

目 次

论 文

- 填土路堤复合地基的若干问题..... 刘国楠 (3)
- 古驿站夯土城台的整体稳定性原位试验研究.....谷海敏, 丁伟, 李佩 (18)
- 处理地基的工作性状及其工程控制方法.....滕延京 (28)
- 高层建筑长短桩复合地基数值分析.....葛忻声, 翟晓力, 杨勇 (34)
- 天津地区某 SMW 工法深基坑支护失稳的原因分析及探讨.....
.....唐海明, 曹会, 符亚兵, 陈小娟 (48)

地基处理新技术

- 污染地基处理新技术.....刘松玉, 杜延军, 范日东 (53)

译 文

- 用生物聚合物改进砂的力学特性.....宁孝梁 译; 周建 校 (64)

填土路堤复合地基的若干问题

刘国楠

(中国铁道科学研究院深圳研究设计院 深圳 518034)

摘要: 本文分析了填土路堤复合地基的特点, 指出该类复合地基与建筑复合地基的差异性。讨论了填土路堤复合地基的设计荷载、土拱效应、整体稳定分析方法和欠固结地基土复合地基的设计等问题, 以及路堤复合地基的土拱效应、桩土应力和整体稳定验算分析方法。文中引用了一个工程实例, 说明路堤复合地基整体稳定的复合强度法存在的问题, 初步验证了荷载分担法的合理性。最后指出, 应进一步研究路堤复合地基桩土应力比、稳定验算等基本问题, 完善复合地基设计理论。

关键词: 填土路堤; 复合地基; 土拱; 稳定分析

1 引言

以碎石桩为代表的复合地基技术传入我国已有 30 多年历史, 现在复合地基加强体的形式已由原先单一的散粒体桩发展到半刚性桩和刚性桩, 应用范围也扩大到建设的方方面面。以前以各种半刚性桩或刚性桩作为增强体的复合地基主要用于建筑地基加固, 随着经济的发展和需要, 近十年来该类复合地基越来越多地用于道路工程的路堤地基加固。但是, 填土高路堤的刚性桩复合地基与建筑复合地基在构造、受力和变形特点上均有较大区别, 在计算分析和设计方法上应该有所区别, 这方面还未能得到工程技术人员充分认识。如图 1 所示, 一般建筑物的基础是钢筋混凝土结构, 复合地基上覆的荷载传递和变形的关系比较明确, 上覆荷载通过垫层的调整, 分配至由桩和桩间土共同承担。建筑复合地基形成条件、地基承载力设计方法、沉降和变形估算和地基稳定性分析方法等方面均已为工程技术界普遍接受。如图 2 所示, 填土路堤复合地基的基础就是填土层, 是柔性的, 在荷载分配传递的过程中会发生变形, 使得加固桩与原地基的受力变形关系变得复杂。由于“土拱效应”, 路堤复合地基形成条件就有不同的要求; 同时, 软基上高路堤的整体稳定性问题相比建筑地基更为突出。

我国现行各种地基处理技术规范有关复合地基的内容基本上来源于 1992 年颁布的《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)。该规范中没有明确指出路堤复合地基与建筑复合地基的差异性, 也没有对路堤复合地基的设计作出规定和要求。此外, 道路方面的有关规范对路堤和路基荷载的描述不像《建筑荷载规范》(GB50009) 一样清晰, 结果也常常导致了道路工程土基面承载力的要求与复合地基承载力指标混肴。由于不能正确理解路堤复合地基的特性, 照搬建筑复合地基的设计方法用于路堤, 导致工程事故和不合理设计时有发生。

本文结合工程经验,分析讨论路堤复合地基的特点,指出该类复合地基设计时应注意的问题。

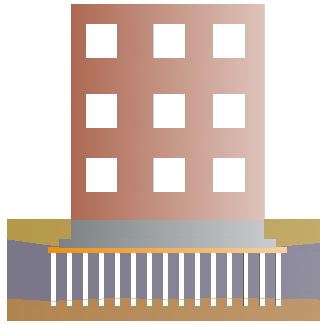


图1 建筑复合地基

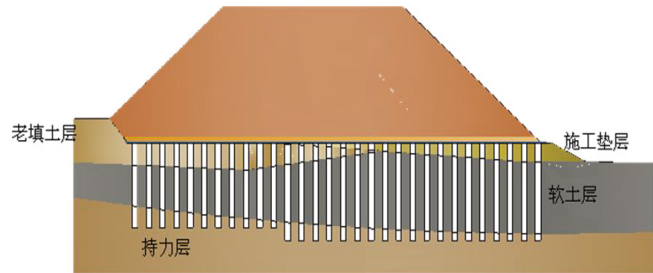


图2 路堤复合地基

2 复合地基承载力和设计荷载

在建筑复合地基设计时,最重要的就是复合地基承载力。现行的国标《建筑结构荷载规范》(GB50009)中规定,地基承载力特征值取结构荷载的标准组合。

道路工程对土基面提出承载力指标,一般要求达到120~140kPa。在道路复合地基设计时,往往误将土基面的地基承载力指标理解为复合地基承载力要求。实际上道路土基面地基承载力要求和路堤复合地基承载力指标是两个不同的概念,前者是对填土路床表面的强度要求,后者是指复合地基承担上覆荷载的能力。

当采用土基面承载力要求作为复合地基承载力设计指标时,对于较低的路堤会造成很大的浪费;对于超过5m的高路堤,有可能偏不安全。

道路路堤的设计荷载和地基承载力特征值应该按在2013年颁布执行的国标《复合地基技术规范》(GB/T 50783)规定的方法计算确定。

在轴心荷载作用时,复合地基承载特征值应满足:

$$f_a \geq p_k \quad (1)$$

式中: p_k —— 相应于荷载效应标准组合时,作用在复合地基上的平均压力值(kPa);

f_a —— 复合地基承载力特征值(kPa)。

参照图3,对于路堤在复合地基面上的荷载标准组合为:

$$p_k = p_1 + p_2 + p_3 \quad (2)$$

式中: p_1 —— 按填土重度标准值计算的荷载效应值;

p_2 —— 按道面结构重度标准值计算的荷载效应值;

p_3 —— 按设计车辆荷载标准值。

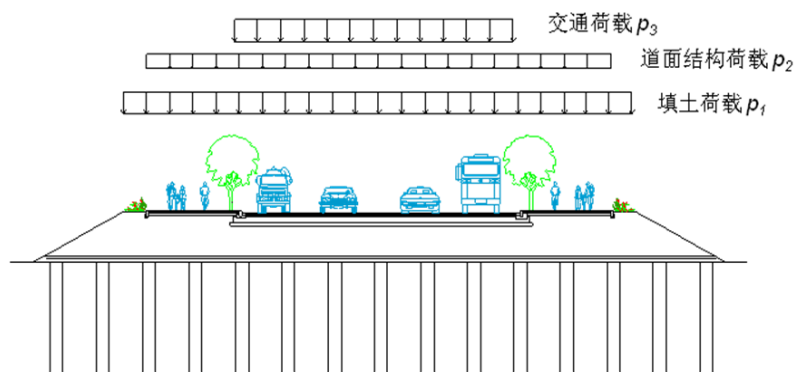


图3 路堤的设计荷载

3 欠固结地基上的路堤复合地基

在现行的行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)中,明确规定CFG桩(素混凝土桩)、水泥深层搅拌桩等刚性桩、半刚性桩复合地基加固方法适用于完成自重固结,或正常固结的软弱土层。在尚未完成自重固结沉降的地基上,地基土是不能够与加固体共同提供有效承载能力的。由于建筑地基场地一般位于开发成熟地区,且基础底面有一定的埋深要求,遇到欠固结地基问题不是很普遍。但道路工程遇到的新近填海(湖)场地、深厚堆填土地十分普遍。新近填海(湖)场地填土层以下未经处理的淤泥、松散的回填土沉降未能发展稳定,地面沉降问题十分突出。所以,应特别重视欠固结场地路堤复合地基的设计问题。

欠固结地基在桩施工后会持续发生较大的桩间土沉降,地基土不仅不能提供可靠的承载能力,而且会以负摩擦力的形式作用于桩一个下拉荷载。同时桩间土的沉降较大,会导致路堤填土层的变形。欠固结场地路堤复合地基设计时,应考虑负摩擦对桩的影响,以及桩顶合理的结构和构造,使得地基上部的填土荷载、道路结构荷载和车辆荷载有效地传递至由桩承担。

桩网复合地基可以不考虑桩间土的承载作用,桩的设计也可考虑负摩擦阻力,适用于欠固结土层。2012年颁布的国标《复合地基技术规范》(GB/T 50783)有桩网复合地基内容。桩网复合地基采用刚性桩或半刚性桩,桩顶设置桩帽和加筋体,特别强调柔性地基中填土的土拱作用和水平加筋层的牵拉作用。该类方法加固地基的路堤在国外称为桩承路堤(Piled embankment, 或 Pile supported embankment)。路堤桩网复合地基与一般路堤复合地基的差别可由图4表示。

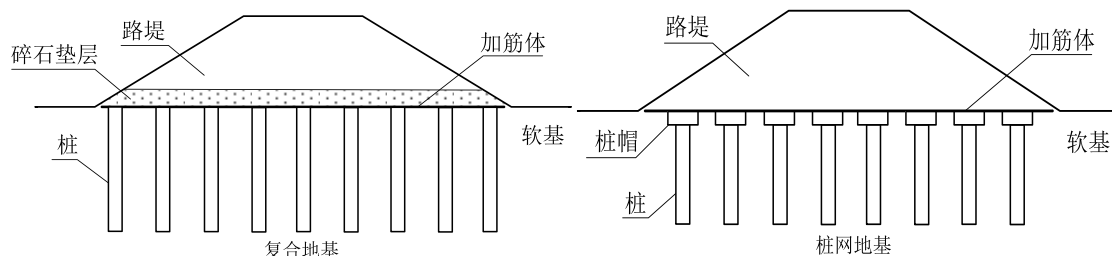


图4 路堤复合地基和桩网复合地基

如图4所示,路堤下复合地基主要由加固桩、加筋层和垫层构成,以上为路堤填土;桩网复合地基主要由加固桩、桩帽、加筋体、垫层和上部填土等部分构成。如图5所示,桩网地基桩顶以上部分的工作机理可简述为^[1]:由于地基土有较大的工后沉降,或者桩和桩间土的压缩性不同会导致相对沉降,其沉降差导致了路堤填土发生向下位移的趋势,这一趋势受到了桩帽上方路堤填土的约束作用,使得路堤填土内部应力重分布,产生土拱效应,将土拱以上的荷载转移到桩帽之上。土拱之下的土体有随桩间土下沉的趋势,使得加筋层产生下垂并拉紧,加筋层张力的向上分力将这部分土体的重量大部分转移到桩帽。所以,桩网复合地基通过桩帽、加筋层,以及填土层中土拱作用,将桩顶以上的荷载转移至全部由加固桩承担。

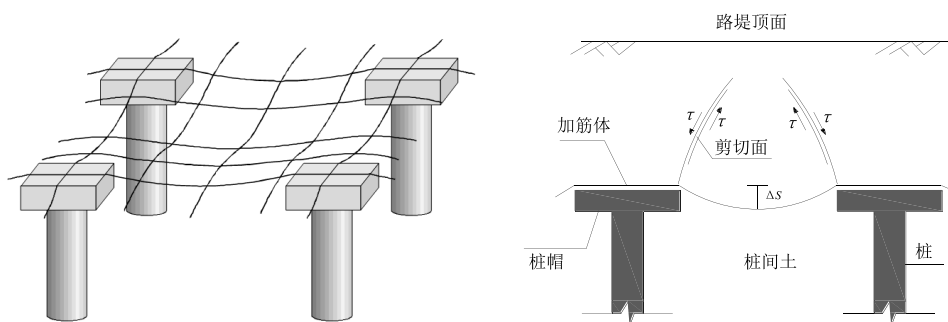


图5 桩网复合地基土拱示意图

4 土拱与路基变形

土拱效应对路面的变形影响很大,如图6所示。当桩顶以上的填土厚度小于土拱高度时,填土面就有可能产生不均匀沉降,严重时会导致路面产生波浪形的不均匀沉降。土拱的高度与路堤填土的性质、复合地基布桩间距或桩帽尺寸相关,在桩网地基设计时有严

格的要求。但在路堤复合地基设计中, 合理的置换比, 以及必要的填土高度等概念还没有得到充分的认识。

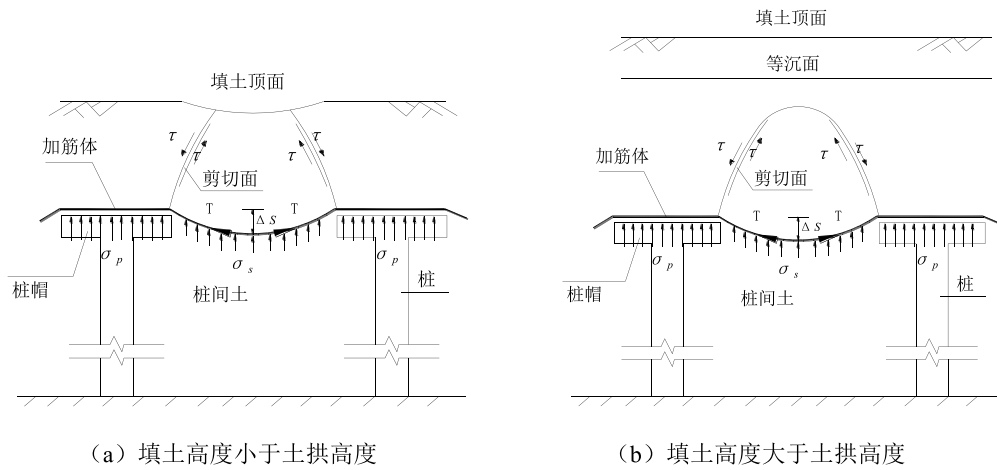
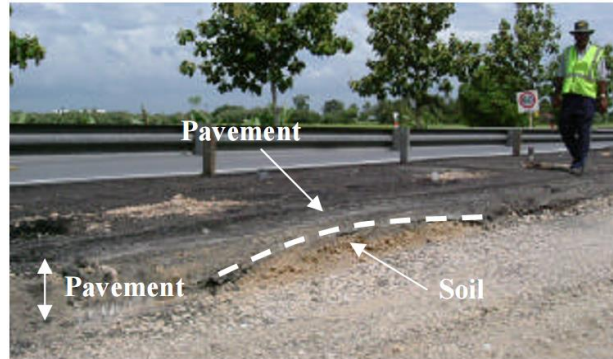


图 6 填土高度与土拱的关系

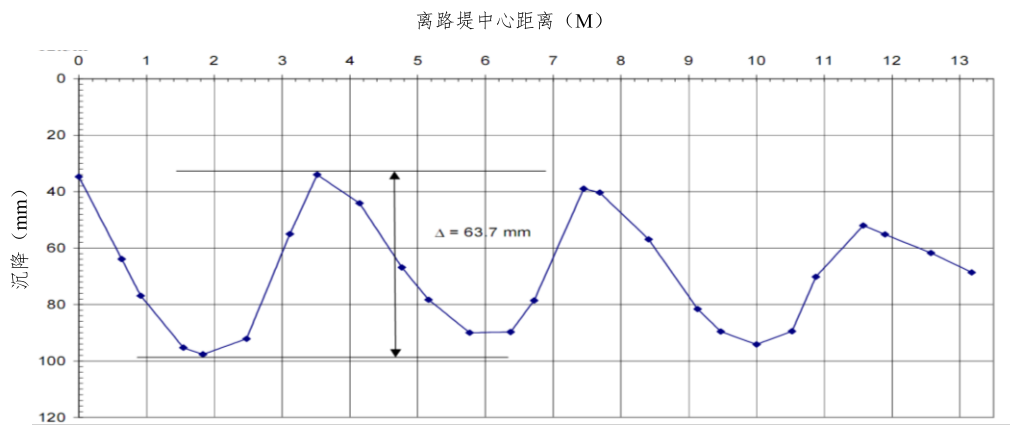
国内外有许多土拱破坏导致道路路面产生不均匀沉降, 缩短了维修周期的工程实例, 以下介绍发生在马来西亚典型的土拱破坏工程实例^[2]。如图 7 所示, 马来西亚北部快速路建于上世纪八十年代, 其中一段路堤建于海积平原, 原场地有较深厚的冲淤积层, 主要以淤泥质砂层和淤泥质粉砂层为主, 路堤高度 4~5m, 路堤采用刚性桩复合地基加固方案。建成通车后, 道路病害不断, 路面看起来就像蘑菇突出地面, 俗称蘑菇路。后来经分析认为, 主要原因在于桩间土持续沉降、路堤的填料性能差、桩帽的间距过大导致土拱破坏。



(a) 路面出现不均匀沉降



(b) 开挖后不均匀沉降面



(c) 路面不均匀沉降实测断面图

图7 道路填土层土拱破坏的实例

5 路堤复合地基桩土应力比

复合地基的桩土应力比是复合地基理论和实践中的一个重要指标，不仅代表了复合地基增强体和土地基的荷载分担比例，也包含了增强体与地基土之间的相互关系。在工程实际中很难确定复合地基的桩土应力比，一般认为该参数至少与增强体的类型、加固桩的长度、地基土的性质、荷载水平、置换率，以及地基土固结沉降过程等有关。已有的一些研究表明，路堤下刚性桩复合地基的桩土应力比随桩端土的强度增加而加大；随桩间土的强度增加而减小；随荷载的增加而逐渐趋于稳定；随时间桩土应力比有加大的趋势。

在有关规范中，复合地基设计时要确定桩间土承载力折减系数。该系数与桩土应力比有关，选取的随意性较大。对于建筑物复合地基折减系数的选取不仅与竖向加固体的类型、地基土的性质有关，而且与是否设置垫层等因素有关。有关规范中大致推荐了取值范围，如现行的行业标准《建筑地基处理规范》(JGJ79)推荐：对于 CFG 桩等刚性桩复合地基，

桩间土承载力折减系数 $\beta=0.75\sim 0.95$;对于水泥深层搅拌桩复合地基,以往的工程经验较为丰富,桩间土承载力折减系数的取值考虑到了桩的工作性状,可以简单概括为:端承型桩时,复合地基沉降较小, $\beta=0.1\sim 0.4$;摩擦型桩时, $\beta=0.5\sim 0.9$ 。按照上述土拱效应决定桩土应力比的假定,对于多数道路工程刚性桩复合地基桩间土承载力折减系数偏高。规范中搅拌桩复合地基的折减系数考虑了加强体的沉降特性,而且工程上布桩密度较大,工程实践经验表明用于路堤复合地基设计是合理可行的。

对于填土路堤刚性桩复合地基的桩土应力比,可结合以下两种现象讨论:

(1) 道路复合地基的基础是填土路堤本身,相当于柔性基础;在上部荷载作用下,桩顶以上路堤填土层发生了变形,参与了应力调整分布,导致填土层中产生土拱效应,结果桩间土地基只承担了土拱以下土体重量,加固桩承担了其余部分土体重量和上覆荷载。

(2) 在软弱地基条件下,桩间土承受荷载之后,持续发生固结沉降,导致荷载会向桩转移,桩土应力加大,其结果也会导致桩间土和桩之间的相对变形,最终也会产生土拱效应。

基于上述两点认识和理解,本人提出:当路堤的填土高度超过了土拱高度时,填土路堤的刚性桩复合地基的桩土应力比由土拱所确定的。该观点可以用图8表示。

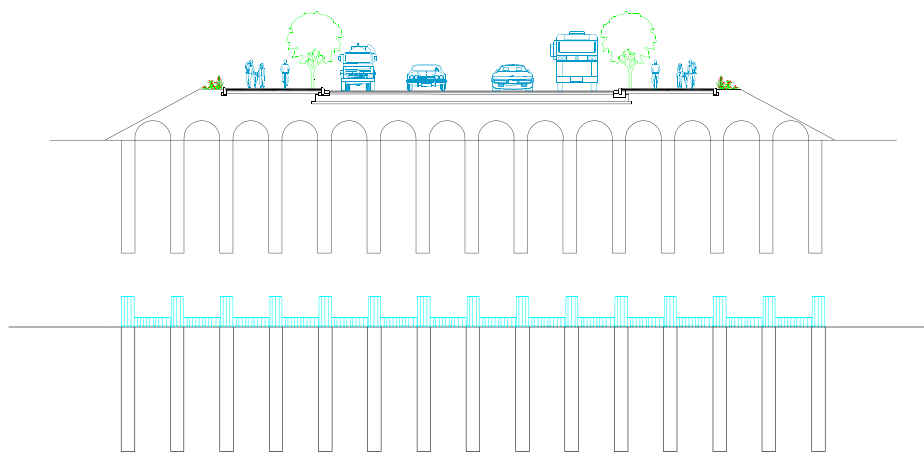


图8 按土拱确定桩土应力比的设想

6 路堤复合地基的稳定问题

建筑复合地基的稳定问题不是很突出,所以现行规范就基本上沿用了散粒体桩复合地基复合强度的概念,建议采用条分法计算复合地基整体稳定性安全系数。现行的行业标准《公路软土地基路堤设计施工技术规范》(JTJ017-96)规定,路堤复合地基整体稳定性验

算采用复合强度法。对于散粒体桩加固的地基，复合强度法是合理的，且有大量应用工程经验；对于半刚性桩，由于置换率较大，在地基土和加固体的强度差异不是很大时，通过参数修正复合强度法也能适用。但在刚性桩的情况下，桩的置换率很低，桩和土的强度差异很大，复合强度法不适用。

在实际工程中时常会遇到复合地基路堤失稳的工程实例。如图 9 (a) 所示，福建罗长高速某段路基，地质条件为山谷相冲淤积带，有一层淤泥质土层，采用 CFG 桩复合地基处理，通车 2 年后突然垮塌。图 9 (b) 所示，广东省广珠铁路某段路基经过滨海平原，有约 9m 厚的海积淤泥，具有高含水率、低强度等性质，采用旋喷桩复合地基加固，加固桩经检验质量合格，但填土到设计填土高度的 2/3 时，发生路堤滑移。



(a) CFG 加固地基路堤通车 2 年后滑移



(b) 旋喷桩复合地基路堤施工期发生滑移

图 9 复合地基加固路堤发生滑移工程实例

2013 年颁布的国标《复合地基技术规范》(GB/T 50783) 提出复合地基稳定分析方法宜根据复合地基类型合理选用。对散体材料桩复合地基，稳定分析中最危险滑动面上的总剪切力可由传至复合地基面上的总荷载确定，最危险滑动面上的总抗剪切力计算中，复合

地基加固区强度指标可采用复合土体综合抗剪强度指标, 也可分别采用桩体和桩间土的抗剪强度指标; 未加固区可采用天然地基土体抗剪强度指标。对柔性桩复合地基可采用上述散体材料桩复合地基稳定分析方法。在分析时, 应视桩土模量比对抗力的贡献进行折减。对刚性桩复合地基, 最危险滑动面上的总剪切力可只考虑传至复合地基桩间土地基面上的荷载, 最危险滑动面上的总抗剪切力计算中, 可只考虑复合地基加固区桩间土和未加固区天然地基土体对抗力的贡献, 稳定安全系数可通过综合考虑桩体类型、复合地基置换率、工程地质条件、桩持力层情况等因素确定。稳定分析中没有考虑由刚性桩承担的荷载产生的滑动力和刚性桩抵抗滑动的贡献。由于没有考虑由刚性桩承担的荷载产生的滑动力的效应可能比刚性桩抵抗滑动的贡献要大, 稳定分析安全系数应适当提高。

参照英国标准 (BS8006) 的规定^[3], 软基上的高路堤除了整体稳定验算之外, 还应该进行边坡侧向滑移验算; 对于不考虑地基承载的桩网复合地基的路堤整体稳定验算, 国外推荐采用受力极限平衡法^[3]。

(1) 路堤边坡侧向滑移验算^[1, 3]

