

目 次

坚持不断努力,办好《地基处理》刊物——祝贺《地基处理》创刊二十周年…本刊编辑部(3)

论 文

桩网地基的工作机理与设计方法……………刘国楠(4)

原位化学灌浆加固岩土工程的现状及展望……………邓敬森,陈雪云,熊厚金,陈彦生(19)

广东省公路软基处理技术发展及展望……………刘吉福(38)

高层建筑复合地基调平设计……………白玉堂(46)

长板—短桩工法理论与实践……………叶观宝,张振,邢皓枫,徐超(51)

非半无限空间均布荷载下地基附加应力的理论计算……………朱旦育,于广云,张径伟,贾勇(64)

一题一议

调查中 53 位同行专家对岩土工程数值分析发展的建议……………龚晓南(69)

## 坚持不断努力,办好《地基处理》刊物

——祝贺《地基处理》创刊二十周年

本刊编辑部

《地基处理》创刊于1990年10月,至今已出版、发行二十年。为了祝贺《地基处理》创刊二十周年,特出此专辑以示祝贺并作纪念。

《地基处理》创刊源于地基处理界同行们的建议和鼓励。1986年和1989年中国土木工程学会土力学及基础工程学会(现改称为土力学及岩土工程分会)地基处理学术委员会分别在上海宝钢和山东烟台成功举办第一届和第二届全国地基处理学术讨论会,会上不少专家学者建议创办一本地基处理领域的刊物。为了普及、推广地基处理新技术,为广大工程技术人员提供一个交流地基处理技术和经验的平台,适应土木工程建设对地基处理的需求,促进我国地基处理技术水平不断提高,中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会同浙江大学土木工程学系于1990年共同创办《地基处理》刊物,并于1991年起在浙江新闻出版局登记为内部刊物。为了更好地得到广大同行的支持,1994年成立《地基处理》杂志社,2005年成立《地基处理》理事会。办刊至今已历经六届《地基处理》编辑委员会。第一届至第五届编辑委员会名单,《地基处理》杂志社和《地基处理》理事会成员单位名单见附录。

《地基处理》刊物出版、发行二十年靠的是土木工程界,特别是地基处理领域广大同行的支持和帮助。值此创刊二十周年之际,首先让我们向论文作者、广大读者,对《地基处理》杂志社和理事会成员单位,对各位顾问、历届编委、审稿专家学者,对所有支持,关心和帮助《地基处理》的朋友们致以诚挚的谢意。

《地基处理》刊物出版二十年,已出版捌十期,发表论文786篇。并于1995年第2期起设“一题一议”栏目至今已发表短文近百篇,还设立译文栏目介绍国外的地基处理技术、施工机械和工程案例,另外还有通讯、报导等栏目。刊物发表的文章,来自建筑、交通、铁道、水利、市政等各个工程领域,基本涵盖了地基处理的各个领域。《地基处理》刊物强调贴近工程,为工程服务。二十年过去了,《地基处理》至今还是内部出版物,但它已是我国地基处理界知名的内部技术刊物,拥有较多固定的读者群,它已成为地基处理同行交流地基处理新技术、新方法、新经验、新理论的园地。二十年来承蒙土木工程界广大同仁的关怀与支持,使本刊不断得到发展,并得到土木工程界,特别是地基处理同仁们的欢迎。

《地基处理》办刊二十年,虽取得一定成绩,但与推广、普及地基处理技术的要求,与广大读者的期望还存在不小的差距。办刊二十年,道路是艰辛的。虽取得一定经验,但也存在不少问题,需要编辑部全体同仁面对各种困难,坚持努力,认真总结经验和教训,加强学习,加强交流,齐心协力,办好刊物。也希望广大读者,特别是各位顾问、编委、理事和理事单位一如既往,给以支持和帮助。

让我们坚持不断努力,继续办好《地基处理》刊物,更好地为促进我国地基处理技术不断提高而努力。

## 桩网地基的工作机理与设计方法\*

刘国楠

(中国铁道科学研究院深圳研究设计院 深圳 518034)

[摘要] 本文简要介绍了桩网地基的基本形式和发展历史、国内外的设计理论和方法,并结合有关研究工作的成果对桩网地基土拱设计等提出了建议。最后介绍了深圳机场南站坪扩建工程飞行场道和东莞东部快速干道工程某桥头路基桩网地基设计和现场监测工程实例,深化了对桩网地基工作机理的认识。

[关键词] 地基处理; 桩网地基; 土拱; 加筋; 设计方法

### 引言

复合地基的工作机理在于:在软基中设置桩等加强体,由加强体(桩)和原地基共同承担上部基础传下来的荷载,达到满足地基承载力的要求;对于路堤等柔性基础,复合地基桩顶以上的垫层和部分填土层会产生变形参与应力调整作用,通常垫层和柔性基础的变形相对较小。当柔性基础下的地基采用刚性桩且布桩间距较大时,为了减少这种变形对路堤的影响,通常在桩顶设置桩帽。该类地基统称为刚性桩复合地基,前提是桩与土共同承担上覆荷载,当不考虑土的作用时,土的承载力取零。

欠固结土、新填土、湿陷土和具有震陷性的粉细砂等地基会有后续沉降,地基土不仅不能提供可靠的承载能力,而且会以负摩阻力的形式作用于桩一个下拉荷载。此时,地基中的桩承担全部上覆荷载和负摩擦造成的下拉荷载,桩顶以上部分必须有合理的结构将荷载传递至由桩承担。该类刚性桩复合地基设置桩帽和加筋体,特别强调上覆填土的土拱作用和水平加筋层的牵拉作用。根据该类地基的构造特点,国内称之为桩网地基,国外由该类地基加固的路堤称为桩承路堤(Piled Embankment,或Pile supported embankment)。

图1为常见的路堤下复合地基和路堤下的桩网地基。桩网地基主要由桩、桩帽、加筋体、垫层和上部填土等部分构成。桩网地基的工作机理在于:通过桩帽、加筋层和填土层共同作用将上部荷载转移至由桩承担,能适用于处理新近填土、湿陷性土和欠固结淤泥等有后续沉降的地基。桩网地基有更广的适用范围,具有工后沉降量小等特点。目前,我国桩网地基研究不断深入,应用日益广泛。桩网地基将编入《复合地基》等标准和规范国家标准。

\* 收稿日期:2010年8月

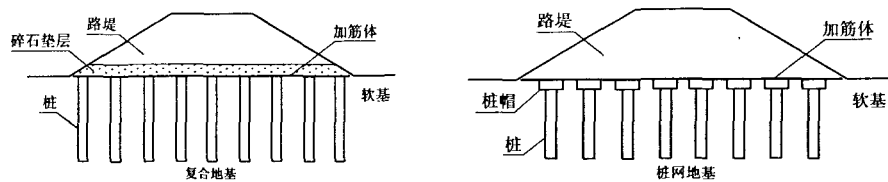


图1 复合地基路堤和桩网地基路堤

## 桩网地基发展的回顾

### 1. 工程应用

1975年,日本北海道石狩河改造工程中,新建河堤采用桩承地基。桩采用了素混凝土和木桩,加筋体采用了土工织物。结果表明该工法处理的河堤工后沉降小,工期短。这是世界上首例报道的该工法工程实例,随后在日本被推广应用至铁路、公路等领域<sup>[1]</sup>。

上世纪80年代,英国扩建 Stansted 机场,需要修建一条连接伦敦—剑桥的铁路,线路经过有一片地下水位高、承载力很低的深厚软粘土地段,为了有效控制与既有铁路的差异沉降,采用了“预制桩+桩帽+土工织物加筋”的桩承路堤加固技术,取得了良好的效果<sup>[2]</sup>。1994~1995年,德国重建一条百年双线铁路时,考虑工期、投资以及减少对环境的影响等因素,采用了桩承路堤,取得了很好的工程效果<sup>[3]</sup>。

在上世纪九十年代,桩承路堤加固技术的应用日趋普遍。Alxeiw 等报道了德国高速铁路地基处理中大量应用桩承路堤技术并可解决桥台后路基、新旧路基的差异沉降控制问题<sup>[4]</sup>。同期在英、美和爱尔兰等国也有大量的工程实例报道<sup>[5]</sup>。英国于1995年颁布了规范(BS8006-1995)<sup>[6]</sup>,北欧于2002年颁布了设计施工手册<sup>[7]</sup>规定了桩承路堤的设计原则和方法,日本2002年颁布了类似的设计施工细则(简称细则)<sup>[8]</sup>。

我国该项技术的应用起步较晚,一开始将该类地基归类到刚性桩复合地基的一种形式,后续研究和工程实践认识到与复合地基的差别,又根据结构形式特点称之为桩网地基<sup>[9]</sup>。1999年在沪杭甬高速公路一期工程红垦—沾渚段较大规模采用了桩网复合地基,之后沪宁高速、上海F1赛车场、杭宁高速二期等工程采用了该技术。二十一世纪以来,国内桩网地基日益广泛地应用于高速铁路、高等级公路、市政工程、水利工程、机场的场道工程等领域。

### 2. 桩网地基工作机理

桩网地基桩顶以上部分涉及到桩帽、桩间地基土、加筋层和上部填土层的相互作用,工作机理比较复杂。如图2所示,桩顶以上部分的工作机理可简述如下:由于桩和桩间土的相对沉降,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,使得填土内部应力重分布,产生土拱效应,土拱将其上部的荷载转移到桩帽;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。

### 3. 土拱计算方法

土拱是桩网地基设计的核心,也是填土高度和加筋体设计的依据。实用的土拱计算方法主要有英国规范法、日本细则法和北欧规范法等。

英国规范 BS8006 (1995)<sup>[6]</sup>根据 Hewlett、Low 和 Randolph 等人的研究成果<sup>[10][11]</sup>,假定土体在压力作用下形成的土拱为半球拱。提出了桩网土拱临界高度的概念,路堤的填土高度超过临界高度  $H_c = 1.4(S - a)$  时,才能产生完整的土拱效应。

北欧规范<sup>[7]</sup>引用了 Carlsson 的研究成果<sup>[12]</sup>,假定桩网地基平面土拱的形式为三角形楔体,顶角为  $30^\circ$ 。可计算得土拱的高度为  $H_c = 1.87(S - a)$ 。

日本细则<sup>[8]</sup>采用了应力扩散角的概念,同样假定桩网地基平面土拱的形式为三角形楔体,顶角为  $2\phi$ ,  $\phi$  为材料的内摩擦角,粘性土取综合内摩擦角,如图 3 所示。

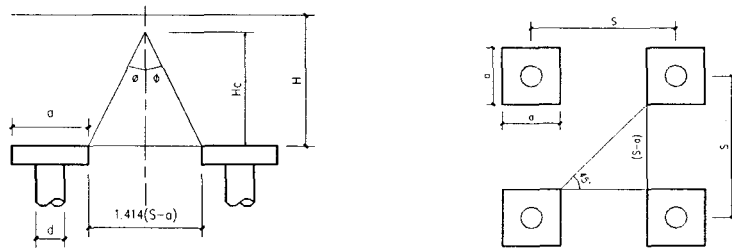


图3 土拱高度计算简图

桩网地基间距为  $S$  的正方形布桩,正方形桩帽边长为  $a$  时,土拱高度计算应考虑桩帽之间最大的间距,  $H_c = 0.707(S - a) \text{ctg} \phi$ 。当  $\phi = 30^\circ$  时,  $H_c = 1.22(S - a)$ ;日本细则另外规定土拱高度计算取 1.2 的安全系数,设计取值时  $H_c = 1.46(S - a)$ 。

除以上土拱计算方法之外,研究者还提出了基于滑移线理论的土拱确定方法,同时还根据实际三维问题修正二维土拱的结果。目前各国采用的规范方法略有不同,但是考虑到路堤填料规定的差异,各国关于土拱高度计算方法实质上差异较小。

### 4. 土拱高度的试验和数值分析验证

铁科院强小俊等(2009)<sup>[13]</sup>结合工程进行了柔性地基下桩网地基的模型试验和数值分析,土拱的形式和高度是试验和计算分析的主要工作内容之一。模型试验在铁科院深圳院试验室进行,整个试验装置如图 4~5 所示,主要由模型槽壁、支撑平台、升降设备及混凝土底座四部分组成。

试验材料采用中粗砂,内摩擦角  $32^\circ$ ,桩间采用塑料泡沫模拟软基。顶升千斤顶下降模拟桩间地基土下沉。根据图 5 的荷载传递原理,可以通过测量桩土承担的土压力,观测到土

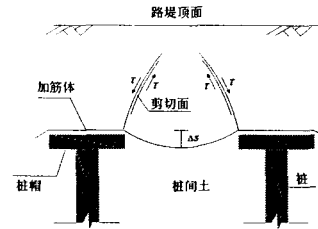
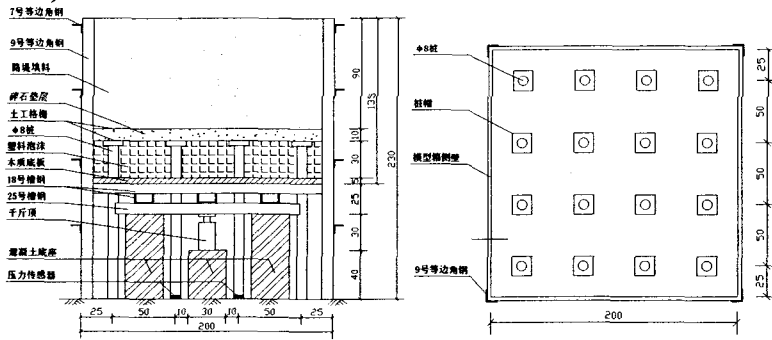
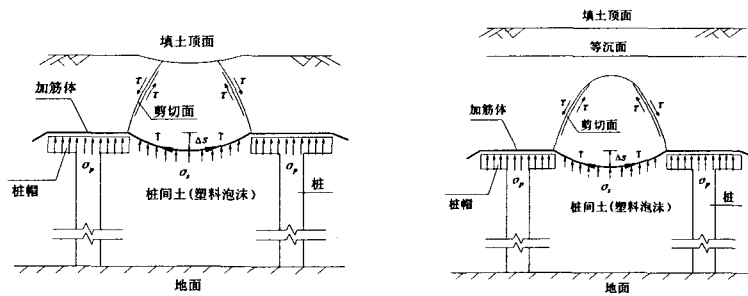


图2 桩承地基路堤土拱效应示意图

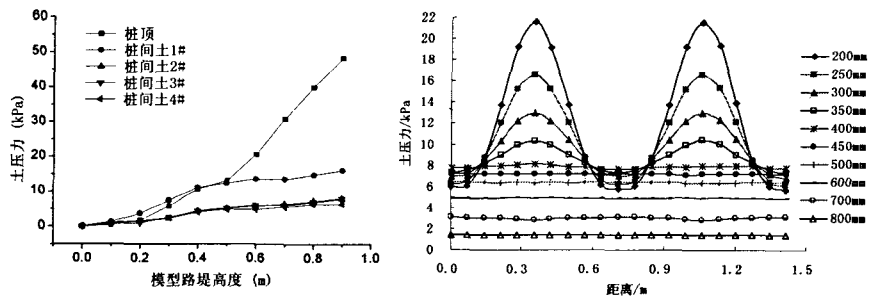
拱形成现象并确定土拱的大致高度。如图 6，为一组分层填砂过程桩顶和桩间土测到的土压力变化。在模型箱填砂的过程中，桩帽顶土压力和桩间土压力都是随着填砂高度的增加而增加。当填土高度小于 0.5m 时，桩帽上的土压力和桩间土的土压力相差较小，且同步增长。当填砂高度超过 0.5m 时，桩帽顶压力和桩间土压力差异变大，在较高填土状态下上覆填土荷载主要由桩帽承担。由此可以判别产生完全土拱的填土高度为 0.5m，相当于  $H_c = 1.32(S - a)$ 。



(a) 立面图 (b) 平面图  
图 4 试验装置示意图 (图中尺寸单位: cm)



(a) 填土高度小于土拱高度 (b) 填土高度大于土拱高度  
图 5 模型试验荷载传递原理示意图



(a) 试验结果 (b) 计算结果  
图 6 桩帽和桩间土土压力

用数值的方法对模型试验进行模拟<sup>[13]</sup>, 计算不同高度土压力分布。当地基土的性质一致时, 填土层在某个水平面的土压力分布数值应该一致。当产生土拱效应时, 应力向桩帽集中, 在同一水平面上土压力数值会有差异。图 6 是一个在填土荷载作用下模型试验槽在不同水平面上的土压力分布数值。由图 6 可以看出, 当填土高度超过 0.45m 时, 土压力平面分布基本不变。之下桩帽顶有明显的应力集中, 大致可以判断该算例土拱高度为 0.45m, 相当于  $H_c = 1.25(S - a)$ 。

试验研究和数值分析的结果表明, 土拱随着填土的过程产生, 其临界填土高度与应力扩散角法和球形拱方法基本一致。

### 5. 加筋体的拉力

土拱产生之后, 桩帽以上以及土拱部分填土荷载和使用荷载均通过土拱作用, 传递至桩帽由桩承担。当桩间土下沉量较大时, 拱下填土体通过加筋体的提拉作用也传递至桩帽, 由桩承担。目前关于加筋体拉力的计算方法主要有以下几种。

#### (1) 英国规范 BS8006 法<sup>[6]</sup>

如图 7 所示, BS8006 规范将水平加筋体受竖向荷载后的悬链线近似看成双曲线, 假设水平加筋体之下脱空, 得到竖向荷载  $W_T$  引起的水平加筋体的拉力为:

$$T = \frac{W_T(S-a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (1)$$

式中:  $S$  为桩间距;  $a$  为桩帽宽度;  $\varepsilon$  为水平加筋体应变;  $W_T$  为作用在水平加筋体上的土体重量。

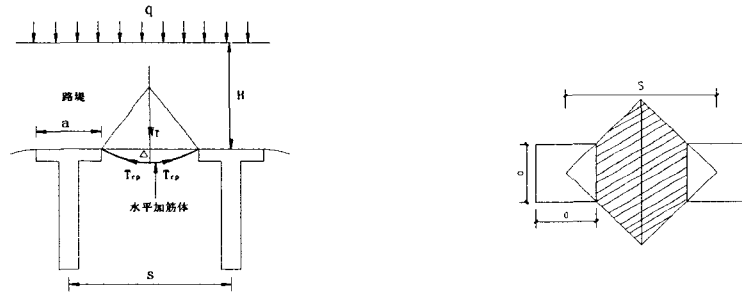


图 7 加筋体计算简图

当  $H > 1.4(s-a)$  时,  $W_T$  为:

$$W_T = \frac{1.4s\gamma(s-a)}{s^2 - a^2} \left[ s^2 - a^2 \left( \frac{C_c a}{H} \right)^2 \right] \quad (2)$$

$C_c$  为成拱系数; 对于端承桩  $C_c = \frac{1.95H}{a} - 0.18$ , 对于摩擦桩及其它桩  $C_c = \frac{1.5H}{a} - 0.07$ 。

#### (2) Carlsson 法<sup>[13]</sup>

Carlsson 的计算模式采用了土楔形土拱的假设, 如图 7 所示, 不考虑外荷载的影响,

则二维平面时的土楔重量为:

$$W_{T2D} = \frac{(s-a)^2}{4 \tan 15^\circ} \gamma \quad (3)$$

该方法中水平加筋体张拉力的计算采用了索膜理论,也假定加筋体下面脱空,得到二维平面时的加筋体拉力为:

$$T_{rp2D} = W_{T2D} \left( \frac{S-a}{8\Delta} \right) \sqrt{1 + \frac{16\Delta^2}{(S-a)^2}} \quad (4)$$

式中:  $\Delta$  为加筋体的最大挠度,其余符号意义同前。

瑞典 Rogheck 等考虑了三维效应,得到三维情况下土楔重量  $W_{T3D}$  为:

$$W_{T3D} = \left(1 + \frac{S-a}{2}\right) W_{T2D} \quad (5)$$

则三维情况下水平加筋体的张拉力为:

$$T_{rp3D} = \left(1 + \frac{S-a}{2}\right) T_{rp2D} \quad (6)$$

### (3) 日本细则方法<sup>[8]</sup>

日本细则的方法考虑拱下三维楔形土体的重量,假定加筋体为矢高  $\Delta$  的抛物线,土拱下土体荷载均布作用在加筋体上,推导出加筋体的拉力计算公式为:

$$W = \frac{1}{2} h \gamma (S^2 - \frac{1}{4} a^2) \quad (7)$$

格栅上的均布荷载:

$$q = \frac{W}{2(S-a)a} \quad (8)$$

加筋体的张力:

$$T_{\max} = \sqrt{H^2 + \left(\frac{q\Delta}{2}\right)^2} \quad (9)$$

式中:  $H = \frac{q(S-a)^2}{8\Delta}$ ;

### (4) 本文推荐的方法

本文建议采用应力扩散角确定的土拱的高度,考虑空间效应计算加筋体拉力。

土拱设计高度  $h = 1.2H_c$ ,  $H_c = 0.707(S-a) \text{ctg} \phi$ 。如图 7 所示,  $a$  宽度加筋体拉力而产生的向上的分力承担图中阴影部分楔体土的重量,同图 7 所示,假定加筋体的下垂高度为  $\Delta$ , 近似于三角形,则加筋体张拉力计算公式为:



$$T \geq \frac{\gamma h(S^2 - b^2)\sqrt{(S-b)^2 + 4\Delta^2}}{32\Delta b}$$

### (5) 不同方法计算结果的对比

此处以一个算例,对比上述不同规范方法土拱高度和加筋拉力计算方法的结果。算例条件:布桩间距 2.0m,桩帽尺寸 1.0m,填料内摩擦角取 35°、30°和 25°三种情况,填土的重度 20KN/m<sup>3</sup>,填土的总高度大于 2.5m,加筋体最大允许下垂量 0.1m。土拱的高度和加筋体的拉力分别按照不同的规范方法计算,结果列于表 2.5。

不同国家规范方法土拱高度和加筋体拉力

表 1

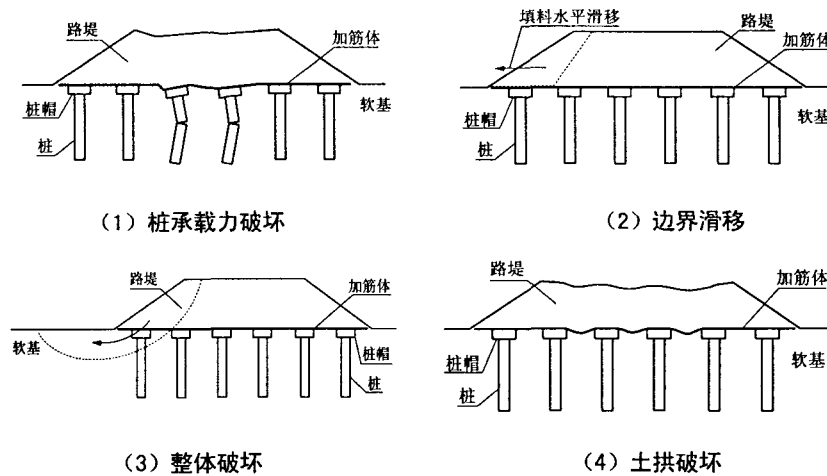
规范或方法名称		英国规范 BS8006	北欧规范	日本细则	国标推荐
$\phi = 35^\circ$	土拱高度 (m)	1.68	2.24	1.21	1.48
	加筋拉力 (KN/m)	64.1	101.9	41.6	43.2
$\phi = 30^\circ$	土拱高度 (m)	1.68	2.24	1.47	1.76
	加筋拉力 (KN/m)	64.1	101.9	50.6	51.4
$\phi = 25^\circ$	土拱高度 (m)	1.68	2.24	1.82	2.18
	加筋拉力 (KN/m)	64.1	101.9	62.7	63.7

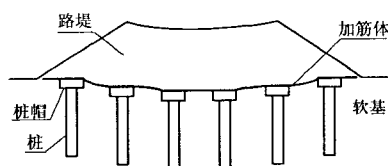
英国规范和北欧规范土拱的计算高度和加筋的拉力与填料的性质基本无关,所确定的值能够适应从填石类到一般粘性土的范围。综合摩擦角  $\phi = 25^\circ$  的一般粘性土填料,其他规范方法考虑填土 1.35 的荷载分项系数,与北欧规范的结果也是基本一致的。

## 桩网地基的设计方法

### 1. 桩网地基的破坏形式

根据英国规范<sup>[6]</sup>,桩网地基有五种破坏形式,在设计上应作必要的验算,如图 8。





(5) 沉降过大

图8 桩网地基的主要破坏形式

图8中第(1)~(4)属于承载能力破坏模式。第(5)沉降过大破坏模式属于正常使用极限状态破坏模式。根据建筑荷载、桩基等规范<sup>[14][15]</sup>,有关设计荷载组合和设计方法汇总分析如表2所列。

荷载组合和设计方法

表2

破坏模式	桩承载力	边界滑移	整体稳定	土拱破坏	沉降过大
设计方法	特征值法	极限状态法	安全系数法	极限状态法	正常使用极限状态
荷载组合	标准组合	基本组合	标准组合	基本组合	均永久组合
分项系数	1	1.35		1.35	1
安全系数	2		1.1~1.3		

## 2. 桩的设计方法

设计前应先通过勘察查明岩土层的分布,各岩土层桩侧摩阻力和桩端承载力,判断土层的欠固结、自重固结和湿陷性等性能。当持力层较浅时,桩网复合地基中的桩可选用端承型桩;持力层较深时,宜选用摩擦型桩。桩可采用预制桩、就地灌注素混凝土桩、套管灌注桩等,桩的截面尺寸宜取200~500mm,加固土层厚、软基性质差时取较大值。建议按正方形布桩,桩间距可取桩径或边长的5~8倍。单桩承载力应通过试桩确定,在方案设计和初步设计阶段,单桩的竖向承载力特征值可按规范<sup>[15]</sup>计算。桩穿过松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土层时,应考虑桩侧负摩阻力;负摩阻力为下拉荷载 $Q_n^g$ ,按规范<sup>[15]</sup>方法计算。在试桩确定单桩承载力特征值 $R_a$ ,并满足:

$$R_a \geq AP_k + Q_n^g \quad (10)$$

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; $A$ 为单桩承担的地基处理面积; $Q_n^g$ 桩侧负摩阻力引起的下拉荷载标准值。

正方形布桩时,桩间距满足下式要求:

$$S = \sqrt{\frac{R_a - Q_n^g}{P_k}} \quad (11)$$

## 3. 桩帽的设计方法

建议采用正方形桩帽;桩帽上边缘设20mm宽的45度倒角。桩帽采用钢筋混凝土,强度等级不小于C25,桩帽的尺寸和强度应满足以下要求:

- (1) 桩帽面积与单桩处理面积之比宜取 15~25%;
- (2) 桩帽以上填土高度, 根据垫层厚度、土拱计算高度确定;
- (3) 在荷载基本组合条件下, 桩帽的截面承载力能够满足抗弯和抗冲剪强度要求;
- (4) 钢筋净保护层 50mm。

参照图 9, 按以下方法计算桩帽弯矩:

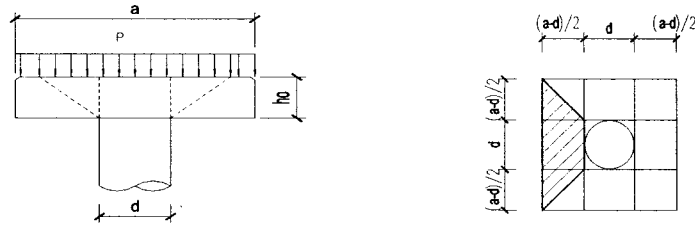


图 9 桩帽计算简图

$$M = \frac{1}{2} \frac{P}{a^2} d \left( \frac{a-d}{2} \right)^2 + \frac{2}{3} \frac{P}{a^2} \left( \frac{a-d}{2} \right)^3 \quad (12)$$

