，改良土强度变得更加均匀同时整体性状恢复。

如图 10 (b) 所示, 归一化隧道临界力的变化系数随着 SOF 的增加而增加, 并且当 SOF 大于 3 m 时, 其值非常高。这是因为一些模拟具有非常大的薄弱区, 而其他模拟具有非常大的高强度区, 导致结果之间的差异很大, 这与 Namikawa & Koseki (2013) 的研究结果一致。故当 SOF 值较大时, 隧道临界支护力的第 95 百分位数较低。因此, 对于洞周水泥土, 最坏情况的波动范围可以认为是 2 m, 即大约洞周水泥土厚度的三分之二。SOF 最坏情况下, 强度折减系数  $\alpha$  为 1.74, 与 SOF 为 0.5 m 时相比高约 15%。不同 SOF 值的强度折减系数绘制在补充数据的图 S8 中。

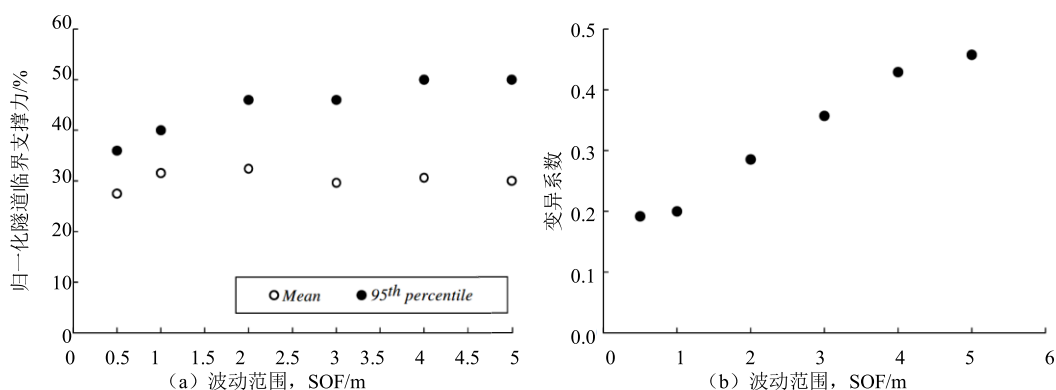


图 10 归一化隧道临界支护力及变异系数与波动范围的关系

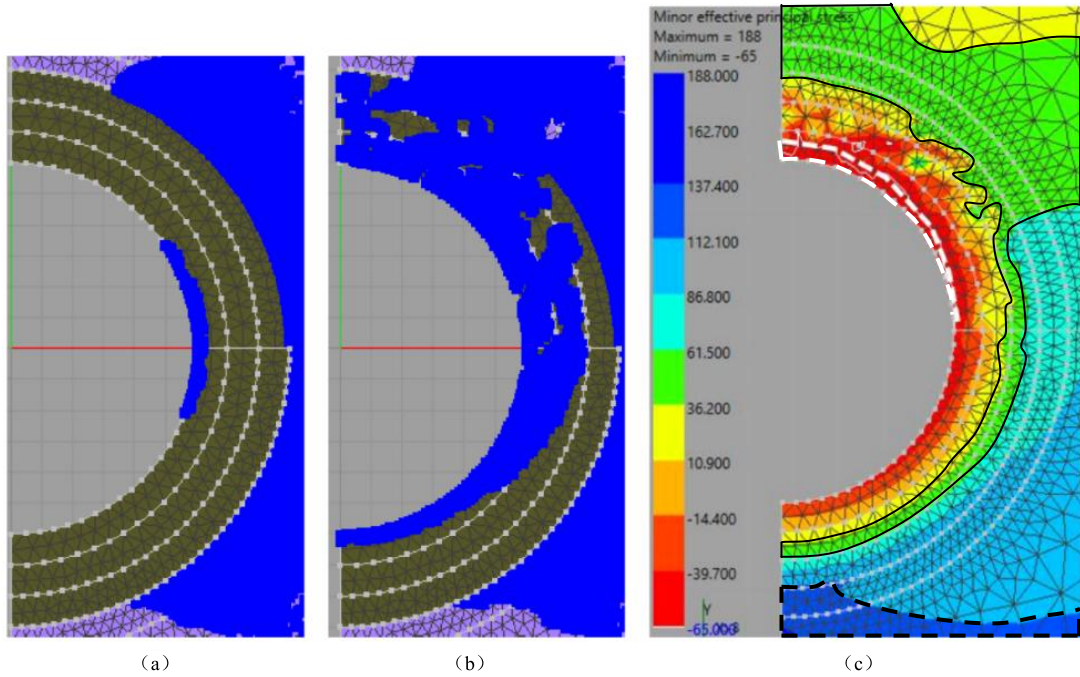
## 结论

目前为止, 还没有一种广为接受的考虑土体空间变异性的洞周水泥土隧道的设计方法。本文通过设计强度比和强度折减系数, 量化由于空间变异引起的水泥改良土隧道稳定性的下降。通过这些参数获得确定性有限元分析均匀洞周水泥土的等效强度和刚度。此外, 当波动范围为改良土厚度的三分之二时, 土体的质量水平处于最差的状态。