当路基的边坡或地基处理的边界填土坡度较大, 或者填土边界有较大超载时, 边坡土体存在水平滑移的趋势。应进行加筋体拉力和加筋体锚固长度验算, 计算图式见图 10。

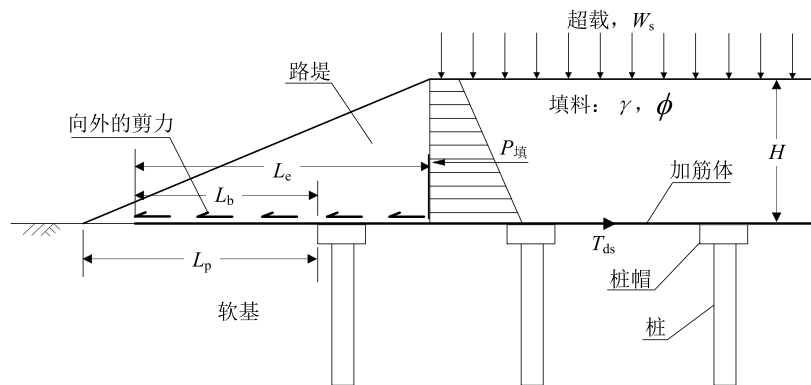


图 10 填土边坡侧移验算简图

$$T_{ds} \geq 0.5K_a(\gamma_G\gamma H + 2\gamma_Qq)H \tag{3}$$

$$L_e = \frac{\gamma_0 T_s}{\gamma h \tan \phi} \tag{4}$$

$$L_b = \frac{\gamma_0(T_s + T_d)}{\gamma h(\tan \phi_1 + \tan \phi_2)} \tag{5}$$

式中: T_{ds} 为加筋体的设计拉力值; K_a 为主动土压力系数; γ 为土的重度; γ_Q 为活

荷载分项系数； q 为活荷载； H 为总填土高度； γ_0 为加筋体锚固长度分项系数； h 为加筋上覆土层的平均厚度； ϕ 为填料摩擦角； ϕ_1 为加筋之下的加筋体与土的摩擦角； ϕ_2 为加筋之上的加筋体与填料摩擦角。

(2) 刚性桩复合地基路堤荷载分担法

如图 11 所示，荷载分担法根据复合地基的桩土应力比，将填土的高度 H 折算为计算高度 H' ，路堤顶超载 W 折算为 W' ，然后按照无桩天然地基的方法分析验算路堤的整体稳定性。

桩土应力比为 n 的路堤复合地基，土地基上的等效填土路堤高度 H' 和超载强度 W' 分别为：

$$H' = \frac{H}{[1 + m(n-1)]} \quad (6)$$

$$W' = \frac{W}{m(n-1) + 1} \quad (7)$$

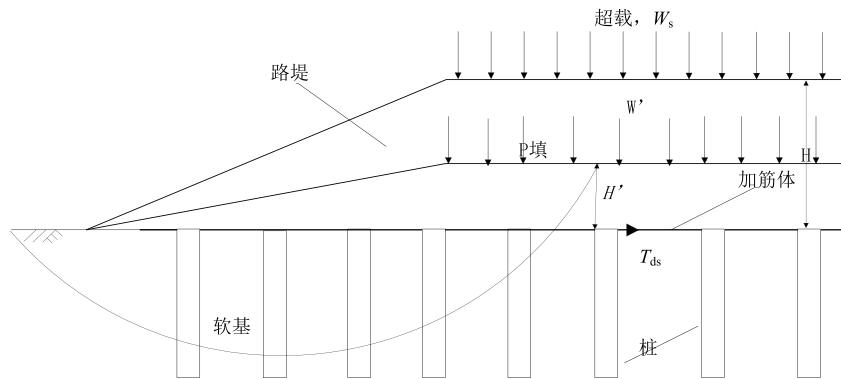


图 11 荷载分担法稳定验算简图

(3) 桩网复合地基路堤整体稳定极限平衡法^[3]

桩网地基的整体稳定方法主要有两种：折算荷载法和受力极限平衡法。两者的区别在于前者将填土和使用荷载按设计的桩土分担比例分配到桩和土上，仅进行土的边坡整体稳定计算，计算时不考虑桩的抗剪作用，该方法可用于刚性桩复合地基，对桩网地基不适用。受力极限平衡稳定分析法全面考虑边坡的受力条件，同样不考虑桩抗剪作用，该方法为英国和北欧规范所采用。

参照图 12，总应力法受力极限平衡整体稳定计算公式如下：

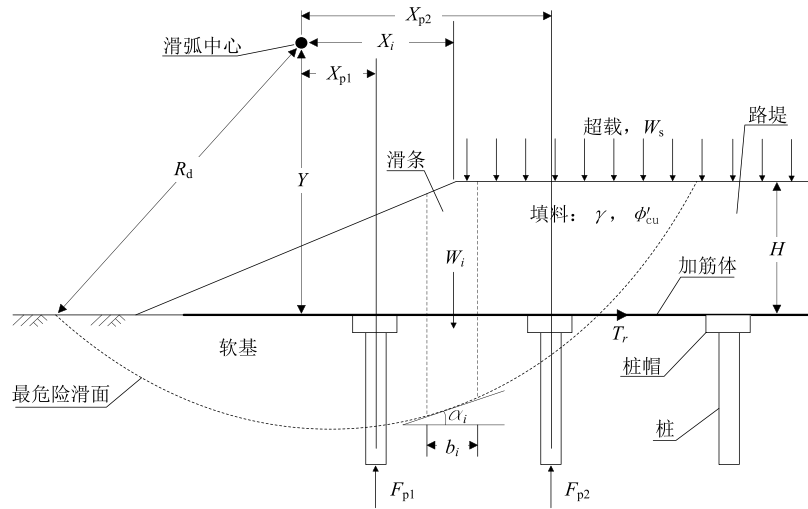


图 12 整体稳定计算简图

$$K = \frac{M_{RS} + M_{RP} + M_{RR}}{M_D} \tag{8}$$

式中: M_D 为滑动力矩, 由下式计算:

$$M_D = \left[\sum (W_i + b_i w_{si}) \sin \alpha_i \right] R_D$$

M_{RS} 为土的抗滑力矩, 由下式计算:

$$M_{RS} = \left\{ \sum [c_i b_i \sec \alpha_i + (W_i + b_i w_{si}) \operatorname{tg} \phi_i] \right\} R_D$$

M_{RP} 为桩的抗滑力矩, 由下式计算:

$$M_{RP} = \sum F_{Pi} X_{Pi}$$

M_{RR} 为加筋体的抗滑力矩, 由下式计算:

$$M_{RR} = T_i Y$$

建议安全系数结合国内应用习惯, 按下式取用:

$$K \geq 1.2 \gamma_0 \tag{9}$$

γ_0 为工程的重要性系数, 一级取 1.1, 二级取 1.0, 三级取 0.9。

7 一个工程实例^[4]

某铁路路堤建于珠海沿海地区,地貌为海积潮间带,现状为养殖鱼塘。地面以下的地质条件为:③1海积淤泥层,饱和、流塑状,厚度8~9m;③2淤泥质黏土层,软塑至流塑状,层厚1~2m;③11-1海积砂层,粗砂,稍密状态,承载力200kPa,层厚4~5m,以下为残积土层。地面标高约0.70m,设计路基面路肩标高7.08m,路堤高度约6.4m。

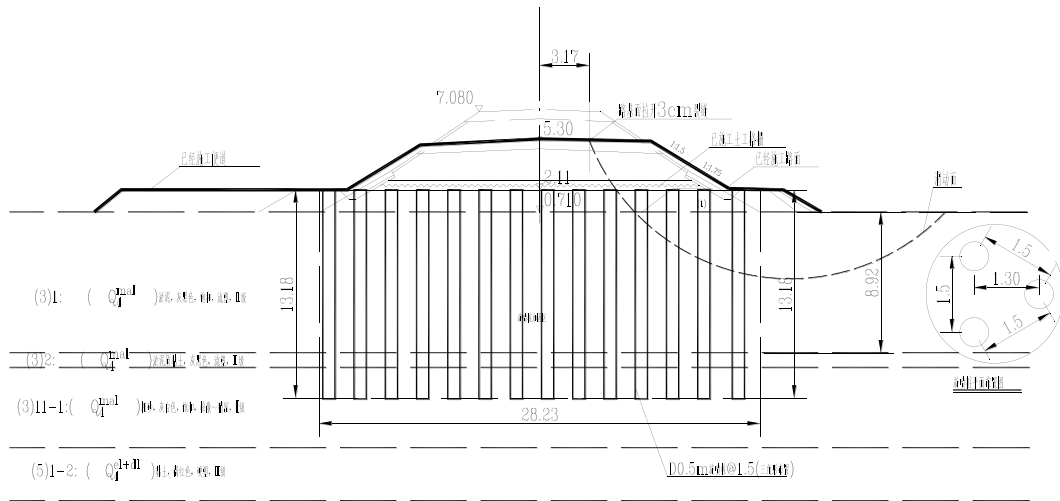


图 13 复合地基加固路堤设计断面

路基采用旋喷桩复合地基加固,旋喷桩设计长度穿过淤泥质黏土层,进入砂层不少于1.5m;梅花形布桩,桩间距1.5m;设计要求旋喷桩桩身强度大于1.3MPa,单桩承载力特征值130kN。施工时,先填筑垫层至标高2.11m,填筑厚度约1.4m;施工旋喷桩后经抽芯、单桩载荷试验检验合格后,铺设钢塑土工格栅2层,之间铺碎石垫层30cm;垫层以上按30~40cm一层进行分层填土压实施工。当填筑至标高5.3m(桩顶以上填土高度3.2m)时,路堤中间开裂,部分路段发生整体滑移。开始怀疑加固桩质量问题,结果在滨海地区类似的近6公里路堤施工时普遍发现类似问题。所以,有必要校核原设计路堤复合地基的整体稳定性,原复合地基路堤设计断面如图13所示。

(1) 复合强度法验算路堤整体稳定性

按图13路堤建成后的断面,采用复合强度法验算旋喷桩加固路堤的整体稳定性。计算参数和指标如下:1)淤泥 $\gamma=16.2\text{kN/m}^3$, $\varphi=5.15^\circ$, $C=5.25\text{kPa}$,十字板强度均值 $C_u=11.4\text{kPa}$;2)淤泥质粘土 $\gamma=17.20\text{kN/m}^3$, $\varphi=7.86^\circ$, $C=9.2\text{kPa}$;3)粗砂 $\gamma=20.0\text{kN/m}^3$, $\varphi=30^\circ$, $C=0\text{kPa}$;4)桩身抗压强度1.3MPa;5)填土 $\gamma=20.0\text{kN/m}^3$, $\varphi=20^\circ$, $C=10\text{kPa}$ 。计算时不计加筋作用。计算结果如图14所示,按复合抗剪强度法验算路堤设计断面,即使路堤高度填筑到位,安全系数能满足 $K \geq 1.2$ 要求。

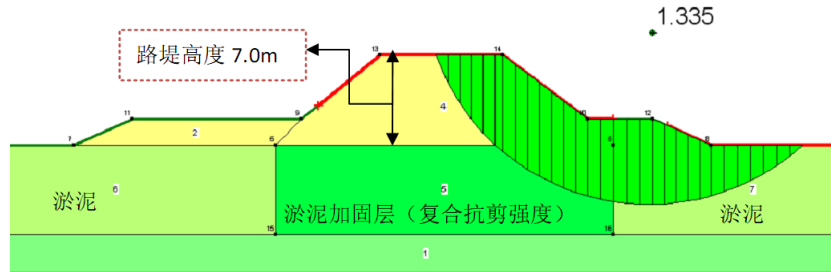


图 14 复合强度法验算整体稳定简图

(2) 桩土应力比和稳定性安全系数

采用反算的方法确定桩土应力比，具体方法为：假定不同的桩土应力比，计算图 13 断面填土至 5.30m 标高（填筑总高度 4.50m）路堤失稳时的整体稳定安全系数。取安全系数等于 1 时的桩土应力比作为复合地基桩土应力比，结果如图 15 所示。

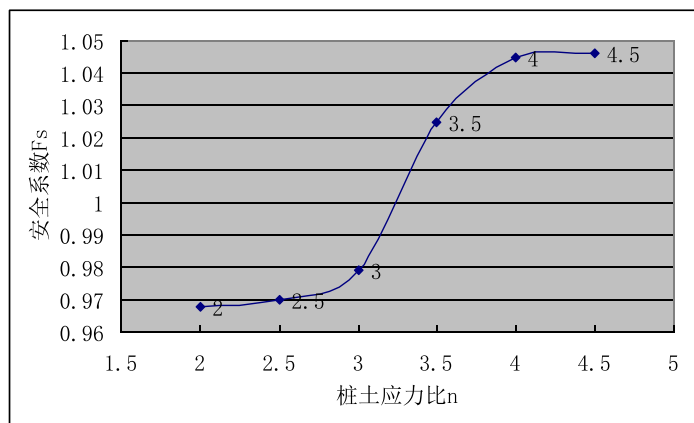


图 15 桩土应力比与安全系数的关系

图 13 设计断面发生失稳时路堤填筑标高为 5.3m，填土总高度（包括：施工垫层、碎石垫层和填土）4.6m。当 $n=3.5$ 时，计算等代填土高度 3.8m，如图 16 所示，计算的安全稳定系数为 1.025。

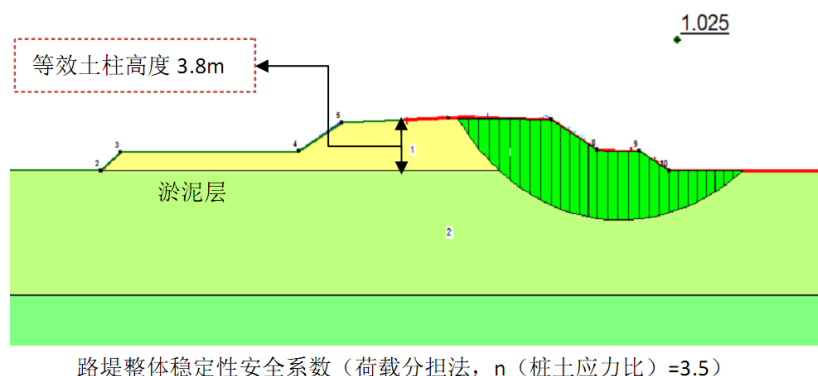


图 16 荷载分担法稳定性验算简图

由上述分析可以看出，荷载分担法相比复合强度法能更好地反映真实安全性。在现场，经对滑移段路堤开挖检查、检测，桩强度能满足要求，破坏时桩以折断为主。经分析认为，该路堤滑移破坏的机理为：在填土荷载的作用下，地基土分担的荷载在淤泥层中产生的剪应力超过了淤泥强度，发生以挤出为特征的滑移，加固桩受到水平推力，导致折断，结果发生整体失稳。

目前，国内路堤复合地基稳定方面的研究工作不多，但问题很多。建议有关技术工作者进一步在理论、试验和现场等方面开展复合地基高路堤整体稳定性方面的研究，完善复合地基设计理论。

8 几点认识与建议

(1) 由于桩顶填土层受力之后产生变形和应力分布调整，相比建筑复合地基，路堤复合地基形成条件和荷载分配更为复杂。

(2) 路堤复合地基承载力特征值应根据荷载标准组合效应确定。

(3) 欠固结地基上的路堤复合地基，应按桩网地基设计。

(4) 路堤复合地基设计应综合考虑桩间距、桩帽尺寸、填土性质和高度等因素，避免土拱破坏导致路面产生不均匀沉降。

(5) 根据桩顶以上填土受力和变形的特点分析，建议路堤刚性桩复合地基的桩土应力比按土拱下由桩间土承担，土拱以上由桩承担的原理确定。

(6) 刚性桩复合地基的路堤，建议进行侧向滑移验算，整体稳定性验算建议采用荷载分担法。

路堤复合地基破坏、失稳的工程例子很多，设计理论不完善导致的工程浪费现象很普遍。建议进一步针对填土路堤复合地基的特点，进一步深入研究桩土应力比、稳定分析方法等基本问题，完善复合地基的设计理论体系。

参考文献:

- [1] 刘国楠. 桩网地基的工作机理与设计方法[J]. 地基处理, 2010, 4.
- [2] Gue, S.S. & Tan, Y.C. (2005). Failures of ground improvement in soft ground. Ground improvement—case histories[M]. Elsevier Geoengineering Book Series, Vol.3, pp: 665-680.
- [3] British Standard BS8006, Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills[S]. London: British Standard Institution, 1995.
- [4] 广珠铁路珠海段(DK161+030~DK167+425)软土路基处置咨询报告[R]. 中国铁道科学研究院深圳研究设计院, 2010年10月.

Some aspects on composite subgrade of embankment

Liu Guo-nan

(Shenzhen Institute of Research and Design, China Academy of railway sciences, Shenzhen518034, China)

Abstract: Compared with building composite subgrade, the properties and differences of composite subgrade of embankment are analysed, and the loading condition, soil arch, the stress ratio of pile and soil, the slop analysis method are discussed in the paper. A practical example is introduced to illustrate that composite strength method is not suitable for slop analysis of embankment on composite subgrade, rather than loading ratio method. Finally it is suggested to make further efforts to research the pile and soil ratio, the slop analysis method, and to improve the theory of composite subgrade of embankment.

Keywords: embankment; composite subgrade; soil arch; slop analysis method

古驿站夯土城台的整体稳定性原位 试验研究

谷海敏¹ 丁伟¹ 李佩²

(1.河北建研科技有限公司, 石家庄 050021; 2.河北建研工程技术有限公司, 石家庄 050021)

摘要: 目前国内外关于夯土的研究很少, 大多停留在工程经验上, 国内还没有夯土的相关规范。本文以实际工程的原位静载试验为背景, 探讨了夯土城台的整体稳定性, 推断了相关夯土的变形模量。实践表明达到了良好的效果, 对今后古建筑保护和夯土研究有一定的参考意义。

关键词: 古建筑; 夯土; 城台; 静载试验; 稳定性

1 前言

1.1 引言

中国是世界文明古国, 具有悠久的历史文化, 其古代建筑独具特色。在土地辽阔的中国, 存在着多种古建筑, 如宫殿、寺院、古城、长城、驿站、陵墓等等。而驿站在历史上曾起着重要作用, 古时传递消息和发放官文都用快马, 在沿途建有许多马站。后来这种马站又演变成接待过往官员、商人的临时驿站, 同时具有传递信息和邮件及充当军事城堡的功能, 可以说驿站在古代起着邮局和军事基地的作用。

本工程是目前国内保存最好、规模最大、最富有特色的古代驿站, 具有重要的历史、艺术、科学价值, 被称为邮政考古、机要考古的一座“活化石”。现存玉皇阁城台遗址位于驿城北城门的西侧, 城台为外砌砖、内夯土结构。为修缮和保护历史遗产, 拟在此城墙上复原玉皇阁楼。为保证复原玉皇阁主体和城台的安全, 通过原位静载试验, 对玉皇阁城台遗址进行了稳定性研究。

1.2 国内外研究现状及本文意义

国外的外砌砖、内夯土结构城台极少, 相关研究更少。国内关于夯土建筑方面尚无相应的规范及标准, 而对夯土工程特性的研究也不多。石坚等人曾对夯土材料的工程特性做过实验^[1], 宋向荣等人曾对焦山炮台古夯土力学性能及夯土炮台的稳定性做了研究^[2], 杨国兴等人曾对平遥古城墙稳定性进行过分析和研究^[3], 大多数对夯土古城墙稳定性研

究仅停留在数值模拟计算方面,而缺乏实际验证。基于此,本工程在玉皇阁古城台上通过静载试验对夯土城台的稳定性进行了研究,并推断了夯土的变形模量,为古建筑的保护和夯土研究提供了技术资料 and 参考。

2 工程概况

驿城为正方形,每边约 300m,城墙为青砖砌垒,内夯黄土,墙最高处达 15m,上面垛口,四周城墙基本保持原样,2001 年被国务院公布为第五批全国重点文物保护单位。2005 年被建设部、国家文物局列入第二批中国历史文化名村。2003 年、2005 年,两次被世界文化遗产基金会列入 100 处世界濒危遗产名单。

玉皇阁城台遗址(图 1)位于驿城墙北城门的西侧,城台为外砌砖、内夯土结构。城台底部尺寸长×宽约 13.3m×7.4m,城台顶部长×宽约 11.5m×7.2m,城台高约 10m。为修缮和保护历史遗产,拟在此城墙上复原原有的二层木结构阁楼——玉皇阁楼。为保证复原玉皇阁楼和城台的安全,现对上述城台遗址进行稳定性检测——静载试验检测,来检验此城台在修复结构荷载作用下的稳定性,为后期复原阁楼提供设计依据,为古建筑的保护提供技术资料。



图 1 玉皇阁城台全貌

3 城台稳定性静载模拟试验

3.1 受力分析

通过结构荷载分析得出玉皇阁楼各柱基础受力分布情况,荷载作用组合采用基本组合设计值^[4];本工程按一级边坡考虑,安全系数取 1.3^[5]。基本组合设计值及考虑边坡稳定时的检验值见表 1。各柱位置布置图见图 2。

表1 玉皇阁各柱基础的轴力

柱位置	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5
基本组合设计值/kN	16.8	14.4	19.2	46.3	39.2
考虑边坡稳定时的检验值/kN	21.84	18.72	24.96	60.19	50.96

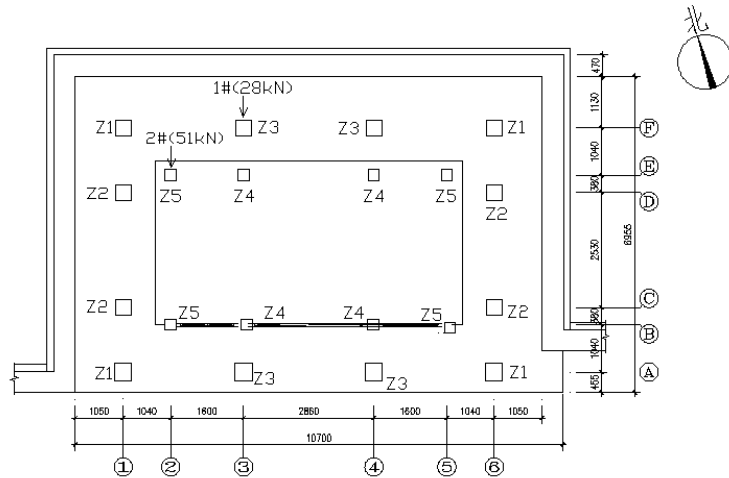


图2 静载试验的试验点位置及各试验点最大加载值示意图

3.2 试验概况

(1) 试验点数量及位置

根据城台结构、受力特征，结合数值模拟分析城台的破坏特征，确定了城台最危险受力点位 Z3(1#点)、Z5 (2#点) 及其受荷值，详见表 2。本次试验对 Z3 (1#点) 及 Z5 (2#点) 2 个位置进行静载试验，按考虑边坡稳定时的检验值进行加载，试验点加载值及位置见图 2。

(2) 试验方法及测试项目

a) 本试验采用慢速维持荷载法，即单循环慢速加载方法；

b) 测试项目：

量测试验各级荷载及其对应的沉降量，分析沉降同荷载、时间关系，判定城台稳定性；在静载试验过程中，注意对城台的宏观观测，为了预防其失稳破坏，监测城台的水平位移。

(3) 加荷系统采用油压千斤顶，油泵加荷；采用堆重平台提供反力。20T 堆载反力梁 1 套，5T 堆载反力梁 1 套，300kN 千斤顶 1 个，堆载平台板 2 块；堆重采用砖块，堆载平

台及加载示意图见图3。

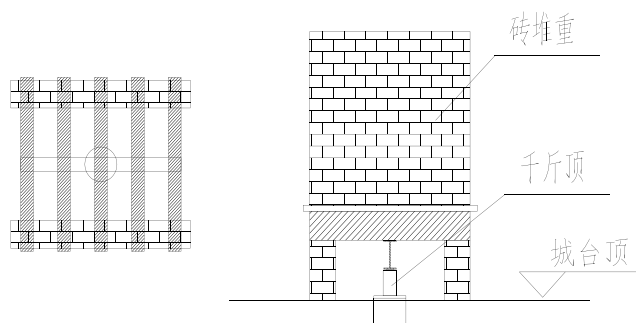


图3 静载试验的堆载平台及加载示意图

(4) 量测系统

a) 各级荷载及其对应沉降量的量测系统:

本次试验采用油压表量测荷载。每试验点沉降变形采用2块量程30mm,最小分辨率0.01mm的百分表,对称安置于荷载板两侧进行量测。固定和支承百分表的夹具和基准梁在构造上不受气温、振动及其他外界因素影响而发生竖向变形。

b) 监测城台水平位移的量测系统:

采用量程为30mm的百分表。

(5) 试验程序

a) 加荷值及加荷方式

根据拟复建的玉皇阁建筑图,由计算知,1#静载试验点在考虑边坡稳定时的最大检验值为24.92kN,2#静载试验点在考虑边坡稳定时的最大检验值为50.96kN,见表1。每个静载试验点按不小于考虑边坡稳定时的最大检验值加荷,1#点实际加荷至28kN,2#点实际加荷至51kN。加荷方式参照地基承载力试验方法,分级加荷,将最大加荷值分13级加荷。因每个静载试验前4级加荷值较小,故将前4级加荷合并为2级加荷,实际加荷11级,见表2和表3。

b) 观测程序及观测时间

每级加载后,量测沉降的百分表按间隔10、10、10、15、15min,以后为每隔半小时测读一次沉降量,当在连续两小时内,每小时的沉降量小于0.1mm时,则认为已趋稳定,可加下一级荷载。

量测水平向位移的百分表及应变测量仪每半小时测读一次。

(6) 终止加荷

当出现下列情况之一时,即可终止加载:

- 柱顶石周围的土明显地侧向挤出^[6];
- 沉降 s 急骤增大,荷载-沉降曲线出现陡降段^[6];

- c) 在某一级荷载下, 24 小时内沉降速率不能达到稳定^[6];
- d) 沉降量与柱顶石宽度或直径之比大于或等于 0.06^[6];
- e) 水平位移达到城台高度的 0.3%。
- f) 加荷到预估最大荷载值。

3.3 静载试验数据整理及结果分析

(1) 静载试验的沉降结果汇总表及荷载变形曲线, 见表 2 和表 3, 及图 4~图 7。

(2) 静载试验的水平向位移结果汇总表, 见表 4 和表 5。

通过对静载试验的数据汇总和荷载变形曲线分析确定:

两试验点加载到最大加载值时, 1#试验点最大沉降量为 2.40mm; 2#试验点最大沉降量为 12.39mm, 详见表 2 和表 3。根据本文 3.2 节, 第 6 条中的判定标准, 城台夯土均未达到极限状态。城台侧面墙体的水平位移很小, 其中 1#试验点西侧墙最大水平位移为 0.62mm, 北侧墙最大水平位移为 1.20mm; 2#试验点西侧墙最大水平位移为 0.41mm, 北侧墙最大水平位移为 0.39mm, 详见表 4 和表 5。

通过原位静载试验知, 城台在施加了相当于阁楼结构的荷载后未出现较大变形位移, 未出现整体失稳状态, 所以, 在修复阁楼后城台可保持稳定。

表 2 1#静载试验沉降数据汇总表

级别	压力 /kN	荷载 /kPa	时间/min		沉降/mm	
			本级	累计	本级	累计
1	4.4	59.08	150	150	0.57	0.57
2	8.8	118.15	150	300	0.21	0.78
3	11	147.69	150	450	0.12	0.90
4	13.2	177.23	150	600	0.14	1.04
5	15.4	206.77	150	750	0.07	1.11
6	17.6	236.31	150	900	0.18	1.29
7	19.8	265.84	150	1050	0.32	1.61
8	22	295.38	150	1200	0.25	1.86
9	24.2	324.92	150	1350	0.22	2.08
10	26.4	354.46	150	1500	0.07	2.15
11	28	375.94	150	1650	0.25	2.40

表 3 2#静载试验沉降数据汇总表

级别	压力 /kN	荷载 /kPa	时间/min		沉降/mm	
			本级	累计	本级	累计
1	7.8	92.75	150	150	0.52	0.52
2	15.6	185.49	150	300	1.10	1.62
3	19.6	233.06	150	450	0.49	2.11
4	23.4	278.24	150	600	0.09	2.2
5	27.3	324.61	150	750	0.44	2.64
6	31.2	370.99	180	930	0.87	3.51
7	35.1	417.36	210	1140	1.23	4.74
8	39	463.73	480	1620	2.47	7.21
9	42.9	510.11	360	1980	1.67	8.88
10	46.8	556.48	270	2250	1.22	10.10
11	51	606.42	300	2550	2.29	12.39

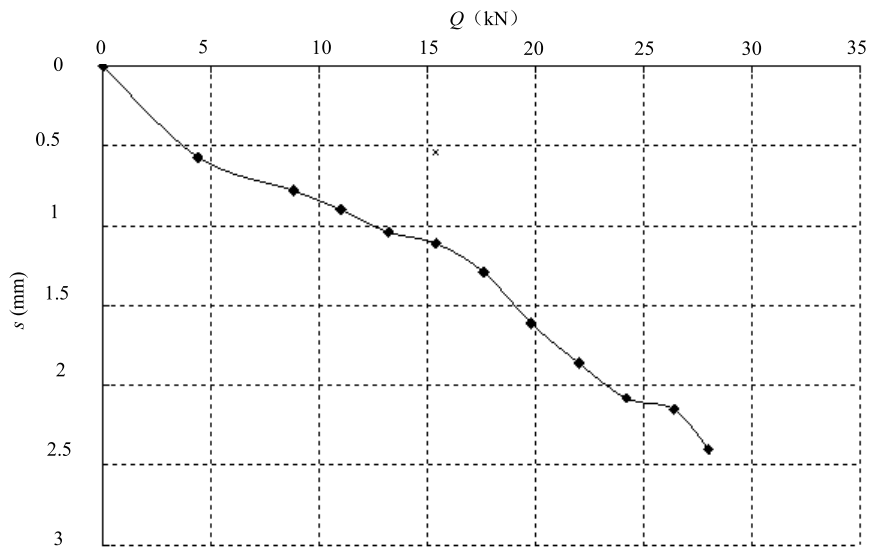


图 4 1#静载试验沉降数据 Q-S 曲线

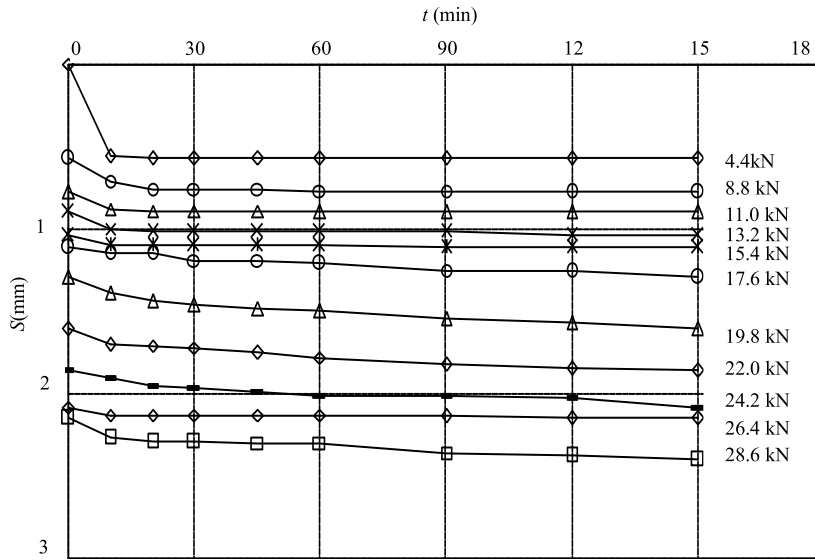


图5 1#静载试验沉降数据 $S-t$ 曲线

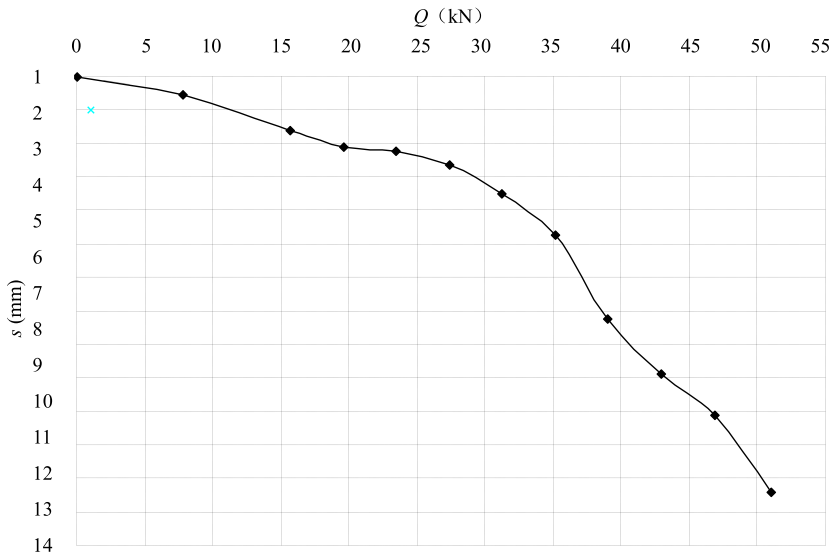


图6 2#静载试验沉降数据 $Q-s$ 曲线

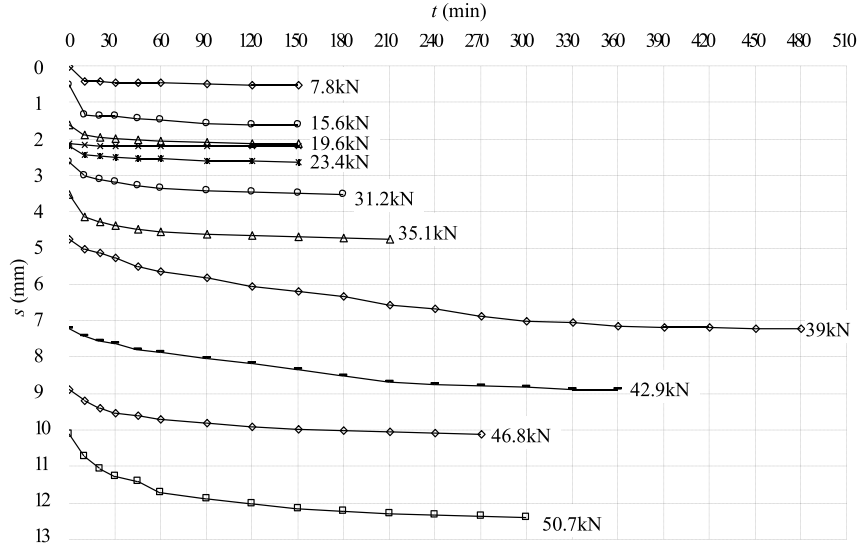


图 7 2#静载试验沉降数据 S-t 曲线

表 4 1#静载试验水平位移数据汇总表

级别	压力 /kN	荷载 /kPa	时间/min		北侧位移/mm		西侧位移/mm	
			本级	累计	本级	累计	本级	累计
1	4.4	59.08	150	150	0.00	0.00	0.00	0.00
2	8.8	118.15	150	300	0.31	0.31	0.00	0.00
3	11	147.69	150	450	0.17	0.48	0.44	0.44
4	13.2	177.23	150	600	0.09	0.57	-0.02	0.42
5	15.4	206.77	150	750	0.05	0.62	-0.03	0.39
6	17.6	236.31	150	900	-0.03	0.59	0.02	0.41
7	19.8	265.84	150	1050	-0.32	0.27	0.11	0.52
8	22	295.38	150	1200	0.00	0.27	0.43	0.95
9	24.2	324.92	150	1350	0.00	0.27	0.25	1.20
10	26.4	354.46	150	1500	0.09	0.36	-0.21	0.99
11	28	375.94	150	1650	-0.01	0.35	0.04	1.03

表5 2#静载试验水平位移数据汇总表

级别	压力 /kN	荷载 /kPa	时间/min		北侧位移/mm		西侧位移/mm	
			本级	累计	本级	累计	本级	累计
1	7.8	92.75	150	150	0.00	0.00	0.01	0.01
2	15.6	185.49	150	300	0.07	0.07	0.37	0.38
3	19.6	233.06	150	450	0.09	0.16	-0.14	0.24
4	23.4	278.24	150	600	0.09	0.25	-0.04	0.20
5	27.3	324.61	150	750	0.08	0.33	0.02	0.22
6	31.2	370.99	180	930	0.05	0.38	0.10	0.32
7	35.1	417.36	210	1140	0.00	0.38	0.00	0.32
8	39	463.73	480	1620	-0.1	0.28	-0.06	0.26
9	42.9	510.11	360	1980	0.03	0.31	-0.01	0.25
10	46.8	556.48	270	2250	0.09	0.40	0.11	0.36
11	51	606.42	300	2550	0.01	0.41	0.03	0.39

4 分析试验结果并推测夯土的变形模量

根据《岩土工程勘察规范》(2009年版)式(10.2.5-1)

$$E_0 = I_0(1-u^2) pd/s \quad (1)$$

式中 I_0 ——柱顶石按方形考虑, 取 0.886;

u ——土的泊松比, 取 0.25;

d ——柱顶石边长, m; 1#试验点取 0.26, 2#试验点取 0.33;

p ——p-s 曲线线性段的压力, kPa;

s ——与 p 对应的沉降, mm。

由 1#静载试验数据计算得: $E_{01} = 63.6\text{MPa}$

由 2#静载试验数据计算得: $E_{02} = 48.9\text{MPa}$

取两者的平均值可得 $E_0 = 56.3\text{MPa}$ 。本次试验所得结果为城台上层夯土的变形模量, 城台下层夯土因受固结影响, 其变形模量要大于上层夯土的变形模量。经综合分析知自然状态下本城台夯土的变形模量可取为 56.3MPa。

5 结语

国内外关于夯土及古城台的稳定性研究,多是在对夯土材料的本构关系、夯土城台的稳定性数值模拟计算等方面,理论计算结果缺乏试验结果的验证。对夯土的研究不尽如人意,而且国内建筑业缺乏关于夯土的技术规范及标准。基于此,本工程在驿城的玉皇阁古城台上通过静载模拟试验来确定夯土城台的稳定性,推断了夯土的变形模量,本工程的试验结果可为古建筑保护和夯土研究提供技术资料和参考,对相似工程及夯土研究有一定的借鉴作用。

本文通过对玉皇阁古城台进行静载试验得出了如下结果:

(1) 通过在城台上进行静载试验,验证了城台在增加了修复后的玉皇阁楼的荷载后,城台稳定性满足规范要求。

(2) 得到本城台夯土的变形模量。

参考文献:

- [1] 石坚,李敏等. 夯土建筑土料工程特性的试验研究[J]. 四川建筑科学研究, 2006, 4: 86-87.
- [2] 宋向荣,袁润. 夯土古炮台修复的结构性能研究[J]. 江苏科技大学学报(自然科学版), 2010, 24(1): 27-31.
- [3] 杨国兴,张立乾等. 夯土类平遥古城墙稳定性分析与评价研究[J]. 特种结构, 2010, 4: 102-106.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑结构荷载规范 GB50007-2002 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [5] 重庆市建设委员会. 建筑边坡工程技术规范 GB50330-2002 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [6] 中华人民共和国建设部. 岩土工程勘察规范 GB50021-2001, 2009 年版[S]北京: 中国建筑工业出版社, 2009.

处理地基的工作性状及其工程控制方法

滕延京

中国建筑科学研究院地基基础研究所 北京 100013

摘要: 处理后的地基应满足建筑物长期荷载作用的正常使用要求。应在全面掌握处理地基的工作性状基础上, 进行全面、完整的设计工况复核设计计算; 按照地基处理方法在本地区使用的成熟程度, 在场地有代表性的区域进行现场试验或试验性施工, 取得必要的设计施工参数; 工程设计采用的地基处理技术在有充分地区经验基础上应采用技术经济评价的手段进行优化设计, 而对某些设计工况的复核尚认识不足时应采用“安全”的设计方法; 应采用能正确评价处理地基满足建筑物正常使用要求的试验方法进行工程验收检验等是地基处理工程应采用的工程控制方法。

关键词: 建筑地基; 地基处理; 优化设计

1 引言

地基处理技术, 总是在建筑物利用天然地基而不满足地基承载力、地基变形或稳定性的设计要求, 以及基坑工程中降低地下水位引起过大地面沉降、地基土开挖引起支护结构过大变形、承压水引起基底土隆起, 或者在既有建筑加固改造中进行地基加固等情况时使用。近十年来, 随着我国城镇化进程以及地下空间的开发利用, 可供建筑使用的土地面积的减少, 以及人们对居住环境要求的提高, 需要进行地基处理的土地面积在增加, 而且地基处理的技术要求和难度都在增加。

建筑地基基础一般指具有建筑结构的地基和基础, 区别于公路、铁路、水工建筑物、港口工程等的地基基础, 除稳定性要求和承载力要求外, 其对影响结构承载力和建筑物使用功能的地基变形有严格控制要求。

《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153-2008^[1]对结构设计应满足的功能要求作了规定。根据地基工作状态, 地基设计时应当考虑^[1]: ①在长期荷载作用下, 地基变形不致造成承重结构的损坏; ②在最不利荷载作用下, 地基不出现失稳现象; ③具有足够的耐久性能。所以, 处理后的地基应满足建筑物地基承载力、变形和稳定性要求, 地基处理的设计尚应符合下列规定^[2]: ①经处理后的地基, 当在受力层范围内仍存在软弱下卧层时, 应进行软弱下卧层地基承载力验算; ②按地基变形设计或应作变形验算且需进行地基处理的建筑物或构筑物, 应对处理后的地基进行变形验算; ③对建造在处理后的地基上受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物, 应进行地基稳定性验算。

建筑物基础形式各异, 其基础埋深、基础尺寸、基础刚度、荷载作用等的不同, 当其

建造在处理后的地基上时, 应根据处理后地基的工作性状分别进行承载力计算、地基变形计算或稳定性验算。对于天然地基或桩基应该解决的地基基础设计问题而建造在处理后地基上时, 这些问题都应该解决或找到解决问题的方法^[4-5]。由于对某些处理地基的工作形状的认识有待深化, 特别对于复杂结构的处理后地基反力分布及荷载传递特性需进一步研究, 所以处理地基上的地基基础设计应满足全面控制的原则和采用相应的工程控制方法。

2 建筑地基处理的设计原则

“建筑地基”是建筑物下的地基, 其地基承载力不仅地基主要受力层应满足设计要求, 下卧土层也应满足设计要求; 其地基变形不仅与地基处理层有关, 还与下卧层有关; 处理地基的稳定性计算也需考虑地基处理层与其下卧层土的计算参数的不同。处理地基设计时加固土层和下卧土层作用的荷载应按上部结构、基础、地基共同作用的荷载传递特性确定。

建筑地基处理的设计应掌握全面控制的原则, 在了解掌握相应地基处理工法的适用性、施工工艺、检验评价方法以及该工法处理后地基的工作性状后, 应在建筑结构和基础设计的基础上, 根据上部结构荷载传递特性、基础尺寸、基础埋深的条件, 进行地基承载力、地基变形或地基稳定计算。具体的计算分析内容应包括:

2.1 地基承载力计算

处理后地基的承载力不仅应满足轴心荷载作用, 还应满足偏心荷载作用^[6];

判定选用的处理后地基是否仍存在软弱下卧层, 验算软弱下卧层地基承载力是否满足设计要求:

2.2 地基变形计算

处理后地基的变形计算值不应大于地基变形允许值;

处理后地基存在较大不均匀性时, 应分析评价其对基础结构承载力和建筑物使用功能的影响;

2.3 稳定性计算

建造在处理后地基上的建筑物应满足稳定性验算要求;

2.4 材料强度验算

有粘结强度的地基处理材料强度满足设计要求。

应该说建筑地基处理的设计只有把实际的建筑物放在拟处理的地基上, 对于该地基的处理技术要求才能真正明确具体的指标。特别对于处理的范围、处理的深度等, 应在设计阶段解决偏心荷载作用验算以及软弱下卧层地基承载力验算问题^[4]。所以建筑地基处理的设计应在了解地基处理工法的工艺特点、处理深度、处理后地基的特点等基础上, 按照建筑物实际的工程情况选用拟使用的地基处理技术、提出施工工艺要求以及施工后检验评价方法。例如采用强夯法处理地基, 处理后地基承载力要求为 300kPa, 对于建筑物采用独立基础或条形基础的情况, 其主要持力层的厚度, 当基础宽度为 2~3m 时, 约为 6~8m; 而

建筑物采用整板基础，基础宽度为 20~30m 时，其主要持力层的厚度约为 20m 以上；这时同样的强夯施工方法夯击能选择、夯点布置、夯击遍数等不同，验收检验的方法包括载荷板的尺寸、标贯或动探的检验深度也应不同，对于变形计算的检验深度也应不同。

在工程验收检验时应对设计阶段采用的设计参数可靠性进行检验，具体内容应包括地基承载力、地基变形、处理范围地基的均匀性、材料强度等。当检验手段存在局限性，例如压板尺寸小，不能检验地基主要持力层的情况；处理工法存在软弱下卧层的情况；特殊土性质要求的处理范围和深度的加固质量情况等，均应再采取其他原位测试手段进行检验评价。

同时还应指出，地基处理仅是解决地基不满足设计要求的手段之一，由于对处理后地基性质的认识以及检验评价方法的缺欠，要满足建筑物长期荷载作用的正常使用要求，往往同时采用建筑措施和结构措施，特别对于具有特殊性质的地基土，有时还是必要的措施。例如对于湿陷性黄土地基，采用挤密处理消除湿陷性对建筑物的影响时，处理后经检验桩间土的挤密效果达到规范要求的压实系数后，基础下应采用不小于 50cm 厚的灰土垫层，且施工铺设范围不小于基础埋深的 1/2 的结构措施，建筑设计尚应组织地面排水措施，防止地表水深入地基，才可保证处理后的地基满足长期荷载作用建筑物的正常使用要求。

3 处理后的地基性状

处理后的地基性状是选择地基处理方法、确定处理施工工艺、确定检验验收评价方法的依据。不同的地基处理工法适用的地基条件不同，处理后的地基性状不同，建筑物荷载作用下的荷载传递特征以及对地基变形的影响不同，带来的处理后地基的检验评价方法不同。在全面了解其技术特点后，结合地区的勘察、设计、施工以及检验水平评价，在地基处理工程的各个阶段综合分析，可得到安全且优化的地基处理结果。

地基处理工程设计的基本概念可认为有如下认识：

①处理后的地基，其承载力和变形的测试指标与天然地基基本一致时，长期荷载作用的变形比天然地基要大；

②由于土的成因或应力历史不同，相同的天然地基土性指标，采用相同的地基处理工艺，处理后的地基性状不近相同，可能存在较大差异；

③采用多种地基处理方法综合使用，其最终结果不一定是“1+1=2”；

④地基处理的效果，根据有限数量的竖向承载力、变形的检验结果评价满足设计要求时，平面或竖向的不均匀也可能引起建筑物裂缝等问题，检测技术的局限性可能使工程存在某些隐患；

⑤地基处理工艺较成熟，不同的施工队伍的施工质量不尽相同；

⑥采用强夯、振冲、挤密等施工工艺，处理施工结束，场地土恢复期较短又马上进行基础施工时，基础结构可能出现开裂或影响耐久性的微裂缝。

换填垫层地基，适用于浅层地基处理，地基的承载力和变形特征是在满足下卧土层地基承载力的基础上确定换填厚度和范围，一般无需再进行下卧层承载力验算。因其一般用

于采用独立基础和条形基础的中低层建筑,地基变形的计算工况较简单,检验时对换填土层的密实度控制严格,垫层的承载力检验仅在无地区经验时采用载荷板试验。

预压地基适用于处理淤泥质土、淤泥、冲填土等饱和黏性土地基,对非饱和地基土也可采用堆载预压处理,提高承载力,减少地基变形。由于预压地基采用的处理工艺为堆载预压、真空预压、真空和堆载联合预压,其地基可达到的地基承载力与施加的预压荷载大小和地基土压密时间效应有关。一般用于场地处理,直接作为建筑物地基适用于中低层房屋。其地基承载力呈现上高下低的性状。为了减少房屋的总体沉降量,可采用超载预压的处理方法。由于弹性半无限体地基的受力特点,预压地基是在有限压缩层内满足地基承载力和变形要求的地基,当基础埋深加大,地基承载力有所降低。所以作为建筑地基使用,其承载力和地基变形的检验评价应在设计标高进行。

强夯地基适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基。其处理深度和处理后地基的均匀性与夯击能、夯实工艺、夯点布置、夯击遍数有关,处理后的地基表现为较强的上硬下软性状,工法提出的“有效加固深度”与地基主要持力层的概念不近相同。作为建筑地基使用,强夯地基是在有限压缩层内满足地基承载力和变形要求的地基,基础埋深加大,地基承载力有所降低。所以作为建筑地基使用,其承载力和地基变形的检验评价应在设计标高进行。强夯地基破坏了原地基土的结构,应在恢复期后才能进行基础施工。

强夯置换处理地基适用于处理高饱和度的粉土与软塑~流塑的黏性土地基且对变形要求不严格的工程。由于土的性质决定,强夯置换处理地基墩体着底情况的质量非常重要,一般适用于作为多层房屋的地基使用,按墩式基础设计。当强夯置换施工表面换填的石料最终可形成2.0米以上厚度的硬壳层时,可按复合地基设计。