式中:  $P$  为荷载效应基本组合。

采用圆形桩帽时, 可简化为等效正方形桩帽计算, 对于直径为  $d$  的圆形桩帽, 等效正方形的边长为:  $a' = 0.866d$ 。

#### 4. 土拱和加筋体的设计

当填料的综合摩擦角为  $\phi$  时, 正方形布桩和桩帽之间的土拱高度可按式计算:

$$h = 1.2H_c \quad (13)$$

$$H_c = 0.707(S-a) \operatorname{ctg} \phi \quad (14)$$

加筋层设置在桩帽顶部, 加筋的经、纬方向分别平行于布桩的纵、横向铺设, 应选用双向抗拉同强、低蠕变性、耐老化型的土工聚合物材料。加筋体的拉力设计值  $T_d$  根据式 (15) 确定:

$$T_d \geq \frac{\gamma h (S^2 - a^2) \sqrt{(S-a)^2 + 4\Delta^2}}{32\Delta a} \quad (15)$$

式中:  $\Delta$  为加筋体的下垂高度(m) (图 7), 可取桩帽净距的 1/10, 最大不宜超过 0.2m。加筋材料的强度和对应的应变率应与允许下垂高度值相匹配, 宜选取加筋材料设计抗拉强度对应的应变率 6~8%, 蠕变应变率小于 2%。当需要铺设双层加筋材料时, 两层加筋应选同种材料, 铺设竖向间距宜取 0.1~0.2m, 之间铺设垫层同种材料, 两层加筋材料的抗拉强度按下式计算:

$$T \geq T_1 + 0.6T_2 \quad (16)$$

5. 路堤边坡侧向滑移验算

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，如图10。

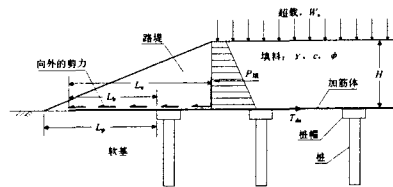


图10 填土边坡侧移验算简图

$$T_s \geq 0.5K_o(\gamma_G\gamma H + 2\gamma_Q q)H \tag{17}$$

$$L_e = \frac{\gamma_0 T_s}{\gamma h t g \phi} \tag{18}$$

$$L_b = \frac{\gamma_0 (T_s + T_d)}{\gamma h (t g \phi_1 + t g \phi_2)} \tag{19}$$

式中： $\gamma_0$ 为重要性系数， $\gamma_G$ 为填土荷载分析系数； $\gamma_Q$ 为活荷载分项系数； $h$ 为加筋上覆土层的平均厚度， $\phi$ 为填料摩擦角； $\phi_1$ 为加筋之下的加筋体与土的摩擦角； $\phi_2$ 为加筋之上的加筋体与填料摩擦角。

6. 整体稳定计算

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，对于桩网地基不适用。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<sup>[6][7]</sup>所采用。

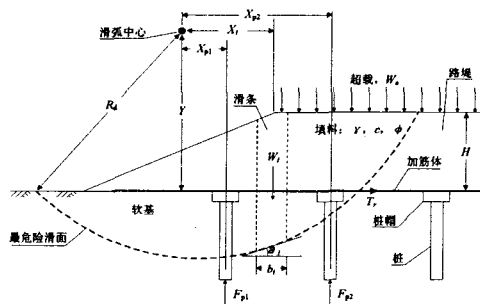


图11 整体稳定计算简图

参照图11，总应力法受力极限平衡整体稳定计算公式如下：

$$K = \frac{M_{RS} + M_{RP} + M_{RR}}{M_D} \quad (20)$$

$$\begin{aligned} \text{式中: } M_D &= \left[ \sum (W_i + b_i w_{si}) \sin \alpha_i \right] R_D \\ M_{RS} &= \left\{ \sum [c_i b_i \sec \alpha_i + (W_i + b_i w_{si}) \tan \phi_i] \right\} R_D \\ M_{RP} &= \sum F_{pi} X_{pi} \\ M_{RR} &= T_i Y \end{aligned}$$

建议安全系数结合国内应用习惯,按下式取用:

$$K \geq 1.2\gamma_0 \quad (21)$$

### 7. 桩网沉降计算

桩网复合地基的沉降  $s$  由加固区复合土层压缩变形量  $s_1$ 、加固区下卧土层压缩变形量  $s_2$ , 以及桩帽以上垫层和土层的压缩量变形量  $s_3$  组成, 可按下式计算:

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (22)$$

加固区复合土层压缩变形量  $s_1$ , 当采用刚性桩时可忽略不计; 加固区下卧土层压缩变形量  $s_2$ , 按规范<sup>[17]</sup>等代荷载法计算, 须考虑桩侧负阻力时, 桩底土层沉降计算荷载计入负摩阻力  $Q_n^s$ ; 桩帽以上的垫层和土层的压缩量变形量  $s_3$ , 可按下式计算:

$$s_3 = \frac{\Delta(S-a)(S+2a)}{2S^2} \quad (23)$$

## 工程实例

### 1. 深圳机场南站坪扩建工程<sup>[17]</sup>

深圳机场南站坪扩建项目占地面积约 40 万平方米。淤泥厚度 6.0~8.0m, 新近堆填土 2.0~3.0m, 形成施工垫层。软基处理工期不超过 6 个月, 地基处理后 20 年之内工后沉降不超过 10cm。本工程永久荷载 47.6 KPa, 飞机活荷载 50KPa。

复合地基方案比选

表 3

复合地基方案	预制管桩	水泥搅拌桩	CFG 素砼桩
布置方案	桩径 0.3m, 布桩间距 2.0×2.0m, 桩长 17m, 设桩帽 0.8×0.8×0.25m, 加筋 1 层, 碎石垫层 0.25m。	桩径 0.55m, 布桩间距 1.1×1.1, 桩长 11m, 设加筋层一层, 碎石垫层 0.3m。	桩径 0.4m, 布桩间距 1.8×1.8m, 桩长 15m, 加筋 2 层, 碎石垫层 0.5m。
总工期	4 个月	5 个月	6.5 个月
经济指标 (元/平米)	500	598	491
评价	质量易于控制	存在质量通病	质量不易控制

本工程软基在填土作用下未完成固结, 当采用复合地基处理时, 软基会有较大的后续沉降。初设时比选各种方案 (如表 3), 认为管桩质量可控性好, 总工期短, 决定予以采用。设计断面如图 12 所示。地基处理面以上场地填筑采用填石为主, 计算土拱高度 1.21m, 加筋体



## 2. 东莞东部快速干道桥头路基<sup>[18]</sup>

东莞东部快速干道工程,若干软土层深厚地基的桥头路堤,采用了桩网地基处理。本文介绍四号桥头路堤工点。场地原始地貌为鱼塘,新近填土 1.0~2.0m 后作为工作垫层,填土后历时较短,淤泥层未能固结。路堤设计填土高度 5.5m,道路路面结构厚度 0.68m,折合荷载 125KPa,车辆荷载 10.5KPa,要求处理后工后沉降小于 10cm。

如图 15 所示,桩网地基设计为:振动沉管就地灌注素砼桩桩径 0.4m,设计桩长 13.0m,布桩间距 1.8m,桩顶设 0.8m 直径圆形砼桩帽,铺土工格栅 1 层,碎石垫层 0.3m。

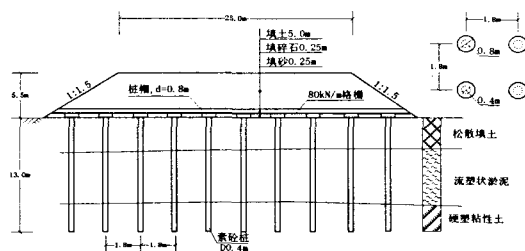
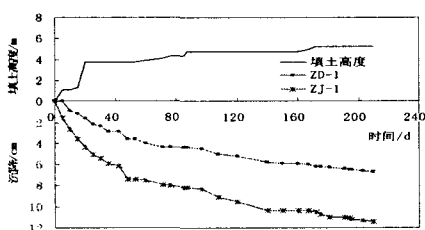
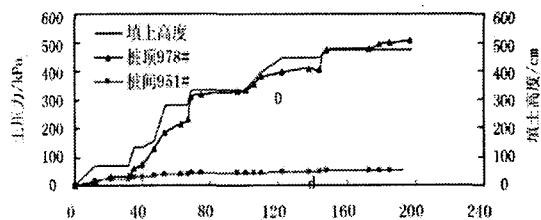


图 15 东莞某桥台桩网地基路堤设计断面图

桩顶和桩间分别布置沉降观测点和土压力盒,在成桩之后填土开始之前埋设,观测填土过程中桩和桩间土的沉降和荷载分担。将其中一组观测结果如图 16 所示。从观测结果可以看出桩和桩间土存在较大的沉降差,填土结束时沉降差超过 6 cm;桩的沉降较快能够稳定,桩间沉降差有进一步发展的趋势;桩间土的土压力在填土高度超过 1.5m 后,基本上不再增加,表明由于桩帽和桩间土发生相对沉降,路堤填土中的土拱效应已经形成。本工程实例表明桩间土承担的荷载很有限。



(a) 沉降观测结果



(b) 土压力监测结果

图 16 沉降和土压力观测结果

## 3. 工程实例小结

从上述两个工程实例的观测资料可以作出以下结论:

- (1) 对于后续有较大沉降的软基,不考虑土承担荷载是合理的;
- (2) 桩帽和桩间地基土的沉降差自填土开始发生,桩的沉降较快稳定,桩间土的沉降会持续发展,桩间沉降差有进一步加大的趋势;
- (3) 实测土拱高度约 1.5m,与设计值接近。

## 几点认识与建议

桩网地基适用于柔性基础,具有适应更为复杂的地基、能够控制较小工后沉降等特点,在我国日益受到重视,特别是高速铁路、机场和高等级公路等重要工程已大量应用。由于目前国内还没有完整的设计规范,对桩网地基的认识、设计理论和方法等方面还未能取得一致。结合本文作者编写国标桩网地基内容的工作,通过本文的回顾和研究,提出以下几点认识和建议:

1. 按最大桩帽间距,用应力扩散法确定桩土拱高度的方法合理可行,取计算土拱高度的1.2倍作为设计最小填土高度与国外规范的规定相差不大。
2. 采用设计土拱高度为依据,采用简单的力平衡方法计算加筋体的拉力方法可行,与国外规范计算结果基本一致。
3. 国外规范采用的力平衡整体稳定分析方法相比国内复合地基采用的复合强度方法更为合理,建议采用。
4. 因桩网地基中加筋的作用十分重要,应结合材料性能,研究蠕变性、疲劳性等对路堤沉降和承载力的影响。
5. 在旧路改造等填土厚度小,不能适应最小填土高度的情况,应研究多层加筋的作用和效果。

## 参考文献

- [1] 饶为国. 桩—网复合地基沉降机理及设计方法研究[D]. 北京: 北方交通大学博士学位论文, 2002.
- [2] JONES C J F P, LAWSON C R, AYRES D J. Geotextile Reinforced Piled embankments[C]//HOEDT Den(ed). Proc 4th Int Conf on Geotextiles: Geomembranes and related Products, 1990, Rotterdam: Balkema: 155-160.
- [3] ZANZINGER H, GARTUNG E. Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles[C]. Geosynthetics-7th ICG-Delmas, Gourc & Girard(eds) 2002 Swets & Zeitlinger, Lisse ISBN 90 5809 523 1, 2002: 381-386.
- [4] WOOD H J. The design and construction of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass[J]. Foundations: Innovations, observations, design and practice, Thomas Telford, London, 2003.
- [5] DAVID WHYTE. The overriding aspects of the design of geosynthetic-reinforced pile supported embankments[J]. Issues In Foudation Engineering (GSP131), ASCE, 2005.
- [6] British Standard BS8006, Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills[S]. London: British Standard Institution, 1995.
- [7] Nordic handbook, Reinforced soils and fills, Nordic Geosynthetic Group, 2002.
- [8] The Design and Construction Handbook of Mixing Piled foundation[M]. Tokyo; Railway Technology Research Institute, 2001, in Japanese.
- [9] 饶为国, 赵成刚. 桩-网复合地基应力比分析与计算[J]. 土木工程学报, 2002, 35(2): 74-80.
- [10] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. Ground Engineering. 1988, 21(3): 12-18.



- [11] LOW B K, TANG S K, CHOA V. Arching in piled embankments[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 120(11): 1017-1938.
- [12] CARLSSON B. Reinforced soil principles for calculation[J]. Swedish: Terratema AB, 1987.
- [13] 强小俊, 桩承地基路堤荷载传递机理的研究. 北京: 中国铁道部科学研究院博士论文[D], 2009.
- [14] 建筑结构荷载规范, 中华人民共和国标准[S], GB50009—2001.
- [15] 建筑桩基技术规范, 建设部行业标准[S], JGJ94—2008.
- [16] 地基基础设计规范, 中华人民共和国标准[S], GB50007—2002.
- [17] 深圳机场南站坪扩建地基处理工程设计文件[Z], 中国铁道科学研究院深圳研究设计院, 2008.
- [18] 东莞市东部快速路软基监测方案[Z]. 中国铁道科学研究院深圳研究设计院, 2005.

简 讯

## 第十一届全国土力学及岩土工程学术会议 (第二号通知)

2011年8月16日~8月19日, 兰州

### 会议时间与地点

会议将于2011年8月16日~19日在兰州举行, 8月16日会议报到, 8月17~19日开会, 8月20日组织考察。

### 论文出版方式与格式

会议论文采取集中推荐 E1 收录期刊和国内核心期刊发表的方式。论文推荐发表方式为: 会议部分优秀论文将由《岩土力学》增刊(E1收录)、《岩土工程学报》增刊发表; 其余会议论文分别推荐《西北地震学报》、《冰川冻土》、《铁道工程学报》增刊发表。所有论文由学会组织专家统一审阅, 决定是否录用、推荐具体发表刊物和形式。

每篇论文版面费以各刊出期刊收费标准而定。论文经审定确定刊出期刊后, 版面费直接交各刊出期刊编辑部。

论文模板请从附件1第十一届全国土力学及岩土工程学术会议论文模板或会议地址 [www.gssb.gov.cn/csmge2011](http://www.gssb.gov.cn/csmge2011) 文件下载

### 栏点击下载。

本次会议将提供论文集光盘和论文摘要集, 不刊印论文集。

### 征文时间及要求

即日起至2011年1月15日: 提交论文全文。

2011年2月28日: 发论文录用通知及修改意见。

2011年5月31日: 提交修改稿。

论文以邮件(word电子文档)向会务组电子邮箱或会议网址投稿中心投稿, 论文全文请控制在6页以内, 大小不超过10M。要求图标清晰、数据详实。

### 联系方式

地址及邮编: 兰州市东岗西路450号中国地震局兰州地震研究所730000, 吴志坚博士、徐舜华博士; 会务组电子邮件地址: [csmg2011@163.com](mailto:csmg2011@163.com); 电话: 0931-8273050 (0) 13919182444 (M) 13893439771 (M); 传真: 0931-8273050。

## 原位化学灌浆加固岩土工程的现状及展望

邓敬森<sup>1</sup> 陈雪云<sup>2</sup> 熊厚金<sup>3</sup> 陈彦生<sup>4</sup>

(1.广东灌浆岛科技发展有限公司 阳江 529500

2.桂林科达化学灌浆有限责任公司 桂林 541004

3.中国科学院广州化学研究所 广州 510070

4.长江科学院科技成果推广及信息中心 武汉 430010)

[摘要] 本文简述了原位化学灌浆加固材料在岩土工程中的应用历史,并对浆材固化、堵漏、加固机理作了归纳,同时,展望了化灌在未来治水、固沙等方面的拓用前景。

[关键词] 原位;化学灌浆;材料;机理;治水;固沙

### 引言

化学灌浆(Chemical grouting)是履行联合国宪章“创造适当环境”,“追求美好世界”的一剂良方。

#### 1. 定义

将配制好的化学药剂,通过导管注入岩土及混凝土等孔隙中,然后与裂隙壁发生化学反应,起到连接与堵塞的作用,从而提高岩土及混凝土体的强度、减小其压缩性和渗透性的原位处理方法,称其为化学灌浆。

#### 2. 特点

化学灌浆作为地基处理的工法之一,实践与理论研究表明,具有如下特点:

(1)简单、快捷、及时有效,并逐步成为地质灾害抢险减灾的应急措施。

(2)化学灌浆既能防渗堵水,又能补强加固,其双重功能已成为岩土工程及混凝土结构建筑物安全、健康的“保护神”。

(3)原位化学灌浆加固在岩土地基工程中,往往能与爆破挤淤加固、软岩钢筋混凝土支护衬砌补强、桩基和伐基础处理、深基坑水泥土搅拌桩加固、锚固和三合土等路基、路堤加固等原位处理措施兼容,尤其是在复杂地质条件下、岩土地下隐蔽性工程的原位化学灌浆加固,有时成为其他方法无法替代的最优选择。

(4)化学灌浆是一项“扶弱不欺强”,避免大规模开挖,施工全过程节能、低碳且绿色

\* 收稿日期:2010年10月

环保的技术。它在某种意义上是“以毒攻毒”的妙药，又是各种隐蔽工程除险救灾的灵丹。

### 3. 简史

从本质上讲，所有按“化学灌浆”定义尤其是结石体的出现时因“化学反应”的材料均可列入化学灌浆材料。

纵观原位化学灌浆加固材料的发展历史，从其原材料使用角度来看，大致经历了四个阶段。<sup>[1]-[3]</sup>

#### (1) 粘土浆液阶段(1802~1857年)

1802年法国土木工程师查里士·贝里尼(Charles Bering)成功地利用灌浆技术将粘土浆压入地层，为港口城市戴佩(Dieppe)维修加固砌筑墙，用冲击泵灌浆粘土和石灰浆，迄今已有200多年的历史，称为注浆的开始。之后，这种浆液方法相继传入英国和埃及，从1802~1857年这段时期，注浆技术处于原始萌芽阶段，注入方法比较原始，浆液主要是粘土、火山灰、生石灰等简单材料。

#### (2) 水泥浆液阶段(1824~1905年)

1824年，英国约瑟夫·阿斯普丁(Joseph Aspdin)获得了“波特兰(Portland)水泥”专利，并大量应用于土木工程中；1838年英国汤姆逊隧道开始用水泥作为灌浆材料。此后粘土灌浆，水泥灌浆一直占据着主导地位。1845年W.E.Worthln第一次将水泥注入水库溢洪道的基础中以提高基础的承载能力；1864年德国人在勤恩矿井内用手摇泵注水泥浆加固竖井井壁。

1880~1905年期间在德国北部和比利时煤矿工作的Reumax、Portier、Saelier、Francors等组成矿山技术小组，在涌水量大的竖井施工中进行水泥注浆试验，研制出高压注浆泵，改进了灌浆材料的混合方式等灌浆工艺，并将之用到隧道和大坝的建设中，成为现代注浆法的基础。标志注浆技术的发展进入水泥浆液注浆阶段。

#### (3) 化学浆液阶段(1884~1978年)

1884年英国豪斯古德在印度建桥时，首次采用化学药品固砂；1887年，佐斯基利用一个钻孔注浓水玻璃，邻近孔注氯化钙，创造了原始的硅化法而获专利，化学灌浆材料才发展起来；1909年，比利时人勒马尔塔蒙特在水玻璃中加入稀酸，发现了改变水玻璃 $P^H$ 值的凝固机理，提出了双液单系统的一次压注法并获得专利；1920年荷兰采矿工程师尤斯登首次论证了化学注浆的可靠性，并提出了使用水玻璃、氯化钙的双液双系统的注入方式，于1926年获得专利。由于水玻璃价格便宜、无毒，所以得到了很快的发展。

直到20世纪40年代，化学灌浆几乎是水玻璃灌浆的同义词。随着工程上的需要和化学工业的发展。化学灌浆从采用单纯的无机化合物，逐渐采用有机材料，有的开始采用高分子化合物，以补充水泥灌浆的不足，使化学灌浆逐步满足工程需要。20世纪50年代，美国研制了粘度接近水，胶凝时间可以任意调节的丙烯酰胺浆液(AM-9)。

1956年左右，又出现了尿素—甲醛类浆液，此后国际上相继推出了木素类(英国的TDM铬木素浆液，中国东北大学杜嘉鸿教授领导研制的微毒性铬木素浆液)、丙烯的盐类、聚氨酯类、环氧类等品种繁多的化学灌浆材料。

但是,在1974年日本福冈发生了灌注丙烯酰胺引起中毒的事故后,开始禁用有毒的化学浆液。有一些国家也参照日本的“暂行规定”禁止使用毒性浆材。1978年美国停止使用了AM-9的生产。所以20世纪70年代后期世界各国相继禁止用有毒化学注浆材料,并且其他化学注浆材料的使用也有一定限制。

#### (4) 现代原位化学灌浆加固材料发展阶段(1978年至今)

1978年,是中国改革开放的起始年,也是现代原位化学灌浆加固材料研发的突破年。

由于化学灌浆材料有毒,而水玻璃类浆材在固结强度和耐久性方面又不能满足大型工程的需要。因此,人们又开始把目标转到硅酸盐水泥的开发利用上,但是对于微细裂隙的岩、土体,普通水泥的粒径较大,无法灌入。为此,Shimoda和Clarke分别于1982年和1984年用超细水泥加固具有微细裂隙的岩土体,当是他们使用的超细水泥是日本奥罗达水泥联合公司和吉涯德岩土化学联合公司生产的MC-500号水泥;粒径为 $1\sim 5\mu\text{m}$ ,50%(wt)的中间粒径为 $4\mu\text{m}$ ,该浆液可灌入到 $3.75\times 10^{-4}\text{cm}$ 的细砂层,固结砂胶体的渗透系数提高到 $1\times 10^{-6}\text{cm/s}$ ,固结砂试样的3d和28d的抗压强度分别为25MPa和54MPa。20世纪80年代中期首次在15届国际大坝会议上披露,随后日、美、法等国开发了超细水泥、湿磨水泥灌浆技术,并声称其应用范围大体等同于化学灌浆材料。

我国于20世纪80年代中期在一些科研单位诸如中国建材科学院、中国水利水电科学研究院、长江科学院等单位开始研制超细灌浆水泥,并配套研制超细水泥湿磨机;20世纪末,上述科研机构的新材料研究院(所)又进行纳米水泥的研发工作。

在此期间,一改以往三个阶段的单一类浆液的材料研发态势,更多地、综合地进行了多种原位化学灌浆材料的各种改性研发工作,诸如改性粘土浆材、改性水泥浆材、改性水玻璃浆材、改性环氧浆材、改性丙烯酸盐浆材、改性聚氨酯浆材、改性木质素浆材等。

在改性浆材研发的同时,也进行了悬(浊)液浆材与“溶液”浆材的“复合”浆材施工应用、无机多元复合环保型灌浆材料的开发等。

可以坦言,从1978年至今,中国原位化学灌浆加固材料的发展处于国际领先地位。

## 现状

自1991年由中国科学院院士卢嘉锡提出“岩土工程化学”概念,2001年《岩土工程化学》由科学出版社出版,2009年再版至今二十年的时限内,原位化学灌浆在岩土工程及岩土工程化学领域的广泛应用及其理论提升有了长足的进步。具体表现在化学灌浆加固机理研究,紧密结合了岩土工程主要地质缺陷和结构缺陷,个别也探讨了时效缺陷,化学灌浆材料全面进入改性、环保、绿化阶段;化学灌浆原位加固技术走上“规范化”、“连锁”模式。尤其是“化灌人”开启由“敬畏化学灌浆”向“化学灌浆快乐”迈进的心路逐渐彰显。

### 1. 化灌机理

在《岩土工程化学》、“原位处理”和“绿色化灌”等新理念下,围绕岩土工程尤其是交

通道路、冶金矿山和水利工程诸领域的地基、边坡和围岩稳定性研究方面,国内对相关作用机理作了较为深入的探讨,它为工程病害(缺陷)的原因及其防治加固提供了理论依据。

### (1) 粘结机理<sup>[1]-[13],[21]</sup>

#### 1) 引言

如果从分子、微观和宏观不同的观点讨论,或者讨论界面形成或者粘结系统的破坏时,“粘结”这个术语涉及完全不同的概念,既可以表示界面键的形成,也可以表示机械负载时的破坏装配体系,事实上研究粘结机理的主要难点之一在于它涵盖了聚合物科学、表面和界面物理化学、材料科学、机械和微机械破坏和流变学等学科领域。

#### 2) 粘接机理:

①机械互锁理论:由 McBain 和 Hopkins 于 1925 年提出,他们认为进入固体表面孔穴的机械锁栓是决定粘结强度的主要因素:此理论最大的不足之处是有研发认为,粘结强度的提高不是机械栓的作用,而是由于表面粗糙,断裂时裂缝周围和材料本体消耗的粘弹性或者塑性能量增加所致。

②电子理论:又称为双电层理论、静电理论、平行板电容器理论,最早由 Deryaguin 及其同事们于 1948 年提出的,他们认为具有不同电子层结构的机体和胶黏剂会发生电子转移以维持 Fermi 平衡,界面形成双电层,粘结强度主要是静电引力的贡献。

③弱界面层理论—界面相的概念:胶黏剂浸入界面附近,形成与本体材料不同的具有特殊性能或性能变化的界面区, Bikerman 第一个提出即使体系破坏似乎在界面,决定粘接强度的主要因素还是弱边界层 wbl 的粘接力,界面层的创立引起了人们的高度注意,形成了粘结科学中广泛使用的“后界面层”或“界面相”的概念,不管胶黏剂和基材的性质如何,界面相都会形成。

④吸收(或热力学)理论(也称润湿和酸碱理论):目前粘接科学中使用最广泛的是热力学模型, Sharpe 和 Schonhorn 是其主要贡献者,该理论认为胶黏剂与基体紧密接触,界面上存在原子和分子之间的作用力,最常见的界面力是由范德华力和路易斯酸碱相互作用形成的;此理论涉及了两个模型,一个是润湿准数、表面和界面自由能及粘接功,另一个是粘接强度测量值  $G$  与粘接能  $W$  的关系模型。

⑤扩散理论:扩散理论的基本假设是聚合物自身(自动粘接)或相互之间的粘接强度以大分子通过界面相互扩散为基础,并产生界面相,该机理的主要支持者为 Voyutski,他认为大分子链或链片段能充分移动和相互溶解,这对于许多粘接问题都非常重要:事实上与扩散现象有关的主要科学理论是界面区聚合物链的动力学,20 多年来由 De Gennes 提出,后来由 Doi Edwards 和 Graessle 发展的理论方法。

⑥化学键理论:胶黏剂-基体界面上化学键的形成可以大大提高两种材料之间的粘接力,与称之为次价力的物理相互作用比较,化学键被认为是最主要的,主要还是次要取决于每种类型的相互作用力和结合能的相对大小,其中 Gent 和 Ahagon 在该领域进行了卓有成效的工作。

#### 3) 体系粘接强度的测定可以从三个方面表达

##### ①界面分子相互作用;

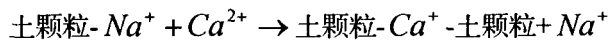
②本体材料的机械和流变学特性

③界面相的特征

前两个方面引起表面物理化学领域和断裂机理的极大注意,第三个方面是完全真正理解粘接的难点。

## (2) 浆材固化机理

1) 改性粘土浆的固结机理。陈晓明等人的研究表明<sup>[14]</sup>,由粘土、结构剂、促进剂与水组成的改性粘土浆的固结,主要由水泥水化物与玻璃反应、土颗粒与水玻璃置换反应、水泥的水化反应以及土颗粒与水化物的反应四部分完成。最终以粘土粒子与水泥的水化物  $C_a(OH)_2$  发生离子交换反应完成固结即:



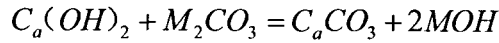
2) 水泥浆材固化机理。湖南大学及李春江等研究表明<sup>[15][16]</sup>,水泥灌浆材料的固化,主要通过水泥中硅酸二钙( $C_2S$ )、硅酸三钙( $C_3S$ )、铝酸三( $C_3A$ )和铁铝酸四钙( $C_4AF$ )四种矿物水化作用,在水泥颗粒表面形成CSH凝胶体和CH晶体等成分组成的凝胶膜。这种凝胶膜由于水分渗入膜内形成渗透压而产生破裂,膜外水分因此继续渗入膜内,与水泥水化颗粒内核直接接触,产生新的凝胶。水泥水化产生的凝胶一方面使原有的凝胶膜增厚;另一方面进入水溶液中将水泥颗粒互相联系起来。如此反复循环,膜体增厚,凝胶膜外侧形成网状凝胶结构,使水泥石结构趋于致密,水泥强度提高。随着时间的推移,水化反应减缓,直至水泥浆材完全固化。

3) 水泥——水玻璃双液灌浆材料固化机理。孙钊在其《大坝基岩灌浆》<sup>[17]</sup>中指出,水泥——水玻璃的固化主要包括水泥的水化反应和水泥水化反应物( $C_a(OH)_2$ )与水玻璃反应两部分。水泥与水拌和成水泥浆后,由于水解及水化作用,产生活性很强的 $C_a(OH)_2$ ,水玻璃与 $C_a(OH)_2$ 起作用以生成具有一定强度的凝胶体——水化硅酸钙。上述双液浆材的早期强度主要是水玻璃与 $C_a(OH)_2$ 反应产生高 $C_a/Si$ 比的CSH凝胶提供,CSH凝胶中的Si主要由水玻璃提供;而后期强度主要是由水泥水化产生的CSH凝胶提供。

4) 水玻璃——工业矿渣双液浆材固化机理。丁庆军等人<sup>[18]</sup>、王红喜等<sup>[19]</sup>人的研究表明,水玻璃与由粉煤灰、高炉矿渣、钢渣组成的“工业矿渣”双液灌浆材料固化主要是①钢渣中的矿物成分 $C_3S$ 和 $C_2S$ 的水化反应;②水玻璃作用下迅速水化生成CSH凝胶以提供早期强度,并使硅铝质颗粒凝聚在一起,防止浆液早期在富水条件下分散;③在碱性环境下,粉煤灰和高炉矿渣中的硅铝质成分在OH的作用下,Si-O,Al-O键溶解、重组,形成Si-O-Al键并与溶液中的 $Ca^{2+}$ 反应生成含碱的富铝水化硅酸钙沸石类水化产物。随着水化产物的不断增多,含碱的富铝水化硅酸钙沸石类水化产物与CSH凝胶交积、链生,不断充填在结石体孔缝中,形成了一个致密的空间三维网状结构,使结石体强度逐渐形成并得以增强。

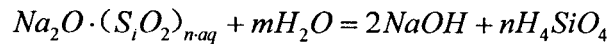
5) 水玻璃——白云质石灰岩双液灌浆材料固化处理。殷素红、文梓芸研究表明<sup>[20]</sup>,水玻璃——白云质石灰岩双液灌浆材料固化机理与碱骨料反应中的碱-碳酸盐岩反应(ACR)有相似之处即 $C_aM_g(CO_3)_2 + C_a^{2+} = 2C_aCO_3 \downarrow + M_g^{2+}$

D.W.Hadley 提出白云质石灰岩在碱介质比喻水玻璃( $P^H=13$ )中,会发生如下两过程反应:



上列式中M代表 $N_a^+$ 、 $K^+$ 或 $L_i^+$ 离子。

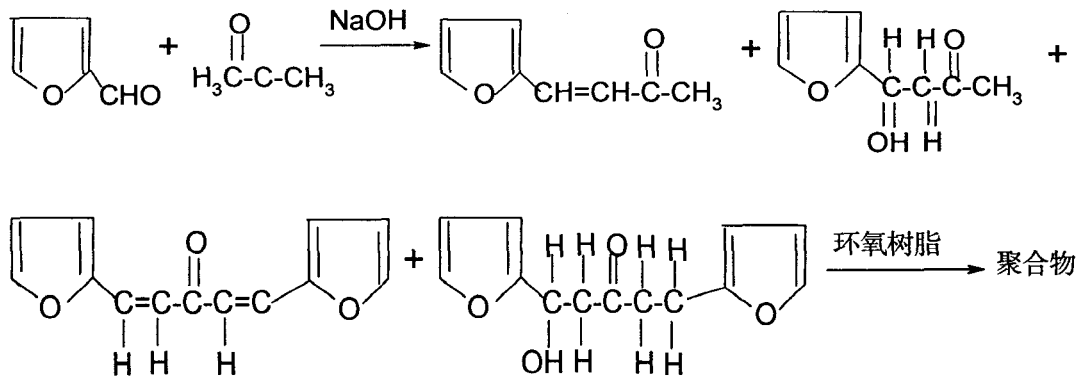
水玻璃的水解反应为:



由上述可知, ①因白云质石灰岩含有较高的 $C_a M_g (CO_3)_2$ , 有利于水玻璃的“侵蚀作用”加强; ②因白云质石灰岩中 $C_a^{+}$ 、 $M_g^{2+}$ 数量相对较多, 又有利于水玻璃的“侵蚀作用”加快; ③因水玻璃碱度高, 加之白云质石灰岩的钙量大, 二者促进了晶体结构中某些面网的晶格间距加大, 这些晶格间距加大的“缺陷”也随之加速了水玻璃对白云质石灰岩的“侵蚀作用”, 导致了水玻璃——白云质石灰岩双液浆材的固化有成。

6) 环氧树脂浆材固化机理。在当下环氧树脂浆材中, 国内以糠醛和丙酮(下称糠酮)浆材为代表。

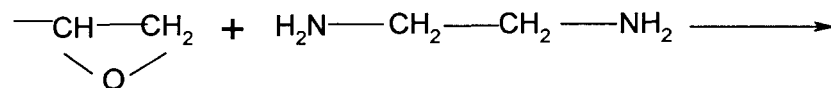
在糠酮与丙酮体系在碱性催化剂作用下, 主要进行多种碳\_碳缩合反应:

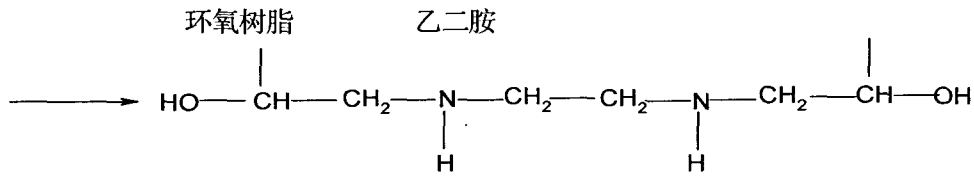


由上可知, 该反应为亲核加成机理, 主要产物为亚糠丙酮与二亚糠丙酮, 两者的含量对浆材性能影响很大, 通过控制两者的比例就可以得到不同要求性能的化灌浆材。

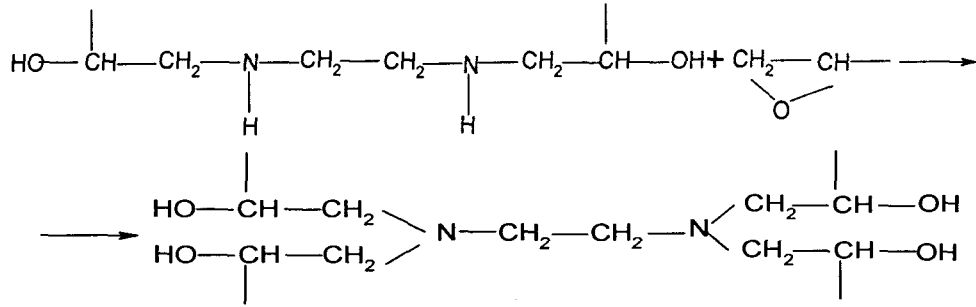
当固化剂采用乙二胺时, 则有

第一步, 伯胺与环氧树脂中的环氧基反应, 使环氧基开环, 生成仲胺。

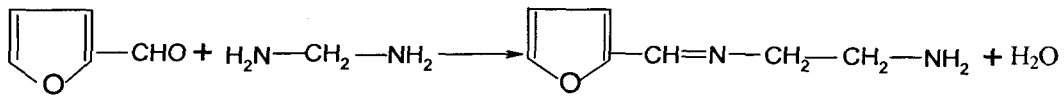




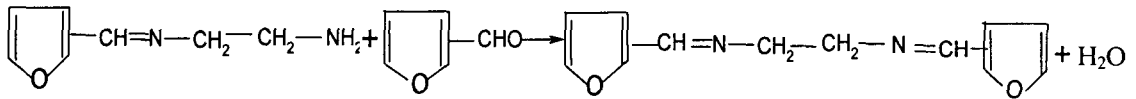
第二步，仲胺继续和环氧基反应，生成叔胺，同时生成巨大的网状结构高分子。



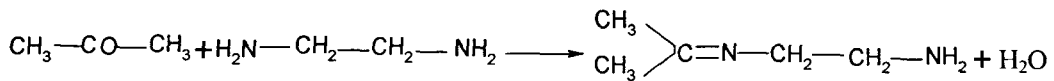
① 与糠醛反应：



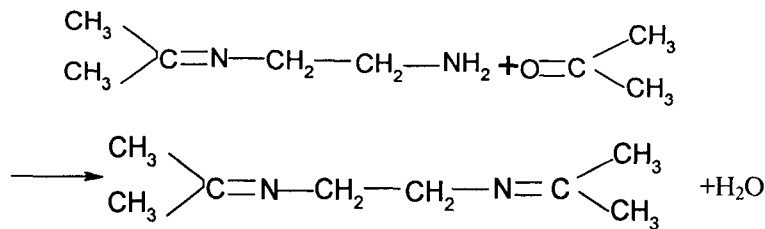
如果继续与糠醛反应：



② 与丙酮的反应：和与糠醛反应类似。



如果继续与丙酮反应：

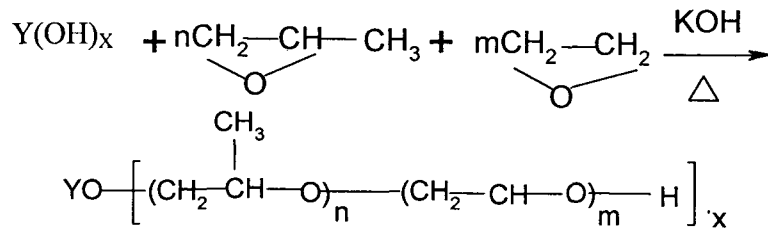




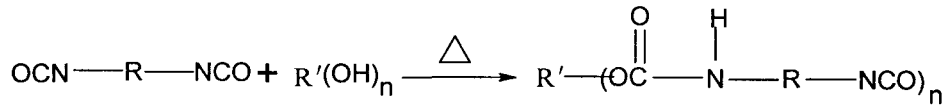
在上述乙二醇与糠醛或丙酮的反应中,如果第一步反应的产物和环氧树脂的环氧基反应,则把呋喃亚甲基或丙基引入环氧树脂的交联网状结构中。

7)水溶性聚氨酯浆材堵漏机理。异氰酸酯和含活泼氢化合物的反应是聚氨酯化学的基础,在水溶性聚氨酯体系中存在着一系列复杂的反应。

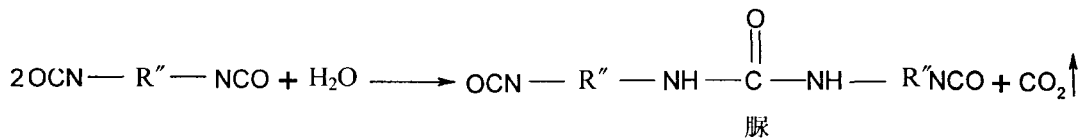
以多元醇为起始剂,环氧乙烷(EO)与环氧丙烷(PO)在碱性催化剂作用下进行的聚合反应是阴离子聚合反应,在聚合物的链段中含有大量的环氧基 $[(CH_2-CH_2O)_n]$ 具有良好的亲水性,在聚合物的末端是羟基,提供了能与异氰酸酯反应的活泼氢,反应如下:



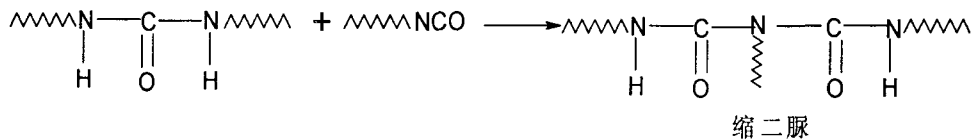
预聚体的制备中,主要的反应是多异氰酸酯和水溶性聚醚反应生成线性氨基甲酸酯分子的低聚物,又称水溶性预聚体(Water soluble prepolymer),反应式为



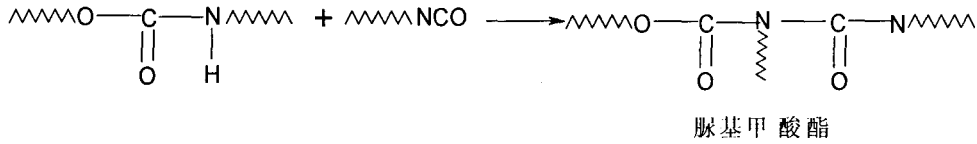
合格的浆液中游离的 $-\text{NCO}$ 不遇水是稳定的,遇水后,由于浆液优良的亲水性,即分散到水中,溶解于水,其末端的游离异氰酸酯和水立即发生反应,产生 $\text{CO}_2$ 和脲:



紧接着游离的异氰酸酯和脲进行反应生成缩二脲:



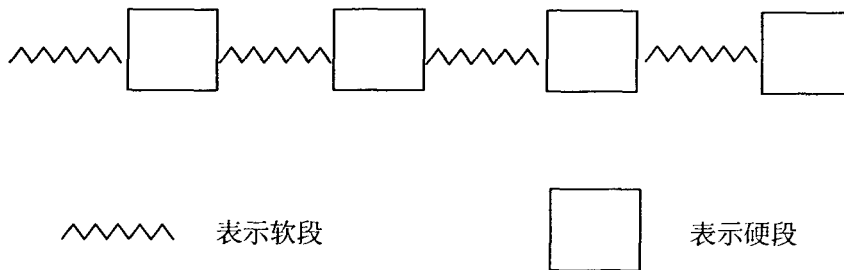
此时链迅速增长,并发生支化氨基甲酸酯,氨基甲酸酯与游离的异氰酸酯反应形成脲基甲酸酯:



聚合物发生交联作用，得到架桥结构，于是渐渐地形成三元网状结构的凝胶体，浆材从液体变为固体失去了水溶性，达到了止水的目的。

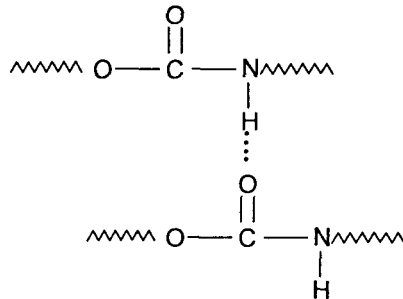
8) 弹性聚氨酯浆材堵漏机理。弹性聚氨酯是分子结构中含有氨基甲酸酯基(—NHCOO)的橡胶状高分子材料的总称。

弹性聚氨酯是一种嵌段聚合物，分子链由软段和硬段相嵌而成，其示意结构如下：



软段由线型大分子聚醚或聚酯等构成，它赋予聚合物以弹性；硬段由芳核、氨基甲酸酯基和脲基等构成，赋予聚合物以强度。选择不同的软段和硬段材料及其配比，便可得到不同弹性和强度的聚合物。

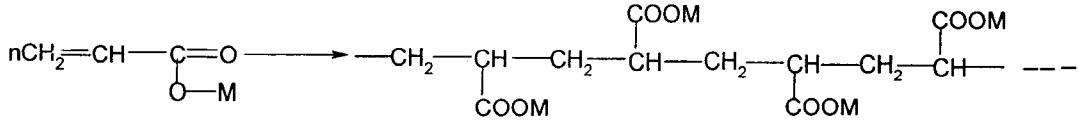
聚合物分子链中硬段具有假交联性质(物理交联)。这是由于氨基甲酸酯基上的氢原子同羰基间形成氢键缔合力，促使一个链的硬段倾向于同邻近的硬段形成聚集体所致。



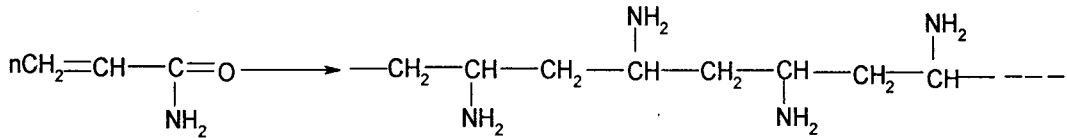
弹性聚氨酯之所以具有优良的弹性和强度，便是这种硬段和软段交替排列与硬段靠氢键形成聚集的结构特点所决定的。

9) 丙烯酸盐浆材固化机理。丙烯酸盐是由丙烯酸和金属组成的有机电解质。加入交联剂后就生成不溶于水的聚合物。丙烯酸盐浆液是由有一定浓度的单体、交联剂、引发剂、缓凝剂等组成的水溶液。丙烯酸盐常采用氧化还原引发体系，通过游离基聚合反应生成不溶于水的含水凝胶。

引发剂

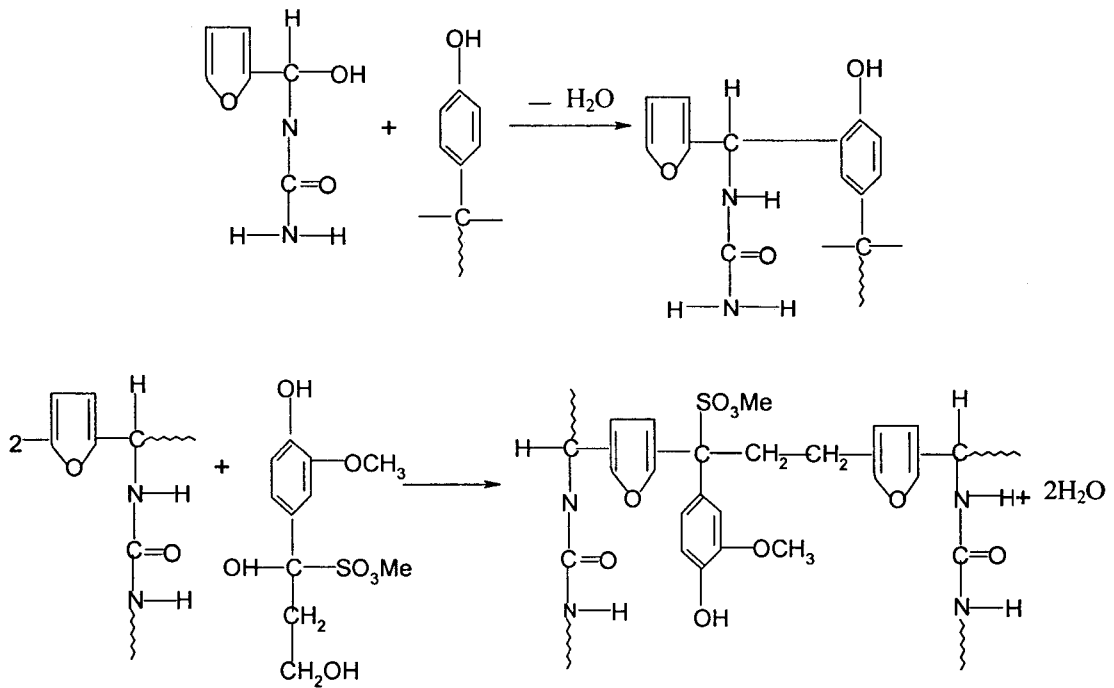


引发剂



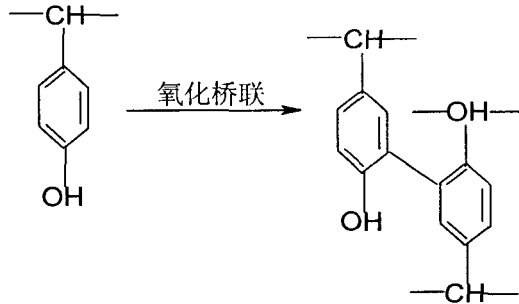
10) 糠脲木素浆材固化机理。糠脲木素固化灌浆材是无铬盐木素类的一种环保型浆材。

浆液反应开始糠醛和尿素反应生成呋喃羟甲基脲。由于木素中的酚基和羟基具有很大的反应活性，于是和呋喃羟甲基脲进一步缩合反应，形成分子量很高的三维空间结构聚合物。具有2个以上活性羟基的木质素分子还可起交联作用。主要反应为<sup>[39]</sup>：

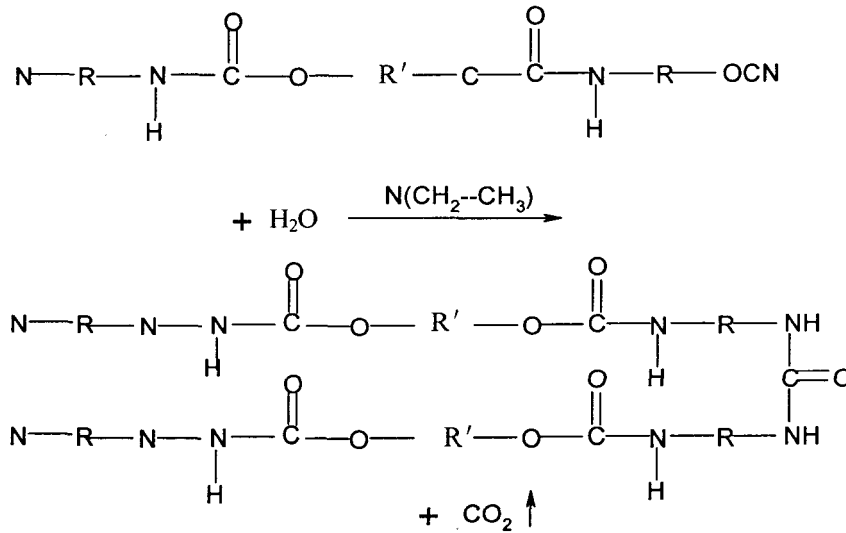


11) 硫木素浆材固化机理。硫木素化灌浆材也是无铬盐素类的另一环保经济浆材。

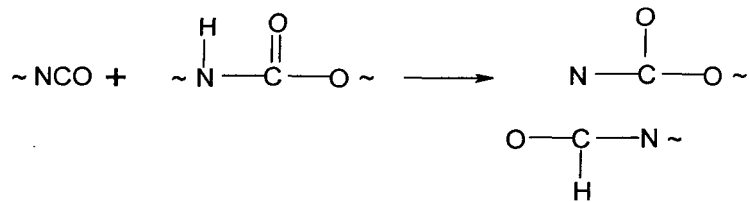
硫木素是一种以亚硫酸盐纸浆废液为主剂、过硫酸胺为固化剂的非铬无毒浆材。其凝胶固化反应复杂。日本田中浩雄等人认为。硫木素凝胶固化以防渗堵漏机理是由酚核的氧化桥联而发生的桥链反应的结果<sup>[40]</sup>。其机理表为：



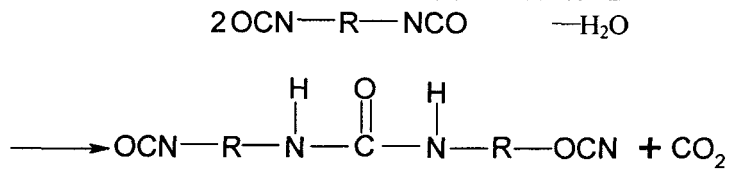
12) 聚氨基甲酸酯浆材堵漏机理。属聚氨酯树脂的聚氨基甲酸酯浆材，又叫“氰凝”。氰凝在催化剂和水的作用下反应：



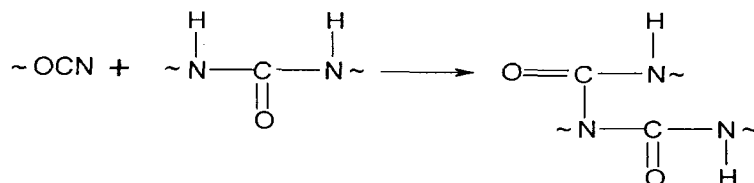
氰凝分子链段两端的异氰酸酯基与氰凝分子链段中的氨基甲酸酯基发生如下反应



氰凝材料中含有少量的水与异氰酸酯反应生成脲衍生物的反应：



氰凝分子链段两端的异氰酸酯基与脲衍生物发生如下副反应，生成缩二脲：



从以上主要化学反应式中可知，在催化剂存在下，氰凝遇水即可发生交联反应，其分子链段迅速增长，粘度增大，并产生大量的二氧化碳气体，逐渐形成凝胶体，最终成为不溶的网状立体结构的固化物。在其初期的反应过程中，反应产生的二氧化碳气体可使尚未形成凝胶体的料浆体积产生膨胀，当二氧化碳气体不能从料浆上方溢出至空气中时，则会在料浆内产生一定的压力，推动料浆向裂缝纵深处扩散，并能挤压料浆向混凝土表面的孔隙中进行渗透，形成较致密的粘结。这种可在含水的潮湿环境中能够交联固化和能够产生两次性渗透的特点，是许多堵漏材料所无法比拟的<sup>[41]</sup>。

## 2. 土壤固化机理

在建筑物地基、堤基、路基及简易交通公路的路面以及油田污泥固结处理中，采用离子土壤固化剂来改良加固土壤在全球已成时尚。其优点是应用广泛、造价低廉、节省工期、技术性能优越。尤其是结合高压喷射灌浆具有其他材料难以替代的作用，为此，收到工程界欢迎。

20 世纪 90 年代以来，复合型固化剂成为国内研究应用的主要产品。现将典型的十种产品组成、固化机理、适用范围及效果列于表 1。

复合型固化剂组成、固化机理、适用范围及效果（引自董建军、庞庆庄、陈彦生）

表 1

产品	主要成分	固化机理	适用范围	使用效果
HAS	工业废渣	离子交换吸附、胶结	可用来固化电镀污泥	能使电镀污泥无害化、强度高、耐水
HS	水泥、矿渣、石灰和激发剂	胶结、填充	粘性土、砂性土、粒料土	延迟碾压时间、强度高、干缩小
MBER	水泥、矿渣、石膏和核心原料	离子交换、胶结	一般土体	强度高、抗渗、耐水
DLL	水泥、石灰和化学添加剂	胶结、填充、离子交换、以结晶形式固定自由水	高含水量粘土，也适用于塑性指数较低的粉性土	碾压后密实度大、早强、耐水、抗冻
GA	特殊二氧化硅及活性铝、铁氧化物等	胶结、填充	粉砂、风化砂、工业废渣、粘土、淤泥	强度高、抗渗、抗冻、抗侵蚀、耐水
QJ	水泥、石灰、羧基化合物、胺基磺酸类高聚物等	主要是胶结作用	可胶结散粒土、碎石土	强度高、抗渗、抗冻、耐水、耐久
TR	石灰、矿渣、水泥、马来酸、胡马酸、碳酸钠、氟化钠、氢氧化钠、硫酸铝钾、三	凝硬、胶结、离子交换、填充	各类软土、高含水量粘土	具有缓凝性、后期强度高、耐水、耐低温、干缩小