本文研究限定条件很少。在二维平面应变随机分析中, 土体性状仅在隧道横截面上随机化, 而假设性质在面外方向上是恒定的。与之相反, 实际上地基处理水泥搅拌桩会重叠, 这无法通过平面应变模型反映。波动范围的各向异性以及深层搅拌桩桩机定位误差的影响也不能用二维分析, 因此将来这项研究应扩展到三维随机有限元研究。

## 附加数据





附图 1 无无限抗压强度  $q_u=500$  kPa,  $t/D=0.25$ ,  $C/D=1.33$ , 洞周水泥土厚度=3 m;

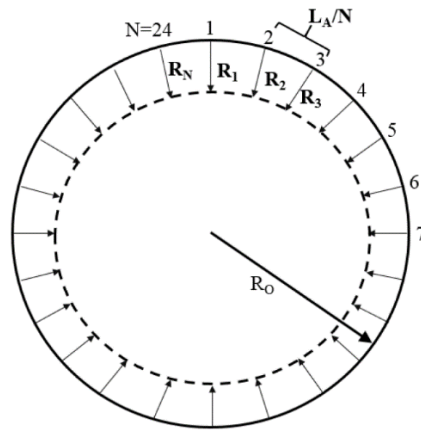
- (a) 隧道支护压力=70%, 残余比=1.8%, 深色黑点表示水泥洞周水泥土屈服开始,  
 (b) - (c) 隧道支护压力=50%, 残余比=49.8% (首次超过 10%),  
 (b) 在整个水泥洞周水泥土厚度范围内发生屈服的剪切破坏  
 (c) 拉伸区的拉应力超过抗拉强度 (-65 kPa) (白色虚线标记); 黑色虚线区和黑色实线区分别为普通洞周土和洞周水泥土; (图 S1b, S1c 原始来源为 Tyagi & Lee, 2017)。