压实地基适用于处理大面积填土地基。由于填筑厚度大,除分层控制压实质量外,其地基变形存在累积效应,即地基变形计算时应计入上部填土荷载引起的下卧土层变形。压实地基的均匀性与采用的施工设备和施工工艺有关,一般应进行平面和竖向的检验进行评价。压实地基的承载力评价还应注意其湿陷性的影响,必要时进行浸水载荷试验评价。

挤密地基适用于松散土层的密实处理,砂土消除液化、消除土的湿陷性等的地基处理。挤密地基处理后的承载力应进行载荷板试验,其均匀性应通过静力触探、动力触探等检验判定。检验结果的评价可靠性与检验位置有关,且处理后地基的液化判定、湿陷性评价等方法 and 标准有待进一步研究。

复合地基按其定义,应满足增强体和地基共同承担荷载的要求。当地基土为欠固结土、膨胀土、湿陷性黄土、可液化土等特殊土时,设计采用的增强体和施工工艺应满足处理后地基土和增强体共同承担荷载的技术要求。复合地基增强体桩长的选择不仅应满足承载力和变形设计要求,尚应满足软弱下卧层的验算要求。复合地基设计前,应在有代表性的场地上进行现场试验或试验性施工,以确定设计参数和处理效果。对散体材料复合地基增强体应进行密实度检验;对有粘结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检验。复合地基承载力的验收检验应采用复合地基静载荷试验,对有粘结强度的复合地基增强体尚

应进行单桩静载荷试验。

注浆加固处理地基是将土壤固化材料通过压力或施工机械与土壤搅拌或注入，提高原地基土的承载力、变形或渗透特性的地基处理方法。常用于多层房屋的地基处理，或用于软土地基地铁隧道或地下工程地基土的超前处理、基坑工程为减少周边环境影晌以及地下水渗透影响的超前处理等工程，对于既有建筑地基加固也可采用。注浆加固地基应根据处理要求进行相应的承载力、变形、渗透特性的检验，尚应进行处理效果的均匀性评价。

4 工程控制方法

对于地基处理工程设计的大部分情况，是在岩土工程勘察资料以及建筑物施工图设计（部分工程在初步设计）阶段提出的地基处理设计要求基础上进行，并要求在此基础上采用的某些设计参数的估算值的设计结果进行施工，并在施工结束验收达到设计要求。因此设计人员的地区工程经验非常重要。首先对于工程的岩土工程勘察报告提出设计参数的现场试验方法以及用于设计的岩土参数是否符合地区经验，可靠性如何应作出判断；其次对于工程拟用的施工单位的施工质量应有评价；第三对本工程检验验收试验单位的技术水平应有认识。这些认识，是该工程地基处理设计可靠性的基础。所以地基处理工程控制措施首先应按建筑物地基基础设计等级和场地复杂程度以及该种地基处理方法在本地区使用的成熟程度，在场内有代表性的区域进行相应的现场试验或试验性施工，并进行必要的测试，以检验设计参数和处理效果。如达不到设计要求时，应查明原因，修改设计参数或调整地基处理方案。

地基处理工程设计采用的作用荷载是在建筑结构荷载作用分析基础上得到的，上部结构设计人员对于长期荷载作用下建筑物的正常使用要求不仅有荷载作用，还应包括地基变形引起的荷载增量，不同的建筑设计单位提出的地基处理设计要求不尽相同。同时，我们对不同地基处理工法的地基应力分布规律的认识并不很充分，某些处理地基的力学分析采用了简化的力学模型。为了拟补这些认识的缺欠，工程设计往往采用“安全”设计的理念。所以地基处理工程控制措施尚应针对设计对象的工程经验，在有充分地区经验基础上采用的地基处理设计施工技术应采用技术经济评价的手段进行优化设计，而对某些设计工况的复核尚认识不足时应采用所谓“安全”设计的方法。例如对于荷载或刚度不均匀的上部结构地基，设计由于对处理后地基反力分布的不确定性，而采用最大地基反力的地基承载力处理要求，或采用线性地基反力叠加的最大反力作为地基承载力处理要求等，解决对地基变形控制的技术难度以及偏心荷载作用验算的问题。

即使采用了现场试验得到的设计参数进行设计，也应考虑现场试验的条件与实际工程的地基基础条件的差异，对设计参数进行必要的论证分析工作。地基处理工程的工程验收检验采用的静载荷试验的载荷板尺寸应能反映载荷板影响的地基主要持力层性质，处理深度大时尚应采用其他原位试验手段对深层处理效果检验；应评价处理后地基的均匀性对建筑物结构受力及不均匀变形的影响；应评价长期荷载作用下有胶结强度加固材料强度的安全性。这是检测工作应采取的工程控制措施。

5 结语

地基处理是经验性很强的工程技术。在以往地区工程经验的基础上, 取得本工程的实测设计参数, 针对建筑物长期荷载作用的正常使用功能要求, 精心设计, 精心施工, 合理确定验收检验方法, 可以创造地基处理的精品工程。地基处理工法的完善, 结合对处理地基工作性状的深入研究, 是地基处理技术进步, 健康发展的保证。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国建设部. 建筑地基基础设计规范 GB50007-2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [2] 中华人民共和国建设部. 建筑地基处理技术规范 JGJ79-2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
- [3] 中华人民共和国建设部. 工程结构可靠性设计统一标准 GB 50153-2008 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [4] 滕延京等. 建筑地基处理技术规范理解与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013年4月.
- [5] 滕延京. 《建筑地基处理技术规范》修订中的几个问题[C]. 第12届全国地基处理学术讨论会论文集, 2012年8月, 中国昆明, 20-24.
- [6] 滕延京, 李建民. 偏心荷载作用下复合地基桩土荷载控制分析[C]. 第12届全国地基处理学术讨论会论文集, 2012年8月, 中国昆明, 235-240.



简讯

第七届国际环境岩土工程会议即将召开

第七届国际环境岩土工程会议 (ICEG-2014 7th International Congress on Environmental Geotechnics) 将于2014年11月10-14日在澳大利亚墨尔本会展中心举行, 会议主题为“经验教训、学习研讨和迎接挑战”, 并将在规划、立法和法规, 废弃物控制和管理, 污染物运移评估, 土壤、气和地下水修复和再开发, 垃圾填埋场管理和温室气体排放, 生物岩土工程, 土工合成材料利用和环境保护等方面展开研讨。目前会议在征集论文摘要, 请登录会议网站 (<http://www.7iccg2014.com>) 在网上提交摘要和申请参会的邀请函, 摘要截止日期为2013年11月29日。

高层建筑长短桩复合地基数值分析

葛忻声, 翟晓力, 杨勇

(太原理工大学 建筑与土木工程学院, 山西 太原, 030024)

摘要: 本文结合长短桩复合地基处理高层建筑软弱地基的工程实例, 利用有限元分析软件 ANSYS 建立长短桩复合地基数值模型, 分析了筏板厚度、褥垫层厚度和长桩长度变化对长短桩复合地基中桩身轴力、桩顶与桩端应力的影响及变化规律, 分析结果能为长短桩复合地基进一步优化设计提供参考。

关键词: 有限元法; 高层建筑; 长短桩; 轴力; 应力

1 引言

长短桩复合地基是一种新的地基处理形式, 它是利用刚性长桩与刚性、半刚性或柔性短桩相结合的方法对地基进行综合处理^[1]。这种复合地基能有效减小地基沉降, 提高地基承载力, 是近些年来被工程界广泛应用的一种较新的地基处理形式^[2]。目前人们通过理论分析、试验研究、数值模拟和工程实测等方面对长短桩复合地基进行了许多探讨并取得一些研究成果^[3-8]。本文结合具体工程实例, 利用有限元分析软件 ANSYS 建立基本模型, 进一步分析筏板厚度、褥垫层厚度和长桩长度变化对长短桩复合地基中桩体轴力、桩顶和桩端应力的变化规律, 为其优化设计提供理论基础。

2 工程概况与计算模型

2.1 工程实例

太原市某商住高层建筑^[9], 主楼平面形状为矩形, 东西长约 81m, 南北宽约 18m。地上三十层, 地下一层, 剪力墙结构, 内墙厚度为 200mm, 外墙厚度为 300mm。楼层高度为 3m, 楼板厚度为 120mm。筏板基础, 基础底板厚 1.0m。按该场地《工程地质勘察报告》: 从天然地表面填土层到卵石层, 其间夹有粉质粘土、粉土和中砂, 土质共分九层, 筏板落在第二层粉土层上, 地下水位约在天然地面以下 1.0 米。由于第二层土质较软且承载力不能满足上部结构的要求, 经过优化, 整个地基处理采用 CFG 桩与二灰桩(生石灰和粉煤灰)相结合的长短桩复合地基形式。长桩采用 CFG 桩, 短桩采用二灰桩, 其中二灰桩为 $\phi 400\text{mm}$, 桩长 7m, CFG 桩为 $\phi 400\text{mm}$, 桩长 18m。长短桩间距均为 1200mm, 碎石垫

层,垫层厚度为 300mm。

2.2 基本模型

(1) 模型假定

有限元模型建立时采用如下假定^[10]:

- ①采用总应力法进行分析计算;
- ②土体、垫层、短桩为连续弹塑性体,引用 Drucker-Pager 模型;
- ③上部结构、筏板、长桩采用线弹性体;
- ④土与桩、垫层始终保持紧密接触。

(2) 模型建立

为减少模型计算机时,利用对称性,取 1/4 模型进行有限元分析计算(见图 1)。模型中土体采用空间八节点协调单元、长桩和短桩均采用圆柱形管单元、上部梁柱采用三维梁单元,剪力墙、楼板采用弹性壳单元。竖向荷载每层取 20kPa,施加与每层楼板上。土体尺寸为:长 80m,宽 35m,深度通过试算取 3 倍桩长 54m^[11]。计算模型的位移边界条件为:土体底面为固定约束,侧向边界为水平方向约束,竖向可动,对称面上施加对称约束,上边界为自由边界。整个模型单元总数为 39171,节点总数为 32388,长桩 272 根,短桩 231 根。

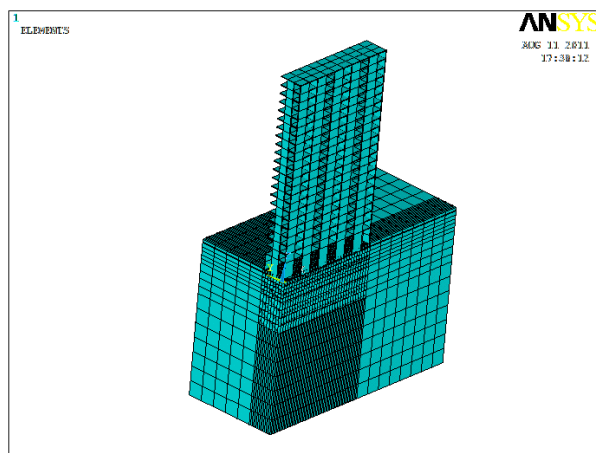


图1 有限元计算模型

(3) 模型参数确定

模型基本参数均来源于工程实例。土层根据勘察报告中的压缩指标相近分为三层,不考虑土体膨胀。模型主要参数如表 1。

表1 有限元计算参数

	土层1	土层2	土层3	垫层	筏板、上部结构	长桩	短桩
E/MPa	25	35	60	500	3×10^4	3×10^4	400
μ	0.35	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.25
$\rho/\text{kg/m}^3$	1800	1850	1900	2200	2500	2500	1950
c/kPa	27	18	23	0			27
$\varphi/^\circ$	20	35	25	30			20
h/m	18	16	20	0.3		18	7

(4) 模型验证

图2为筏板顶实测沉降与计算平均沉降随上部荷载变化曲线。由图可知：有限元计算得到筏板顶平均沉降与工程实例中实测平均沉降相差不大，并且变化趋势相似，因此以此模型为基本模型，所有影响因素均以此模型为参照。

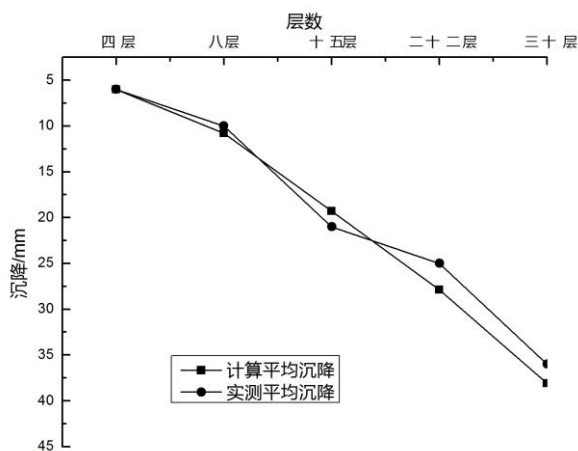


图2 实测与计算平均沉降随上部荷载变化曲线

3 计算结果分析

3.1 筏板厚度的变化所产生的影响

(1) 对桩身轴力的影响

图 3 和图 4 分别为长桩和短桩桩身轴力随筏板厚度变化曲线, 从图中可看出:

a) 筏板厚度的变化对长桩轴力影响的大小为: 中桩改变量最大, 边桩改变量次之, 角桩改变量为最小。当筏板厚度为 300mm 时, 长桩角桩桩顶应力为 943kPa, 边桩桩顶应力为 357kPa, 中桩桩顶应力为 120kPa, 当筏板厚度为 600mm 时, 长桩角桩桩顶应力为 668kPa, 边桩桩顶应力为 227kPa, 中桩桩顶应力为 75kPa, 长桩角桩桩顶应力减小幅度为 29%, 长桩边桩应力减小幅度为 36%, 长桩中桩应力减小幅度为 38%。但是当筏板厚度大于 600mm 以后, 筏板厚度的变化对长桩桩身轴力影响减小。

b) 短桩角桩和边桩身轴力, 在筏板厚度小于 600mm 时, 随筏板厚度的增加逐渐减小, 当筏板厚度大于 600mm 以后, 短桩角桩和边桩桩身轴力随筏板厚度的增加而增加。短桩中桩轴力, 随筏板厚度的增加一直减小。

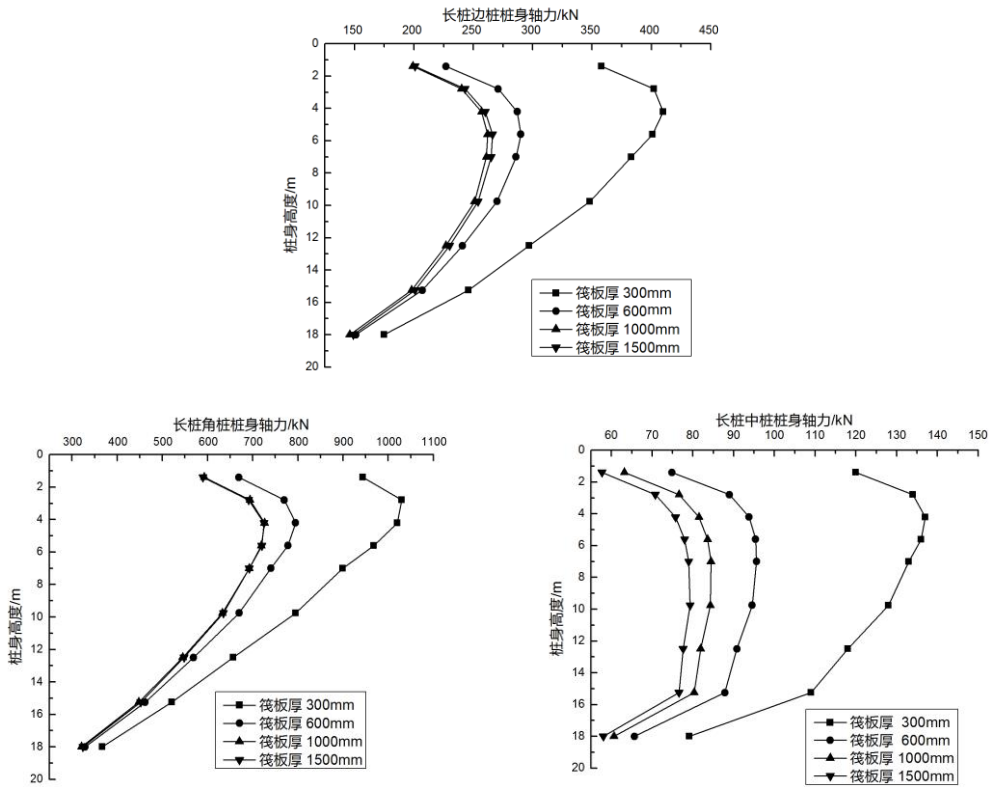


图 3 长桩桩身轴力随筏板层厚度变化曲线

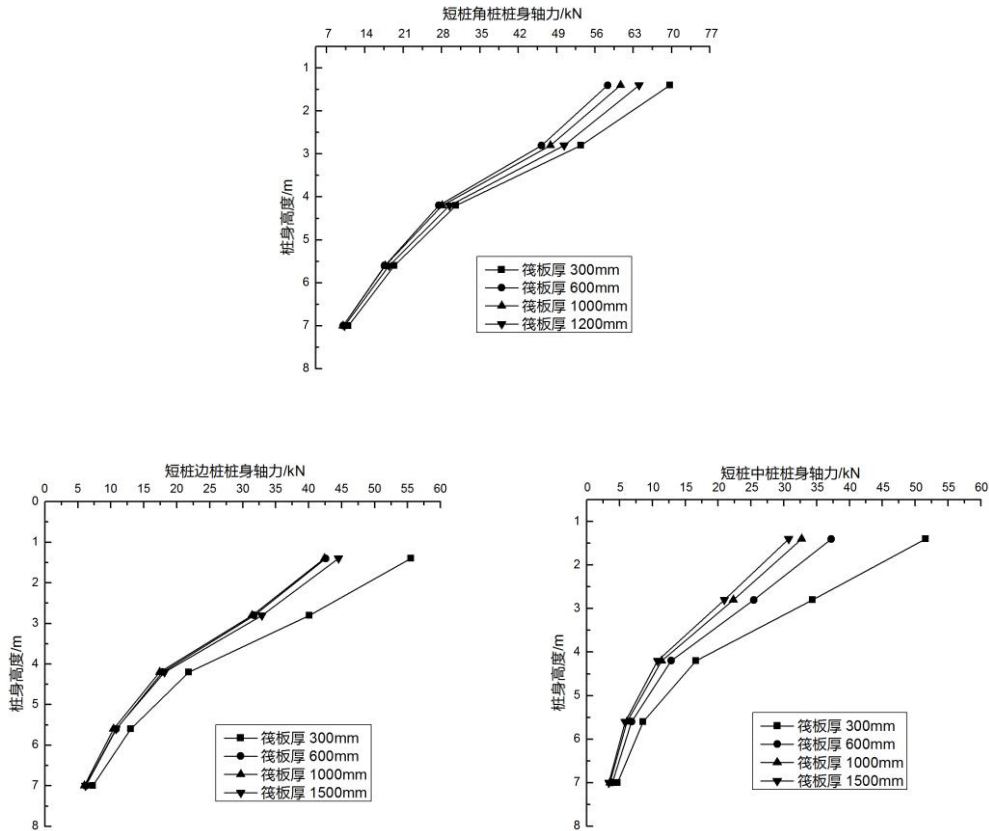


图4 短桩桩身轴力随筏板厚度变化曲线

(2) 对桩顶及桩端应力的影响

图5和图6分别为长桩与短桩桩顶应力及桩端应力随筏板厚度变化曲线,从图中可看出:

a) 当筏板厚度为300mm时,长桩桩顶应力波动比较大。由于此时筏板较薄,刚度不是很大,从而使长桩桩顶应力产生较大幅度的变化。当筏板厚度大于600mm后,长桩桩顶应力变化幅度显著减小。长桩桩顶应力整体分布形状为中间小,边缘大的分布。短桩桩顶应力在筏板厚度较小时,波动也较大,中部和边缘桩顶应力均较小。

b) 长桩桩端应力和短桩桩端应力也为马鞍型分布。在筏板较薄时,应力变化幅度也较大,当筏板厚度大于600mm以后,筏板厚度的变化对长桩桩端应力和短桩桩端应力影响均减小。

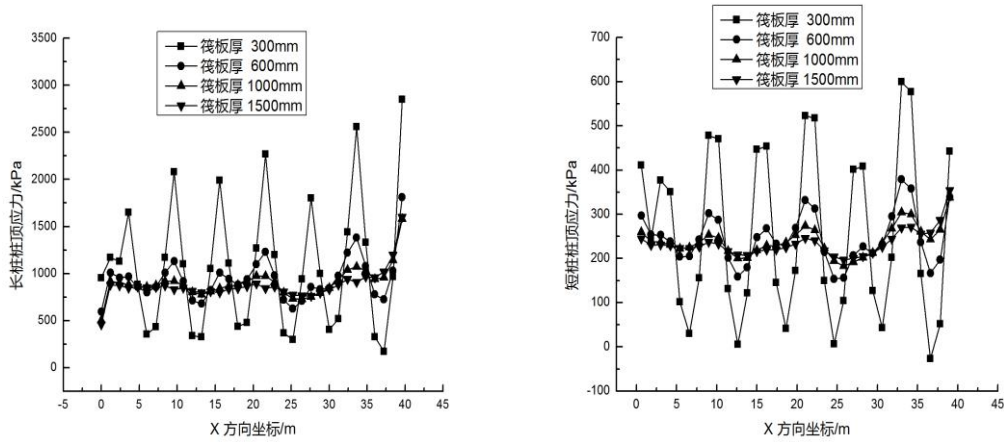


图 5 桩顶应力随筏板厚度变化曲线

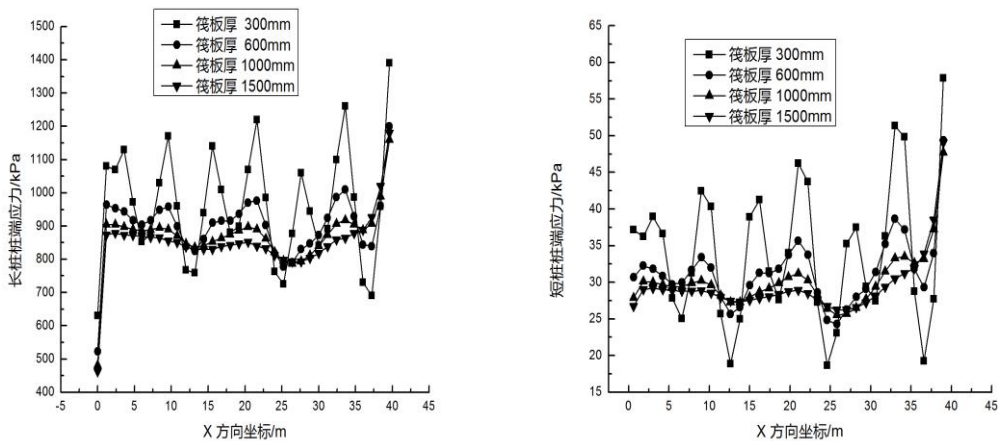


图 6 桩端应力随筏板厚度变化曲线

3.2 褥垫层厚度的改变所产生的影响

(1) 对桩身轴力的影响

图 7 和图 8 分别为长桩和短桩桩身轴力随褥垫层厚度变化曲线, 从图中可看出:

a) 无褥垫层时, 长桩角桩、边桩和中桩桩身轴力都是桩顶最大, 沿深度逐渐减小。由于无褥垫层, 长桩桩顶和筏板沉降大于桩间土沉降, 从而使桩身产生正摩阻力, 导致长桩桩顶轴力最大, 沿深度逐渐减小, 其作用机理类似与桩基础。

b) 有褥垫层时, 长桩角桩、边桩和中桩桩身轴力沿深度均为先增大后减小。由于褥垫层的存在, 使桩身上部一定范围内产生负摩阻力, 从而导致桩身轴力沿深度为先增大后

减小。

c) 无论有无褥垫层, 长桩桩身轴力都是角桩大于边桩大于中桩。无褥垫层时, 长桩桩身轴力沿深度变化显著, 有褥垫层时, 桩身轴力变化减缓。说明褥垫层的增加能够缓解长桩不同部位的轴力。

d) 短桩桩身轴力沿深度逐渐减小, 有褥垫层时减小幅度较大。由于短桩刚度与褥垫层的刚度相差不大, 从而使短桩未能产生负摩阻力, 导致无论是否铺设褥垫层, 短桩轴力均为桩顶最大, 沿深度逐渐减小。

e) 无褥垫层时, 短桩桩身轴力最小。铺设褥垫层后短桩桩身轴力显著增大。由于短桩刚度与长桩相差很大, 无褥垫层时, 上部荷载基本上全部被长桩承担, 短桩承担很少的荷载, 这说明: 只有当长桩轴力达到一定程度时, 才会把荷载传递给短桩和土体。