	乙醇胺、胺基磺酸盐等互配物			
NCS	水泥、石灰、合成“NCA”无机材料	凝硬、胶结、离子交换、填充	粘性土、高含水量粘土	NCS 固化土体具有较高的早期和后期强度
EWEC	含有16%的21种无机化合物	离子交换、凝硬、碳酸化(类似于水泥石)	适用于各种土质	早强、高耐水、耐久、干缩小
Aught-Set	S、P1、P2、T1、T2、P3六种成分	凝硬、胶结、离子交换、填充	砾石、砂、粉砂、粘土、淤泥	高强、耐水、抗渗、抗冻、干缩小

在表1中,十种固化剂分为固态(粉状)与液态(溶液)两类,其土壤固化反应机理概括为下列四种:

#### (1) 水化反应

固化剂水化反应生成硅酸钙、铝酸钙等胶凝性物质,使粘土颗粒表面形成凝结硬化壳。与粘土物质发生化学反应,形成硅酸钙、铝酸钙等胶凝性物质,使粘土表面产生粘结硬化,具有水稳性、强度高等优点。

#### (2) 置换水反应

固化剂与土壤混合后生成钙矾石针状结晶体 $3C_aO \cdot Al_2O_3 \cdot 3C_aSO_4 \cdot 32H_2O$ ,将土壤中自由水以结晶水的形式固定下来。这种水化反应形成的结晶体使得材料的体积增加有效地填充土团粒间孔隙。

#### (3) 离子交换

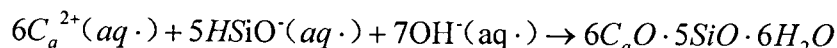
固化剂与水作用产生大量的 $C_a^{2+}$ ,以及激发素中含有的高价阳离子,如 $Fe^{3+}$ 、 $Al^{3+}$ 等,由于具有较高的离子强度,与土颗粒中 $N_a^+$ 、 $K^+$ 、 $C_a^{2+}$ 进行离子交换作用,使得粘土胶团表面毛电位降低,胶团所吸附的双电层减薄,电解质浓度增强、颗粒趋于凝聚,清除土壤内的液相和气相,生成的硫酸钙结晶,体积膨胀而进一步填充孔隙。

#### (4) 土壤固化剂与活性物质反应

土壤的成分比较复杂,它里面含有大量的活性 $SiO_2$ 、 $Al_2O_3$ 、 $C_aO$ 等物质,当加入固化剂与它充分搅拌后固化剂中某些成分与这些活性成分反应生成胶凝性物质,发挥粘土潜在活性,增加及增强了这种网状结构,使之成为一种具有高强度的整体。

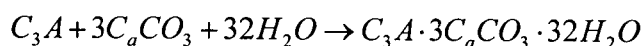
另外,在石油钻井污泥固化处理中,以污泥为主料,渗入硅酸盐水泥、河沙、粉煤灰及有机无毒或无机固化剂等填充料,采用生态工艺生产建材变废为宝并避免了二次污染。吴波等人对油田污泥固化机理研究的结果为<sup>[42]</sup>:

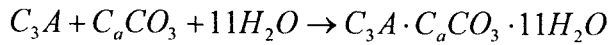
在整个油田污泥固化过程中,起固化作用的主要有2部分,首先是水泥中的 $C_3S$ 、 $C_2S$ 等矿物质发生水化作用形成水化硅酸钙,其作用可以用下式表示:



其次是油田污泥中的碳酸钙与水泥中的 $C_3A$ 反应生成针状的水化碳铝酸钙

$C_3A \cdot 3C_aCO_3 \cdot 32H_2O$ 和 $C_3A \cdot C_aCO_3 \cdot 11H_2O$ 其作用可以用下式表示





最后是固化剂，水泥和油田污泥中的铝离子、硫酸根离子、钙离子等共同作用形成钙矾石。

水泥和废泥浆加水拌合后发生水化反应，在水泥水化产物中对强度贡献最大的，主要是具有胶结作用的水化硅酸钙（CSH）及钙矾石。水泥化学的研究表明：在液相中生成的水化硅酸钙（CSH）有大致一定的C/S比，约为C/S=1.2。CSH生成的热力学平衡方程式可写作：



当液相原始C/S， $H_2O/S$ 比较小时，在水化产物中，无胶结作用的硅酸凝胶占有较大比例，随着溶液原始C/S， $H_2O/S$ 比值的增加，水化产物中CSH的比例增加，从热力学平衡方程式得知液相 $C_a^{2+}$ 、 $OH^-$ 的减少，在水泥浆孔隙水 $C_a(OH)_2$ 不饱和的情况下，为达到饱和吸附，泥浆必将大量吸收生成CSH所必须的 $C_a^{2+}$ 、 $OH^-$ ，致使CSH的生成量降低，在水泥石形成过程中泥浆对 $OH^-$ ， $C_a^{2+}$ 的吸收与水泥水化释放 $C_a(OH)_2$ 的过程是同时进行的。早期泥浆对 $OH^-$ ， $C_a^{2+}$ 的大量吸收，可能导致水泥浆孔隙水原始C/S， $H_2O/S$ 比值过低，水泥水化生成物中无胶结能力的硅酸凝胶量增加，进一步消耗 $OH^-$ 、 $C_a^{2+}$ ，更加降低了CSH的生成量，泥浆对 $OH^-$ ， $C_a^{2+}$ 的吸收量越高，水泥浆孔隙中 $OH^-$ ， $C_a^{2+}$ 浓度就越低，在水泥石中水泥水化产生的CSH越少。但由于固化剂的配方中有效钙含量较高，使 $C_a(OH)_2$ 浓度达到过饱和，生成CSH凝胶的 $C_a^{2+}$ 和 $OH^-$ 浓度足够高，从而胶结力强的CSH凝胶增多，使固化剂的连接效果较好，另外活性材料矿渣的大量渗入，替代了部分水泥，与 $C_a(OH)_2$ 进行充分的硬凝反应，生成了更多的CSH凝胶等水化物，又使强度不断增长。不同固化剂的固化强度见表2。

不同固化剂的固化强度

表2

		抗压强度		抗压强度		
		7d	28d	7d	28d	
水泥 固 化 剂		4.96	11.8	自 制 固 化 剂	26.7	32.5
		5.64	12.3		29.6	31.3
		5.12	11.5		22.4	29.5
		5.15	12.4		29.2	32.0
		5.75	13.7		27.9	33.0
		6.01	15.2		25.6	31.3

## 展望

“以今日之事态，核对昨日的背景，从而说出明日的意义”。这是美国专栏作家朱蒙德对撰写“专著”下的定义。

化学灌浆的今日“现状”，昨日“历史”在上面已概述，接着的是明日“展望”了。

环境科学之父、绿色科学家詹姆斯·洛夫洛克的 Gaia 学说认为，地球是一个生命体，是一个能自足自我调节的整体系统。

化学灌浆的“明日”将是绿色、可持续发展的“水沙兼治”未来。具体说，拓展化学灌浆应用领域，在中国未来的中长期规划里，通过化学灌浆旨在西部开发的综合攻坚重大工程中焕发出化学灌浆技术的新活力，为“整治水利、疏通江河”、“更新加固坎儿井”直至大面积的“治水”、“固沙”提供化学灌浆的技术支撑。

### 1. 治水

传统的治水主要是疏浚河道、构筑堤防及防洪水工建筑物等。本文讲的治水主要是用原位化学灌浆加固材料及其生态工艺，重点对西部沙漠地区的坎儿井治理加固作展望。

坎儿井维吾尔语称 kariz，波斯语称为 *karēz*，阿拉伯语称 qanat，俄语为 *кяриз*，是干旱地区人们进行农业灌溉的一种特殊水利工程。坎儿井分布在我国新疆及伊朗、阿富汗、叙利亚、巴基斯坦、乌兹别克斯坦、吉尔吉斯斯坦、摩洛哥等地。新疆的坎儿井，主要分布在吐鲁番、哈密、奇台、木垒、库车及和田、阿图什等地。

新疆坎儿井是一种利用地形的坡度和地下水水力坡度的相关关系，通过地下渠道可以自流地将地下水引到地面，进行灌溉和生活用水的无动力汲水工程。由竖井、暗渠、明渠、蓄水池等4部分组成（见图1）。

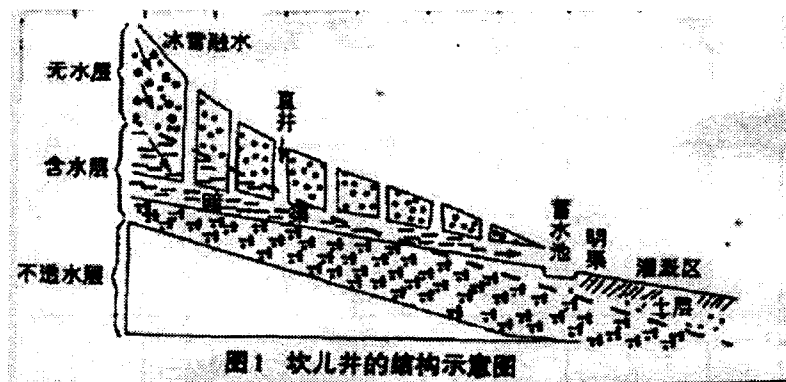


图1 坎儿井的结构示意图

新疆大约有坎儿井 1784 多条，主要分布在吐鲁番、哈密和木垒等地，尤以吐鲁番盆地最多，达 1237 多条，总长度约 5000 多里。

众所周知，坎儿井是在地下暗渠输水，不受季节、风沙影响、蒸发量小，流量稳定，可以常年自流灌溉。公元前一百多年的汉朝，新疆、甘肃一带就用坎儿井开采地下水以解沙漠地区缺水之困。

坎儿井在我国已有 2000 多年历史，然而现实不容乐观，新疆维吾尔自治区水利厅 2005



年公布了一项坎儿井最新普查结果,新疆坎儿井的数量已由20世纪50年代的1784条锐减到目前的614条,并且这个数字还在以每年23条的速度下降。在新疆尤其是吐鲁番地区,当人们面临自古就有“火洲”之称,气候极端干燥少雨,气温高、蒸发量达,每年7~8级大风达20余次,最大风速达20m/s,大风骤起,飞沙走石的恶境时,不觉唤起有识之士,对坎儿井抢救、加固的意愿。原位化学灌浆处置即是其中一个“小技术、大作为;绿色环保”理念的探索途径。

对坎儿井——古老而特殊的治水工程,大体可按下列构思进行<sup>[43]-[46]</sup>:

(1) 采用化学灌浆防渗技术,原位处理缺陷的坎儿井渗漏以减少水源径流的渗漏损失。

(2) 在沙漠地区配合已有坎儿井,大范围地拓用化学灌浆材料修建“母亲水窖”及现代聚积贮存雨水工程诸如地下、半地下水池(渠)。

(3) 启动后续的固沙工程,采用化学灌浆对沙层有规划地进行固结以形成不透水体(层),起到集水、隔水、保水多功能作用。

(4) 采用原位化学灌浆(主要是廉价的粉状土壤固化剂和性价比优良的无机化学灌浆材料)技术来部分固结或不完全固结,使沙层具有一定的强度并同时能透水的地层。这样,可建造新型的坎儿井,乃至大型的地下水库。

(5) 目前,所有浆材性能基本满足坎儿井的修补、防渗、加固技术要求,主要问题是性价比难以承受即大面积、大范围修建固沙治(保)水工程常常缺失。

(6) 抢救已有坎儿井,还需引起国人的高度重视,因为现实与未来并存着风险和大利。孰取孰舍,要转变观念。

## 2. 固沙

全世界陆地面积1.49亿平方千米中,约有1/3即4800万平方千米是干旱、半干旱的沙漠,并且每年以6万平方千米的速度扩大着。

在我国新疆、青海、甘肃、内蒙古、陕西、吉林和黑龙江等7个省区,据统计,以流动性沙丘为主的沙漠占全国沙漠面积70%以上,其中新疆维吾尔自治区分布最广,诸如塔克拉玛干沙漠、吉尔班通古特沙漠、巴丹吉林沙漠、腾格里沙漠等合计面积就占了全国沙漠面积的60%左右,仅一个塔克拉玛干沙漠面积就有32万平方千米,比三个浙江省面积还大。

形成沙漠关键因素是气候干旱,植被稀少、加上不合理农垦、过度放牧和不合理樵采等人为因素也加剧了沙化、

为此,在对沙漠环境气候初步调查的基础上,国内外能人志士不乏探讨固沙环保的途径也屡见不鲜。其中,从化学灌浆技术(含电离子土壤固化剂等)来固沙的实验研究逐步开展。

### (1) 沙漠现状

1) 沙漠地区年降水量在250毫米之下。其中,我国塔克拉玛干沙漠年降水量仅10毫米左右。

2) 沙漠地区蒸发量很大,远远超过该地区的降水量。

3) 沙漠地区空气的湿度偏低,其相对湿度低至5%。

4) 沙漠地区年平均温度一般超过30℃;绝对温度的差异,往往在50℃以上;日温差变

化极为显著,夏秋午间近地表温度可达 $60\sim 80^{\circ}\text{C}$ ,夜间却降至 $10^{\circ}\text{C}$ 以下,故有“早穿皮袄午着纱,抱着火炉吃西瓜”之说。

5) 沙漠地区经常晴空、万里无云,风力强劲,最大风力可达飓风程度即“蒲福风力等级12级”,相当于平地10米高处的风速为 $32.7\sim 36.9$ 米/秒,空气中充满白色的浪花和飞沫。

### (2) 化灌固沙可能性

按照1953年由Peveril Meigs的“干燥地区”分类标准:地球上的干燥地区为三类:

1) 特干地区。其特征是完全没有植物的地带。其年降水量在100毫米以下,降水无周期性,该地区面积约占全球陆地面积的4.2%。

2) 干燥地区。其特征是季节性长草但不长树木的地带,降水量在100~250毫米内,蒸发量比降水量大,该地区面积约占全球陆地面积的14.6%;

3) 半干地区。其特征是可生长草和低矮树木的地带,年降水量在250~500毫米间。一般半干地区国际上命名为“干草原”,不属沙漠。

当下化学灌浆(含电离子土壤固化剂等)固沙主要探讨研究的是上述2)类即干燥地区固沙、实验研究得到的固沙体强度参数为:

- ①水泥固沙体:  $1\sim 50\text{MPa}$ ;
- ②水玻璃补强固结固沙体:  $0.1\sim 0.5\text{MPa}$ ;
- ③丙烯酸盐补强固结固沙体:  $0.1\sim 0.5\text{MPa}$ ;
- ④环氧树脂固沙体:  $\approx 50\text{MPa}$ ;
- ⑤丙烯酸脂固沙体:  $\approx 50\text{MPa}$ 。

通过“风力等级”与其在沙漠掀起的“沙浪级别”建立化学灌浆材料的强度分类,并结合经济情况以确立“固沙性价比”,最终获得最优方案<sup>[47]-[50]</sup>。

## 结语

化学灌浆这门“小技术”,在我国许多关键/重点工程获得成功,已是历历在目:

(1) 2008年汶川8级大地震,都江堰鱼嘴遭到损坏,几十条裂缝灌了665吨无机水泥浆终获加固。

(2) 长江三峡链子崖危岩工程,采用175条锚索和灌浆也获加固。

(3) 锦屏水电站特大涌水,采用化学灌浆堵水成功。

(4) 桂林阳朔某尾矿坝渗漏,用化学灌浆抢险成功。

(5) 京广铁路复线南岭隧道一万五千方大突泥淹没130m长隧道,同样是采用化学灌浆将塑流状的粘土加固成Ⅱ类围岩,使停工一年多的工程提前一年竣工,并获“鲁班银奖”……

几此捷报,不胜枚举。

化灌技术,过去坎坷,现在较顺,未来畅行。在此《地基处理》创刊20周年纪念之际,特以拙著奉献,抛砖引玉实乃笔者心意。

## 参考文献

- [1]邓敬森,陈雪云,熊厚金,陈彦生编著·原位化学灌浆加固概论[M].北京:中国水利水电出版社,2009
- [2]邓敬森,陈雪云,熊厚金,陈彦生编著·原位化学灌浆加固材料[M].北京:中国水利水电出版社,2010
- [3]熊厚金,林天健,李宁编著·岩土工程化学[M].北京:科学出版社,2001年第一版第一次印刷,2009年第二次印刷
- [4]蒋硕忠,邓敬森主编·中国化学灌浆的现状与未来——第一届中国化学灌浆论坛论文集[C].武汉:长江出版社,2005
- [5]江在芹,邓敬森主编·化灌企业成功之路——第二届中国化学灌浆论坛论文集[C].武汉:长江出版社,2009
- [6]熊厚金,张良辉,邹小平,林天健·岩土工程化学导论[J].岩土工程学报,1999.21(4)
- [7]熊厚金,邝显广·软粘土地基的化学灌浆[J].岩石力学与工程学报,1994.13(1)
- [8]熊厚金,邝显光,杜鸿嘉·现代灌浆技术与艺术述评[J].地基处理,1991.1(3)
- [9]程鉴基林天健·软土地基水泥类化学灌浆机理与其教学力学表述[J].地基处理,1993.4(2)
- [10]蒋硕忠·绿色化学灌浆技术研究综述[J].中国建筑防水2007(2)
- [11]陈雪云,邓敬森·试论绿色化学灌浆,蒋硕忠主编,张捷副主编·绿色化学灌浆技术[M].武汉:长江出版社,2006
- [12]魏涛,李珍,董建军,陈彦生编著·化灌法[M].北京:中国水利水电出版社.2006年第一版第一次印刷,2009年第二次印刷
- [13]陈彦生,董建军主编·电离子土壤强化剂(ISS)施工指南[M].武汉:武汉工业大学出版社,1999
- [14]陈晓明,连晓庄,陈勤树·改性粘土浆的基础理论研究[J].矿业研究与开发,2006,26(5)
- [15]湖南大学,同济大学,天津大学,东南大学合编·土木工程材料[M].北京:中国建筑工业出版社,2005
- [16]李春江,杨庆生·水泥水化过程的细观力学模型与性能演化[J].复合材料学报,2006
- [17]孙钊编著·大坝基岩灌浆[M].北京:中国水利水电出版社,2004
- [18]丁庆军,张高展,王红喜,胡曙光等·工业废渣无水泥双液注浆材料的研究[J].硅酸盐通报,2007,26(2)
- [19]王红喜,张高展,丁庆军等·碱激发——工业废渣双液注浆材料性能研究[J].建筑材料学报.2006.10(3)
- [20]殷素红,文梓芸·白云质石灰岩——水玻璃灌浆材料的性能及其反映机理[J].岩土工程学报,2002.24(1)
- [21]谭日升·湿面粘结理论[J].中国胶粘剂.1994.(5)
- [22]刘嘉材·裂缝灌浆扩散半径研究·中国科学院、水利电力部水利水电科学研究院科学研究论文集、第8集(岩土工程)[C].北京:水利电力出版社,1982
- [23]龚晓南·地基处理新技术[M].西安:陕西科学报技术出版社,1997
- [24]董邑宁,张青娥,徐日庆,龚晓南·固化剂对软土强度影响的试验研究[J].岩土力学.2008.29(2)

- [25]邵玉芳, 龚晓南, 郑尔康, 刘增永·疏浚淤泥的固化试验研究[J]. 农业工程学报, 2007,23(9)
- [26]项伟, 崔德山, 刘莉·离子土固化剂加固滑坡滑带土的试验研究[J]. 地球科学——中国地质大学学报. 2007.32(3)
- [27]芮斌, 吴亚新·桩底注浆的作用机理及应用实践[J]. 水利与建筑工程学报. 2010.8(3)
- [28]李红星, 白勇, 姜治伟, 张占军, 高荣雄·梁式桥墩台剪切破坏机理研究[J]. 城市道桥与防洪 2010(6)
- [29]崔飞涛·透水性沥青路面透水机理研究[J]. 山西建筑. 2010.36(17)
- [30]时敬董·钢筋混凝土结构的耐久性退化机理与检测技术[J]. 城市建设, 2010(4)
- [31]陈文海·铁路路基翻浆冒泥病害机理及整治[J]. 企业技术开发. 2010.29(7)
- [32]郑鑫, 刘男男·滑坡的形成机理与其安全防护措施[J]. 黑龙江科技信息. 2010(12)
- [33]卢海亲·巷道底鼓机理与控制措施的研究[J]. 商品与质量. 2010(16)
- [34]崔千里, 康红普·锚杆及护锚固力传递机理研究[J]. 煤矿开采. 2010.15(2)
- [35]陈见行, 黄继达, 韩志婷·浅析巷道底鼓机理及其防治措施[J]. 煤矿现代化. 2010(3)
- [36]张赞勇·海洋环境下钢结构腐蚀损伤机理及检测方法探讨[J]. 中洲建设. 2010(11)
- [37]张敬书, 汪朝成·钢筋混凝土基础的腐蚀与防护措施[J]. 中国科学院研究生院学报. 2010.27(2)
- [38]尤勇, 马飞, 丁示波·浅谈钢筋混凝土结构腐蚀机理及防护措施[J]. 北方交通. 2010(2)
- [39]杜嘉鸿, 赵顺生, 陈兰云, 王杰·环保型无铬盐木素类新化灌材料的探索研究[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程). 2006(11)
- [40](日)田中浩雄, 坂田功, 千手凉一·木素型化合物(聚一对一氧化苯乙烯)用过硫酸盐的胶凝化[J]. 工业化学杂志. 1968.71(7)
- [41]王塘, 吴贤官, 范嘉浩·氰凝修复尿素厂房混凝土地面裂缝与防护[J]. 腐蚀与防护, 1999(6)
- [42]吴波, 隋肃, 杨中喜, 陶文宏, 宋廷寿, 岳云龙·油田污泥固化机理研究[J]. 国外建材科技. 2004.25(4)
- [43]阿达莱提·塔伊尔, 新疆坎儿井现状及其发展[J]. 地下水. 2008.30(6)
- [44]王毅萍, 周金龙, 郭晓静·新疆坎儿井现状及其发展[J]. 地下水. 2008.30(6)
- [45]裴建生, 王新. 艾尼瓦尔·卡德尔, 谢蕾·新疆吐鲁番盆地的坎儿井保护利用及工程措施[J]. 干旱区地理. 2008.31(10)
- [46]阿力木·许克尔, 艾木都力·吾序尔, 依沙克, 胡吉, 吐鲁番地区恢复坎儿井的必要性分析[J]. 东北水利水电. 2008(10)
- [47]杨成海·土壤风蚀发生机理、影响因素及其防治措施[J]. 中国科技博览. 2010(2)
- [48]李婷, 邓湘云, 李建保, 陈永, 张海涛, 章文·铝硅酸盐改性固沙材料的研究[J]. 材料导报. 2010.24(专辑15)
- [49]杨中喜, 岳云龙, 陶文宏·高性能固沙材料的开发与研究[J]. 济南大学学报(自然科学版). 2002.16(1)
- [50]纪蓓, 薛彦辉·粉煤灰/膨润土——聚丙烯酸盐化学固沙材料的研究[J]. 环境科学与管理. 2009.34(2)

## 广东省公路软基处理技术发展展望

刘吉福

(广东省航盛建设集团有限公司 广州 511442)

**[摘要]** 排水固结法自 1985 年应用于广东省公路软基处理,其中真空联合堆载预压法最早应用于 1998 年。1994 年后复合地基逐渐应用于广东省公路软基处理,2003 年后混凝土桩复合地基得到推广应用。广东省公路软基处理发展了软基路堤薄层轮加填筑技术、真空联合堆载预压技术、气泡混合轻质土技术、软基路堤水载预压技术、路堤稳定性拐点法判断技术、堆载预压路基卸载时机确定技术等。目前广东省公路软基处理存在的主要问题是软基处理施工质量差异大、工后沉降控制效果差、工后裂缝较多,需要加强对软基处理施工质量控制、工后沉降、工后裂缝的研究。

**[关键词]** 公路;软基处理;薄层轮加;真空联合堆载预压;气泡混合轻质土;水载预压;拐点法;卸载时机

### 广东省公路软基处理发展历史

1985 年之前,广东省公路软基处理主要以解决路堤稳定问题为目的,常用的方法是反压护道法,偶而采用砂垫层、换填、抛石挤淤、木桩等方法。1985 年之后,随着对工后沉降要求的提高,砂桩、袋装砂井、塑料排水板等深层处理方法逐渐被用于公路软基处理。1987 年袋装砂井应用于广州~佛山高速公路,1990 年塑料排水板应用于广州~深圳高速。由于塑料排水板存在易于被偷工减料等缺点,广东省公路软基处理塑料排水板的用量一直小于袋装砂井。随着可测深塑料排水板的推广应用、软基处理深度的不断增大、优质砂价格上涨,塑料排水板应用越来越多。相对袋装砂井,砂桩造价高、施工效率高,较少用于排水固结。

1986 年深层搅拌桩复合地基首先在深圳某公路中应用,1994 年被用于佛山~开平高速公路。应用初期多采用粉喷桩,后来更多地采用浆喷桩。深层搅拌桩在广东省公路中应用经历了先猛然增长然后不断减少的过程,主要原因是其缺陷逐渐被认识、偷工减料导致施工质量难以控制。2008 年钉形双向搅拌桩复合地基应用于佛山市南海港口大道改造工程,其后应用工程快速增加。

1995 年广州~珠海东线高速公路灵山试验段采用振冲碎石桩复合地基,沉降量较大,其后碎石桩很少用于公路软基处理。

1998 年真空联合堆载预压同时在广州~珠海东线高速公路、广东省西部沿海高速公路台山段成功应用。与深层搅拌桩类似,真空联合堆载预压法在广东省公路软基处理中也经历了先猛然增长然后不断减少的过程。

1999 年高压旋喷桩复合地基用于广州~佛山高速公路拓宽段,其后该方法多用于施工净空受到限制的路段。2006 年袖阀管注浆法用于广东省西部沿海高速公路珠海段软基处理,其后多用于已通车公路的软基处理;2009 年布袋袖阀管注浆法被用于汕头~揭阳高速公路软基处理。

\* 收稿日期:2010 年 11 月

1999年沉管灌注桩复合地基被用于广东省西部沿海高速公路台山段桥头,2003年预制管桩复合地基大规模地应用于广州~云浮高速公路,2006年现浇筒桩复合地基应用于广州绕城高速公路西二环南段,2007年长螺旋泵压法混凝土桩复合地基应用于佛山~开平高速公路拓宽工程。自2003年之后,混凝土桩复合地基逐渐成为主要的复合地基形式。

2003年气泡混合轻质土首次在中山~江门高速公路应用。广州~佛山高速公路和佛山~开平高速公路拓宽采用了大量气泡混合轻质土。中山~江门高速公路、广州~珠海西线高速公路、汕头市中山东路改造工程等对工后沉降大的桥头路段都换填了轻质土,以减少路堤荷载。目前换填气泡混合轻质土是不满足卸载标准的桥头路段的主要处理方案之一。

2004年水载预压法在佛山市北滘至乐从公路主干线软基试验段成功应用,其后在佛山南国路南延线、广州绕城高速公路西二环南段和广州~珠海东线高速公路北段等推广应用。

自2003年开始,由于公路建设周期不断缩短、用地压力逐渐增大等因素,以桥代路的趋势不断增强。

## 地基处理技术的发展

### 1. 软基路堤薄层轮加填筑技术

软基路堤薄层轮加填筑技术由王盛源、关锦荷于1993年提出,并在广东省逐渐推广应用,目前大部分设计文件均明确规定软基路堤采用“薄层轮加法”。该技术是在施工监控指导下,充分利用地基的强度增长,短时间间隔地连续填筑。与阶段施工技术相比,薄层轮加法填筑时间短、需要的设备少,还可减少设备闲置数量或进退场次数(参见图1)。路堤填筑时将路堤分为4~6段,路基填土、推平、碾压、检测、预压与监测等工序在各路段之间采用流水填筑作业(参见图2)。