### 体积变化率计算公式

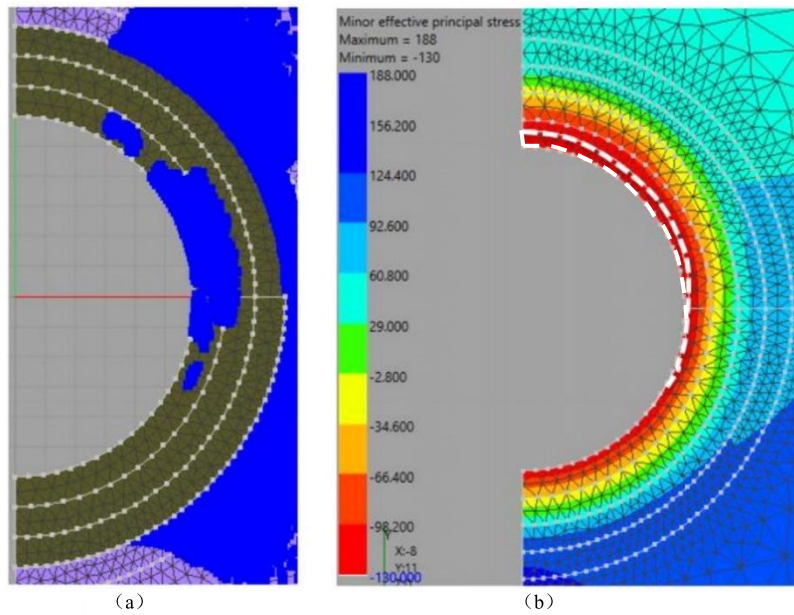
如图 S2 所示, 对于单位长度的隧道, 隧道体积变化 ( $\Delta V$ ) 与原始体积  $V_0$  的百分比, 可以从内部  $N$  个跟踪节点的径向位移  $R_1$  到  $R_N$  计算。隧道的墙壁,

$$\frac{\Delta V}{V_0}(\%) = \frac{-\{\sum(R_1+R_2+R_3+\dots+R_N)\}}{\pi R_0^2} \times \left[\frac{L_A}{N}\right] \times 100 \quad (2)$$

其中  $R_0$  是未发生变形的隧道半径,  $\frac{L_A}{N}$  是相邻的跟踪节点之间的弧长。

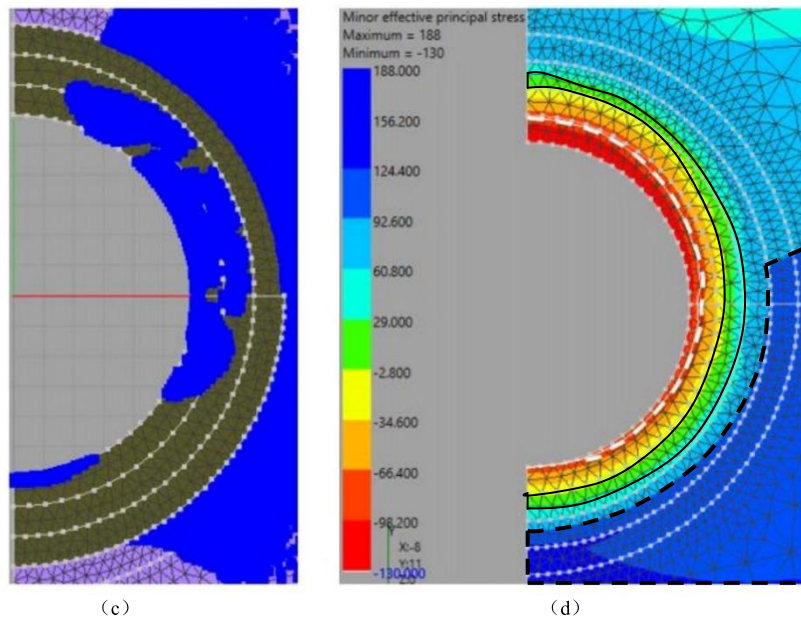


附图 2 隧道内壁周围的跟踪节点与半径  $R_0, R_1$  到  $R_N$  是在隧道内边界 24 个节点处测量的径向增量(以虚线示出); 箭头表示径向增量