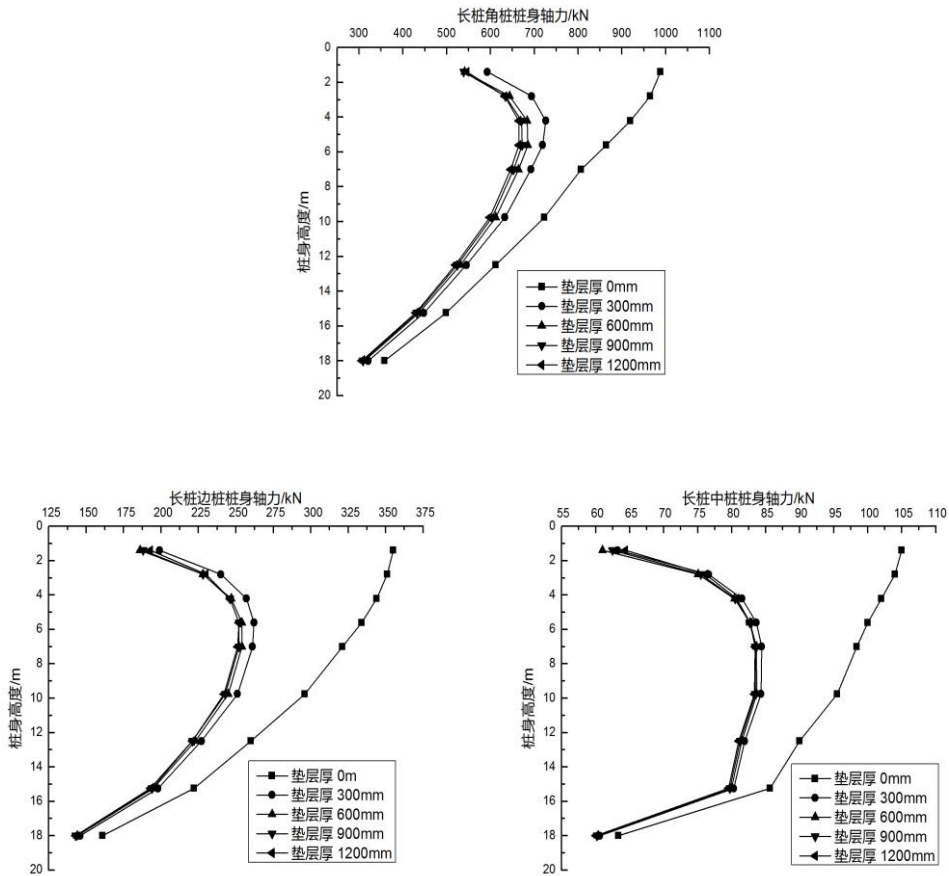


图7 长桩桩身轴力随褥垫层厚度变化曲线

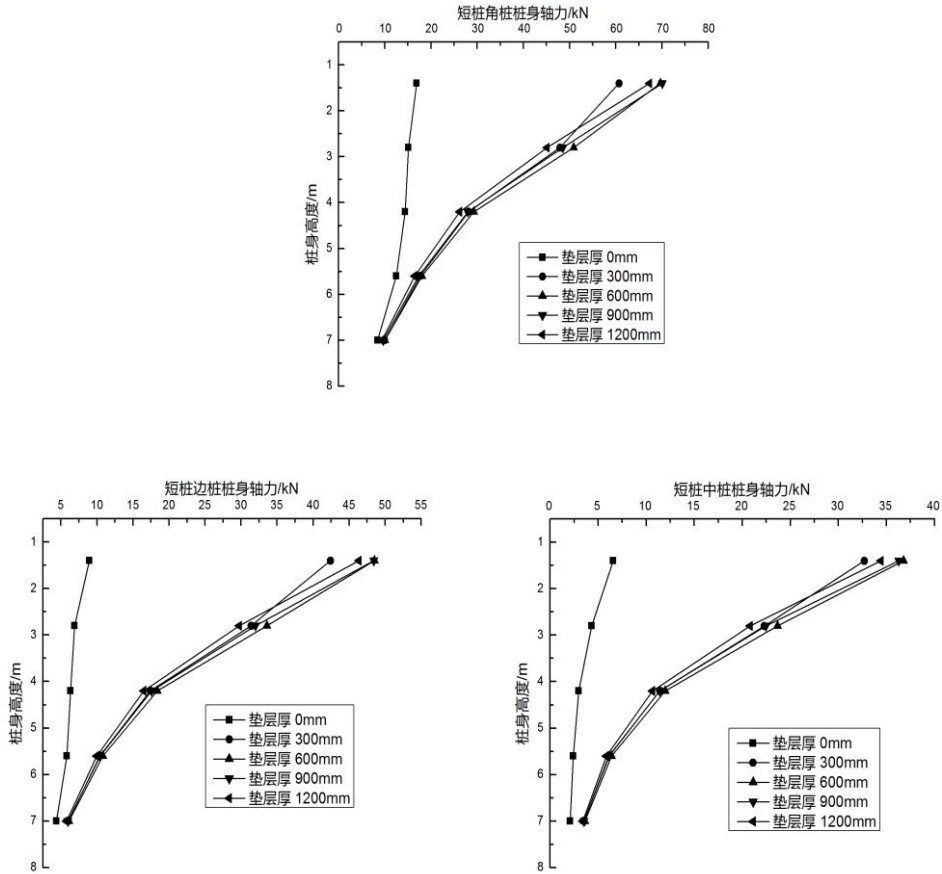


图 8 短桩桩身轴力随褥垫层厚度变化曲线

(2) 对桩顶及桩端应力的影响

图 9 和图 10 分别为长桩与短桩桩顶应力及桩端应力随褥垫层厚度变化曲线, 从图中可看出:

- a) 长桩桩顶应力呈马鞍型分布, 表现为边部大中间小的特点。在无褥垫层时表现尤为明显。
- b) 无褥垫层时, 长桩桩顶应力数值较大, 边缘和中部桩顶应力相差较大, 应力集中程度明显, 铺设褥垫层后, 应力变化幅度减小。说明褥垫层的增加有助于缓解桩顶应力集中。
- c) 短桩桩顶应力在无褥垫层时最小, 铺设褥垫层后, 短桩桩顶应力急剧增大。随着褥垫层厚度的增加, 短桩桩顶应力逐渐增加, 但是增加幅度不大。
- d) 长桩桩端应力同样表现为中间小, 边缘大的特点。无论是否存在褥垫层, 长桩桩

端应力基本无变化,说明褥垫层对长桩桩端应力无影响。

e) 短桩桩端应力表现类似与短桩桩顶应力,同样是无褥垫层时,短桩桩端应力最小,铺设褥垫层后,短桩桩端应力显著增大。但增加幅度小于短桩桩顶应力。

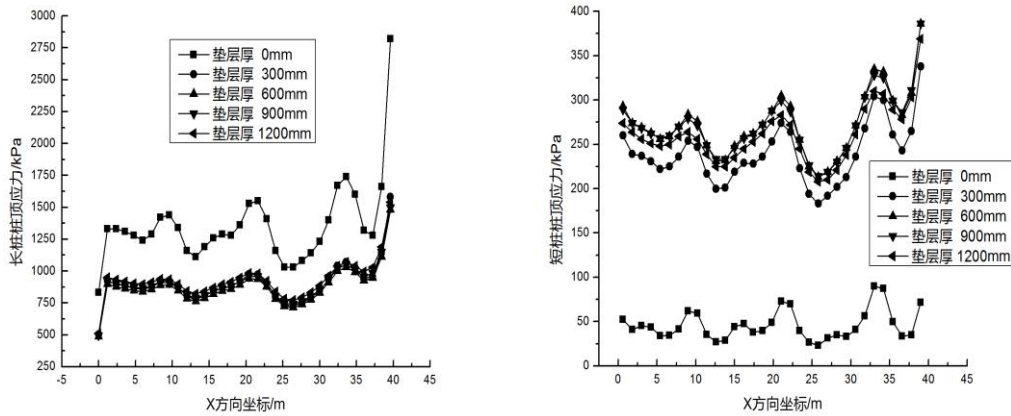


图9 桩顶应力随褥垫层厚度变化曲线

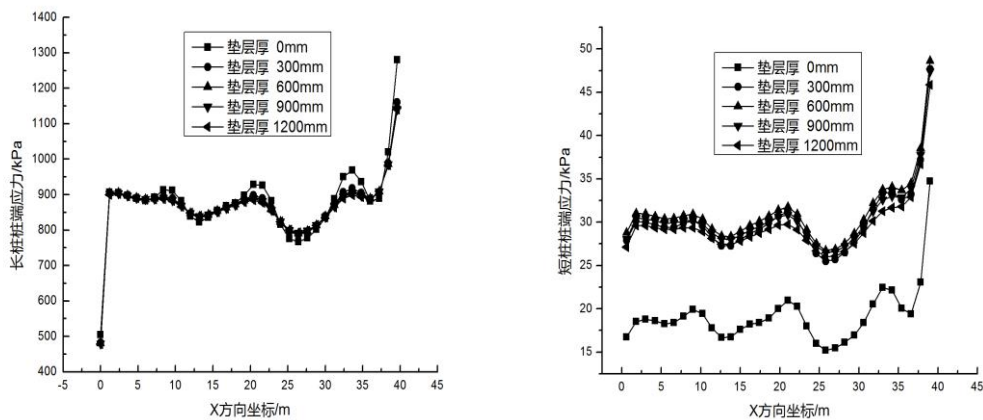


图10 桩端应力随褥垫层厚度变化曲线

3.3 长桩长度变化所产生的影响

(1) 对桩身轴力的影响

图 11 和图 12 分别为长桩和短桩桩身轴力随长桩长度变化曲线,从图中可看出:

a) 长桩桩身轴力沿深度均为先增大后减小,当长桩长度小于 18m 时,长桩角桩桩顶轴力随长桩长度的增加逐渐增大,当长桩长度大于 18m 后,长桩角桩桩顶轴力随着长桩长度的增大反而减小。长桩边桩和中桩桩顶轴力随长桩长度的增加一直增大。长桩桩端轴力

随长桩长度的增加, 先增大后减小。

b) 当长桩长度为 7m 时, 短桩轴力沿深度为先减小后增大。当长桩长度大于 18m 后, 短桩桩身轴力沿深度均为逐渐减小并且变化幅度不大。

c) 短桩角桩桩顶轴力随长桩长度的增加逐渐减小, 短桩边桩桩顶轴力变化不大, 短桩中桩桩顶轴力随长桩长度的增加逐渐增大。

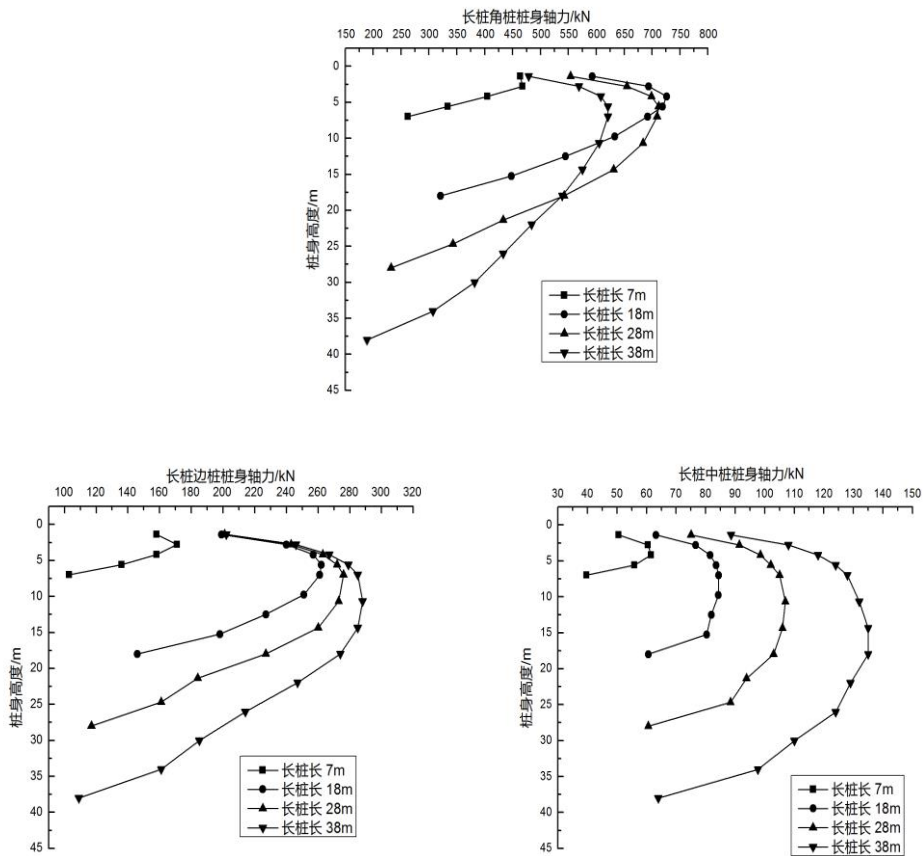


图 11 长桩桩身轴力随长桩长度变化曲线

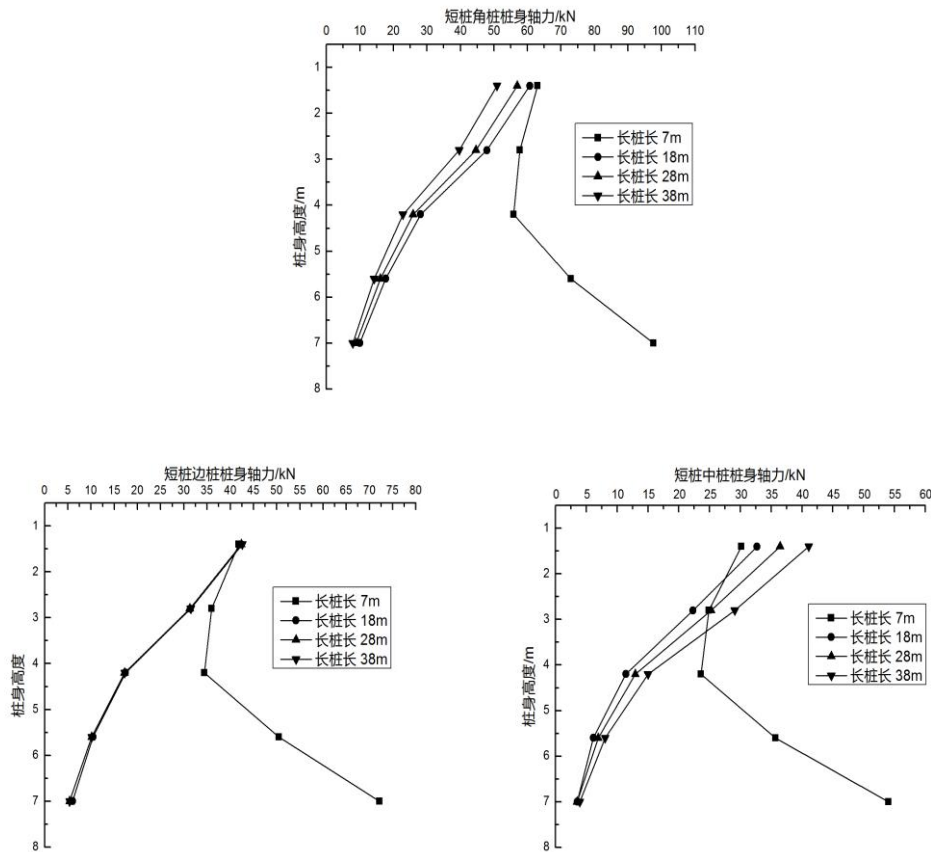


图 12 短桩桩身轴力随长桩长度变化曲线

(2) 长桩长度变化对桩顶及桩端应力的影响

图 13 和图 14 分别为长桩与短桩桩顶应力及桩端应力随长桩长度变化曲线, 从图中可看出:

a) 随着长桩长度的变化, 长桩桩顶应力为中间小, 边缘大。长桩长度的变化不影响桩顶应力的分布形状, 只影响数值的大小。

b) 短桩桩顶应力分布呈锯齿型, 随着长桩长度的增加, 短桩中部桩顶应力逐渐增大。短桩桩顶应力有从边缘向中部转移的趋势。

c) 长桩桩端应力也表现为中间小, 边缘大。当长桩长度从 7m 到 18m 时, 长桩桩端应力增加幅度较大, 当长桩长度大于 18m, 长桩长度的变化对长桩桩端应力影响不大。

d) 当长桩长度为 7m 时, 短桩桩端应力较大, 当长桩长度大于 18m 后, 短桩桩端应力显著减小, 并且长桩长度的变化对短桩桩端应力基本上无影响。

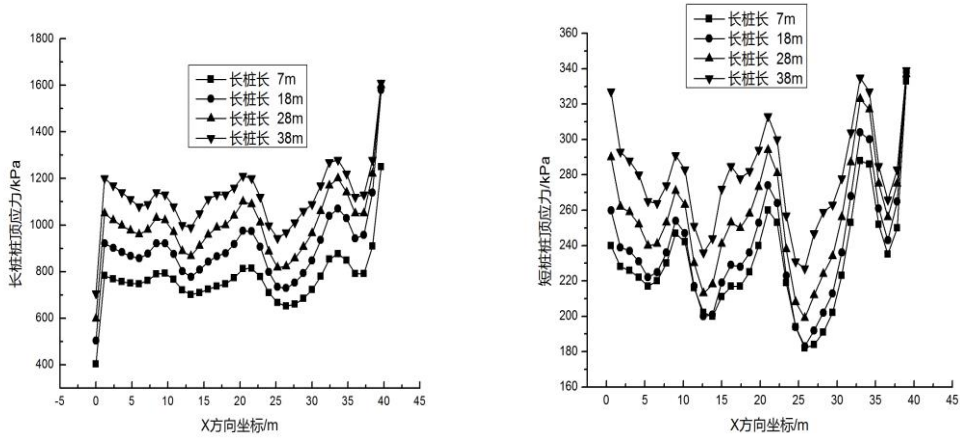


图 13 桩顶应力随长桩长度变化曲线

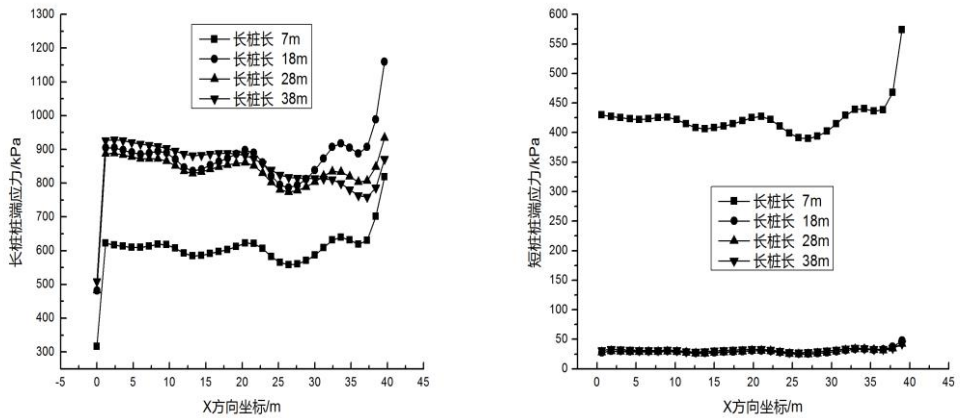


图 14 桩端应力随长桩长度变化曲线

4 结论

通过对基本模型的分析, 得出以下结论:

(1) 筏板厚度的变化对长桩轴力的影响程度为: 中桩改变量最大, 边桩改变量次之, 角桩改变量为最小。当筏板厚度大于 600mm 以后, 筏板厚度的变化对长桩桩身轴力影响减小。随筏板厚度的增加, 短桩角桩和边桩身轴力先减小后增加, 短桩中桩轴力一直减小。长桩桩顶应力整体分布形状为中间小, 边缘大的分布。短桩桩顶应力在筏板厚度较小时, 波动也较大, 中部和边缘桩顶应力均较小。

(2) 无褥垫层时,长桩桩顶轴力最大,桩身轴力沿深度逐渐减小。有褥垫层时,长桩桩身轴力沿深度先增大后减小。无论有无褥垫层,短桩桩身轴力沿深度均减小,有褥垫层时减小幅度显著。长桩桩顶和桩端应力现为边部大中间小的特点。短桩桩顶和桩端应力在无褥垫层时最小,随着褥垫层厚度的增加,短桩桩顶应力逐渐增加。

(3) 随着长桩长度的增加,长桩角桩桩顶轴力先增大后减小,短桩桩身轴力在长桩长度较小时沿深度为先增大后减小,当长桩长度较长时,短桩桩身轴力沿深度一直减小。长桩桩顶应力表现为中间小边缘大的特点。短桩桩顶应力从边缘逐渐向中间转移。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 马骥, 张东刚, 张震等. 长短桩复合地基设计计算[J]. 岩土工程技术, 2001(2): 86-91.
- [3] 邓超, 龚晓南. 长短桩复合地基在高层建筑中的应用[J]. 建筑施工, 2003, 25(1): 18-20.
- [4] 陈龙珠, 梁发云等. 高层建筑应用长-短桩复合地基的现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(2): 167-171.
- [5] 葛忻声, 李斌. 长短桩复合地基在高层建筑液化土层中的应用[J]. 建筑技术, 2009, 40(10): 905-908.
- [6] 葛忻声, 余容, 杨勇. 高层建筑长短桩复合地基性状有限元分析[J]. 太原理工大学学报, 2012, 43(43): 488-491.
- [7] 张世明, 魏新江等. 长短桩在深厚软土中的应用研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(11): 5427-5432.
- [8] 葛忻声, 饶江勇, 黄新恩. 垫层厚度对长短桩复合地基性状影响的试验研究[J]. 太原理工大学学报, 2010, 41(3): 265-268.
- [9] 葛忻声, 李斌, 胡志强. 高层建筑长短桩复合地基在软弱土层中的应用与研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(9): 114-116.
- [10] 葛忻声. 高层建筑刚性桩复合地基性状[D]. 浙江杭州: 浙江大学, 2003.
- [11] 朱奎, 徐日庆, 郭印等. 刚-柔性桩复合地基变形特性有限元分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(4): 937-942.

Numerical analysis of long-short-pile on the composite foundation in the high-rise building

GE xin-sheng, ZHAI xiao-li, YANG yong

Abstract: This paper uses the finite element analysis software ANSYS to establish the numerical model of the long-short-pile composite foundation, which with the engineering example of the long-short-pile composite

foundation in liquefied soil under a high-rise building. In the paper the research discusses influence of the pile axial force and the stress of pile-top and pile-bottom with the change of the raft thickness and cushion thickness and pile length. The results provided references for further optimum design.

Key words: FEM, high-rise building, long-short-pile, axial force, stress

简讯

第十届国际冻土工程会议

会议背景：“国际冻土工程会议”是冻土研究领域重要的国际学术交流平台，于1993年在俄罗斯赤塔举办第一届会议，随后分别在中国哈尔滨（1996）、俄罗斯赤塔（1998）、中国兰州（2000）、俄罗斯雅库茨克（2002）、中国兰州（2004）、俄罗斯赤塔（2007）、中国西安（2009）、俄罗斯米尔内（2011）成功举办了第二届至第九届会议，并得到了广大学者的积极参与响应。为了进一步探究寒区冻土与气候、环境、工程、生态的相互作用，继续深化中俄及其他国家在冰冻圈、冻土科学与工程领域的交流合作，第十届“国际冻土工程会议”将于2014年8月20-22日在中国哈尔滨召开，会议主题为“Challenge and Adaption of Permafrost Engineering in Changing Climate”。

主办单位：中国科学院寒区旱区环境与工程研究所冻土工程国家重点实验室

全文截稿日期：2014-05-15

会务组联系电话：0451-86604094；E-mail：ispe10_hanshui7@126.com

会议网站：<http://www.allconfs.org/meeting/index.asp?id=1857>

会议论题：

(1)冻土与气候、社会活动、环境及其它问题的相互作用；(2)冻土水文效应及水利工程抗冻技术；(3)冻土地区工程建设；(4)冻土研究模型与冻土物理力学性质；(5)冻土、冰、雪监测；(6)中国东北典型寒区工程研究。

论文征集要求如下：

1)内容及语言：文稿务求内容正确，文字精练，结构严谨，数据可靠（重要数据请注明出处）。所投文稿文责自负，文稿内容不能泄露国家秘密，请勿一稿多投。会议文为英文，会议语言采用英语，国内同行投稿请同时发送中/英文文稿。

2)论文出版：所有参会论文都将由论文评审委员会协助推荐到期刊，经期刊审查后将分类在《冰川冻土》专刊和《Science in Cold and Arid Regions》期刊发表，收录后费用标准同期刊要求。

3)摘要/论文提交方式：

①通过会议邮箱 ispe10_hanshui7@126.com 提交；

②通过会议网站 www.208hanshui.org 提交。论文中文格式参见《冰川冻土》投稿要求

<http://bcdt.westgis.ac.cn/CN/column/column174.shtml>），英文参见《Science in Cold and Arid Regions》投稿要求（<http://www.scar.ac.cn/hhkxcn/ch/index.aspx>）。

转载自《岩土力学》2013, Vol. 34 No. 7.