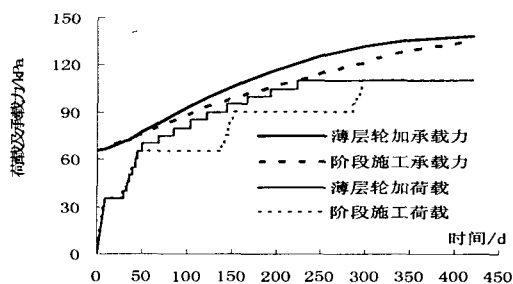


图1 两种填筑技术工期不同的原理示意图

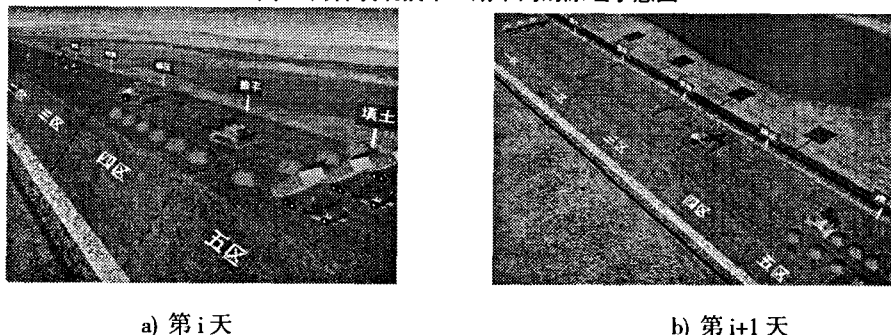
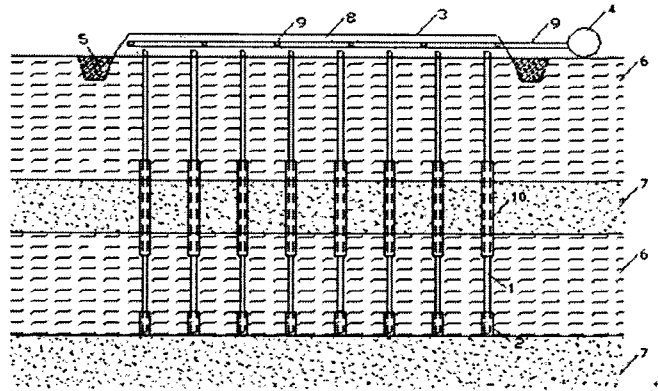


图2 薄层轮加填筑技术示意图

## 2. 真空联合堆载预压技术

真空联合堆载预压法首先在广东省应用于公路软基处理，并对深处存在强透水夹层的软基，成功应用密缝套进行深层密封，即位于砂层的竖向排水体部分套上PVC薄膜套（图3）。密封套方法相对在加固区周围打设泥浆搅拌桩密封墙节约成本30~50%，而处理效果相同。



1 袋装砂 2 密封袋 3 密封膜 4 抽真空设备 5 密封沟 6 软黏土  
7 强透水层 8 排水垫层 9 真空管网 10 密封套

图3 密封套示意图

在工程实践中，认识并研究了卸真空效应对路堤稳定、工后沉降的不利影响和对策。研究表明，卸除真空前后真空预压增加的不排水抗剪强度分别见式（1）和式（2）<sup>[1]</sup>：

$$\Delta C_u = k \sigma_v U_v \quad (1)$$

$$\Delta C_u = k(\sigma_g + \sigma_f)^{1-m} (\sigma_g + \sigma_f U_f + \sigma_v U_v)^m - k(\sigma_g + \sigma_f U_f) \quad (2)$$

式中： $\Delta C_u$ 为真空预压增加的土体不排水抗剪强度； $k$ 为软土强度增长系数， $k = \tan \varphi_{cu}$ ， $\varphi_{cu}$ 为固结不排水剪切内摩擦角； $\sigma_g$ 为地基土初始竖向有效应力； $\sigma_f$ 为路堤荷载 $P_f$ 在地基中产生的竖向附加应力； $m$ 为系数，通常为0.60~0.75； $U_f$ 为路堤填土在地基中产生的竖向附加应力对应的固结度； $\sigma_v$ 为加固区地基中最终真空度，近似等于膜下真空度； $U_v$ 为加固区地基中真空固结度。

由式（1）、式（2）得到图4。可见，卸除真空荷载后地基土抗剪强度降低、路堤安全系数下降，可能导致路堤失稳或开裂。工程实践已经证实了这一点。因此，应结合路基填筑计划通过稳定验算确定卸真空荷载计划。

因为真空预压是球形荷载，竖向变形较小，部分规范对真空联合堆载预压工程的沉降修正系数取值较小<sup>[2]</sup>。但工程实践表明，真空联合堆载预压工程的沉降修正系数与常规堆载预压工程接近，其主要原因也是卸真空效应，卸除真空荷载后地基土压缩模量降低，导致工后沉降增大。真空三轴试验表明，真空荷载下土样竖向变形比相同大小堆载产生的小，但是真空荷载下的土体排水量和孔隙变化均比大小相同堆载的大<sup>[3]</sup>，真空荷载下土体产生的体积应变大于堆载产生体积应变。卸除真空后土体侧向约束力减少，土体压缩模量减小，剪切变形增大、加固区周围的裂缝闭合，沉降增大<sup>[4]</sup>。可控制应力路径的三轴仪试验表明，卸除真空

时土体体积应变减少的同时轴向应变没减小反而增大<sup>[5]</sup>。中山~江门高速公路软基试验段表明真空卸载后侧向位移增大,而堆土超载卸载时侧向位移基本没有变化(如图5)。因此,由于卸除真空后地基土侧向约束减小、剪应力增加,在路堤荷载下地基侧向位移增大、地基沉降量增大。因此,考虑到卸真空效应,真空联合堆载预压的沉降修正系数 $m_s$ 宜按照《公路路基设计规范》JTG D30确定<sup>[6]</sup>。为减少工后沉降,一应卸真空2个月后再施工路面。

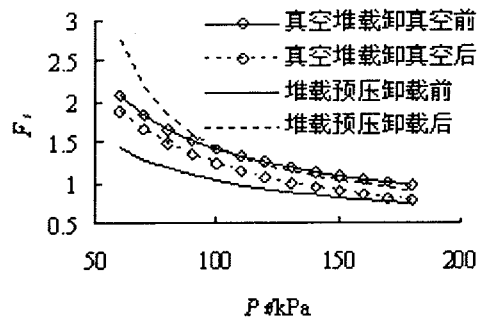


图4 不同工况路堤安全系数与荷载关系

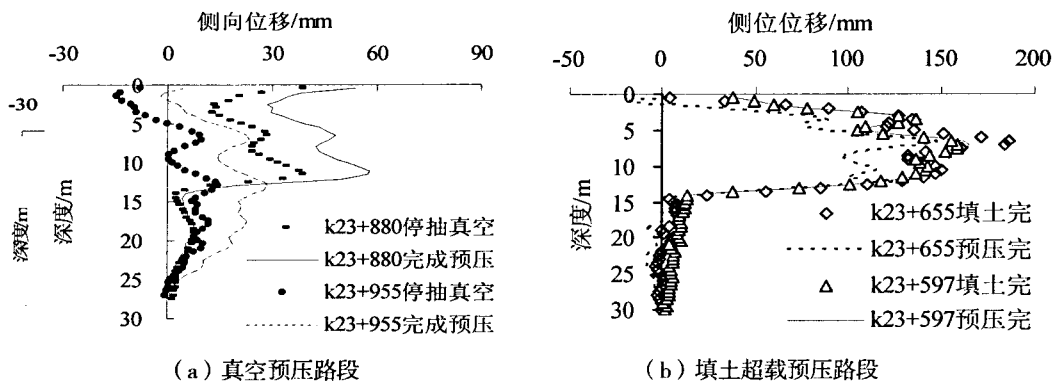


图5 中山~江门高速公路深度~侧向位移曲线

### 3. 气泡混合轻质土技术

气泡混合轻质土是在原料土中按一定比例添加固化剂、水和气泡,经充分混合、搅拌后形成的含有无数独立气泡的轻质土,其常用性能指标见表1。原料土可以是工程废弃土、砂、砂性土或黏性土,固化主剂以水泥为主,辅剂为石膏粉、硅粉等。按适量倍率稀释后的起泡剂今后定量泵送发泡装置后与压缩空气充分混合而产生微小气泡群。

常用性能指标

表1

项目名称	取值范围	
	路面底面 1.5m 以下狭小空间等	路面底面以下 0.8~1.5m、地下水位以下
湿重度 (kN/m <sup>3</sup> )	3.0 ~ 5.6	5.6 ~ 13.0
抗压强度 $q_c$ (MPa)	0.3 ~ 0.8	0.8 ~ 1.5
弹性模量 $E_{50}$ (MPa)	60 ~ 160	160 ~ 300



#### 4. 软基路堤水载预压技术

公路软基处理通常进行等载预压或超载预压。等载或超载通常采用土、砂等材料，预压完毕后卸除等载、超载材料。低路堤的等、超载填料体积接近甚至超过路堤设计体积。广东省雨季长、降雨量大，河流纵横交错、水塘星罗棋布，在现场试验的基础上成功开发了软基路堤水载预压技术（图6），在路基顶部设置围堰后铺设密封膜，然后蓄水预压。

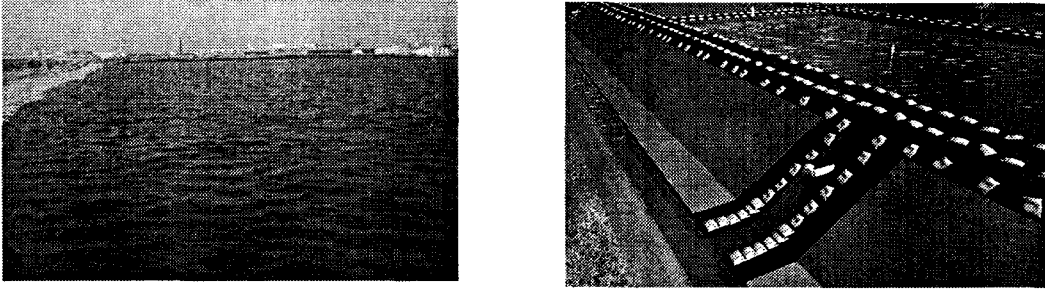


图6 水载预压照片和效果图

采用水载时路基顶宽宜大于20m、纵坡宜小于2%、水载深度宜小于2m。围堰应高出水面0.2m，顶宽宜大于1m，围堰宜采用黏性土，压实度不得小于90%，坡率应大于1:1.2。密封膜宜采用2层0.12~0.14mm厚的聚氯乙烯薄膜，密封膜应覆盖围堰。分隔围堰间距应小于120m，监测断面宜设置在分隔围堰处。围堰底部宜预埋排水管，顶部设溢水口。利用水代替砂、土等材料，不需要借土和弃土，造价低；加载、卸载快速、方便。

#### 5. 路堤稳定性拐点法判断技术

在广东省软基路堤施工监控实践中，逐渐形成结合路堤和软土地基状况，根据施工监测资料，利用表观法、监控指标法及拐点法等综合分析判断地基的稳定状况的技术。

表观法即通过现场观测，分析裂缝位置和形式、路基周边情况，来判断路基稳定性。监控指标法是根据沉降速率、侧向位移速率或孔压系数指标的路堤稳定标准进行路堤稳定性判断，设置竖向排水体时单日沉降速率 $V_s \leq 15\text{mm/d}$ ，其他 $V_s \leq 10\text{mm/d}$ ；侧向位移速率 $V_d \leq 5.0\text{mm/d}$ ；孔压系数 $B = \Delta u / \Delta p \leq 1$ 。

拐点法：按照灰色理论，对某参数的增量进行多次累加操作（简称AGO）后，该参数规律性会加强。通常一次累加操作即可满足工程需要，一次累加生成的公式为：

$$X_i = \sum_{j=1}^i x_j \quad (3)$$

式中： $X_i$ 为一次累加生成数据； $x_j$ 为原始数据。

图7是某监测断面瞬时沉降速率 $\Sigma\Delta S_{\text{时}}$ 与填土高度 $\Sigma\Delta h$ 的关系图，其规律性较差，对沉降速率进行一次累加操作后，成为图8所示的折线图，规律性明显增强。

类似地，为突显规律性，对侧向位移速率、孔压增量等均可利用累加操作，因此，AGO方法可以用于路堤稳定判别。

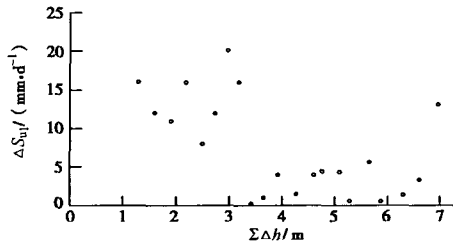


图7 I断面填土高度 - 沉降速率散点图

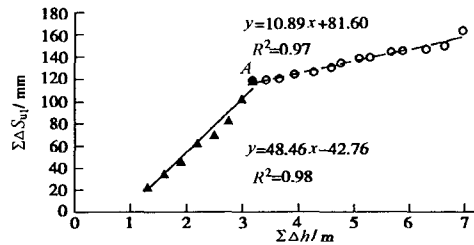


图8 I断面填土高度 - ΣΔS\_{ij}关系图

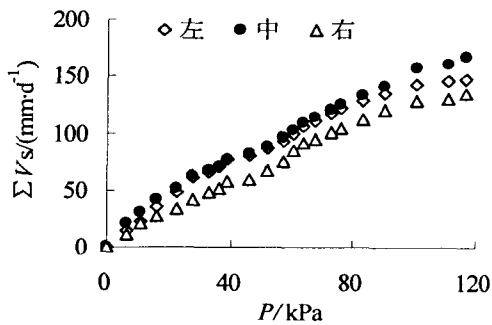
对监测数据采用 AGO (增量累加) 方法整理分析表明, 路堤稳定时  $p \sim$  累计孔压增量  $\sum \Delta u$ 、 $p \sim$  累计最大侧向位移速率  $\sum V_d$ 、 $p \sim$  累计最大沉降速率  $\sum V_s$  等基本呈线性关系, 第一个拐点往往对应天然地基承载力, 出现第二个拐点时需要对路堤稳定性进行预警。对于珠江三角洲地区正常固结软黏土, 可对比  $p \sim \sum V_s$  曲线后一段的斜率  $k_2$  和前一段的斜率  $k_1$ ,  $k_2 \leq k_1$  时软土路基是稳定的,  $k_2 > 3k_1$  时软土路基是不稳定的,  $k_1 < k_2 \leq 3k_1$  时软土路基是否稳定需要密切监视。

确定填土厚度或荷载时应加上沉降, 否则造成填土慢的雨季曲线较陡, 填土快的旱季曲线较缓, 表现出旱季路堤稳定性更好的错觉。

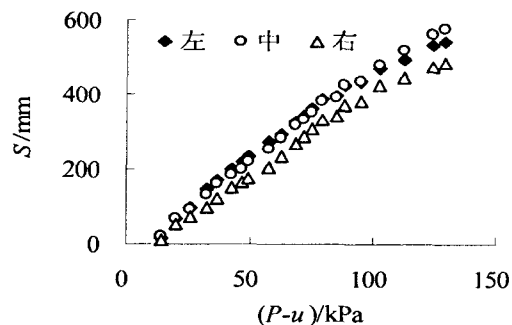
### 6. 堆载预压路基卸载时机确定技术

依托大量公路软基试验工程、施工监测和工后监测工程, 逐步形成了堆载预压路基卸载时机确定技术, 其核心内容包括:

(1) 路基沉降与荷载的关系: 该关系对欠载预压、超载预压工程确定卸载时机影响很大, 研究表明路基中线处最终沉降与其对应的荷载强度基本成正比, 路基的沉降与路基填土高度也基本成正比 (图9)。



(a) 加载当天沉降速率与荷载的关系



(b) 主固结沉降与有效荷载强度的关系

图9 沉降与荷载强度的关系

(2) 沉降速率与剩余沉降的关系: 确定卸载时机常用沉降标准为 5mm/月, 满足该标准

的不少公路实际工后沉降不满足规范要求。研究表明软基沉降速率与剩余沉降成两直线组成的折线关系，两条直线的交点对应主次固结的分界点；软基沉降速率与剩余沉降的平方基本成正比关系（见式（4）和式（5）和图10）<sup>[8]</sup>。

$$V_s = \beta(S_r - S_s) + \beta_s S_s \quad (4)$$

$$V_s = cS_r^2 \quad (5)$$

式中： $V_s$ 为沉降速率， $\beta$ 为主固结沉降速率系数， $S_r$ 为剩余沉降， $S_s$ 为次固结沉降， $\beta_s$ 为次固结沉降速率系数， $c$ 为比例系数。

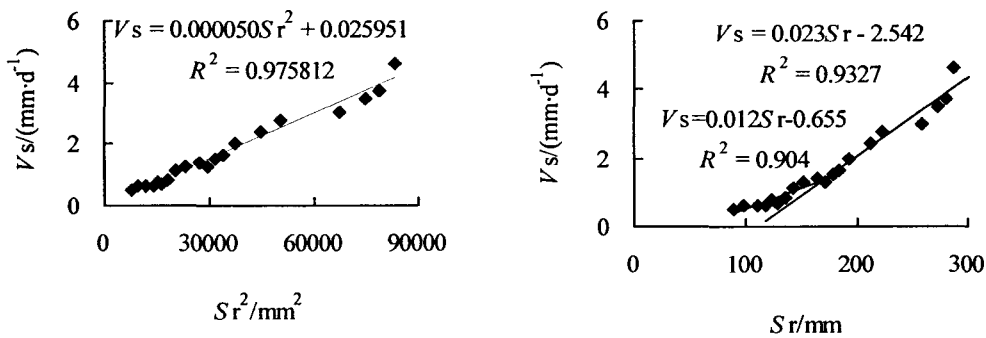


图10 沉降速率与剩余沉降的关系

(3) 推算沉降组成：确定卸载时机需要推算最终沉降，研究表明，双曲线法推算的最终沉降对应的时间与主固结时间的之比约为2~4，双曲线法推算的最终沉降只包括了30~60%的工后次固结沉降，采用双曲线法推算工后沉降时还应考虑工后次固结沉降。通常情况下利用表面沉降推算成层地基的工后沉降的误差可以忽略不计，软黏土下卧层较厚的工程误差较大，建议采用各土层的沉降监测资料预测工后沉降。

(4) 工后沉降的组成：公路工后沉降包含路基工后压缩、汽车荷载产生的瞬时沉降、路面荷载产生的再压主固结沉降、工后原压主固结沉降、工后次固结沉降等。路面下沉后需要进行路面加铺以维持其标高，因此工后沉降还应考虑养护加铺荷载的影响。

工后主固结沉降确定采用等载时，软黏土路堤工后沉降可由式（6）计算<sup>[8]</sup>。

$$S_{rT} = S_{rc} + \frac{S_{vd} + S_{re} + S_{sT}}{1 - \theta} \quad (6)$$

式中： $S_{rT}$ 为工后沉降， $S_{rc}$ 为通车时设计荷载对应的工后主固结沉降， $S_{vd}$ 为交通荷载产生的瞬时沉降， $S_{re}$ 为路堤工后压缩量，宜取路堤高度及沉降的0.2~0.4%， $S_{sT}$ 为工后次固结沉降， $\theta$ 为沉降与填土厚度的比值，按式（7）计算：

$$\theta = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_p}{E_{si}} \Delta h_i \quad (7)$$

式中： $n$ 为路基、地基土分层层数， $\gamma_p$ 为路面修补料重度， $E_{si}$ 为第*i*土层的压缩模量， $\Delta h_i$

为第 $i$ 土层的初始厚度。

## 存在的问题

### 1. 施工质量差异大

由于施工队伍素质不同、施工机具差别大、施工监测手段落后,同样的工程,施工质量差异较大。例如深层搅拌桩采用双向搅拌桩机施工质量好于单向搅拌桩机,CFG桩采用长螺旋泵压法断桩率低于沉管灌注法;施工队伍素质高、责任心强施工施工质量好。

### 2. 工后沉降控制效果不理想

虽然对工后沉降控制的研究已经取得的可喜进展,但是由于工后沉降的影响因素非常多,工后沉降控制效果还不是很理想,桥头跳车现象仍然较普遍。

### 3. 工后裂缝

工程实践表明,不少公路通车一定时间后软基路段出现纵向裂缝。

## 展望

为了更好地处理广东省公路软土地基,需要加强以下工作:

### 1. 加强施工质量控制研究

应加强公路软基处理施工质量控制研究,不断改进施工机械、自动记录系统、检测技术等,引进先进的机械、仪器和技术。

### 2. 加强工后沉降研究

为减少桥头跳车现象,必须加强工后沉降组成、预测等方面的研究,特别是加强侧向位移、深层软土、汽车荷载对工后沉降的影响。

### 3. 加强路基裂缝研究

为了减少工后裂缝,应开展工后裂缝成因与预防措施研究。

## 参考文献:

- [1] 广东省公路软土地基设计、施工地方规定研究[R]. 广东省交通运输厅政府引导性科技项目, 2010.
- [2] JGJ 79-2002 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.9:19-21.
- [3] 刘汉龙, 李豪, 彭劼, 高玉峰. 真空一堆载联合预压加固软基室内试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004,26(01):28-32.
- [4] 刘吉福. 真空联合堆载预压法负面效应分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(Supp.2): 865-869.
- [5] 丁建奇, 王永安, 姜竹生, 等. 高速公路超软地基处理设计与施工[M]. 北京: 人民交通出版社, 2006:73-87, 149.
- [6] JTG D30-2004. 公路路基设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004: 70.
- [7] 刘吉福. 堆载预压法处理高速公路路基的卸载时机研究[D]. 广州:华南理工大学博士学位论文,2010.

## 高层建筑复合地基调平设计

白玉堂

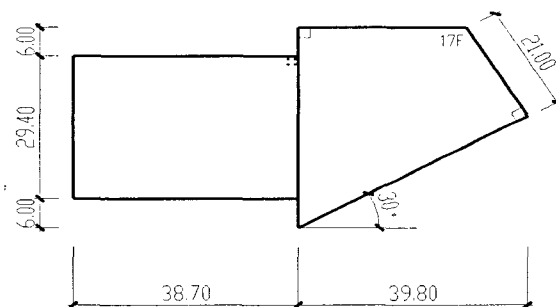
(吉林省建筑科学设计研究院 吉林 132011)

**[提要]** 高层建筑多设有多层裙楼和地下室,根据建筑功能要求裙楼结构与高层部分往往连成一体。由于上部荷载水平差异较大,如何减少差异沉降是结构设计的关键。根据工程地质条件和工程实际情况采用变刚度疏桩复合地基是一种安全可靠、经济合理的设计方法。本文结合工程实例就高层建筑地基调平设计做简单介绍。

**[关键词]** 复合桩基; 调平设计; 控制沉降; 变刚度

### 前言

高层建筑大多带有多层裙楼和地下室,由于建筑功能和结构安全要求裙楼与高层结构往往连成整体,由于上部荷载水平相差较大,致使荷载重心与基础形心形成较大的偏心距,地基各点反力相差悬殊,如果设计处理不当,主体和裙楼将产生不均匀沉降,致使建筑倾斜,危及建筑物的安全和正常使用。例如某办公楼主楼十七层,裙楼四层,全地下室一层建筑面积 2.3 万 m<sup>2</sup>。主楼为现浇混凝土框架—剪力墙结构,裙楼框架结构,天然地基,筏板基础。(建筑平面图见图一)



图一 某办公楼建筑平面图

该建筑 1997 年 10 月完成主体施工,主楼与裙楼之间设 1000mm 宽后浇带,补浇后浇带时发现主楼与裙楼间有 15mm 沉降差。1998 年 8 月发现主楼沉降量加大,主楼向偏离裙楼方向倾斜。2008 年 10 月沉降观测值见图二。主楼倾斜值为 87‰。

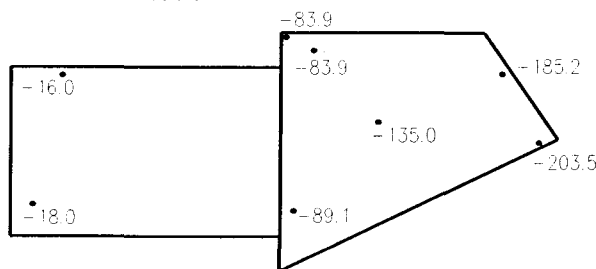
\* 收稿日期: 2010 年 11 月

工程地质见表

表 1

土层	岩土名称	底部相对标高 (m)	天然孔隙比	液性指数 $I_L$	粘聚力 $C$	内摩擦角 $\phi$	压缩模量 $E_s$ (MPa)	承载力 $f_{ak}$ (KPa)
①	杂填土	-1.5						
②	粉质粘土	-9.0	0.74	0.27	31.9	22	7.6	240
③	粘性指数	-10.5	0.84	0.85	26	21	4.8	160
④	粉质粘土	-12.5	0.76	0.5	60.6	16.3	6.3	200
⑤	全风化岩	-13.5	0.69	0.10			40	300
⑥	强风化岩							450

2. 注: ⑤层局部含有机质, 基底标高-7.0m。



图二 沉降观测平面图

本工程从地基承载力要求来讲, 第②层土及第③层经宽深修正后均能满足要求, 但由于主楼、裙楼荷载差异较大。经分析, 产生不均匀沉降致使主楼倾斜的原因是由于主楼、裙楼地基反力不均, 基础设计时对基础净反力的差异和荷载偏心引起的不均匀沉降没有重视。基础如何充分利用天然地基土承载力, 同时使建筑沉降控制在允许范围之内, 做到安全可靠、经济合理是结构设计重要课题。本文仅就变刚度疏桩复合地基做一简单探讨和实践。

## 变刚度复合地基调平设计

当天然地基不能满足建筑承载力及变形要求时, 往往要对地基进行处理或采用桩基础, 以保证建筑物的安全和正常使用。随着地基处理技术和复合地基理论的发展, 采用变刚度复合地基和对地基的调平设计是解决上述问题的一种安全可靠、经济合理的设计方法。

所谓基础调平设计, 就是在地基基础设计时考虑上部结构形式、荷载水平及地质构造情况, 通过合理布桩, 改变地基支撑刚度和承载能力分布, 充分发挥桩—土共同工作特点, 使地基既要满足承载力要求, 又要保证建筑物沉降控制在允许范围的设计方法。在天然地基具有一定承载力, 但不能满足沉降要求或由于上部结构荷载水平差异较大, 致使建筑物产生差异沉降时, 单一采用桩基, 显然是一种浪费。在天然地基内增设部分竖向刚性增强体, 形成复合地基是一种行之有效的设计方法。

下面仅就减沉型疏桩复合地基做简单介绍。

所谓疏桩复合地基是把建筑物按传统桩基设计确定的数量, 桩距根据荷载作用情况进行精简和疏化, 并发挥桩间土承载力来补偿上部荷载由桩和桩间土共同承担的复合地基。复合地基的竖向增强体为刚性摩擦桩式端承摩擦桩, 桩间距一般取 4~8 倍桩径或根据荷载情况在柱下成组布置。减沉型疏桩复合地基适用于粘性土、粉土、砂土、淤泥质土等地基。桩间土应满足下式要求

$$\varphi = \frac{faA}{Q_k} \geq 0.5 \quad \dots \quad (1)$$

式中  $\varphi$ —天然地基承载力满足系数;  
 $fa$ —桩间土修正后承载力特征值 (kPa);  
 $A$ —基础底面积。  
 $Q_k$ —上部荷载、基础自重之和的标准值 (KN)

单桩竖向承载力应通过现场试验确定, 同时应考虑承台下一定深度内桩周土侧阻不能充分发挥作用。初步设计时可根据当地经验和相关规范按下式估算。

$$Ra = q_{pa}A_p + u_p \sum q_{sia} l_i - u_p \sum q_{si} l_i \quad \dots \quad (2)$$