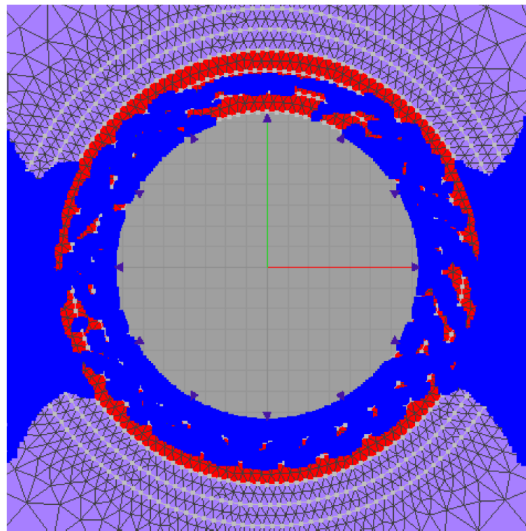


(a)

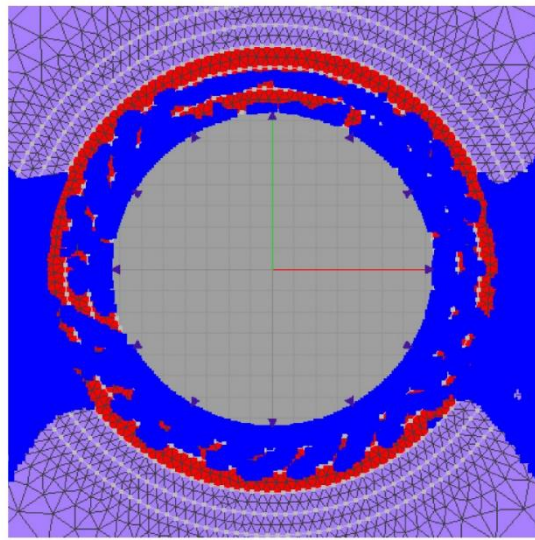
(b)



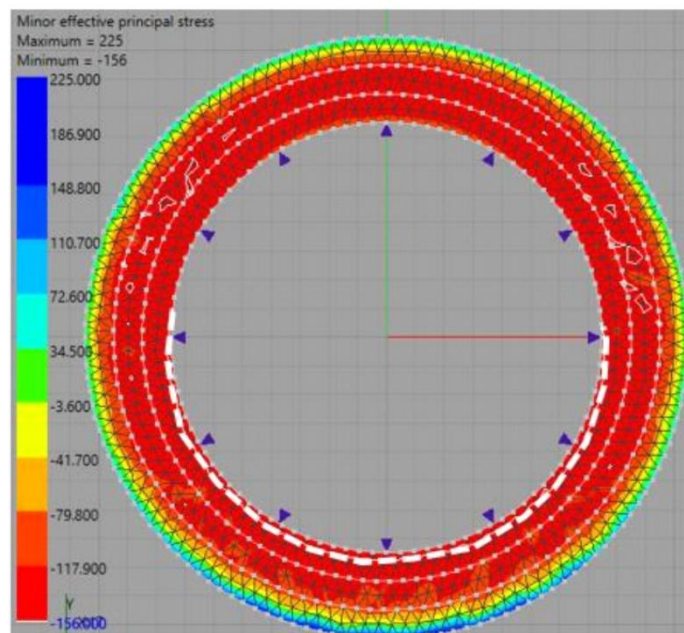
附图3 无侧限抗压强度  $q_u=1000$  kPa,  $t/D=0.25$ ,  $C/D=1.33$ , 洞周水泥土厚度=3 m;  
 (a) - (b) 隧道支护压力=25%, 残余比=9.3%, (a) 深色黑点表示的屈服,  
 (b) 张力区(白色虚线标记)延伸至 0.5 m 厚的洞周水泥土;  
 (c) - (d) 隧道支护压力=20%, 残余比率=11.3%, (c) 随着拉伸区域的增加而增加,  
 (d) 张力区延伸至 1 m 厚的洞周水泥土; (图 3c 是根据 Tyagi 等, 2017 的成果修改);  
 黑色虚线区和黑色实线区分别是普通洞周土和改良的洞周土。



附图4 无侧限抗压强度  $q_u=1000$  kPa, 破坏模式-剪切破坏(无张力), 屈服点以三角形显示, 归一化  
 隧道临界支护力为 40%; 黑色区和深灰色区分别是普通洞周土和洞周水泥土。