天津地区某 SMW 工法深基坑支护失稳的原因分析及探讨

唐海明¹, 曹会¹, 符亚兵¹, 陈小娟²

(1.天津市勘察院 天津 300191; 2.天津市建筑材料产品质量监督检测中心 天津 300381)

摘要: 本文通过天津滨海软土地区一个采用 SMW 工法支护的深基坑失稳的工程实例, 从周围环境、地质条件、支撑受力、施工等方面分析了基坑支护失稳的原因, 为了防止基坑失稳对周围环境及其附近的支护体系产生进一步的破坏, 提出了先采用碎石进行基坑回填, 然后采用钻孔灌注桩支护方案对失稳区域进行支护加固处理方法, 对今后类似工程的设计和施工有一定的借鉴作用。

关键词: 软土; 深基坑; SMW 工法; 基坑失稳

1 前言

天津滨海新区属于典型沿海软土地区, 软土的厚度可达 20.00m 左右。软土具有高含水量、高压缩性、高灵敏度、易流动^[1]等特点, 这就决定了软土地区深基坑设计采用的基坑降水和支护形式的复杂性, 施工难度大, 因此在厚层软土地区进行深基坑工程建设时发生事故的可能性较大, 工程事故的原因往往也较复杂, 稍有不慎, 就会出现基坑失稳的工程事故。下面就天津滨海新区一个基坑失稳的实例进行分析和探讨。

天津滨海新区某地下轨道交通位于在天津经济技术开发区, 采用地下箱型结构, 该箱型结构顶板厚度为 1000mm, 底板厚度为 1000mm, 侧壁厚度为 800mm。基坑开挖深度为 11.00m, 基坑宽度一般为 7.10~26.00m。本次基坑在两条马路相交处发生了基坑失稳的工程事故, 该处基坑采用 SMW 工法进行支护, 明挖法进行施工, 其中支护和止水结构采用水泥土搅拌桩, 桩径 $\Phi=850\text{mm}$, 间距 $d=600\text{mm}$, 入土 20.00m, 在搅拌桩内插入 H700×300×13×24 的型钢, 型钢间隔设置, 设 2 道支撑, 基坑支撑采用 0.40×0.40m 的钢筋混凝土梁。

本工程基坑开挖性状呈近三角型, 基坑失稳发生在东侧边上, 具体见图 2, 其旁边是另一个工程桩基施工时的造浆池。该造浆池呈近长方形, 其深度约为 5.00m, 发生事故前造浆池局部已经进行了回填。造浆池距离基坑东侧支护边线最近距离不足 6.00m; 基坑开挖的南侧为 11 层的住宅, 距离本次基坑开挖边线不足 15.00m。

2 场地工程地质情况^[2]

本场地地层情况见表 1:

表 1 力学统计表

土层	埋深段/m	厚度/m	W/%	$\gamma/\text{kN/m}^3$	e	I_p	I_L	直剪快剪标准值	
								$\phi/^\circ$	C/kPa
杂填土	0.0~3.5	2.5	/	/	/	/	/	/	/
素填土	0.0~3.5	1.0	35.8	17.3	1.16	16	0.35	/	/
粉质粘土	3.5~4.0	0.5	35.5	18.6	1.01	20.3	0.59	16.8	8.1
粉质粘土	4.0~5.5	1.5	30.7	19.1	0.86	14.7	0.85	23.8	11.2
淤泥质粘土	5.5~17.0	11.5	47.1	17.4	1.33	21.1	1.10	16.2	11.8
粉质粘土	17.0~20.0	3.0	36.1	18.6	1.03	16.8	0.87	17.6	10.8
粉质粘土	20.0~22.0	2.0	34.5	18.6	0.99	19.7	0.60	13.8	30.8
粉质粘土	22.0~26.0	4.0	22.4	20.5	0.63	11.6	0.58	26.8	13.6
粉土	26.0~30.0	4.0	20.3	20.6	0.57	/	/	36.0	9.3

本场地地质剖面图如图 1:

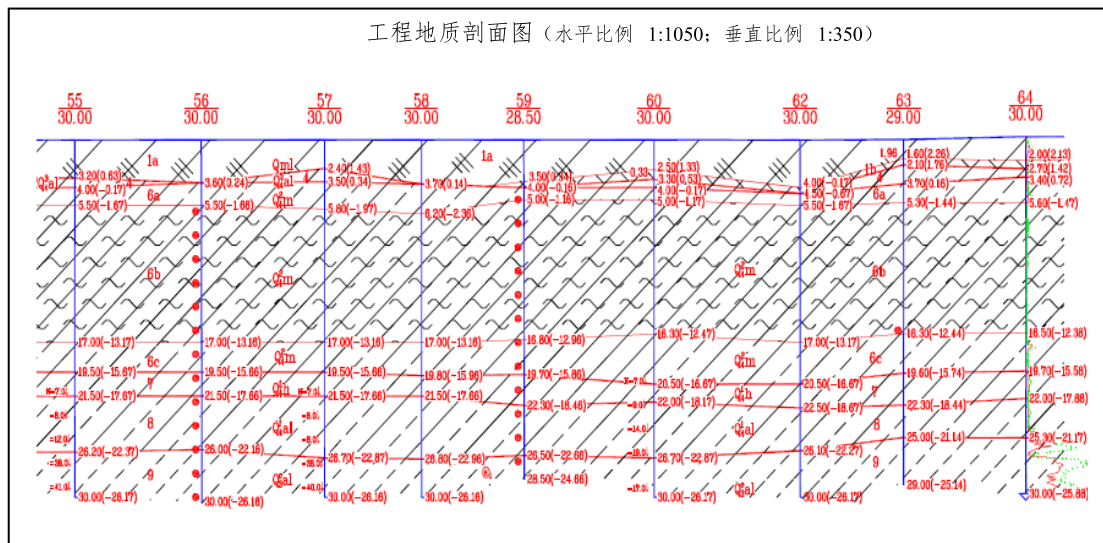


图 1 地质剖面图

3 基坑失稳情况说明

3.1 工程情况

该工程采用明挖法施工，分步进行开挖，设计要求先开挖 2.00m，在埋深 1.00m 处进

行第一道支撑施工,然后开挖到7.00m,在埋深6.00m处进行第二道支撑。第一支道撑施工完毕后,基坑进行了监测,所有检测数据均表明满足规范及设计要求。接着进行第二步开挖和第二道撑施工,第二次开挖时施工单位没有按照设计要求的深度进行开挖,而是进行了超挖,超挖1.00m,达到开挖深度8.00m,准备进行第二道支撑,此时开始下大雨,支撑工作无法继续进行,并发现支护的型钢变形开始增大,为防发生人员伤亡,施工人员全部进行了撤离。第二天早上发现,支撑的混凝土梁发生了断裂,坑内土体隆起;在埋深6.0m左右处型钢发生了严重的变形,钢桩(H700X300型钢)呈下部朝坑内滑动,顶部向后仰的转动现象,测量型钢底部向基坑方向位移一般在200~652mm之间;东侧距SMW围护墙约20m远处有明显滑动破坏面,墙后失稳土体下沉,土体下沉量一般在1~2m之间,滑动区在平面图上呈扇形。基坑失稳的位置正好位于支撑呈三角形的部位,基坑失稳部位的平面位置见图2。

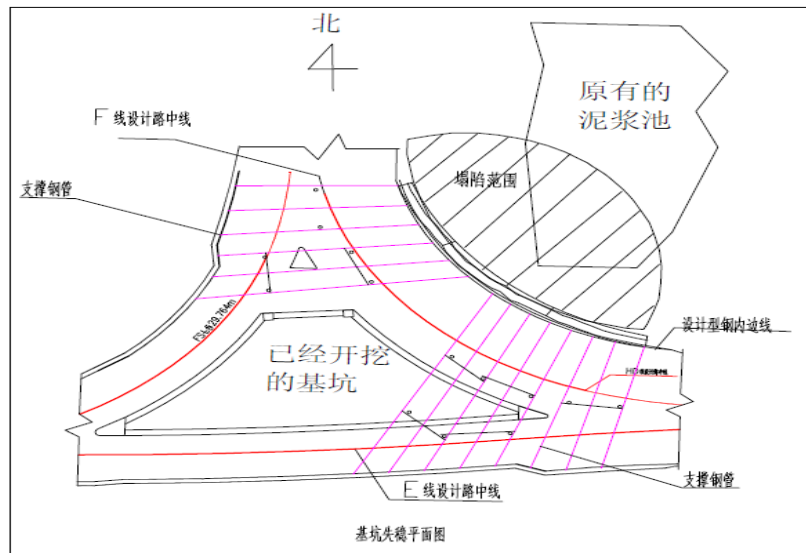


图2 基坑位置示意图

3.2 事故原因分析

通过对事故现场的实地调查,结合场地地质条件、工程特点和施工情况综合分析,笔者认为本次基坑失稳的主要原因如下:

(1) 根据设计条件,原有的稳定验算均满足设计要求,但由于天雨原因,土中含水量增加,基坑埋深约3.50~4.00m段内为杂填土,杂填土孔隙大,透水性很强,下部的海相沉积的粉质粘土透水性较差,因而雨水无法得到很快的排泄,形成了较大的静水压力,导致支护结构受主动土压力增大,当支护结构受到的主动土压力达到极限后,支护结构发生较大的变形或破坏,这是造成本基坑失稳的原因之一。

(2) 东北角的泥浆池深为 5.00m, 坑内主要为泥浆, 泥浆的强度非常低, 并且距离本次基坑基坑边缘不足 6.00m, 土体受支护体水平推力增大, 埋深 5.0m 的土体由于泥浆池的原因, 为土体的水平移动提供了条件。这是本次基坑失稳的又一个因素。

(3) 本场地埋深 6.00~17.00m 段为淤泥质土, 含水量平均值为 47.1%, 孔隙比为 1.33, 为典型的滨海软土, 该种软土具有高含水量、高压缩性、高灵敏度、易流动, 渗透性差等特点, 这为本次基坑支护的破坏、变形提供了土质条件。

(4) 施工单位超深开挖, 虽然超挖不多, 但开挖深度已经进入淤泥质土层, 并且未能及时进行第二道支撑的施工工作, 导致在第二道支护结构埋深 6.0m 处出现非常大的弯矩, 由于该处弯矩增大, 又没有及时进行支护, 荷载超过了型钢的极限范围, 这是本次基坑支护结构失稳的最重要的原因。

几种不利因素组合在一起, 导致了本次基坑支护产生了整体失稳的工程事故发生。

4 处理措施^[3]

经过讨论, 参考有关专家的意见, 最终提出如下处理措施:

(1) 采用碎石回填基坑, 回填高度由坑底至原地面以下 4 米, 回填范围详见回填平面示意图, 北侧安装完钢支撑的部位, 为防止挖掘机碰撞钢支撑, 采用码堆砂袋或土袋。

(2) 碎石回填完成后, 在坍塌围护结构外侧施工钻孔灌注桩, 采用 $\Phi 800@1000$ 钻孔灌注桩, 桩长为 26m, 桩位根据现场实测原围护结构变形情况布置(详见桩位布置图), 桩顶标高为+1.85m。灌注桩钢筋笼采用通长配筋, 配筋数量、规格与原设计相同(16 $\Phi 28$), 灌注桩外侧采用 $\Phi 600@400$ 水泥搅拌桩止水帷幕, 桩长 20m, 水泥掺量 18%。

(3) 灌注桩施工顺序为由中间向两边施工^[4]。

(4) 对塌陷地面采用水泥搅拌桩加固, 水泥搅拌桩为 $\Phi 600@1200$, 梅花型布置, 桩长为 20m, 水泥掺量 18%。

(5) 新恢复支撑梁在原支撑梁两侧, 施工时, 先将混凝土系梁与新浇支撑梁相交处钢筋保护层凿除, 露出钢筋, 接缝按施工缝处理, 然后进行新支撑梁施工, 待达到设计强度后, 拆除已折断部分支撑梁

(6) 待压顶梁、支撑梁砼均达到设计强度后, 二次开挖基坑。

(7) 所有砼均采用泵车在安全地带浇筑, 钢筋采用大吨位吊车在安全地带吊装, 减少施工荷载对基坑的影响。

(8) 施工期间, 加大监测频率, 每天 4 次, 发现异常及时汇报, 以便及时采取应急处理措施。

该基坑工程经过处理后效果较好, 开挖顺利。目前工程已运营一年, 运营情况良好, 未出现不良情况。

5 结语

基坑工程产生的事故往往会给周围环境带来不良的影响,造成人员伤亡或大的经济损失,全面考虑地质条件、基坑周围环境和支护结构的类型及其特点,并严格做到按设计图施工,是保证安全的必要条件,不要抱着侥幸的心里,盲目追求工期而忽视科学的施工要求。

参考文献:

- [1] 刘建航,侯学渊主编. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社出版, 1997 年 4 月.
- [2] 某工程地下轨道交通空间报告[R]. 天津市勘察院, 2008 年.
- [3] 某工程地下轨道交通空间基坑检测报告[R]. 中交一航局, 2010 年.
- [4] 唐孟雄, 陈如桂, 陈伟著. 深基坑工程变形控制[M]. 中国建筑工业出版社出版, 2006 年 12 月.

Analysis and inquire into the instability reason for a deep foundation pit supporting structure by “SMW” method in Tianjin city

Tang hai-ming¹ Caihui¹ Fu ya-bing¹ Chen xiao-juan²

(Tianjin Institute of Geotechnical Investigation & Surveying Tianjin 300191)

Abstract: Through an example of deep foundation pit instability, the article analyzed the reason in surroundings and geological conditions and supporting power and construction, in order to prevent the instability of foundation pit on the surrounding environment and the nearby supporting system produced a step failure, the article presents the processing method that the first use of stone for backfill of pit, and then the bored pile new support scheme on the instability region of the supporting reinforcement processing method, it get help that others people who work in Geotechnical Engineering.

Key words: Soft soil; Deep foundation pit; “SMW” method Instability

**地基处理
新技术**

近年来,随着我国工程建设的发展,很多高校和企业开发研究了不少地基处理新技术,并在工程中得到了应用。但受到规范和专利以及体制等限制,新技术的研制,推广应用还不够,特别是产学研合作,协同创新不够!从2013年第一期起,特别邀请东南大学刘松玉教授开辟专栏,重点介绍近年来出现的地基处理新技术。上两期介绍了《碳化搅拌桩技术及其研究进展》、《液化地基处理的振杆密实技术开发与应用》,本期继续刊登刘松玉教授的《污染地基处理新技术》。

污染地基处理新技术

刘松玉 杜延军 范日东

(东南大学岩土工程研究所,江苏 南京 210096)

摘要: 随着我国城市化进程及产业战略调整,出现大量各类工业污染场地。基于环境控制保护与再开发建设两大目的,需对污染地基进行处理修复。各类修复技术是污染地基最积极的处治方法。针对不同污染物类型,分析比较了各类修复技术的优缺点。着重介绍了淋洗技术、固化/稳定技术、竖向隔离技术以及曝气法。可供我国污染地基处理技术发展参考。

关键词: 污染场地;地基处理;修复技术

1 概述

污染地基是指天然土体经外来污染物质侵入后发生物理化学力学变化后的地基。近年来,我国实施的大城市群区产业布局调整和工业企业退城进园战略,遗留了大量工业污染地基。根据污染物种类可分为重金属污染地基和有机物污染地基二类,重金属污染主要来自采矿、金属冶炼、油漆制造等,代表性污染物包括砷、铅、锌、镉、铬等;有机物污染主要来源于化工类工厂、加油站等,代表污染物为苯系物、石油类、农药、多氯联苯等。该工业污染地基较其他类型土壤污染具污染程度高、污染组分复杂、污染深度大以及土壤和地下水同时污染等特点^[1]。

为此,2004年6月1日,原国家环保总局以环办(2004)47号文件发出“关于切实做好企业搬迁过程中环境污染防治工作的通知”,要求对搬迁遗留的污染场地必须进行监测和修复后方可再使用。环保部和国土资源部于2006年启动了全国首次土壤污染状况调查,并于2010年制定了《污染场地土壤环境管理暂行办法》、《污染场地风险评估技术导则》等,北京市、浙江省、南京市等多个省市也制定了有关污染场地的管理办法,我国环境保护十二五规划将“受污染场地和土壤污染治理与修复工程”列为重大环保工程之一。因此,

收稿日期:2013年8月

针对城市工业污染地基问题进行处理控制，使之既满足环境安全需要又达到再开发利用功能，是当前我国城市可持续发展和建设面临的重大课题。

2 污染地基处理方法简介

污染地基处理思路可按污染源、传播途径二个方面进行考虑：（1）清除污染源：在污染源位置对污染物质进行萃取、清除或者改变其成分与毒性；（2）对传播途径进行控制：通过固化稳定、隔离污染物质，阻止其进一步扩散。具体修复处理设计时除了一般地基处理要求之外，还需重点考虑下列因素：场地再使用功能、场地环境风险评估、修复标准等^[2-4]。图1是现有污染场地(地基)处治技术的分类图。

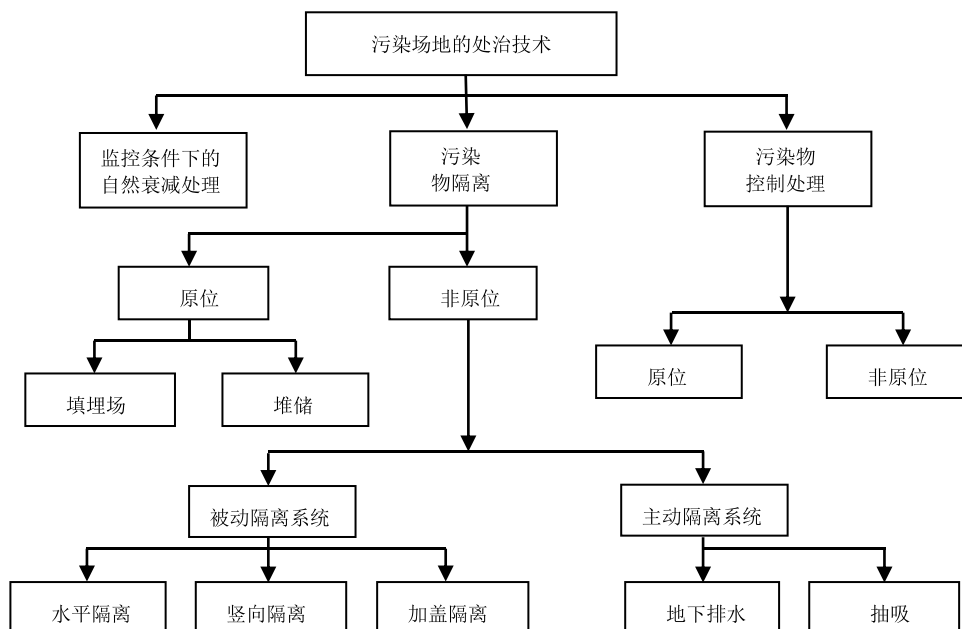


图1 污染场地的处治技术分类（据文献^[5]）

上图表明：污染场地处治技术分为三类即：自然衰减处理、隔离和修复。

所谓自然衰减处理，也称为内部修复，指在适当的环境条件下，利用自然界土体天然净化能力来去除污染物质的毒性，通过必要的监控，以确保去除毒性反应的进行。

隔离技术包括原位隔离和非原位隔离。非原位隔离是指将污染土开挖搬运走，堆填至有害废弃物填埋场或者直接在地表堆蓄，适用于污染物理深较浅或污染成分复杂的场地。原位隔离包括被动隔离系统和主动隔离系统，被动隔离系统通过在污染场地周边进行加盖封顶或打设隔离墙等措施将污染源隔离，阻止土中污染物质环境影响与渗透污染的风险，该技术并没有在本质上去改变污染物质的成分、毒性、内部的迁移趋势和污染土的体积，

仅是限制污染物质的移动; 主动隔离系统通过设置抽水井或排水沟收集被污染的地下水, 该法简单易行, 可防止大面积的污染物质迁移, 但很难将污染物质降低到要求的浓度。

修复技术则是最积极的污染场地处治方法。污染场地的修复方案可分为二类: (1) 基于指南或规范的修复方案: 该方案将污染场地修复至未污染前的状态为修复目标; (2) 基于风险评价的修复方案: 该方案根据污染物质的种类、浓度、可能的暴露途径和潜在受害者进行场地风险评估, 然后对场地的每种污染物质设定特定的浓度界限值作为修复的目标值, 该方案不需完全消除污染物质。常用修复技术及其基本特点如表 1 所示。

表 1 常用修复技术比较 (据文献^[2-4, 6-9])

修复技术	方法简介	优缺点	主要处理对象	修复 20000 吨土所需时间
固化/稳定法 (in/ex)	将水泥等固化剂与土搅拌, 形成物理化学特性稳定的固体材料, 减小污染物质的淋滤特性。	优点: 水泥搅拌技术成熟, 水泥固化体长期稳定性好; 缺点: 处理深度受限。	H.M.、PAHs、PCBs、Inorg	6 至 12 个月或更久
动电修复 (in)	利用动电现象(电渗、电泳、电解), 将污染物质从土里分离和去除。	优点: 二次污染少, 可用于低渗透性土或淤泥; 缺点: 适用于浅层、低浓度污染场地, 处理时间长	H.M.	6 至 12 个月
气相抽提法 (in/ex)	将非饱和区的高挥发性物质利用合适的抽取装置通过蒸汽来去除。	优点: 造价低; 缺点: 适用于非饱和和浅土层。	VOCs、SVOCs	6 至 12 个月或更久
曝气法 (in)	将一定压力的压缩空气注入饱和土中, 促进污染物质生物降解, 并产生气压劈裂增加水力和气流通道, 促进污染物质挥发至地表, 收集后去除。	优点: 深部处理; 缺点: 不能洗提、降解所有物质, 一些挥发性污染物有扩散到周围环境的危险。	VOCs、SVOCs	/
冲洗法 (in)	将热水或含清洗剂注入含水层, 使物质挥发至非饱和区被真空抽井收集, 或溶解于水中被抽取。	优点: 易操作; 缺点: 产生废水需处理, 易二次污染。	VOCs、SVOCs、PAHs、H.M.	6 至 12 个月
淋洗法 (ex)	土和浸提剂在搅拌器中进行淋洗, 用沉降池, 过滤, 旋液分离器, 离心等方法分离洗液和被净化的土。	优点: 易操作; 缺点: 需对洗液进行处理。	VOCs、SVOCs、PAHs、H.M.、PCBs、Pest.	6 至 12 个月
焚烧 (ex)	污染土粉碎后焚烧, 并对废气进行处理。	优点: 处理污染物质的类型广; 缺点: 造价高。	VOCs、SVOCs、PAHs、PCBs、Pest.	小于 6 个月

(续表)

玻璃固化法 (in/ex)	通过电极加热土至高温 (2000°C), 有机物燃烧或挥发, 污染土熔化并转换成稳定的玻璃态或结晶态。	优点: 适用范围广, 污染土体积减小 25-50%; 缺点: 造价高。	VOCs、SVOCs、PAHs、H.M.、PCBs、Pest.、Inorg	小于 6 个月
植物修复法 (in)	通过植物的吸收、挥发、根滤、降解、稳定等作用, 净化土壤或水体中的污染物。	优点: 适用范围广, 无二次污染; 缺点: 植物本身需要处理。	VOCs、SVOCs、Inorg、H.M.	大于 12 个月
生物堆法 (ex)	污染土堆积约 2m 左右高, 由预埋管供应空气, 利用土中好氧微生物分解去除污染物。	优点: 成本低, 无二次污染; 缺点: 促进微生物活性的营养素的开发, 温度、pH 等条件控制。	VOCs、SVOCs、PAHs	小于 6 个月
生物通风法 (in)	采用低流速的气流提供保持生物活性所需要的氧气, 降解污染物。	优点: 成本低, 无二次污染; 缺点: 不适合低渗透性土。	VOCs、SVOCs、PAHs	小于 6 个月