$Ra$ —单桩承载力特征值 (KN);  
 $q_{pa}$ —桩上段 5~8 倍桩径桩周侧阻 (kPa);  
 $l_i$ —桩上段 5~8 倍桩径范围桩长 (m) (桩径较大时取较小值)。

其它符号同《建筑地基基础设计规范》

疏桩复合地基中桩间土承担荷载标准值  $Q_{ca}$  按下式确定

$$Q_{ca} = \beta fa A_c \quad \dots \quad (3)$$

$\beta$ —桩间土承载力折减系数, 按经验确定, 一般取  $\beta = 0.75 \sim 0.95$   
 当天然地基承载力较高, 桩距较大时取高值。

$A_c$ —扣除桩截面积后基础底面积。

复合地基中桩数按下式确定

$$n = \frac{Q_k - Q_{ca}}{nR}$$

式中  $\eta$ —桩承载力利用系数, 一般取 0.8~1.0 (桩距较大时取低值)  
 桩身强度应满足《建筑地基基础设计规范》的规定。

在满足地基承载力要求的情况下, 为减少建筑差异沉降, 对地基进行变刚度调平设计是复合地基设计的关键。当高层建筑与裙楼 (及地下室) 连成整体时, 高层部分可采用刚性桩为竖向增强体的复合地基, 裙楼地基刚度可适当弱化, 可采用天然地基或疏桩、短桩复合地基, 达到沉降调平效果。关于复合地基的竖向刚度等代压缩模量可按下式计算

$$E_{sp} = (1-m) E_s + m E_p \quad \dots \quad (4)$$

式中  $m$ —桩置换率;  
 $E_s$ —天然地基土压缩模量 (MPa);  
 $E_p$ —桩体变形模量 (MPa)。

由刚性摩擦桩和桩间土组成的复合地基, 在垂直荷载作用下影响其沉降的因素很多, 不同的布桩形式、桩长、桩距、桩土应力比、地质状况、荷载作用水平时效等都将对建筑沉降产生影响。由于其受力特点和个体工程的复杂性, 目前还没有一个能反映真实结果的计算方法。

刚性桩复合地基的沉降由两部分组成, 即加固区的压缩模量  $S_1$  和桩端下部土层压缩模量  $S_2$ 。

$$S = S_1 + S_2 \quad \dots \quad (5)$$

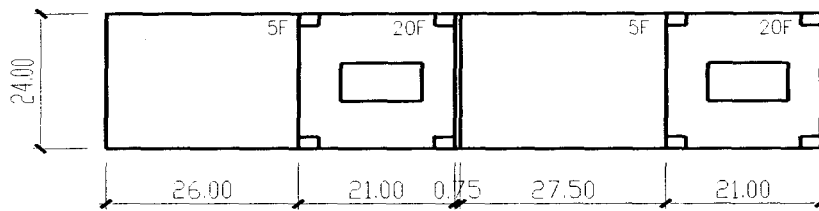
$S_1$ 、 $S_2$  可采用分层总和法按《建筑地基基础设计规范》(GB50007) 的规定进行计算。其压缩模量应采用复合地基的等代模量  $E_{sp}$ 。当桩端以下有软弱下卧层时, 尚应按《建筑桩基

技术规范》对下卧层进行验算。

## 工程实例

### 1. 工程简介

长春某公寓总建筑面积 38000m<sup>2</sup>，地下一层，双塔主楼 20 层，裙楼 5 层，呈一字形平面。（见图三）



图三 宜家国际公寓总平面图

主楼 20 层高度 69.5m，裙楼 5 层高度 20m，地下室一层 -4.5m，基础底面 -5.1m，局部 -5.7m。地下室为整体不设防，地上部分在中部设一道伸缩缝，主楼框架—剪力墙结构，裙楼框架结构。

### 2. 工程地质情况

长春市位于松辽平原东部边缘，表面为第四纪沉积粉土，厚度约 20m，下部为白垩纪泥岩与砂岩互交层。地势平坦，场地均匀，属 II 类场地土。基础持力层为 ④ 层粉质粘土。

各层岩性分布见下表

土层	岩土名称	层底相对标高 (m)	天然孔隙比 e	液性指数 I <sub>L</sub>	压缩模量 E <sub>s</sub> (MPa)	承载力特征值 f <sub>ak</sub> (kPa)
①	回填土	-2.5				
②	粉质粘土	-6.0	0.77	0.47	6.04	200
③	粉质粘土	-9.5	0.80	0.60	5.26	160
④	粉质粘土	-13.5	0.74	0.25	7.81	260
⑤	粉质粘土	-21	0.68	0.18	11.05	300
⑥	风化岩				40.0	400

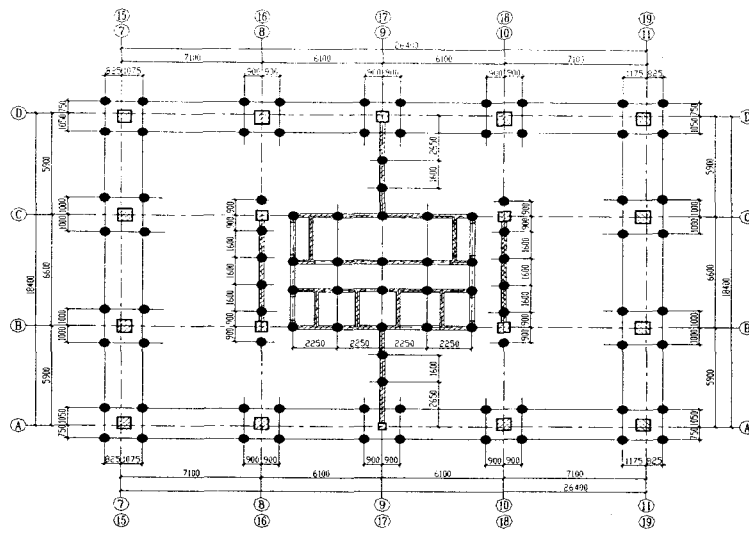
### 3. 基础设计

本工程采用带柱帽的筏板基础，基础持力层为 ④ 层土，f<sub>ak</sub>=200kpa，下部有 3.5m 厚粉质粘土，f<sub>ak</sub>=160kpa，中压缩性土。主楼与裙楼荷载差异较大，且压缩土层较厚，单纯筏板基础，主楼和裙楼可能产生较大的差异沉降。按天然地基计算，裙楼边柱沉降量 S=18mm，主楼边柱 S=86mm，核心筒 S=116mm。不均匀沉降对正常使用和结构安全可能造成不利影响。

裙楼基础荷载标准值平均为 75kpa，主楼平均为 294kpa。经方案比较，裙楼采用天然地基，主楼部分采用控制沉降型疏桩复合地基，对裙楼及主楼进行地基变刚度调平设计。首先考虑 ④ 层土承担一部分竖向荷载，然后由控制建筑沉降的方法进行布桩。经反复计算，根据工程地质情况选择第 ④ 层硬型粉质粘土为桩端持力层，采用 φ400 预应力管桩，桩长 9m，单桩承载力特征值 750N（实例值为 850KN），桩间土静反力约为 150kpa。桩布置情况见下图

设计时，考虑地基土先于桩受力和桩—土受力协调，桩顶设 200 厚砂石褥垫层。

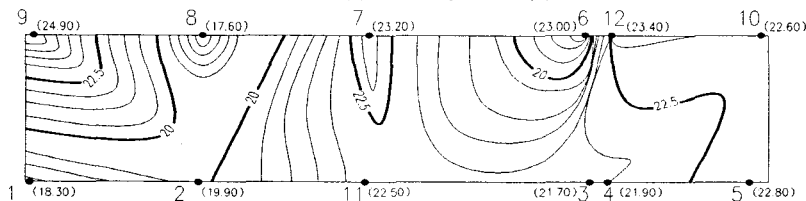




图四 桩平面图

#### 4. 变形计算

由摩擦桩和筏板组成的桩筏基础,在竖向荷载作用下,其沉降变形是桩、筏板、地基土及上部结构互相影响、互相协调的结果。本设计采用文中所述的分层总和法,计算结果略大于实测值。该工程建成后通过两年的现场观测,实际沉降见下图



图五 建筑沉降实测值

#### 结束语

变刚度疏桩复合地基是桩基础与天然地基之间一种过渡形式,它即可充分利用天然地基承载力,同时利用桩基承载力高、沉降量小的优势,通过调平设计,改变地基竖向刚度分布,使建筑沉降达到一个设计和应用可以接受的标准。

实践证明,这种地基处理形式可以大大节约投资和保证建筑的安全,是一种很好的地基处理方法。

#### 参考文献

1. 《建筑地基基础设计规范》[s]. GB50007-2002
2. 《建筑地基处理技术规范》[s]. JG579-2002
3. 《建筑桩基技术规范》[s]. JGJ94-94
4. 《复合地基理论与工程应用》[M]. 龚晓南编著
5. 《地基处理手册》[M]. 龚晓南编著
6. 管自立:疏桩基础设计实例分析及探讨[J].《建筑结构》1993.10.11

## 长板-短桩工法理论与实践

叶观宝<sup>1,2</sup>, 张振<sup>1,2</sup>, 邢皓枫<sup>1,2</sup>, 徐超<sup>1,2</sup>

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092

2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092)

**[摘要]** 长板-短桩工法是由长塑料排水板、短水泥土搅拌桩和褥垫层组成的新型地基处理方法, 该工法利用短桩提高地基承载力和稳定性, 利用长塑料排水板加快深部饱和软土的排水固结过程, 因此对于处理深厚饱和软土地基具有很强的推广价值。本文针对长板-短桩工法现场试验, 研究了该工法的地基处理效果和固结特性。并通过固结特性的理论分析, 提出了长板-短桩组合型复合地基的平均固结度的解析解, 进一步探讨了该组合型复合地基的固结特性。以现场试验和理论分析为基础, 总结并提出了长板短桩工法的设计方法和施工措施, 为实际工程的应用提供理论指导。

**[关键词]** 长板-短桩工法; 沉降; 固结特性; 解析分析;

### 引言

在我国沿海经济发达、高速公路分布密度较大的地区广泛分布着海相、湖相和河相沉积的厚度不等的软土层。软土的特性是天然含水量高、天然孔隙比大、抗剪强度低、压缩性高、渗透系数小。在这样的地基上修建高速公路容易引起下列问题: 1.路堤整体滑动, 桥台破坏; 2.构筑物与路堤衔接处及不同段落之间产生差异沉降, 引起桥头跳车及路面损坏; 3.涵身、通道凹陷, 沉降缝拉宽而漏水; 4.路面横坡变缓, 造成积水等。

目前我国高速公路建设中, 针对软弱地基处理最常用的有两种方法: 排水固结法和水泥土搅拌桩法。这两种方法各有其特点。如前者造价低但施工期与预压期长, 后者能提高地基稳定性且预压期短, 但造价偏高且深部的施工质量不易保证。

长板-短桩工法<sup>[1][2]</sup> (简称 D-M 工法) 作为一种较为新型的软基处理方法, 是由长的竖向排水体(砂井、袋装砂井、塑料排水板)、短的水泥土搅拌桩(浆喷桩、粉喷桩)和垫层组成。长板-短桩工法的提出是为了发挥预压排水固结法和水泥搅拌桩法的自身优点, 克服其在处理深厚软基中的不足。该工法将高速公路填土施工和预压过程作为路基处理的过程, 充分利用填土荷载加速路基沉降, 已达到减小工后沉降的目的。长板-短桩工法适用于填方路堤下软土层厚度大于 10 m 的深厚淤泥、淤泥质土及冲填土等饱和黏性土的地基处理, 特别适用于地表存在薄层硬壳层和深部软土存在连续薄砂层的地基。

随着长板-短桩工法理论研究的深入和工程实践的发展, 其研究成果层出不穷: 叶观宝、

\* 收稿日期: 2010年11月

徐超等<sup>[3-7]</sup>通过现场试验研究,探讨了长板-短桩复合地基的变形规律和固结特性,发现长板-短桩复合地基由于短桩的向下刺入,使桩土应力分担变得均匀,桩土沉降相对协调;附加应力通过短桩的传递和塑排板的存在,可加速下部软土层的排水固结;叶观宝<sup>[8-9]</sup>从数值分析的角度研究了长板-短桩复合地基的加固机理和特性,进一步认识了总沉降、分层沉降、侧向位移、潜在滑动面及超孔隙水压力等指标的特征;叶观宝和邢皓枫等<sup>[10-11]</sup>提出了塑料排水板排水系统简化方法和含下卧层的复合地基的整体固结度解析解,为长板-短桩复合地基的理论分析奠定了基础。

本文结合长板-短桩复合地基现场试验和理论分析成果,研究该工法的地基处理效果和固结特性,总结并提出长板短桩工法的设计方法和施工措施,为实际工程的应用提供理论指导。

## 长板-短桩工法简介

### 1. 长板-短桩工法加固机理

长板-短桩工法是水泥搅拌桩和排水固结法的结合,因此兼有两种方法的优点。根据其加固机理,将长板-短桩工法处理后的软土地基剖面划分为三个部分,如图1所示:水泥搅拌桩复合地基层、排水固结层和未加固处理的软土层。其中,复合地基层含有水泥搅拌桩和排水体上段,排水固结层含有排水体下段。

采用长板-短桩工法处理高速公路深厚软基,一方面利用水泥和土的物理化学反应,使软土结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥石,改善土的力学性能,形成由桩和周围被改良的土共同组成的复合地基,减小地基的总沉降量。另一方面,利用竖向排水体(砂井、袋装砂井、塑料排水板)的排水功能,缩短了排水路径,加快软土地基中超孔隙水压力的消散速率,缩短了软土层固结时间,并充分利用高速公路路堤填筑和预压过程完成所需的沉降量,以达到减小工后沉降量、缩短施工工期的目的。另外,通过桩和板的间距、长度以及预压方式的调整使不同段落之间沉降速率能够协调一致。

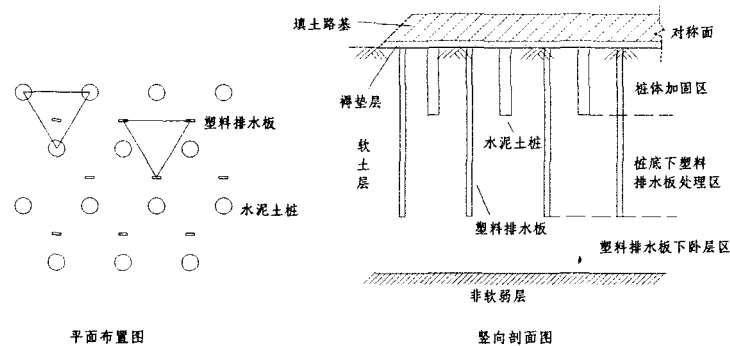


图1 长板-短桩工法概念模型

### 2. 长板-短桩工法的特点

长板-短桩工法处理软土路基是一种行之有效的好方法,其特点为:

- (1) 搅拌桩提高了浅部路基的稳定性;
- (2) 竖向排水体加快了下卧软土层的沉降;

- (3) 充分利用高速公路路堤的填土期作为预压期, 加快路基沉降速率;
- (4) 对深厚软土长板和短桩的施工质量容易保证;
- (5) 可以协调桥头段和一般路段相邻段的工后沉降速率;
- (6) 特别适用于深厚软土路基的处理;
- (7) 具有可观的经济效益。

### 3. 长板-短桩工法复合地基承载力

按照复合地基理论, 由搅拌桩和桩间土组成的地基在上部荷载作用下, 两者共同分担荷载并变形协调。长板-短桩工法处理后, 地基的承载力与单独搅拌桩处理的地基承载力相似。但其与搅拌桩单独处理所不同的是:

1. 由于桩间土中插板施工, 地基土受到扰动, 前期桩间土承载力会有所降低, 随着预压桩间土排水固结, 强度和承载力会随之提高。因此, 桩间土承载力在填土预压过程中是变化的, 且变化幅度较大。根据现场实测结果, 设计时可取天然地基承载力的 1.3~1.5 倍。

2. 在复合地基承载力计算中, 由于排水褥垫层的存在, 桩间土承载力折减系数可以取高值, 建议取 0.9~0.95。

3. 长板-短桩工法中短桩的主要作用是提高浅层地基的承载力和稳定性, 其桩长的确定主要考虑承载力和稳定性。

### 4. 固结层和未加固层的固结度

在上部荷载传至桩底平面的附加应力作用下, 固结层和未加固层产生超孔隙水压力, 其中固结层产生的超孔压较大, 且由于排水板的存在排水较快; 在未加固层产生的超孔压较小, 且排水固结较慢。

当排水竖井采用挤土方式施工时, 应考虑涂抹对土体固结的影响。当竖井的纵向通水量与天然土层水平向渗透系数的比值较小, 且长度又较长时, 尚应考虑井阻影响。在计算  $t$  时刻未加固层平均固结度时, 可将塑排板底面作为一个排水面。

### 5. 地基的沉降量

D-M 工法处理后的地基任一时刻的沉降量为复合层、固结层和未加固层沉降量之和, 而每一层的最终沉降量都包括荷载施加后的瞬时沉降、固结沉降和次固结沉降。

对复合层, 其地基沉降量的减少是通过复合模量的提高实现的, 由于水泥土搅拌桩为短桩, 桩身质量容易保证, 从而桩身强度和模量较高, 据以往经验, 该复合层的沉降往往较小。同时, 排水体可以大大提高桩间土的沉降速率, 根据复合地基桩土变形协调的条件, 可以减小复合层的工后沉降。

对于固结层, 其地基沉降量是通过排水体的设置, 在填土荷载的预压下, 加速地基的排水速率, 提高沉降速率, 使固结层的沉降在填土施工期内大部分基本完成, 从而达到减小固结层工后沉降的目的。

对于未加固层, 一方面由于附加应力相对较小, 另一方面排水体底部可以作为其上部排水面, 可以提高其沉降速率, 减小工后沉降。

## 现场试验研究

### 1. 多种工法对比的现场试验研究

试验段位于江苏省淮盐高速公路盐城段(K97+461~K97+561), 属古泻湖相平原, 沉积了深度较大的软弱土层, 主要为强度低、透水性差的淤泥质粘土、粉质粘土等。为了研究长板-短桩工法地基处理效果, 在试验段采取以下四种地基处理方案:

方案 A: 搅拌桩+塑料排水板堆载预压联合处理方案, 间距为 1.4m, 桩长 8.0m, 板长 17.0m, 穿透软土层, 试验段长度为 40.0m;

方案 B: 搅拌桩+塑料排水板堆载预压联合处理方案, 间距为 1.6m, 桩长 8.0m, 板长 17.0m, 穿透软土层, 试验段长度为 25.0m;

方案 C: 塑料排水板堆载预压处理方案, 塑料排水板间距 1.2m, 板长 17.0m, 穿透软土层, 试验段长度为 25.0m; 在路堤底部砂层中铺设一层透水土工织物增强;

方案 D: 纯搅拌桩处理方案, 间距 1.2m, 桩长 17.5m, 穿透软土层, 为邻近比较路段。

### (1) 沉降结果对比与分析

试验段路堤设计填土高度为 5.4m, 顶面宽度为 28.0m, 底面宽度为 44.0m(坡度 1:1.5)。自 2003 年 10 月 10 日开始填土, 于 2004 年 8 月 2 日达到设计填土高度, 进入预压期。填土预压 10 个月时, 各段落路基中心桩顶沉降和桩间土沉降监测结果见表 1

各个段落沉降监测数据 表 1

段落	监测位置	沉降(mm)
土工格栅段	土	1165.7
	桩间土	776.4
联合处理 B 段	桩间土	705.8
	桩顶	647.7
联合处理 A 段	桩间土	705.8
	桩顶	695.8
常规段	桩间土	195.3
	桩顶	118.0

从表 1 中可以看出, 土工格栅段(只打塑料排水板)沉降最大, 常规段(纯搅拌桩)沉降最小, 联合处理段(短的搅拌桩+长塑料排水板)沉降居中。从桩顶和桩间土的沉降数据表明, 桩顶的沉降量均小于桩间土的沉降, 从而验证了路基填土荷载是半刚性的, 在填土荷载作用下, 复合地基中桩与桩间土的变形不协调, 两者之间存在沉降差。长板-短桩工法可以有效地减少深厚软基的沉降, 将填土施工和预压过程作为软基处理的过程是行之有效的。

### 2. 土压力结果对比与分析

图 2 为路堤中央桩土应力对比曲线。从图中可以看出, 常规段水泥搅拌桩桩上的压力增加的速率大于联合处理段, 桩上应力集中现象明显; 而联合处理段由于桩未打穿软土层, 减小桩上应力集中现象, 可以均匀桩土应力分担; 联合处理段上承担的荷载大于常规段土上的荷载。这说明联合处理段由于短桩的向下刺入, 同时由于桩间土的排水固结作用, 使桩间土强度有所提高, 可更好地发挥了桩间土的承载性能。

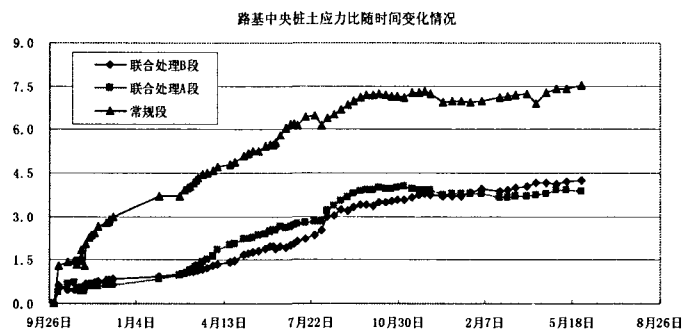


图 2 联合处理 A、B 段及常规段桩土应力比变化曲线

### 3. 孔隙水压力结果对比与分析

对图3和图4进行分析,可看出,对任一段,超孔压的产生是由于填土荷载引起的,填土速率快,超孔压上升快;停止填土,则超孔压随时间衰减。图3显示,在6m处,超孔压最大的是塑排板段,最小的是常规段,联合处理两段差别不大。图4显示,联合处理段的超孔压略大于塑排板段,常规段最小。分析6m处超孔压的表现,由于短桩长度为8m,在联合处理段和常规段,存在搅拌桩的支撑作用,不利于桩间土的压密或固结;相对来讲,常规段的桩间距更小,其支撑作用更明显。而在塑排板底部,其超孔压同样是由上部填土附加应力引起的,附加应力大,则超孔压大。联合处理段的超孔压略大于塑排板段,说明联合处理段,短桩的存在有利于附加应力向桩底部传递。

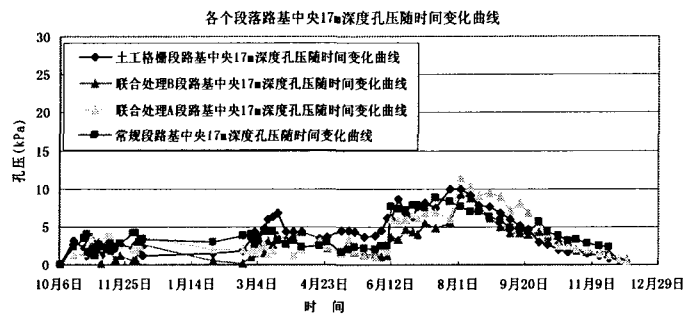


图3 各个段落路基中央6m深度孔压随时间变化对比曲线

## 2. 长板-短桩工法加固机理的现场试验研究

试验段位于上海S32公路(南汇段)瓦横立交桥东桥台过渡段K66+469.5~K66+489.45,试验段长20m,填土高度在2.12~3.96m。经勘察表明地基土下有11~12m厚的淤泥质粘土。

结合试验路段工程地质条件,依照设计要求,长板-短桩组合型复合地基处理方案为:水泥土桩长10m,塑料排水板长20m,梅花形布置,间距为2.5m。

试验段自2008年9月28日开始填土,于2009年1月16日达到设计填土高度,进入预压期。在整个填土期和预压期,对试验路段孔压、桩土应力比和沉降变化进行观测。

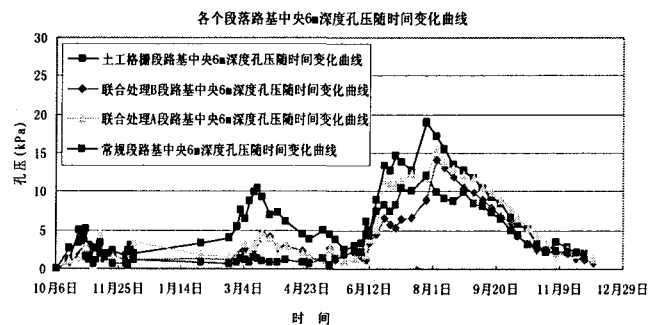


图4 各个段落路基中央17m深度孔压随时间变化对比曲线

### (1) 孔隙水压力的分析

图5为实测孔压随时间变化曲线。对比图3中四条曲线,可以看出,每条曲线孔压随时间变化规律一致,且与填土施工进度基本相符,每次填筑荷载增加都会导致超孔压产生然后随时间延长而逐渐消散。从117d开始快速填筑预压土,超孔隙水压力在短时间内迅速增大,121d时超孔隙水压力便达到峰值,而后超孔压逐渐消散。从曲线上可以看出施加每级荷载以后前

三处深度孔压的消散曲线的斜率维持在 $-0.161 \text{ kPa}\cdot\text{d}^{-1} \sim -0.185 \text{ kPa}\cdot\text{d}^{-1}$ 之间且变化趋势基本一致,也就是不同深度处孔压的消散速度是一样的,这是因为复合型复合地基中排水板的存在为复合层和固结层提供了固定的排水通道,超孔隙水主要通过径向渗透到排水板,20 m处孔压消散曲线斜率为 $-0.112 \text{ kPa}\cdot\text{d}^{-1}$ ,较上部土体消散速率略小,这是因为塑料排水板在加快了深部未加固层的排水过程的同时,也略微受到竖向排水影响而固结速率较上部土体略减。总之,长板短桩对于加快深厚软粘土的固结是很有益的。

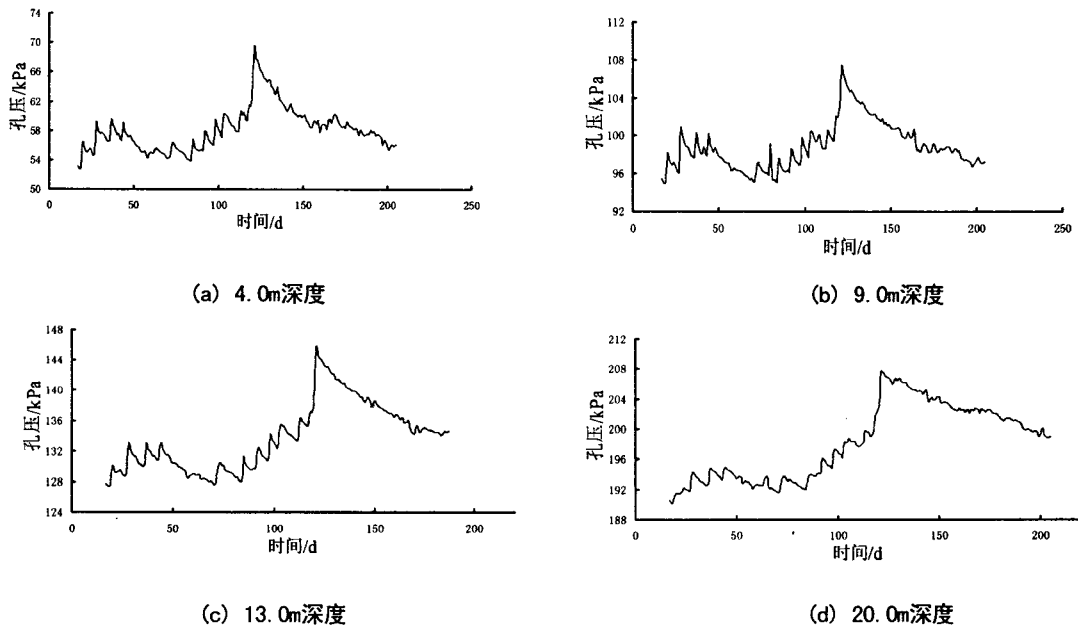


图5 路堤下不同深度处孔压随时间变化的曲线

### (2) 桩土沉降分析

图6为桩顶和桩间土沉降随时间变化曲线,从图中可以看出:桩间土和水泥土搅拌桩的沉降变化是同步的,在每级填土初期沉降急速增大,荷载稳定以后沉降趋缓,在200 d以后桩土沉降都趋于稳定。从图中也可看出,其沉降差随时间不断增大,这是因为试验段的复合地基置换率较小(置换率 $m=7\%$ ),桩间土承担了很大一部分荷载,因此其沉降较大。