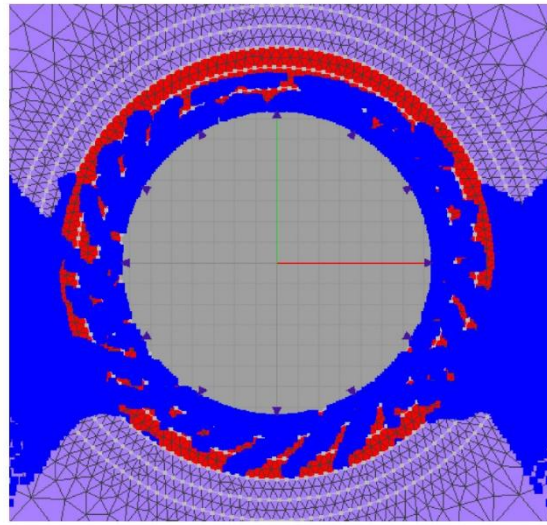


(a)

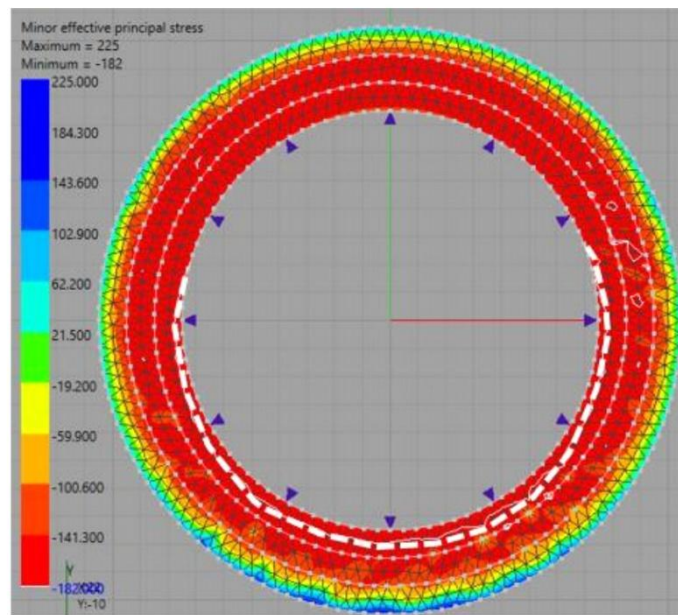


(b)

附图 5 无限抗压强度  $q_u=1200$  kPa, 破坏模式-破裂, 归一化隧道临界支护力为 30%,  
(a) 剪切, 屈服点以黑色三角形显示, (b) 张力区以深灰色显示, 用白色虚线标出。

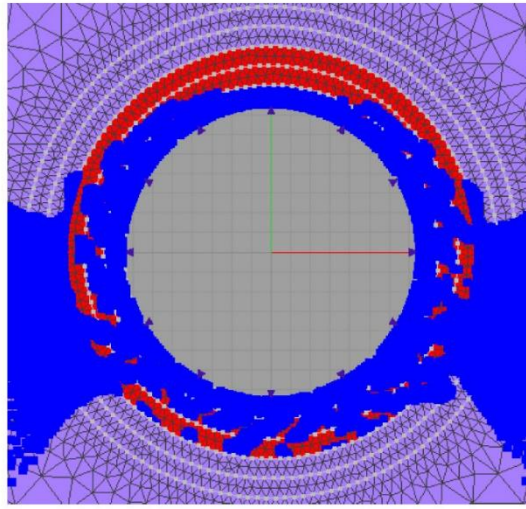


(a)