注: H.M.—重金属; VOCs/SVOCs—挥发/半挥发性有机质; PAHs—多环芳烃; PCBs—多氯联苯; Pest.—杀虫剂; Inorg—非有机质; (in)—原位修复技术; (ex)—非原位修复技术。

美国环保署 (U.S. EPA) 对超级基金项目 1982 至 2005 年间进行的 977 个场地修复方法进行了统计^[10]。统计表明原位修复技术 462 项, 占总项目的 47%, 其中气相抽提法 (SVE) 是原位修复技术中最常用的方法, 占原位修复项目的 54%、总项目的 26%; 固化稳定技术 (S/S 技术) 在原位和非原位修复技术中都得到了广泛应用, 共占总项目的 23%。下面重点介绍几种常用污染地基处理方法。

3 几种污染地基处理技术介绍

3.1 淋洗技术

淋洗修复技术是指利用化学试剂与土壤中的污染物结合, 通过回收淋洗液去除污染物, 是一个以水溶液为介质的物理分离和化学提取过程^[11]。利用化学淋洗剂去除土壤中重金属因其快速有效、适应性强、成本适中、操作性强等优点。

其基本流程如图 2 所示。淋洗法修复污染土的常用添加剂及其作用如表 2 所示:

表 2 常用淋洗添加剂及其作用

常用添加剂	作用
表面活性剂	提高土的可湿性和亲油性杂质的溶解度。
络合剂	将重金属以及它们的不溶性化合物转换成水溶性化合物。
悬浮剂	将一些不容物质转化成分离的状态。
酸或 pH 控制液	保持化合物的稳定性和悬浮过程的分异性。

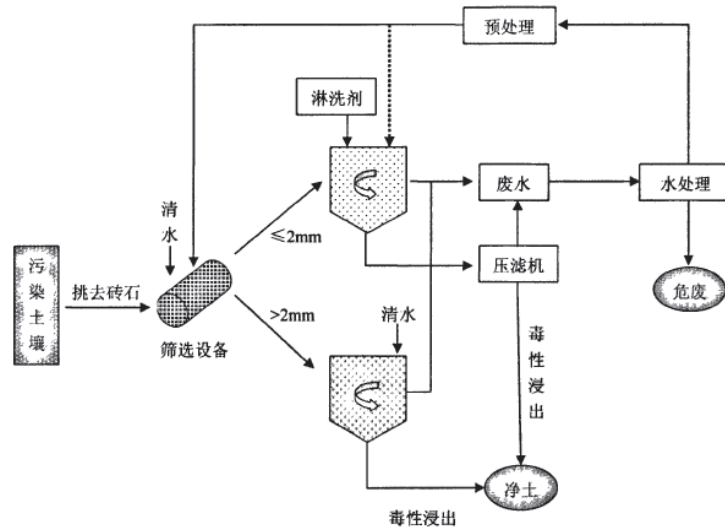


图 2 淋洗技术的基本流程^[12]

3.2 固化/稳定技术

如前所述, 固化/稳定技术 (Solidification/Stabilization, 简称 S/S) 是修复重金属污染的主要方法, 分为原位和异位固化/稳定修复技术。原位固化/稳定修复技术是通过搅拌等方式采用固化剂在原位将土体中有害污染物固定起来, 以阻止其在环境中迁移、扩散等并提高地基强度; 异位固化/稳定修复技术是将污染土开挖运至专门地点, 添加固化剂进行混合搅拌处理使之发生物理化学反应, 从而达到降低污染物活性的目的^[13, 14]。基本原理如图 3 所示。

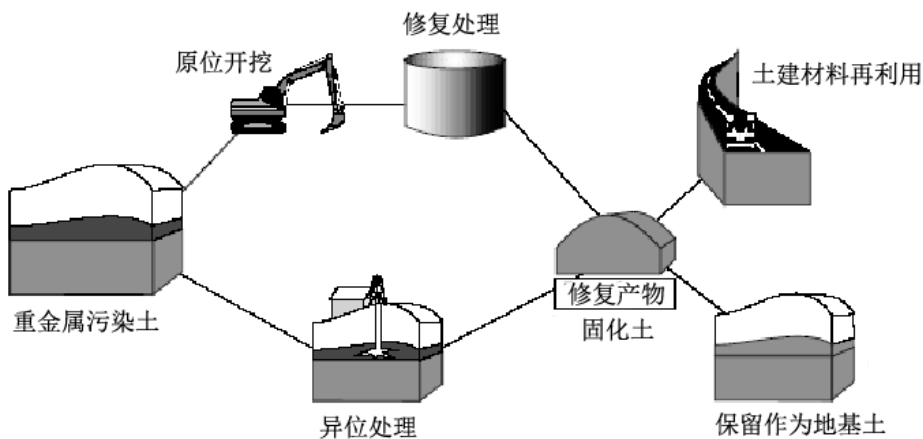


图 3 原位 S/S 法与非原位 S/S 法原理示意图

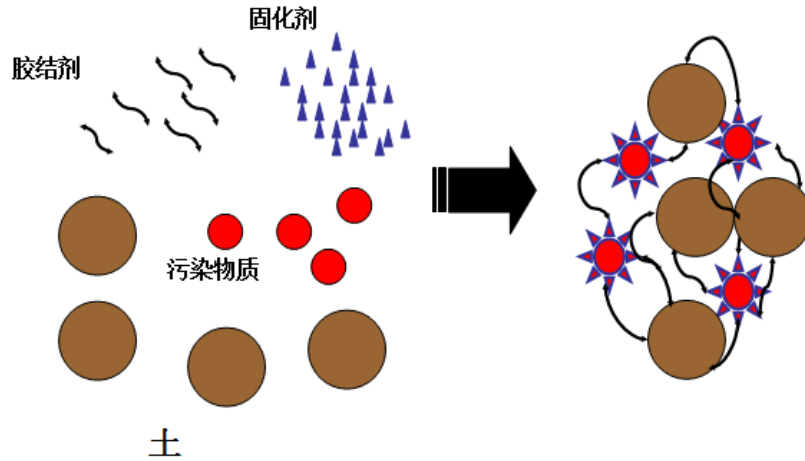


图4 S/S法处治污染土机理示意图^[5]

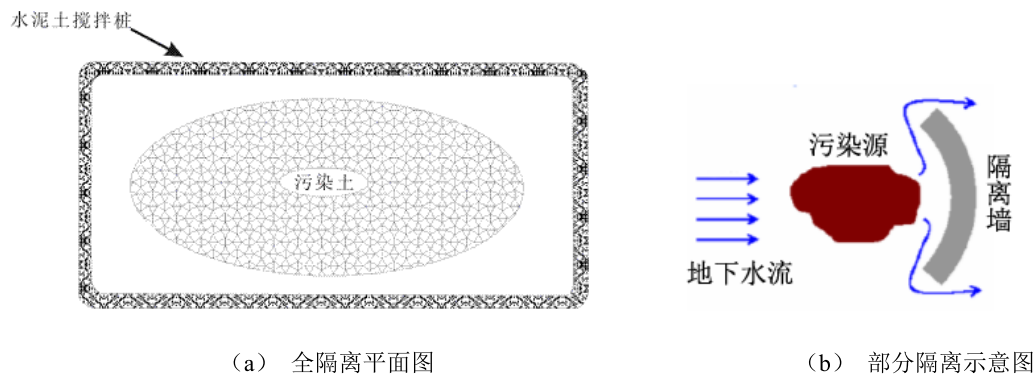
固化/稳定技术的机理主要有：①通过固化剂的水化反应产物（例如水合物CSH）与污染物的相互作用，对污染物进行化学固定；②通过各类水合物的表面对污染物进行物理吸附；③对污染物的物理包裹^[5, 15-18]。如图4所示。

常用的固化剂可以分为：①无机粘结物质，如水泥、石灰、矿渣等；②有机粘结剂，如沥青等热塑性材料；③热硬化有机聚合物，如酚醛塑料和环氧化物等；④玻璃质物质等。

与其他修复技术相比，固化/稳定技术具有成本较低、施工方便、适应性较广、处理后的地基强度高、对生物降解有良好阻碍等优点。

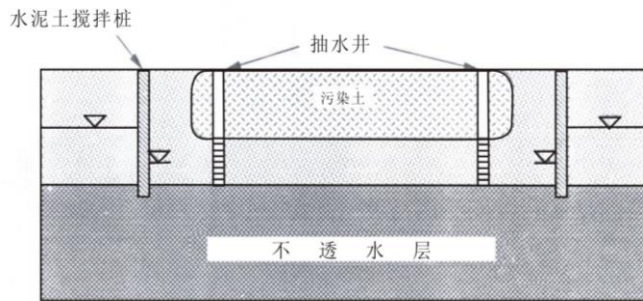
3.3 竖向隔离法

竖向隔离技术主要分为竖向隔离和顶部加盖技术等，竖向隔离墙技术主要用于阻滞污染场地污染物水平向运移扩散，是目前最为有效的限制污染物运移的技术。其剖面与平面布置形式如图5所示。竖向隔离墙按其材料分为水泥系类、膨润土类、活性反应墙（permeable reactive barriers，简称PRB）。



(a) 全隔离平面图

(b) 部分隔离示意图



(c) 竖向隔离剖面图

图 5 竖向隔离墙平面与剖面布置示意图

活性反应墙隔离处理污染地基的思想, 早在1992年美国环保署发行的环境处理手册中可以见到, 其基本原理见图6所示。根据美国环保署的定义, 活性反应墙是一个原位的被动的由活性反应材料组成的墙, 当污染地下水渗流通过时, 可以通过降解、吸附、沉淀等方式移去溶解的有机质、金属、放射性物质或其他污染物^[9]。常用的活性反应材料包括工业副产品(粉煤灰、红泥等)和天然矿物材料(膨润土、沸石、方解石、磷灰石等)。

上述三类隔离墙的主要特点见表3。

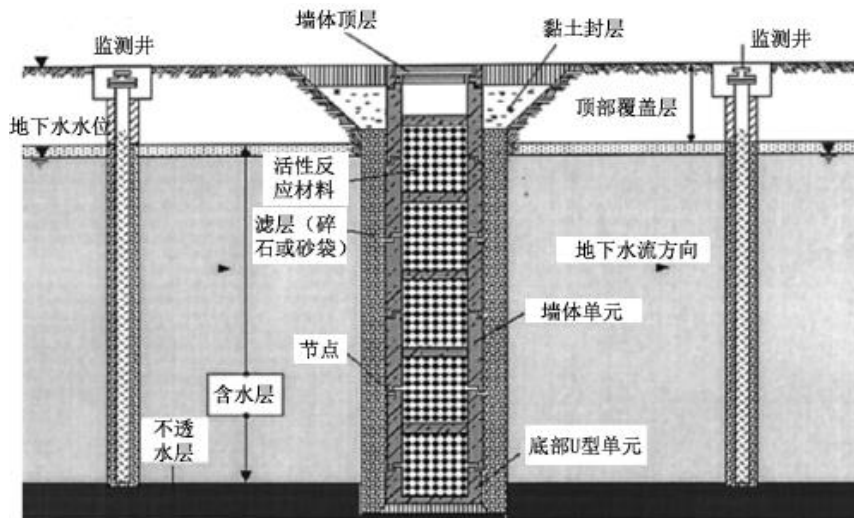


图 6 渗透活性墙示意图

表3 主要竖向隔离墙优缺点^[19-22]

隔离墙类型	优点	缺点
土-膨润土系	(1) 抗渗性能好, 渗透系数可达 10^{-9} cm/s; (2) 工程造价低; (3) 施工简便、易操作、工期短, 可满足临时性抢修项目; (4) 与其他保护屏障联合使用, 如污染场地顶部覆盖层等; (5) 施工深度大可达60 m。	(1) 开挖过程中废弃土难以妥善处理; (2) 难以保证墙体底部有效嵌固; (3) 阻滞能力可能随时间削弱干湿循环及冻容循环导致墙体的开裂; (4) 受场地条件限制, 一般用于平地。
水泥系搅拌桩连续墙	(1) 原位搅拌、不需土层; (2) 施工方便、技术成熟; (3) 造价适中; (4) 有效提高抗渗性能, 渗透系数 10^{-7} cm/s~ 10^{-8} cm/s; (5) 可提高土体强度, 强度高于膨润土系隔离墙。	(1) 桩垂直度、连续性控制要求高; (2) 施工深度受限制, 一般小于20 m; (3) 需明确水泥与污染物的相容性; (4) 水泥在收缩、温差变化及干湿循环等因素下易产生开裂, 影响长期稳定性。
水泥系旋喷桩墙	(1) 适用于大多数地层类型; (2) 高压旋喷桩强度高、厚度大; (3) 有效提高抗渗性能, 渗透系数 10^{-7} cm/s; (4) 深度可达到45 m至60 m。	(1) 墙体垂直度控制要求高; (2) 水泥与污染物化学相容性等影响长期稳定性; (3) 工程造价高。
活性反应墙	(1) 一般通过开挖和置换来施工, 深度小于10m; (2) 反应墙为开放系统, 可以定期检查和监测, 且可更新墙体材料; (3) PRB中的活性反应材料可根据污染物灵活应用。	(1) 渗透性会随时间下降; (2) 活性反应材料适应性需要试验论证;

3.4 曝气法

曝气法 (Air Sparging, 简称 AS) 是二十世纪八十年代末发展起来的原位修复技术, 主要用于处治饱和土体和地下水的可挥发性有机物 (VOCs) 污染。

该技术是利用垂直或水平井, 用压缩机将空气喷入地下水饱和区内, 空气在向上运动过程中引起部分易挥发污染物从土体和地下水中挥发并进入空气流, 含有污染物的空气上升至上层非饱和区, 再结合土体气相抽提 (Soil Vapor Extraction, 简称SVE) 系统进行处理从而达到去除化学物质的目的^[23]。其处理机理包括挥发、溶解、吸附/脱附和降解作用。该技术是去除饱和区土体和地下水中挥发性有机化合物的最有效方法。其基本原理如图7所示。

但该技术也有局限性, 包括: (1) 当存在低渗透土层或是上覆盖层时, 施加较高的喷气压力可能造成污染源的侧向迁移, 造成污染范围扩大; (2) 喷入气体的不均匀分布导致部分受污染区无法或难以得到修复; (3) 由于 AS 过程具有瞬时性, 故传统的监测考察瞬时喷气压力及地下水位变动等存在诸多难点 (4) AS 过程中加速了地下水流动, 其一方面增加了污染物与地下水的混合增加溶解量, 同时也可能由于溶解的污染物造成污染范围扩大。

曝气法是一个复杂的多相传质过程, 影响其处理效果的因素主要有场地条件、曝气压力、曝气流量、曝气井深度、污染物特性、影响区域的大小等^[24]。

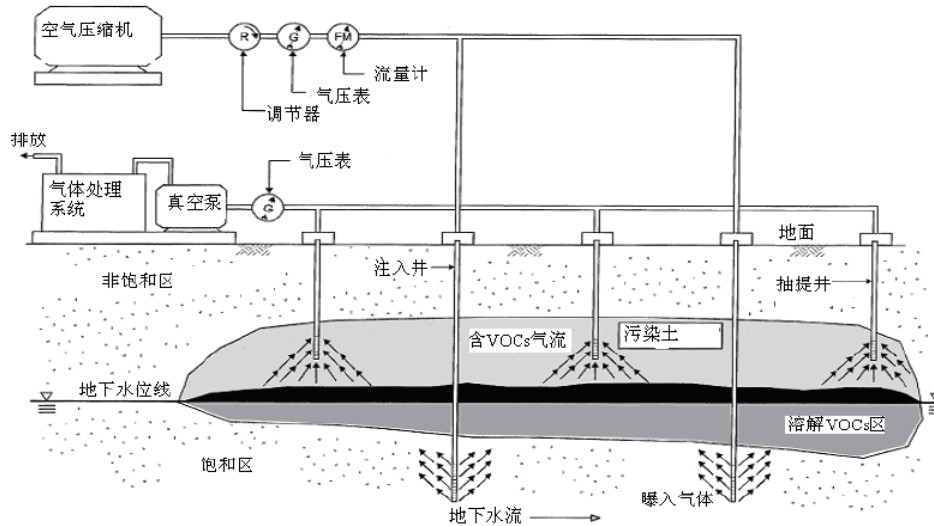


图7 曝气法修复技术示意图^[25]

4 展望

污染地基处理是近年来地基处理技术的新领域, 我国科技部、环境保护部、国土资源部等各级政府设置了一批重点研究项目对污染地基处理开展了研究, 取得了一些成果, 在北京、上海、南京等市成功处理了一些污染场地, 成为示范工程。但无论在理论研究、处理设备、施工工艺与控制标准等方面还缺乏系统的研究。另外, 污染组分复杂, 污染方式也由原来的单一型污染向多元复合型污染发展, 因此关于污染场地勘察、分类评价、修复技术研究将是一项任重而道远的系统工程。

参考文献

- [1] 廖晓勇, 崇忠义, 阎秀兰, 等. 城市工业污染场地: 中国环境修复领域的新课题[J]. 环境科学, 2011, 32(3): 784-794.
- [2] Burden F R, McKelvie I, Forstner U, 等. Environmental monitoring handbook [M]. McGRAW-HILL, 2002.
- [3] Evanko C R, Dzombak D A, Remediation of metals-contaminated soils and groundwater [R]. Ground-water remediation technologies analysis center, 1997.
- [4] Marks P J, Wujcik W J, Loncar A F, Remediation technologies screening matrix and reference guide (second edition) [M]. DOD Environmental Technology Transfer Committee, 1994.
- [5] 陈蕾, 水泥固化稳定重金属污染土机理与工程特性研究[D], 南京: 东南大学, 2010.
- [6] 钱暑强, 刘铮, 污染土壤修复技术介绍[J]. 化工进展, 2000, 19(4): 10-12.
- [7] Gan S, Lau E Ng H, Remediation of soils contaminated with polycyclic aromatic hydrocarbons (PAHs)[J]. Journal of Hazardous Materials, 2009, 172(2): 532-549.
- [8] 滕应, 骆永明, 李振高, 污染土壤的微生物修复原理与技术进展[J]. 土壤, 2007, 39(4): 497-502.
- [9] 骆永明, 污染土壤修复技术研究现状与趋势[J]. 化学进展, 2009, 21(2/3): 558-565.
- [10] Solid Waste and Emergency Response, Treatment technologies for site cleanup: annual status report (twelfth edition)[R]. Washington, DC, U.S. Environmental Protection Agency (EPA), 2007.
- [11] 吴健, 沈根祥, 黄沈发, 挥发性有机物污染土壤工程修复技术研究进展[J]. 土壤通报, 2005, 36(3): 430-435.
- [12] 董汉英, 工业废弃地多金属污染土壤的化学淋洗修复研究[D], 广州, 中山大学, 2008.
- [13] Barth E F, An overview of the history, present status, and future direction of solidification/stabilization technologies for hazardous waste treatment[J]. Journal of Hazardous Materials, 1990, 24(2): 103-109.
- [14] Duru U E, Al-Tabbaa A, Effect of microbial activities on the mobility of copper in stabilised contaminated soil[C]. Stabilisation/Solidification Treatment and Remediation; Taylor & Francis, 2005, 323-333.
- [15] 杜延军, 金飞, 刘松玉, 等. 重金属工业污染场地固化/稳定处理研究进展[J]. 岩土力学, 2011, 32(1): 117-124.
- [16] 张帆, 水泥系材料固化 Pb/Zn 重金属污染黏土的力学特性研究[D], 南京, 东南大学, 2011.
- [17] Glasser F P, Fundamental aspects of cement solidification and stabilisation[J]. Journal of Hazardous Materials, 1997, 52(2): 151-170.
- [18] Rahman P K S M, Murthy M A V, Stabilization on chromium by reductase enzyme treatment[C]. Stabilisation/Solidification Treatment and Remediation; Taylor & Francis, 2005, 347-355.
- [19] Powell R M, Puls R W, Blowes D W, 等. Permeable reactive barrier technologies for contaminant remediation[R]. Washington, DC, U.S. Environmental Protection Agency (EPA), 1998.
- [20] Pearlman L, Subsurface containment and monitoring systems: barriers and beyond (overview report)[R]. Washington, DC, U.S. Environmental Protection Agency (EPA), 2001.

- [21] Office of Solid Waste and Emergency Response, Evaluation of subsurface engineered barriers at waste sites[R]. U.S. Environmental Protection Agency (EPA), 1998.
- [22] 龙晓燕, 胡中雄, 垂直隔离工程控制污染物运移的应用研究[J]. 工程勘察, 2000: 18-12.
- [23] Center N F E S, Air sparging guidance document[R]. Washington, DC, Naval Facilities Engineering Service Center, 2001.
- [24] Johnson R, Johnson P, McWhorter D, 等. An overview of in situ air sparging[J]. Ground Water Monitoring & Remediation, 1993, 13(4): 127-135.
- [25] 刘燕, 地下水曝气法的模型试验研究[D], 北京, 清华大学, 2009.

New technologies for contaminated ground improvement

LIU Song-yu, DU Yan-jun, FAN Ri-dong

Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China

Abstract: With the increasing development of urbanization process and economic structure adjustment, large numbers of contaminated sites are left. For the purpose of environment control and construction of the sites rescue, new technologies are urgently needed for ground improvement in contaminated sites. Remediation technologies are the most active methods for contaminated sites treatment. The advantages and disadvantages, and construction period of different remediation technologies were reviewed. The principles and basic treatment process of four main remediation technologies were further presented, including soil washing, solidification/stabilization, vertical cutoff wall, and air sparging.

Key words: contaminated sites; ground improvement; remediation technologies

译文

用生物聚合物来改进砂的力学特性

选自: Khatami H. R. & O'kely B. C. "Improving Mechanical properties of sand using biopolymers" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2013, Vol. 139, No. 8, p1402-1406.