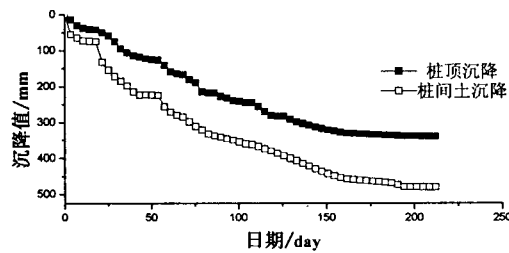


图6 复合地基桩土沉降对比曲线

### (3) 桩土应力分析

图7为桩土应力比随时间变化曲线,从图中可以看出:随着路堤荷载的施加,桩土应力比总体是逐渐上升的,桩体发挥了增强体的作用。当达到预压期稳定以后,桩土应力比也稳定

在一个固定值2.5左右,比常规复合地基刚性基础下的桩土应力比(3~5)要小,这是因为长板短桩复合地基中水泥土搅拌桩的桩长较短,所以桩端可以向下刺入和沉降,有利于均匀桩土分担的应力,减小了桩头应力集中;而且排水板的存在可以使桩间土排水固结,提高桩间土强度,更好地发挥桩间土的作用;同时路堤荷载属于柔性荷载,并配合砂垫层的作用,可以均匀桩土分担的荷载。

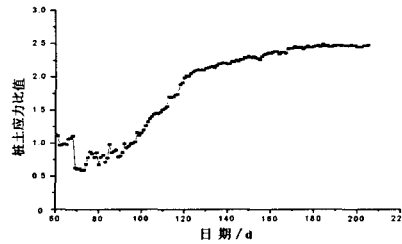


图7 路堤下桩土应力比曲线

#### (4) 固结度分析

本文利用改进的高木俊介固结方程对121 d 时实测数据进行计算得到的固结度与规范推荐的理论方法计算的固结度进行了对比分析,见表2。从表中可以看出,按孔压和沉降实测数据计算的固结度都比理论值要大,并且在填土施工期间地基的沉降就已经完成了80%以上,这是由于长板短桩将填土施工和预压期作为地基处理过程,利用填土荷载加速路基沉降,达到了减小工后沉降的目的。

深度 /m	孔压曲线计算固结度	沉降曲线计算平均固结度	设计计算值
4.5	0.882321	0.835518	0.834
9.0	0.856926		0.771
13.0	0.824123		0.771
20.0	0.713854		0.740

## 固结特性理论分析

### 1. 分析模型的简化

搅拌桩和塑料排水板联合使用的组合型复合地基平面布置形式多为梅花形,如图 8(a)所示。鉴于其非对称性的平面分布形式,很难像碎石桩等单一复合地基那样构建其典型分析模型。为了建立该组合型复合地基固结解析分析模型,根据图 8(a)特点进行区域划分,如图 8 (b)所示。图 8(b)中每根搅拌桩的影响范围为正六边形,若以桩为中心,可将其影响区域近似为一个圆。

图 8 中每个塑料排水板与三个搅拌桩的影响区域的边界重叠,因此每根排水板对其中一个影响区域的贡献为排水板截面积的 1/3。而每根桩的影响区域边界又与三个排水板相交,因此其影响区域边界上排水板发挥的有效作用仍为一个排水板截面积。



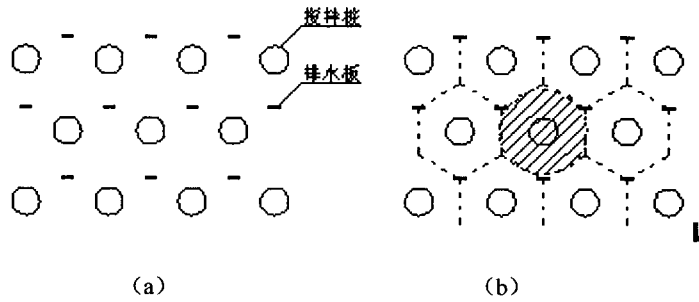


图 8 组合型复合地基示意图

通常搅拌桩、土体与排水板的透水关系是  $k_p < k_s < k_d$ ，图 8(b)所取的划分区域的超孔隙水的消散规律是由中心向四周渗透。为了能够从解析的角度分析该桩-板组合型复合地基的固结特性，本文借鉴 Indraratna<sup>[12]</sup>的研究成果，针对塑料排水板进行简化，将边界上不连续的排水板简化为连续的圆形排水墙，均匀地分布在图 8(b)阴影区域的边界上，并保证转换前后排水体的涌水量一致，如图 9 所示。由于简化后的分析单元是一个径向渗透问题，参考 Indraratna 的简化方法，在不考虑井阻涂抹效应的条件下，为保证简化前后土体的固结速率相等，利用排水量等效原理推导出简化后的土体径向渗透系数  $k_r$  与其原土体水平渗透系数  $k_h$  满足关系式(1)

$$k_r = \frac{k_h}{4 \left( \ln n - \frac{3}{4} \right)} \quad (1)$$

其中， $n$  为井径比。

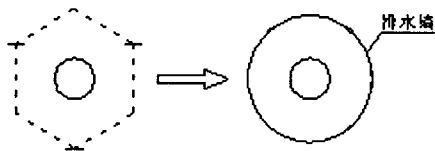


图9 分析单元转换示意图

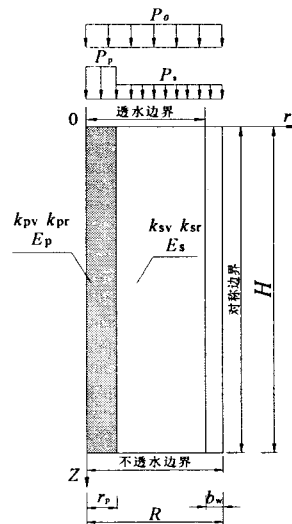


图10 计算简图

## 2. 固结模型的建立与求解

### (1) 基本假定

水泥搅拌桩和塑料排水板联合使用的组合型复合地基固结分析模型如图 10 所示。 $P_0$  为瞬时施加的外部荷载， $H$  为复合地基加固深度， $R$  为复合地基分析单元影响区域半径(梅花

形布置  $R=0.525L$ ,  $L$  为桩间距),  $r_p$  为搅拌桩半径。  $b_w$  为圆形排水墙厚度, 为简化计算,  $b_w = A_d / R$ , 其中  $A_d$  为排水板截面积。  $k_{sv}$ 、 $k_{sr}$ 、 $E_s$  和  $k_{pv}$ 、 $k_{pr}$ 、 $E_p$  分别为桩间土与桩体的竖向和径向渗透系数、压缩模量。  $k_{sr}$ 、 $k_{pr}$  按关系式(1)进行转换得到。

分析模型主要假设条件为:

- ①地基土的渗透系数和压缩系数为常数;
- ②等应变假设成立;
- ③地基的排水条件设为顶面与排水墙边界透水、底面不透水;
- ④外荷载一次性施加并保持不变。

(2) 固结方程的建立与求解

利用圣维南原理, 根据等应变假设, 得关系式(2):

$$\frac{\bar{\sigma}_s - \bar{u}_s}{E_s} = \frac{\bar{\sigma}_p - \bar{u}_p}{E_p} = \frac{\bar{\sigma} - \bar{u}}{E_{sp}} = \varepsilon_v \quad (2)$$

式中:  $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{u}_s$  和  $\bar{\sigma}_p$ 、 $\bar{u}_p$  分别为地基土体和桩体任一深度处的平均总应力和平均孔压;  $\bar{\sigma}$ 、 $\bar{u}$  为复合地基任一深度处的平均总应力和平均孔压;  $\varepsilon_v$  为复合地基任一深度处的体积应变;  $E_{sp}$  为复合地基的复合模量,  $E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s$ 。

借鉴谢康和[13]和韩杰[14]的复合地基固结理论, 推导可得组合型复合地基的固结微分方程为式(3)和式(4):

$$\frac{k_{pv}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_p}{\partial z^2} + \frac{k_{pr}}{\gamma_w} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u_p}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_p}{\partial r^2} \right) = \frac{1}{E_{sp}} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (0 \leq r \leq r_p) \quad (3)$$

$$\frac{k_{sv}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_s}{\partial z^2} + \frac{k_{sr}}{\gamma_w} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u_s}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_s}{\partial r^2} \right) = \frac{1}{E_{sp}} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (r_p \leq r \leq R - b_w) \quad (4)$$

由平均孔隙水压力概念得式(5):

$$\bar{u} = \frac{1}{\pi(R - b_w)^2} \left( \int_0^{r_p} u_p \cdot 2\pi r dr + \int_{r_p}^{R - b_w} u_s \cdot 2\pi r dr \right) \quad (5)$$

其相应的定解条件为:

- (1)  $z = 0, \bar{u} = 0$ ;
- (2)  $z = H, \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = 0$ ;
- (3)  $r = 0, \frac{\partial u_p}{\partial r} = 0$ ;
- (4)  $r = r_p, u_p = u_s; k_{pr} \frac{\partial u_p}{\partial r} = k_{sr} \frac{\partial u_s}{\partial r}$ ;
- (5)  $r = R - b_w, u_s = 0$ ;
- (6)  $t = 0, \bar{u} = P_0$ 。

利用定解条件, 并考虑到  $b_w \ll R$ ,  $r_p^2 / (R - b_w)^2 \approx m$  (复合地基的面积置换率), 采用分离变量法, 解得平均孔压解析解为

$$\bar{u} = P_0 \sum_{i=1}^{\infty} \frac{2}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) e^{-\lambda_i t} \quad (6)$$

其中,  $M = \left(i - \frac{1}{2}\right)\pi \quad i = 1, 2, 3, \dots$

$$\beta_i = \frac{M^2}{H^2} C_v^{\text{eq}} + \frac{8}{R^2} C_r^{\text{eq}}$$

$C_v^{\text{eq}}$ 、 $C_r^{\text{eq}}$  为组合型复合地基等价竖向和径向固结系数:

$$C_v^{\text{eq}} = \left[ \frac{sm^2 + 2(1-m)m}{(s-1)m^2 + 1} \alpha k_{pv} + \frac{(1-m)^2}{(s-1)m^2 + 1} k_{sv} \right] \frac{E_s}{\gamma_w}$$

其中,  $s = k_{sr} / k_{pr}$ ,  $\alpha$  为桩土应力比;

$$C_r^{\text{eq}} = \left[ \frac{k_{pr} k_{sr}}{m^2 k_{sr} + (1-m^2) k_{pr}} \right] \frac{E_{sp}}{\gamma_w}$$

按平均孔压定义解得整个场地的平均固结度解析解为

$$\bar{U} = 1 - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\beta_i t} \quad (7)$$

### 3. 解析解的验证

为了验证解析解的可行性, 本文采用 Biot 固结理论对组合型复合地基进行三维有限元分析, 并与本文提出的解析解进行对比。搅拌桩与塑料排水板均为梅花形布置。搅拌桩半径  $r_p = 0.25\text{m}$ , 桩间距  $L = 1.50\text{m}$ ; 塑料排水板尺寸  $100 \times 4\text{mm}^2$ 。桩体与土体均为均质弹性材料, 瞬时荷载  $P_0$  均为  $100\text{kPa}$ 。模型分析范围按排水板的对称性取计算模型。模型网格划分如图 11 所示, 模型底部约束竖向位移, 四周约束水平位移, 排水边界条件为顶面排水, 底面及四周不排水。模型的其他参数见表 3。

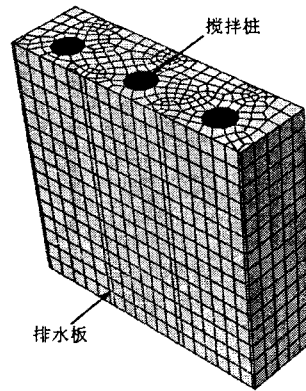


图11 有限元模型

模型参数表

表3

分析 方法	$H$ /m	$E_s$ /MPa	$E_p$ /MPa	$\mu_s$	$\mu_p$	$k_{sv}$ /m/d $\times 10^{-5}$	$k_{sr}$ /m/d $\times 10^{-5}$	$K_{pv}$ /m/d $\times 10^{-5}$	$K_{pr}$ /m/d $\times 10^{-5}$
有限元	5.0	6.0	80	0.3	0.3	5.0	5.0	0.3	0.3
解析解	5.0	6.0	80			5.0	0.52	0.3	0.031

注:  $\mu_s$  和  $\mu_p$  为土体和桩体的泊松比, 其他符号含义同前; 解析分析中土体和桩体径向渗透系数按关系式(1)求得。

图12为组合型复合地基平均固结度的解析解与有限元分析结果得到的固结度随时间变化对比曲线。从图中可以看出：解析解的固结度随时间变化曲线与有限元分析计算结果呈现较好的一致性，说明排水墙地基固结模型所得到的解析解可以很好的反映组合型复合地基的固结规律，这种简化分析方法是合理可行的。

#### 4. 组合型复合地基的固结特性

为了研究组合型复合地基的固结特性，利用组合型复合地基平均固结度的解析式，探讨式中不同影响因素的变化对固结速率的影响。桩间土压缩模量取 $E_s = 4\text{MPa}$ ，桩和桩间土的渗透系数分别为 $k_p = 3 \times 10^{-6}\text{m/d}$ 和 $k_s = 5 \times 10^{-5}\text{m/d}$ 。由等应变假设可知桩土应力比 $\alpha$ 等于 $E_p/E_s$ 。

##### (1) 复合地基置换率的影响

图13为加固深度 $H = 5.0\text{m}$ ，桩土模量比 $E_p/E_s = 10$ 时不同置换率下组合型复合地基固结度随时间变化曲线。 $m = 0$ 代表只用塑料排水板处理的天然地基。从图13可以看出，组合型复合地基整体平均固结度大于天然地基，并随置换率的增加而增大，且增幅逐渐减小，因此存在着一个最佳置换率，这与杨涛<sup>[3]</sup>的研究结果一致。因此实际工程中并不能通过一味地提高复合地基的置换率来加快地基的固结进程，而是要选择一个既经济有合理的置换率。

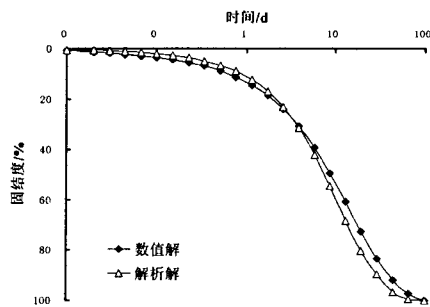


图12 固结度随时间变化曲线

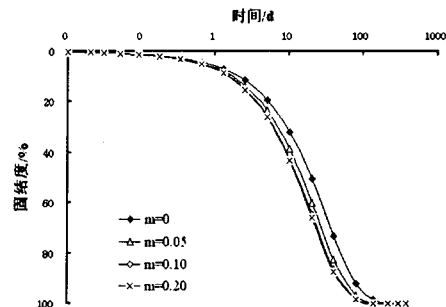


图13 不同置换率下固结度随时间变化曲线

##### (2) 桩土模量比的影响

图14为加固深度 $H = 5.0\text{m}$ ，置换率 $m = 0.10$ 时不同桩土模量比下组合型复合地基固结度随时间变化曲线。 $E_p/E_s = 1$ 代表只用塑料排水板处理的天然地基。图14表明组合型复合地基的固结速率较天然地基大，并且随着桩土模量比的增大而增大。虽然搅拌桩的渗透性小于桩间土，但其模量较桩间土大，增大了组合型复合地基的复合模量，因此总体上仍是加快了地基土的固结过程。这说明搅拌桩和塑料排水板联合使用的复合地基不仅提高了地基土的强度，而且加快了地基的固结过程。

##### (3) 加固深度的影响

图15为置换率 $m = 0.10$ ，桩土模量比 $E_p/E_s = 10$ 时不同加固深度下组合型复合地基固结度随时间变化曲线。从图15可以得知，组合型复合地基的固结速率随着加固深度的增加只是略有减小。这是因为在地基土中插入了塑料排水板，改变了地基土固结特性，由原来的以竖向渗流为主转变为以径向渗流为主。这体现出桩-板组合型复合地基的处置深厚饱和软土地基的优势在于，能够起到加快施工期地基固结沉降进程、减小工后沉降的作用。因此在工程实践中，应尽量使塑料排水板打穿深厚软土地基。

## 长板短桩工法的设计

在进行软土地基加固设计前,首先应根据路堤高度(荷载)、地基条件(软基厚度与空间分布)和建设周期等条件和要求确定是否适合和有必要采用长板-短桩工法加固软土地基。如果确定应用该联合处理的方法进行加固,可采用如下的思路和方法进行设计。

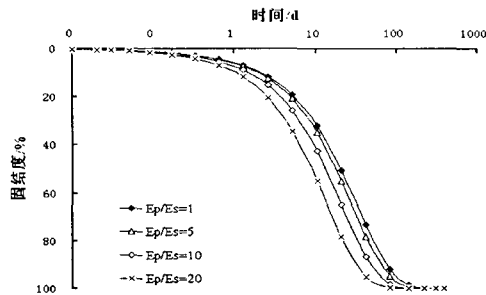


图14不同桩土模量比下固结度随时间变化曲线

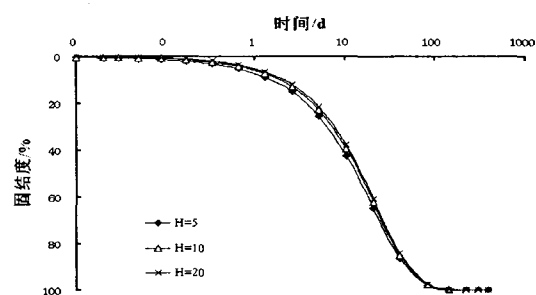


图15不同加固深度下固结度随时间变化曲线

(1) 根据上部荷载和地基条件,以复合地基承载力为控制原则,进行复合层的初步设计。在水泥土桩复合地基设计时遵循三控制原则,即承载力以面积置换率控制;面积置换率以有效桩长控制;有效桩长以桩身强度控制。

(2) 结合搅拌桩的布置,初步确定排水体的布置形式;根据软土层的实际厚度确定排水体的插入深度,并以25m为上限。

(3) 以最后路堤高度作为荷载条件,计算地基的最终沉降量和预压期结束时的沉降量,判断是否满足相应路段工后沉降设计要求。若满足,进行第(4)步设计计算;若不满足,需要对排水体的间距进行调整,也可调整路堤荷载(如采用超载预压),直至满足为止。

(4) 根据路堤施工的实际情况,按分级加荷或等速加荷等级,计算短桩底平面上的附加应力,并验算是否小于排水层的地基承载力;根据附加应力的大小调整加荷速率。

(5) 分别计算在每一级荷载作用下复合层、固结层和未加固层的平均固结度。复合层平均固结度按本文提出的排水墙理论公式进行计算;固结层平均固结度计算采用Barron只考虑径向渗透的砂井固结理论计算;未加固层平均固结度,可将塑排板底面作为一个排水面,按Tezaghi一维固结理论计算。根据经验公式估算地基土的强度变化,并作为下一级加荷的依据。计算预压荷载下饱和粘性土地基中某点的抗剪强度时,应考虑土体原来的固结状态。

(6) 按第(4)和第(5)步骤确定分级或等速加载计划,直至达到设计路堤设计高度。

(7) 根据加荷计划,校核工后沉降和稳定性是否满足设计要求。如不满足,需要调整加荷计划或采用超载预压措施,直至满足为止。

## 长板-短桩工法布置与施工

长板与短桩在平面上可以等间距布置,也可以不等间距布置;在深度上,长板穿过短桩复合层插入深部软土,可以穿透软土层(较薄时),也可以不穿头软土层(较厚时),具体可按照地基压缩层厚度确定。

长板-短桩的施工顺序可以采用先施工水泥土搅拌桩(短桩)、再施工排水体(长板);也可以采用先施工排水体(长板)、再施工水泥土搅拌桩(短桩)。对于含水量较高的地基土,应采用先长板后短桩的施工工艺。

## 结论

(1)长板-短桩工法适用于填方路堤下软土层厚度大于10m的深厚淤泥淤泥质土及冲填土等饱和黏性土地基处理。可作为过渡段调整不同方法处理路基的工后沉降速率的处理方法。特别适用于地表存在薄层硬壳层和深部软土存在连续薄砂层的地基。同时该工法也适用于具备预压荷载条件的工程项目(如油罐地基大面积堆场地基等)的深厚软基处理。

(2)现场试验监测结果表明,长板短桩联合处理方法综合了水泥土搅拌桩法和塑排板排水固结法的特点,克服了在处理深厚软土地基时单独使用一种方法的不足。该方法利用短桩提高复合层的承载力和稳定性,可提高路堤的填土速率,减少地基的总沉降量;该方法借助短桩的向下刺入,使桩土应力分担变得均匀,桩土沉降相对协调;该方法由于短桩的存在,有利于附加应力的向下传递,可加速下部软土地基的排水固结。

(3)通过合理地简化组合型复合地基排水系统,得到了搅拌桩-塑料排水板组合型复合地基的固结模型,即圆形排水墙固结模型,建立了固结微分方程,并利用边界条件获得了平均固结度的解析解;通过平均固结度解析解与有限元分析结果对比表明,组合型复合地基的固结模型是合理可行的,能够很好的反映组合型复合地基的固结规律。

(4)水泥搅拌桩和塑料排水板联合使用的组合型复合地基的固结特性是,置换率与桩土模量比越大,固结速率越快,加固深度对固结进程的影响不大。实际工程中可以通过适当提高复合地基的置换率、搅拌桩模量,增大深厚软土的处置深度来加快施工期地基固结沉降进程,减小工后沉降。

#### 参考文献

- [1] Ye, G, Xu, C.A, Gao, Y. Improving soft soil using combined cement deep mixing column and preloading with prefabricated vertical drains. Geotechnical Special Publication, Ground Modification and Seismic Mitigation - Proceedings of the GeoShanghai Conference, 2006, 23-28.
- [2] 徐超,姜竹生,周启兆,叶观宝.路堤荷载下长板-短桩工法复合地基[J].同济大学学报(自然科学版),2006,34(12):1597-1601,1611.
- [3] 叶观宝,陈健,邢皓枫,黄茂松.长板短桩复合地基桩土应力比试验研究[J].低温建筑技术,2010,1:83-85.
- [4] 叶观宝;李娟;吴家府;长板-短桩工法在高速公路软基上的应用与效果评价[J].勘察科学技术,2008,6:38-42.
- [5] 徐超,叶观宝.基于现场检测的软土地基联合处理机理研究[J].岩土工程学报,2006,28(7):918-921.
- [6] 高彦斌,黄亮,叶观宝.路堤荷载下桩土复合地基性状分析[J].中国公路学报,2008.1,21(1):6-11.
- [7] 李志斌,叶观宝,徐超.水泥土搅拌桩复合地基桩土应力比的对比分析[J].地下空间与工程学报,2005.6,1(3):386-389,418.
- [8] 叶观宝,廖星樾,高彦斌等.长板-短桩工法处理高速公路软土地基的数值分析[J].岩土工程学报,2008,30(2):232-236.
- [9] 叶观宝,王艳,徐超.长板短桩工法加固机理数值研究[J].水文地质工程地质,2006,33(4):120-123.
- [10] 邢皓枫,叶观宝,徐超等.含下卧层复合地基固结的简化分析[J].同济大学学报(自然科学版),2008,36(4):472-476.
- [11] 叶观宝,李志斌,徐超.塑料排水板处理软弱地基的平面应变简化方法探讨[J].结构工程师,2006,22(1):51-55.
- [13] Indraratna Buddhima, Aljorany Ala, Rujikiatkamjorn Cholachat. Analytical and numerical modeling of consolidation by vertical drain beneath a circular embankment[J]. International Journal of Geomechanics, 2008, 8(3):199-206.
- [14] 王瑞春,谢康和.双层散体材料桩复合地基固结普遍解析解[J].中国公路学报,2002.7,15(3):33-37.
- [15] Han J, Ye S.-L. Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundation.. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering[J]. 2001.7, 127(7): 597-603.