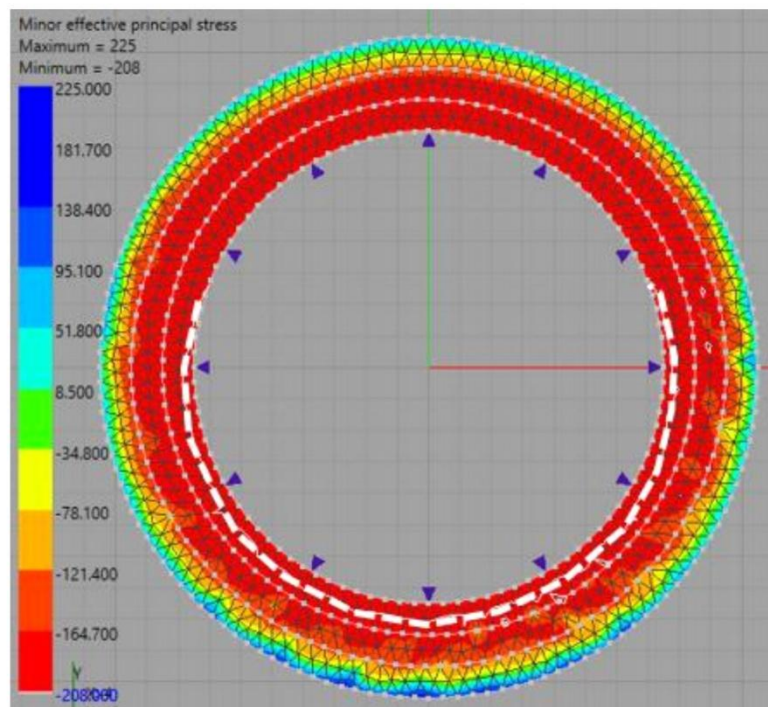


(b)

附图6 无无限抗压强度  $q_u=1400$  kPa, 破坏模式-破裂, 归一化隧道临界支护力为 20%,  
 (a) 剪切, 屈服点以黑色三角形显示, (b) 张力区以深灰色显示, 用白色虚线标记。

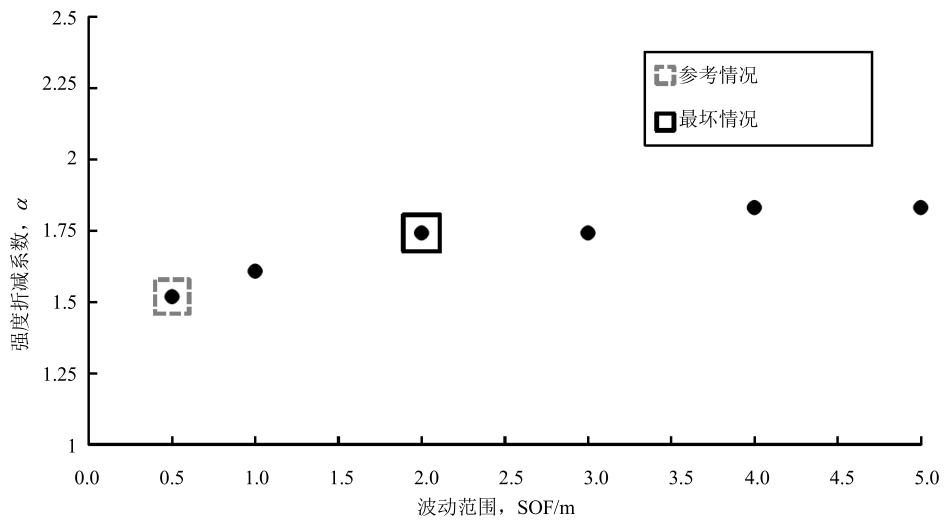


(a)



(b)

附图 7 无侧限抗压强度  $q_u=1600$  kPa, 破坏模式-破裂, 归一化隧道临界支护力为 12%,  
(a) 剪切, 屈服点以黑色三角形显示, (b) 张力区以深灰色显示, 用白色虚线标记。



附图 8 不同波动范围 (SOF) 的强度折减系数