译: 宁孝梁; 校: 周建

摘要: 本文主要研究了对生态环境无害和可持续的化学浆材, 即天然聚合物(生物聚合物); 为可用于加固无粘性土的生物聚合物的选择提供了参考。通过试验, 进一步研究了琼脂和六种改性淀粉在一定的浓度范围内(琼脂的浓度范围为 1~4%, 淀粉为 0.5~1%)的加固效果; 试验结果表明琼脂和淀粉是可以混合使用。根据不同的聚合物浓度, 用琼脂和淀粉处理过的砂的无侧限抗压强度在 158 到 487kPa 范围内变化; 一定围压范围内的三轴压缩试验也表明, 生物聚合物能有效地增加处理后砂的粘聚力和刚度。

关键词: 生物聚合物; 压缩强度; 地基处理; 砂; 剪切强度; 刚度。

1 前言

有意识地增强离散相颗粒间的胶结以及填充土体基质中的孔隙, 能够改善土体的整体力学特性并降低处理后地基的渗透系数。化学浆材一般都是有毒有害的, 但也有少数的例外(例如硅酸钠); 因此, 地基加固中需要通过全面的研究寻找可替代的环保材料。近些年来, 很多化学物质(例如硅酸钠、环氧树脂、聚氨酯和丙烯酰胺等)在岩土工程中得到了应用。目前, 多种天然聚合物(生物聚合物)可以替代浆材的常规成分, 这种替代品特别适用于临时工程和相对干燥的环境。由于这种生物聚合物主要是从植物中的非食用部分中获取, 它在岩土工程中的广泛应用将会带来一个可持续发展的产业。之前的研究主要集中在天然聚合物对土体渗透性的影响。Martin 等人(1996)和 Karimi (1998)不仅研究了生物聚合物(特别是黄原胶和藻酸钠)对土体渗透性的影响, 而且也研究了对粉砂质土抗剪强度的影响, 结果表明土体的渗透性降低了两个数量级, 抗剪强度增加了 30%。Khachatoorian 等人(2003)指出, 向一个油库基岩中添加一些生物聚合物后, 油库的渗透性将会降低。此外, Bouazza 等人(2009)分别向粉质砂土中添加浓度达到砂土重量 2%的黄原胶、瓜尔豆胶和藻酸钠, 结果表明黄原胶在降低土体渗透性方面表现得更好。Schneider 等人(1989)、Frost (1989)以及 Sutterer 等人(1996)在原状土取样的改进研究中, 通过用浓度低于 1%的琼脂, 在土颗粒上形成一层生物聚合物薄膜覆盖层来临时性固定土体。

本文主要研究琼脂和淀粉这两种生物聚合物提高砂土强度的可能性。

2 生物聚合物的选择

生物聚合物的选择包括表面特性考察和力学性能考察两个阶段，它们分别提供砂土的结合力和粘聚力。结合力指的是存在于分子间的吸引力，物体的各个组分通过这种吸引力结合在一起从而形成一个整体；另一方面，结合力也可定义成使土粒粘在一起的不同表面间的物理化学吸引力。在固体中，粘聚力通常是指抵抗外力或张力以阻止固体原子分离出去的力。根据生物聚合物不同的结构，它们具有各种化学官能团，例如羟基、酯类和胺类；生物聚合物的长链结构为特定的化学官能团发生化学反应提供了更多的反应场所。化学键的作用是相当于结合力，它能使土颗粒和凝胶体在表面上结合在一起。在微观层面上，化学键的效果主要取决于土颗粒和凝胶体接触面上作用力的类型，存在于它们接触面上的力包括离子键或共价键（化学吸附）、氢键（强极性吸引力）以及范德华力（物理吸附）。键长短的离子键或化学键的键能最高（以 KJ/mol 为单位），因此，它们提供了最强的键合；范德华力是疏松物质的偶极间的相互作用，由于偶极间的距离远，它提供的键合最弱。土体中大多数天然土颗粒的表面都带有轻微的负电荷，因此，选择带阳离子的生物聚合物和土颗粒结合在一起在地基加固过程中能够产生很强的静电吸引作用。也就是说，非离子生物聚合物中生物聚合物和土颗粒通过氢键能够结合在一起（仍能产生很强的化学吸引作用）。

Feldman（1989）指出，由于聚合物的结晶度、分子量以及交联度的不同，它们的力学性能也各不相同；高结晶度和高交联度的聚合物具有很高的强度和刚度。拥有足够多的常规化学结构的生物聚合物能够在一定程度上进行结晶。聚合物的分子量越大，它的高分子链排序结晶的机会也就越大。由于生物聚合物在水中的表观粘度会随着分子量增加而增加，因此，合适分子量的生物聚合物的选择也是权衡其可灌粘度。交联通过化学反应（由温度的升高、压力及 PH 的变化所引起）来连接高分子链，并能在土体基质中形成综合晶格；交联使整个聚合结构硬化，因此可以提高它的力学性能。生物聚合物一旦放置到土体基质中，它会进行某些形式的交联来提高它的强度并减少它在地基中的流动性。生物聚合物能够灌入土体中，其流动性非常重要，这也是生物聚合物的一种初始特性。另外交联发生在浆液注入到土体孔隙中或地基固化之后最为理想。

综合考虑上述的因素，笔者决定把重点放在两个不同类型的生物聚合物上，即琼脂和变性淀粉。在所有的生物聚合物中，琼脂能够提供最高的强度，变性淀粉带有正电荷，因此，它们在一起能和带负电的土颗粒之间产生巨大的结合力和粘聚力。

琼脂存在于几种红藻的细胞壁中，包括石花菜属、鸡毛菜属和江蓠属。天然琼脂是由占主体部分的琼脂糖和琼脂胶组成的混合物，其中，琼脂糖具有良好的胶凝性能。琼脂糖在 85°C 时开始溶解，而完全溶解的温度则取决于琼脂源。溶解后，琼脂溶液的粘性随着温度的降低不断增加，直到在 34°C 到 40°C 之间最终固化。在多糖范围内，琼脂糖是唯一一个能在土体基质上形成三维凝胶网络的多糖，这一网络将产生一层致密的薄膜覆盖在固化

后的砂粒上。由于琼脂凝胶的结构复杂,极少有细菌能够分解它,因此,生物降解作用非常小。琼脂对生物添加剂很敏感,除非使用一种合适的添加剂,否则用添加剂会显著降低它的强度和化学稳定性。与此相反,淀粉由直线型和螺旋形直链淀粉和葡萄糖单体构成的支链淀粉组成,它是一种白色的、无味的粉末,难溶于冷水或酒精。根据原材料的不同,天然的淀粉都是阴离子或非离子。依笔者看,通过物理的、化学的、甚至是酶催化的过程产生的带正电的淀粉,与琼脂是可以联合使用的。

3 试验材料及方法

所有的试验中都使用了粒径范围在 0.06 到 0.4mm 的枫丹白露砂,其中粒径范围在 0.15 到 0.3mm 之间的砂粒占干质量 90%。枫丹白露砂是一种稍有棱角的白色石英砂

($\text{SiO}_2 > 98\%$),它相对高的比表面积和净面积非常适合于生物聚合物的吸附。这种砂的比重为 2.66,最小密度为 1.39 Mg/m^3 ,最大密度为 1.75 Mg/m^3 , $D_{10} = 0.15$ 、 $C_u = 1.6$,其中, D_{10} 是指小于某粒径的土粒质量累计百分数为 10%时的粒径, D_{60} 是指小于某粒径的土粒质量累计百分数为 60%时所对应的粒径, C_u 是 D_{60} 与 D_{10} 的比值。

试验中所用的微生物是取自 VWR 区域的微生物级琼脂和泰特利乐公司的六种商业改性淀粉 (Staramic 105 和 747,以及 Starpol 136、469、600 和 700)。这些淀粉作为一种预糊化粉末,在冷水中的溶解度至少为 20%。

将装有生物聚合物混合液的容器在温度设定为 95°C 的烘箱中放置 2h,即可获得完全溶解的溶液。这个容器必须是密封的,以防止因水分的流失而使溶液的最终浓度发生改变。

用击实的方法将干砂装入直径为 38mm、长为 76mm 的样品模具中,通过控制击锤的落距将砂粒的干密度调整到 1.50 到 1.54 Mg/m^3 之间(也就是,相对密度为 36~47%)。将生物聚合物溶液注入到模具中,并允许它渗透到土中填充其中的孔隙。所有的试验样品中,生物聚合物和干砂质量比的变化范围是 0.3 到 1.2%。将样品在 21°C 的室温下放置 3 天,随后再将其在温度为 35°C 的烘箱中放置 4 天;完成之后,对其进行三轴压缩试验。

试验分为两个阶段进行,第一阶段,通过变化试验中生物聚合物的组合和浓度,确定提高砂土力学特性上更有效的一种处理方法;第二阶段,以 $0.01\%/ \text{min}$ 的应变速率进行无侧限抗压强度试验和不固结不排水三轴压缩试验(UU 试验),围压分别为 100、200 和 400 kPa ,通过试验确定一种适合于和琼脂混合使用的改性淀粉。试验结果还提供了确定莫尔-库伦参数值所需的数据。

4 试验结果及分析

对于干砂以及质量比分别为 1、2、4%的琼脂溶液处理过的砂进行一系列三轴压缩试验。这些试验结果表明,琼脂溶液的浓度越高,处理过的砂的无侧限抗压强度和刚度越大(见图 1);给定围压下最大偏应力值也会随着琼脂溶液浓度的增加而增加(见图 2)。

由于琼脂凝胶和砂粒都带有微弱的负电荷，因此，通过添加带正电的中间介质（例如改性淀粉）会进一步增强生物聚合物的处理效果。图3为用质量比1%的琼脂液和质量比0.5%的各种不同淀粉混合液处理过的砂的偏应力-应变关系。

根据试验中使用的不同淀粉，从图3中可以推断出如下的结果：

- 总体上，大多数淀粉能显著增加压缩强度和刚度；
- Starnipol 136处理过的样品强度增加最大，其次是 Starnipol 469；尽管后者具有更高的可塑性；
- 和单独使用琼脂相比，Starnamic 105和 Starnipol 700能够稍微降低压缩强度和试样破坏时的应变。

图4为用1%琼脂和1%Starnipol 136（或0.5%Starnipol 600）混合液处理过的砂的偏应力-应变关系，其中，所用的1%Starnipol 136和0.5%Starnipol 600是试验中表现比较好的两种淀粉；和单独使用琼脂相比（见图1），偏应力的变化要更大。尽管Starnipol 136的浓度是Starnipol 600的两倍，但在给定的围压下，Starnipol 136产生的偏应力会更大。

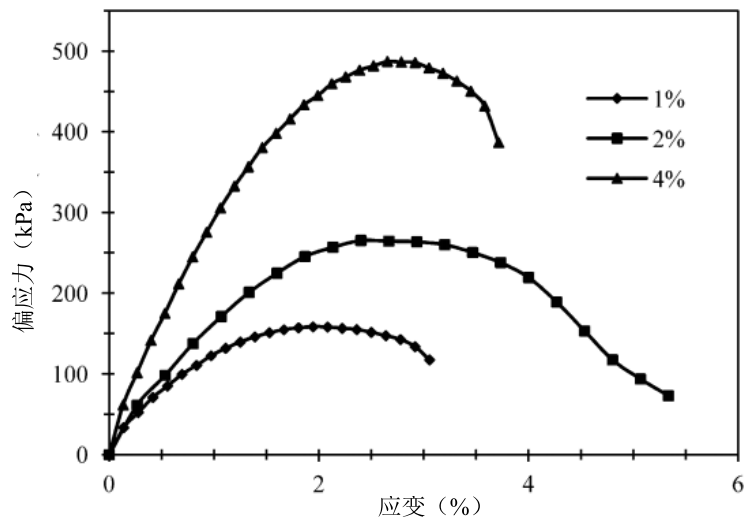


图1. 用琼脂处理的砂土的无侧限抗压强度试验偏应力-应变曲线

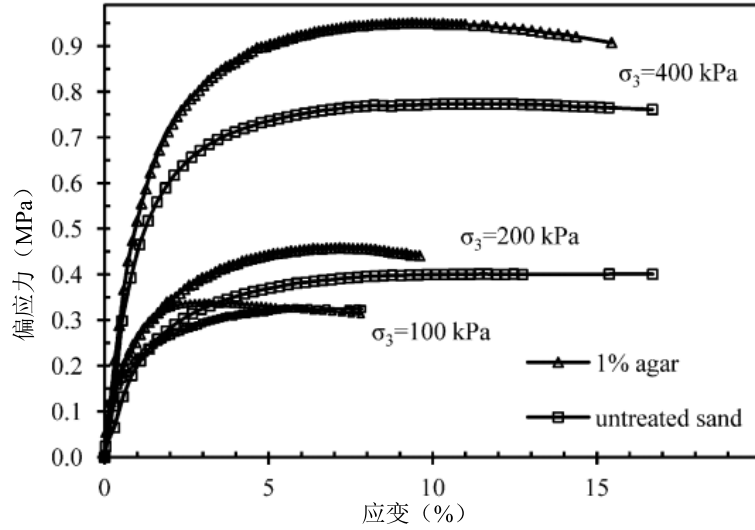


图 2 (a) 未处理的砂和用 1% 的琼脂浆液处理的砂的三轴压缩试验偏应力-应变曲线

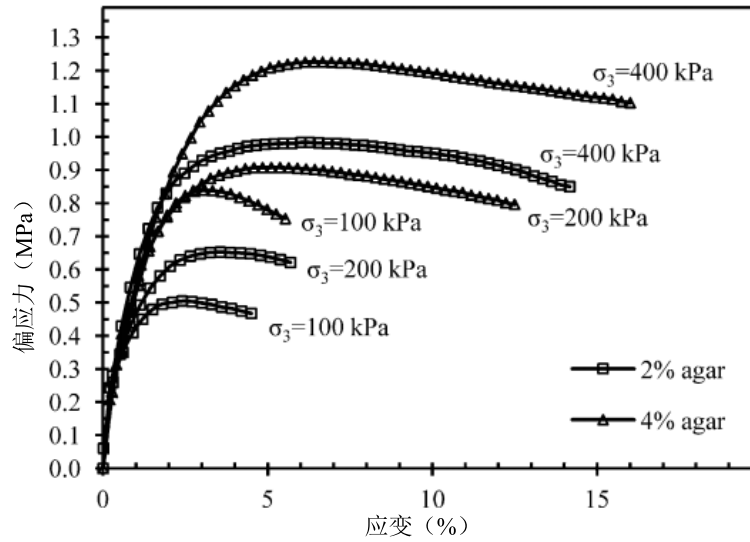


图 2 (b) 未处理的砂和分别用 2% 及 4% 的琼脂浆液处理的砂的三轴压缩试验偏应力-应变曲线

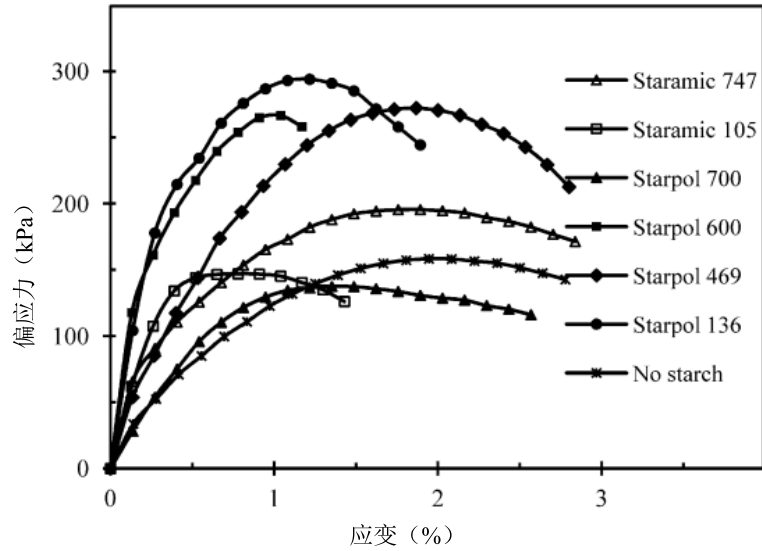


图3 用1%琼脂和不同的0.5%淀粉混合液处理的砂的无侧限抗压强度试验偏应力-应变曲线

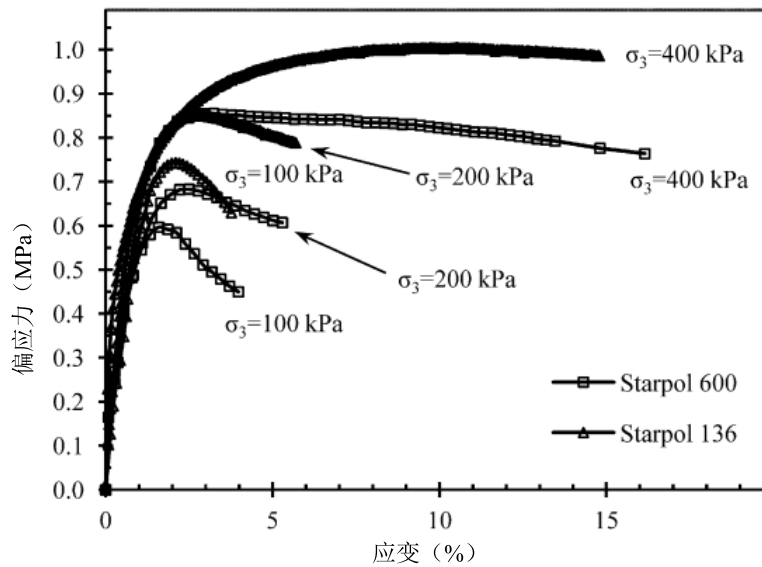


图4 用1%琼脂和0.5%Starpol 600/1% Starpol 136混合液处理的砂的三轴压缩试验偏应力-应变曲线

试验中用1%、2%和4%琼脂液处理的砂土试样，压缩后的破坏形态分别是破裂并崩解成砂团，或形成粗糙的破坏面，或位于上述两者之间的一个中间状态（见图5（a~c））；用1%琼脂和0.5% Starpol 600混合液处理的土样在微小的轴向应变下沿着一个明显的破坏面发生剪切（见图5（d））。由琼脂凝胶自身的可塑性，可推测增加它的浓度将会使加固的

土体基质产生一定的可塑性；添加0.5%的淀粉会增加土体基质的脆性，这符合淀粉溶液的性质，当它的浓度大于15%就会凝集成一个脆性体。

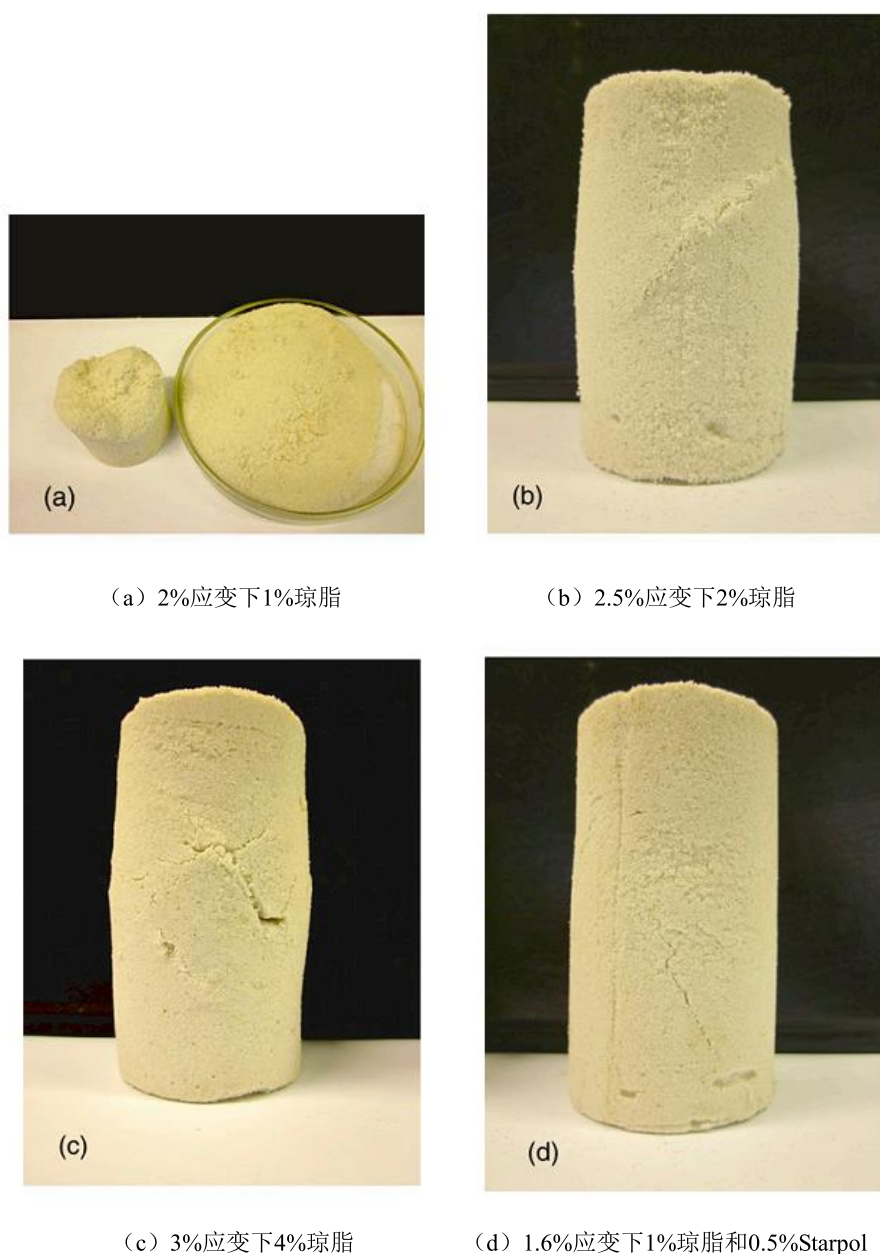


图5 围压为100kPa下，三轴压缩试验破坏时（偏应力达到峰值）的剪切模式和应变

用两种数学方法来预估莫尔-库伦参数 c （粘聚力）和 φ （摩擦角），即非线性优化和最

大偏应力线性最小二乘法（分别见公式（1）和（2））。

$$\frac{\sigma_{1f}}{\sigma_{3f}} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\sigma_{3f}(1 + \sin \varphi)} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1)$$

$$c = b \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \quad (2a)$$

$$\varphi = \sin^{-1} \frac{m-1}{m+1} \quad (2b)$$

式中， σ_{1f} 和 σ_{3f} 分别指破坏时的最大和最小主应力。

对于非线性最优化方法，可以通过Microsoft Excel的求解工具在数学超静定系统中来寻找 c 和 φ 的关系。而在线性最小二乘法中，可将点（ σ_{1f} ， σ_{3f} ）绘制在 $\sigma_1 - \sigma_3$ 平面中，并通过下面最佳直线来拟合它们。

$$\sigma_1 = m \cdot \sigma_3 + b \quad (3)$$

公式（2a）和（2b）中已给出这条最佳拟合线中的 c 和 φ 与斜率 m 及截距 b 之间的关系。

表1表明粘聚力和琼脂浓度直接成比例关系，此外，在同一浓度的琼脂中添加淀粉能大幅度增加粘附力（例如，添加0.5%Starpol 600将增加3倍，1% Starpol 136将增加4倍）。然而，生物聚合物处理后会使得 φ 值逐步减少， φ 值为32°到33°的未处理砂经1~4%的琼脂液处理后 φ 值减少到25°到26°；添加淀粉后 φ 值会进一步减少到17.5°。生物聚合物覆盖层能使颗粒表面微小的粗糙变得平滑，因此，能够减少砂粒的咬合作用。

表1 生物聚合物加固砂的莫尔-库伦参数

条件	方法			
	分线性最优法		线性最小二乘法	
	c/kPa	$\varphi/^\circ$	c/kPa	$\varphi/^\circ$
未经处理的砂	0	32.3	0	33.1
1%琼脂	62	24.7	49	25.4
2%琼脂	111	25.6	105	26.4
4%琼脂	190	26.3	222	23.6
1%琼脂和0.5%Starpal 600	187	17.5	187	17.5
1%琼脂和1%Starpal 136	240	17.6	245	17.4

5 结论

生物聚合物能够有效提高砂的强度特性而不引起环境毒性。试验发现,用琼脂和改性淀粉处理过的砂,其性能改善直接取决于作为主体部分的琼脂和作为添加剂的淀粉的浓度;在同一浓度的琼脂中添加Starpol 600和136,能够大大地增加粘聚力值并提高了刚度。

总之,土体经过生物聚合物加固处理后,可改进其性状,并在刚度和可塑性方面展现了其特有的强度变形特性;这种加固处理方法有良好的发展前景。同时,生物聚合物作为一种可持续的生态友好型材料,也使其在工程应用中更具吸引力。

参考文献: (略)



第四届全国岩土与工程学术大会第二号通知

继前三届全国岩土与工程学术大会之后,由中国岩石力学与工程学会、中国建筑学会工程勘察分会、中国土木工程学会土力学及岩土工程分会、中国地质学会工程地质专业委员会主办的第四届全国岩土与工程学术大会将于2013年11月3-5日在浙江杭州召开。此次会议将近年来岩土工程创新和可持续发展问题进行深入探讨,充分交流我国岩土与工程领域取得的成绩,全面推动岩土与工程领域的科技进步。会议将邀请国内外知名专家作报告,诚邀相关学科的科技工作者及一线工程技术人员参加会议。

会议主题: 岩土与工程技术的可持续发展

主要议题: (1) 岩土的基本性质与本构关系; (2) 岩土工程数值分析与仿真; (3) 边坡、基坑与地下工程典型案例; (4) 岩土力学实验研究方法; (5) 软土地基处理的新概念、新技术、新工艺; (6) 复杂地质条件下施工安全和工程稳定问题; (7) 岩土工程的加固与防护新理念、新方法、新技术; (8) 重大地质灾害形成机理预警与防治; (9) 环境友好的岩土工程技术; (10) 岩土文物的勘察与保护技术; (11) 岩土与工程技术应用的新领域; (12) 岩土工程风险评价与管理; (13) 其他。

会议时间: 2013年11月3-5日, 会议地点: 杭州之江饭店(杭州市莫干山路188-200号)

大会秘书处联系方式:

联系人: 程平、陈晓芬、李青、周才全

通讯地址: 杭州市潮王路22号

邮 编: 310014

传 真: 0571-88070004

电话及邮箱: 0571-56738228 13989893611

cheng_p@ecidi.com (程平)

0571-56738170 13588165806

Chen_xf@ecidi.com (陈晓芬)

0571-56738151 13516855846

li_q7@ecidi.com (李青)

0571-56738704 13605701527

zhou_cq@ecidi.com (周才全)

会议网址: www.ecidi.com