# 非半无限空间均布荷载下地基附加应力的理论计算

朱旦育 于广云 张径伟 贾勇

(中国矿业大学 深部岩土力学与地下工程国家重点实验室 力学与建筑工程学院 徐州 221008)

**[摘要]** 实际工程应用中很少有半无限空间体存在,而目前地基附加应力的计算方法,几乎都是将地基土体视为弹性半无限体。而且实际工程活动中,荷载很少以集中力的形式作用在土体上,往往都是通过基础分布于一定的面积上。因此,本文在布辛内斯克公式和叠加方法计算半无限空间土体均布荷载下地基附加应力的基础上,通过镜像原理,得出非半无限空间均布荷载下地基附加应力解的公式。根据计算结果与半无限空间条件进行对比,发现非半无限空间均布荷载下地基附加应力的解比半无限空间的解更加均匀且应力集中程度降低,更符合实际工程的情况。

**[关键词]** 非半无限空间;均布荷载;附加应力;镜像法;数值分析

## 引言

地基附加应力是指外荷载在地基土体中引起的附加于自重应力基础上的应力增量。常见的外荷载主要有构筑物的荷重等。目前采用的地基附加应力计算方法,是按弹性理论进行的计算,这时假定地基土是各向同性的、均质的弹性体,并且在深度和水平方向都是无限延伸的,故将地基视为弹性半无限体<sup>[1]</sup>。目前就非半无限空间弹性体的研究比较少。对于非半无限空间弹性体表面上作用有竖直集中力 $F$ 时,在弹性体内任意点 $M$ 所引起的应力求解问题,孙强在法国数学家布辛内斯克(J. Boussinesq)给出解析解的基础上,借助镜面映射原理得出理论计算解析解<sup>[2]</sup>。然而,实际工程中经常遇到的构筑物下基础通常是矩形截面,在中心集中荷载作用下,基础底面的压力为均布荷载,如图1所示。迄今为止这种非半无限空间荷载的理论解尚未应用于实际工程中,但仍具有实践意义。

本文在布辛内斯克解和叠加方法计算半无限空间地基附加应力的基础上,借助镜像原理,给出非半无限空间均布荷载下的地基附加应力理论计算模型和公式,并进行与半无限空间条件进行对比分析。

## 1. 理论计算

### (1) 计算模型

以地基中所求附加应力的点 $M$ 在地面上的作用点为坐标原点 $O$ 。将地基附加应力简化为作用在地基表面上的一矩形竖直均布荷载,如图1所示。此矩形均布荷载宽度为 $b$ ,长度为 $l$ ,荷载强度为 $p$ 。

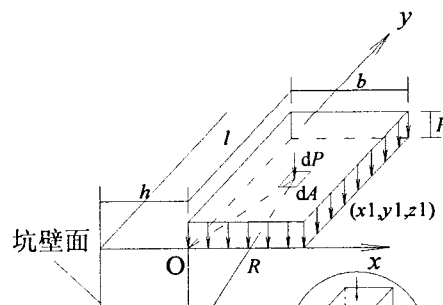


图1 均布荷载作用下的地基模型

\* 收稿日期: 2010年11月

面上的一矩形竖直均布荷载,如图1所示。此矩形均布荷载宽度为 $b$ ,长度为 $l$ ,荷载强度为 $p$ 。

本问题按镜像原理进行求解。镜像原理<sup>[2]</sup>的基本要求是,保持原有的边界条件不变,因此我们假设:①虚拟的均布荷载作用位置与实际均布荷载作用位置沿坑壁保持对称;②虚拟的均布荷载 $p'$ 与实际均布荷载 $p$ 大小相等;③虚拟均布荷载与实际均布荷载等时等效。

## 2. 地基附加应力求解

对工程地基沉降计算直接有关的为竖向正应力 $\sigma_z$ ,故未考虑 $x$ 向和 $y$ 向的应力,仅对 $z$ 方向的法向应力进行求解。在矩形均布荷载作用的面积上,取一微面积 $dxdy$ ,在微面积上作用的力为 $dP=p dxdy$ ,则 $dP$ 在 $M$ 点引起的应力 $d\sigma_z$ 为

$$d\sigma_z = \frac{3dP}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} - d\sigma_z' = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(x^2+y^2+z^2)^{5/2}} dxdy - d\sigma_z' \quad (1)$$

$$d\sigma_z' = \frac{3dP}{2\pi} \cdot \frac{z_1^3}{R_1^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z_1^3}{(x_1^2+y_1^2+z_1^2)^{5/2}} dxdy \quad (2)$$

$$x_1 = x+2h; y_1 = y; R_1 = \sqrt{x_1^2+y_1^2+z_1^2} \quad (3)$$

式中, $\sigma_z$ 为 $z$ 方向的法向应力; $h$ 为 $M$ 点距离坑壁的距离; $p$ 为均布荷载强度; $R$ 为 $M$ 点至实际均布荷载力的作用点的距离; $R_1$ 为 $M$ 点至虚均布荷载力的作用点的距离。

需注意虚拟法向应力和实际法向应力在 $x$ 方向的积分范围有所不同,故均布荷载作用下地基中深 $z$ 处的 $M$ 点所引起的附加应力 $\sigma_z$ 为

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} (z^3 \int_0^l \int_0^b \frac{dxdy}{R^5} - z_1^3 \int_0^l \int_{-b-2h}^{-2h} \frac{dxdy}{R_1^5}) \quad (4)$$

上式中的积分演算如下:

$$\textcircled{1} \int_0^l \int_0^b \frac{dxdy}{R^3} = \int_0^l \left[ \frac{y}{R^3} \right]_0^b dx + 3 \int_0^l \int_0^b \frac{y^2 dxdy}{R^5} \quad (5)$$

$$\int_0^l \int_0^b \frac{dxdy}{R^3} = \int_0^l \left[ \frac{x}{R^3} \right]_0^b dy + 3 \int_0^l \int_0^b \frac{x^2 dxdy}{R^5} \quad (6)$$

将式(5)和式(6)相加<sup>[3]</sup>,简化得

$$3z^2 \int_0^l \int_0^b \frac{dxdy}{R^5} = \int_0^l \left[ \frac{y}{R^3} \right]_0^b dx + \int_0^l \left[ \frac{x}{R^3} \right]_0^b dy + \int_0^l \int_0^b \frac{dxdy}{R^3} \quad (7)$$

其中

$$\int_0^l \left[ \frac{x}{R^3} \right]_0^b dy = \frac{lb}{(b^2+z^2)(l^2+b^2+z^2)^{1/2}} \quad (8)$$

$$\int_0^l \left[ \frac{y}{R^3} \right]_0^b dx = \frac{lb}{(l^2+z^2)(l^2+b^2+z^2)^{1/2}} \quad (9)$$

同时



$$\int_0^l \int_0^b \frac{dx dy}{R^3} = \int_0^l \int_0^b \frac{dx dy}{(x^2+y^2+z^2)^{3/2}} = \frac{1}{z} \arctan \frac{lb}{z \sqrt{l^2+b^2+z^2}} \quad (10)$$

将式(8)、式(9)和式(10)代入式(7), 得

$$\int_0^l \int_0^b \frac{dx dy}{R^5} = \frac{1}{3z^2} \left[ \frac{lb(l^2+b^2+2z^2)}{(l^2+z^2)(b^2+z^2)\sqrt{l^2+b^2+z^2}} + \frac{1}{z} \arctan \frac{lb}{z \sqrt{l^2+b^2+z^2}} \right] \quad (11)$$

②令  $t=x+2h$ ,  $R_2 = \sqrt{l^2+y^2+z^2}$

$$\int_0^l \int_{-b-2h}^{-b-2h} \frac{dx dy}{R_1^5} = \int_0^l \int_{-b}^{-b} \frac{dx dy}{(t^2+y^2+z^2)^{5/2}} = \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^5}$$

$$\int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^3} = \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{y}{R_2^3} dt + 3 \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{y^2}{R_2^5} dx dy \quad (12)$$

$$\int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^3} = \int_{-l}^0 \int_{-b}^0 \frac{t}{R_2^3} dy + 3 \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{t^2}{R_2^5} dx dy \quad (13)$$

将式(12)和式(13)相加, 得

$$2 \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^3} = \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{y}{R_2^3} dt + \int_{-l}^0 \int_{-b}^0 \frac{t}{R_2^3} dy + 3 \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^3} - 3z^2 \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^5}$$

所以

$$3z^2 \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^5} = \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{y}{R_2^3} dt + \int_{-l}^0 \int_{-b}^0 \frac{t}{R_2^3} dy + \int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^3} \quad (14)$$

其中

$$\int_0^l \int_{-b}^0 \frac{y}{R_2^3} dt = \frac{lb}{(l^2+z^2)(l^2+b^2+z^2)^{1/2}} \quad (15)$$

同理得

$$\int_{-l}^0 \int_{-b}^0 \frac{t}{R_2^3} dy = \frac{lb}{(b^2+z^2)(b^2+l^2+z^2)^{1/2}} \quad (16)$$

同时

$$\int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^3} = -\frac{1}{z} \arctan \frac{-lb}{z \sqrt{l^2+b^2+z^2}} \quad (17)$$

将式(15)、式(16)和式(17)代入式(14), 得

$$\int_0^l \int_{-b}^0 \frac{dx dy}{R_2^5} = \frac{1}{3z^2} \left[ \frac{lb(l^2+b^2+2z^2)}{(l^2+z^2)(l^2+z^2)\sqrt{l^2+b^2+z^2}} - \frac{1}{z} \arctan \frac{-lb}{z \sqrt{l^2+b^2+z^2}} \right] \quad (18)$$

将①和②的结果代入式(4), 得均布荷载作用下地基中深  $z$  处的  $M$  点所引起的附加应力  $\sigma_z$  为

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \left( \arctan \frac{lb}{z} \sqrt{\frac{1}{l^2+b^2+z^2}} - \arctan \frac{-lb}{z} \sqrt{\frac{1}{l^2+b^2+z^2}} \right) \quad (19)$$

### 计算分析

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \left( \arctan \frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} - \arctan \frac{-m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} \right) \quad (20)$$

式中  $m = l/b$ ,  $n = z/b$ 。

为便于计算, 可令  $\alpha_c$  为应力系数

$$\sigma_z = \alpha_c P \quad (21)$$

则非半无限空间条件下的应力系数为

$$\alpha_c = \frac{1}{2\pi} \left( \arctan \frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} - \arctan \frac{-m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} \right) \quad (22)$$

在半无限空间条件下的应力系数为<sup>[4]</sup>

$$\alpha_c' = \frac{1}{2\pi} \left[ \arctan \frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} + \frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \times \left( \frac{1}{m^2+n^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) \right] \quad (23)$$

以下分别取  $m=1$ 、 $m=5$  和  $m=10$  对两种情况的应力系数值进行比较; 分别取  $n=0.6$ 、 $n=1$  和  $n=3$  对两种情况的应力系数值进行比较:

1. 首先, 分析应力系数  $\alpha$  与  $M$  点对应的深度和矩形均布力一边  $b$  的比值之间的关系。

由  $\alpha_c - n$  曲线 (图 2~图 4) 可以看出当  $n=z/b$  较小时, 非半无限空间的情况和半无限空间的情况差距比较大; 应力系数的值随着  $n = z/b$  值的增大而逐渐减小。

由图可看出总有  $n=z/b$  为某一值时,  $\alpha_c$  与  $\alpha_c'$  的值相等, 假定这值为  $n_0=z_0/b_0$ 。当  $n < n_0$  时,  $\alpha_c > \alpha_c'$ ; 当  $n > n_0$  时,  $\alpha_c < \alpha_c'$ 。并且, 当  $n < n_0$  时,  $\alpha_c$  与  $\alpha_c'$  的值差距较大; 当  $n > n_0$  时,  $\alpha_c$  与  $\alpha_c'$  的值较接近。

随着  $m$  值的不断增大,  $n_0$  的值亦不断增大。2. 其次, 考虑应力系数  $\alpha$  与矩形均布力对长宽边比值的变化关系。

由  $\alpha_c - m$  曲线 (图 5~图 8) 可看出应力系数的值随着  $m=l/b$  值的增大而增大, 逐渐趋于平稳; 并且非半无限空间条件下的应力系数  $\alpha_c$  比半无限空间条件下的应力系数  $\alpha_c'$  的增长速度快; 当  $n=z/b$  较小时, 非半无限空间的情况和半无限空间的情况的应力系数差距比较大。

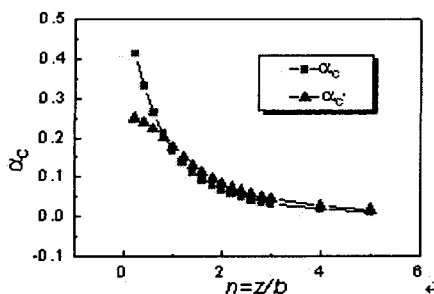


图 2  $\alpha_c - n$  曲线 ( $m = 1$ )

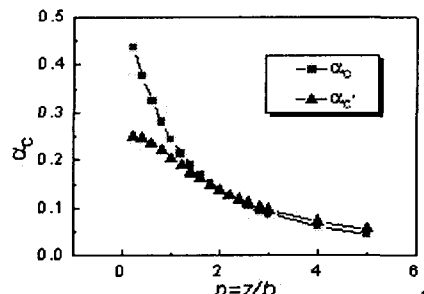
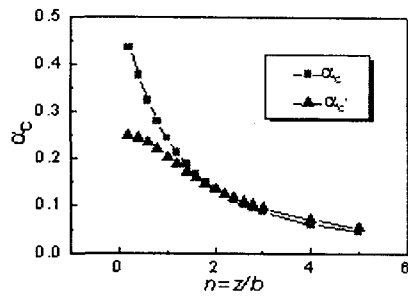
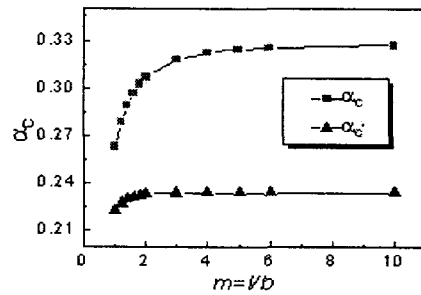
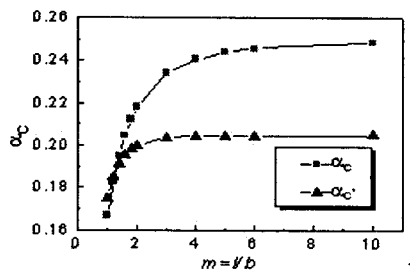
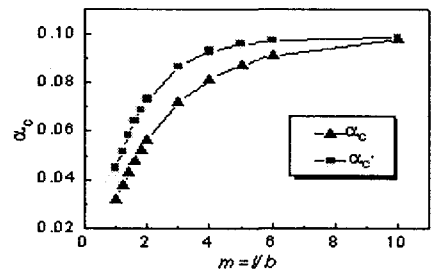


图 3  $\alpha_c - n$  曲线 ( $m = 5$ )

图4  $\alpha_c-n$  曲线 ( $m=10$ )图5  $\alpha_c-n$  曲线 ( $n=0.6$ )图6  $\alpha_c-n$  曲线 ( $n=1$ )图7  $\alpha_c-n$  曲线 ( $n=3$ )

由图可看出当  $n < 1$  时,  $\alpha_c > \alpha'_c$  且差距值随  $m=l/b$  的增大而增大; 当  $n \geq 1$  总有  $m=l/b$  为某一值时,  $\alpha_c$  与  $\alpha'_c$  的值相等, 假定这值为  $m_0=l/b_0$ , 则当  $m < m_0$  时,  $\alpha_c > \alpha'_c$ , 当  $m > m_0$  时,  $\alpha_c < \alpha'_c$ 。

随着  $n$  值的不断增大,  $m_0$  的值亦不断增大。

3. 从以上结论, 可得出非半无限空间均布荷载下的地基附加应力解相比半无限空间均布荷载下的地基附加应力解, 更加均匀且应力集中程度降低, 同集中力荷载作用下的情况相同。

## 结论

本文借助布辛内斯克解、叠加方法计算以及镜面映射原理, 给出了非半无限空间均布荷载下的地基附加应力理论解, 并提炼出其中的影响因子应力系数  $\alpha_c$ 。通过应力系数  $\alpha_c$  与  $M$  点对应的深度和矩形均布力一边  $b$  的比值之间的曲线关系图, 以及应力系数  $\alpha_c$  与矩形均布力对应长宽边比值的曲线关系图, 得出非半无限空间均布荷载下地基附加应力的解比半无限空间的解更加均匀且应力集中程度降低, 更符合实际工程的情况。

## 参考文献:

- [1] 孙强, 马平, 王媛媛. 非半无限空间集中荷载下地基附加应力理论计算[C]. 龚晓南, 刘松玉. 地基处理理论与技术进展——第10届全国地基处理学术讨论会论文集. 南京: 东南大学出版社, 2008: 532~534.
- [2] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2002: 160~167.
- [3] 徐志英. 以明特林(Mindlin)公式为根据的地基中垂直应力的计算公式[J]. 土木工程学报, 1957, 4(4): 485~497.
- [4] 陈希哲. 土力学地基基础(第4版)[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004: 88~95.

## 调查中 53 位同行专家对岩土工程数值分析发展的建议

主持人：龚晓南

编者 龚晓南

(浙江大学建工学院土木工程系 杭州 310012)

**一、编者注：**编者受中国力学学会岩土力学专业委员会和温州大学联合主办的第10届全国岩土力学数值与解析方法讨论会组委会邀请作一特邀报告，会前对我国岩土工程数值分析现状作了调查。调查方式以电子邮件表格填答为主，少数当面分发表格填答。截止2010年10月25日，共收到139份，调查结果将刊岩土力学2011年第2期。在这次调查中，有53位同行专家对岩土工程数值分析发展提出了建议。编者对所提建议只从格式上作了统一编排，除隐去了提出建议的同行专家的姓名外，其它未作增减，原汁原味，供参考。

### 二、被调查人基本情况

1. 被调查人工作岗位所在地区(不少于28个):

上海 16 北京 15 南京 12 天津 3 香港 1 USA 1 台湾 5 武汉 7  
杭州 26 厦门 2 福州 4 绍兴 1 广州 4 深圳 7 太原 1 沈阳 2  
西安 3 重庆 2 成都 2 青岛 3 郑州 1 长沙 4 石家庄 1 兰州 3  
南宁 1 包头 2 合肥 2 海口 5 未明地址 3

2. 被调查人年龄分布:

小于等于30岁 29人,30-50岁 89人,大于等于50岁 21人。

3. 被调查人岗位年龄分布:

博士研究生 9人,高校教师 67人,科研单位研究人员 21人,工程单位技术人员 42人。

4. 被调查人从事数值计算分析经历分布:

经常从事数值计算分析 79人,偶而从事 59人,无从事数值计算分析经历 1人。

### 三、调查中 53 位同行专家对岩土工程数值分析发展的建议

1. 进行工程数值分析工程师需要必要的理论基础及对计算模型及程序的细节有必要的了解,即知道自己正在做什么以及计算结果代表着什么。同时也需一定的工程知识及经验以避免设定计算模型及参数以及分析计算结果的任意性。把计算程序当黑匣子使用有很大的盲目性。所以对有志从事岩土工程数值分析的大学高年级学生及研究生的基础教育特别是对临界状态土力学及弹塑性理论的领会需加强,并需多参与实际工程。

2. 岩土工程数值分析应结合试验结果并能在工程实践中得到印证,才能具有生命力和更加广阔的发展前途。

3. 提高室内试验技术,提供可靠的计算参数;通过对可控室内试验的分析,建立可靠的数值分析方法;积累现场试验与数值分析的成果;制定可靠数值分析的方法标准。

4. (1) 本构模型的改进;
- (2) 接触的模拟;
- (3) 非连续变形的模拟(开裂)
- (4) 渗流破坏发展的模拟
5. 有条件的研究单位合作研制一些专用的分析软件。

6. 在本构方面, 颗粒流是一个发展方向, 由于现有的岩土本构都是在“模型试验”基础上进行发展起来的, 如对于一个三轴圆柱形试样或者真三轴方形试样, 得到的变形和应力本质上仍是一个概化值, 并不能反映实际性状, 而颗粒流的本构则是考虑颗粒与颗粒之间的直接的对应关系, 从长远着想, 这才是最本质的应力应变关系。目前已经有了一些模型考虑接触、分离、错动、滚动等关系, 但立实际应用还差得较远(相对于砂粒、砾石、堆石来说要好些)。另外, 计算工作量大也是个问题, 但从计算机发展来说应该会得到改善。

因此建议加强颗粒本构研究。

7. 目前国内的现状决定了岩土本构研究不可能短期内有根本的突破, 目前较符合岩土的本构模型的参数也不可能短期内有工程应用的可能。因此, 对工程应用来讲最重要的还是利用现有的本构和工程现状选取多种分析方法达到某一种工程分析的目的。同时目前对边界条件的研究数量和质量远不及本构参数的研究, 边界条件和本构参数同样影响研究结果, 而对于工程实践来讲应更关心边界条件

8. 解析计算方法还很匮乏, 值得继续努力发展。饱和土的数值计算的分析方法、本构模型已有很多, 应充分总结应用经验。非饱和土的数值分析方法、本构模型值得继续努力发展。

数值计算中有输入即有输出, 关键是如何应用好。应用过程中要充分验证输出结果的可靠性、可信度, 否则只会是 Garbage-in, Garbage-out.

9. 商用大型计算软件开放本构模型的接口, 为研究提供平台, 加强本构模型及参数确定研究, 尤其实用性强的模型研究

10. 岩土工程属于工程技术范畴, 最终要为工程实践服务, 岩土工程数值分析最终也要能为工程设计分析所用, 成为一项重要的工具或手段。个人认为本构模型与参数测定是岩土工程数值分析的关键, 但过于复杂的本构模型很难验证及适用, 参数测定也非常困难, 在工程上实际并不现实。在现有比较成熟简单的本构模型基础上综合各种计算分析方法发展商用大型计算软件, 设置比较友好的界面, 降低使用门槛, 重视参数测定的方便性及准确性, 可以较好地將岩土工程数值分析与工程实践相结合, 并在应用当中根据工程设计分析的需要及工程实践反馈发展岩土工程数值分析。

11. 软科学和智能等方面的方法也应该在岩土工程中不断得到广泛应用。

12. 岩土工程数值分析是岩土工程师想象的翅膀, 提高我国岩土工程数值分析水平对于我国岩土工程研究和工程实践都有重要意义。应予以正面宣扬和倡导业界正确使用数值分析工具。

对于本构模型、参数试验与取值、边界条件设置等应开展广泛、公开、权威的试验验证、总结和推广等工作, 为岩土工程数值分析大众化做好积累工作, 这需要业界权威的共同智慧和努力。

13. 岩土工程数值分析在将来的岩土工程设计中作用逐步增大。

14. 数值分析的能力对岩土工程师而言是至关重要的, 岩土工程师绝不能被称为  $c$ 、 $\phi$  工程师, 只知应用经验公式, 对较复杂的数值分析一概不知。近年来, 岩土工程项目越来越复杂, 传统的经验公式和理论较简化的解析法常常不敷使用, 岩土工程师常常需要进行复杂的 2D 或 3D 数值分析, 过去几年, 许多文献研究成果所建立的半经验公式也都依赖数值分析的成果, 岩土工程师时有必要加强数值分析的能力, 以应付未来越来越复杂的工程问题。另外, 岩土工程师应牢记建构数值分析的能力绝不是会执行数值分析软件而已, 更必须加强相关的岩土工程专业学养, 让数值分析的过程包括分析方法、本构模型选取、参数决定、边界条件设定等等, 都能夠盡量符合實際工程問題。舉個例子, 在深基坑問題中, 要能夠準確分析預測開挖引致的地表沉陷, 採用的土壤本構模型是否能仿真土壤小應變下的應力應變行為, 是分析正確性的關鍵, 換句話說, 若

岩土工程師採用傳統的本構模型，那麼不管如何調整土壤參數，還是無法得到滿意的預測值。這個簡單的例子應可說明若岩土工程師只會跑程式，不知道其中的內涵，則會落入知其然不知其所以然的境界，不可不慎。

15. 通用软件专业化，建模过程自动化，分析方法多样化。

16. 发展本构模型——现在的模型对研究对象的性质反映不够充分，有些几乎脱离研究对象，直接套用连续介质的一套理论，其结果可想而知。因此必须研究充分反映岩土体特性的本构模型。

建立参数数据库——对岩土体参数的研究可以说没有得到重视过，因为对参数的研究视乎不够“深奥”，很少有人愿意静下心来做这方面的工作，而对本构模型则是乐此不疲。

17. 不要把数值分析方法和分析结果太当真；

可以协助分析工程性状问题；

要与监测分析结合起来，并以监测为主。

18. 岩土材料是经过若干年自然历史沉积的产物，无法定量准确给出其历史成因过程，而且因其为多相材料，受到外界自然的温湿和荷载的变化而使其内在相发生变化。所以岩土工程复杂且具有区域特征，外界条件信赖依赖性的特点。随着相关学科的发展，对岩土工程进行准确定量分析成为可能，但尚有很多研究工作要做。个人认为：

(1) 建立考虑微观演化的宏观本构模型，岩土材料表现出来的非线性包括塑性和开裂，均是由土的微观结构发生变化引起的，目前本构模型大多是土样展开试验研究进行确定，所以从不同角度确定出了不同的本构模型，而每种模型均具有一定的适用性。所以应建立考虑微观层面上演化的宏观本构模型。

(2) 建立多尺度的分析方法，采用有限元对岩土工程问题进行分析时，具有网格依赖性，特别是塑性区展开和基于唯象损伤力学方法进行分析时，实际上对岩土工程进行分析时采用的网格应与所采用的分析方法结合，如果是基于宏观本构模型进行分析时，应有最小网格的限制，如果是考虑微观特征，可能要取更小的网格。所以如果采用有限单元法进行分析，应建立与多尺度分析方法相匹配的网格剖分模式。

(3) 岩土工程材料真实参数的确定，因岩土工程材料的自然沉积，使其初始地应力场很难准确确定，特别是岩土工程的边坡（表面不水平），所以将土样取到室内进行试验时，很难复原现场真实的应力场。因地应力场沿深度逐步增加，使土的密度逐步增加，从而出现了所谓的 Gibson 地基，Gibson 地基反应了土的力学行为与深度有关。所以为了对岩土工程进行更准确性分析，需要进行精细化试验研究，为本构模型提供可靠参数。

(4) 根据分析目的和对象特点选用相应的分析方法，根据区域性特点建立相应的本构模型参数，或者对本构模型进行修正。

(5) 开展数值模拟分析时，应在开放式大型有限元平台开展研究工作，比如 ABAQUS 平台，该软件提供了大量岩土材料本构模型库，更为重要的是其提供了友好、强大的二次开发平台。这样可以使我们解放出来更多的时间，放在岩土工程自身行为研究上。因为我们的问题解决，后者更为重要。

19. (1) 土体非线性分析方法以及土体本构模型需要进一步改进；

(2) 应尽可能用符合实际结构条件、荷载条件和边界条件的方法来模拟具体工程。

20. 研发一套能解决大部分岩土工程问题的专业软件。对常见的沉降分析，固结问题和边坡问题都有较好的分析能力。因为实际中，通常不同的岩土工程问题需要用不同的数值分析软件，给研究者带来学习软件的困扰。(A)

21. 我的建议只有一个：发展我国特色的岩土工程专业商业数值计算软件。下面从四个方面来阐述这个问题。

(1) 国外商业计算软件大举进入中国市场，让中国企业（高校）花费大量的财力物力。

目前我国各高校、科研院所、设计院都在大力采购国外的商业软件，而且国外商业程序的购买往往花费大量的财力。举个简单的例子，据我了解，美国 ITASCA 公司的 FLAC3D 软件在高校的价格是 20 万以上，离

散元程序 PFC3D 在高校的价格是 30 万以上, 这比美国本土软件的价格贵出 1 倍还多, 就这样还是所谓的“高校折扣价”。另外, 国外程序的商业化已经非常完善, 隔三差五出现的更新版本会让很多中国企业(高校)花费大量的财力进行升级更新。

目前, 就高校而言, 很多学校单位的宣传材料中, 都将拥有哪些国外流行的商业程序版权作为一个重要的软件实力, 这使得众多高校争相购买相关程序。而真正用好这些商业程序的单位并不多。

(2) 我国已有的计算程序正在逐渐退出岩土工程分析领域。

我国的岩土工程有限元分析从上世纪 60 年代开始就已经起步, 期间有很多单位中的老前辈编制了很多很好的计算程序。就河海大学来说, 殷宗泽教授编制了土石坝静动力分析、土体固结、沉降预测等方面的程序, 已经在很多工程中得到广泛应用。但是由于传统的计算程序很多都是 Fortran 编制的, 没有友好的界面和前后处理接口, 使用者往往花费很多的时间来研读程序, 同时程序中的一些特殊数组定义要根据实际工程情况来确定, 所以研究生们不愿学习这些程序。这使得这些原本很好的计算程序正在逐渐退出岩土工程的数值分析领域。这值得从事岩土工程科研工作者们思考。

(3) 国际商业程序并非万能, 很多程序并不适用于中国国情。

国际商业程序可以分为两大类, 一类是大而全的通用有限元程序, 以 Abaqus 为代表, 同类的还有 Adina、Ansys 等。这些通用程序由于设计时并非为岩土工程专用, 所以所含内容十分庞大, 要掌握这种程序至少要花费半年的时间来摸索。另一类是专业的岩土工程计算程序, 以 FLAC 和 FLAC3D 为代表, 同类的还有 Plaxis、GeoStudio 等。这些程序为岩土工程专业所涉及, 使用起来稍微简便一些, 但是所有程序基本是对国外的岩土工程问题来开发的, 并不适用于中国的国情。举个简单的例子, 所有的商业程序中都没有 Duncan 模型, 这使得很多使用者都尝试过在商业程序中开发 Duncan 模型。这种工作一方面毫无创新, 同时又会花费大量的时间去探索程序所提供的模型开发环境。

另外, 国外商业程序所提供的土体参数建议值, 都没有考虑到中国已有的国情特色, 所以很多参数实际上不适用于中国的工程问题。

(4) 编制中国特色的商业计算程序并非难事, 但需要各方面共同努力。

纵观国际上流行的大型数值计算程序的发展, 都是从高校(教授)的计算程序雏形开始, 通过一个软件开发团队共同来完成的。我们现在很多高校都具有这种程序雏形的基础, 现在需要的就是如何来组织这些力量, 并且整合力量, 包括编程专家、界面编制专家、算法专家、岩土工程设计人员等, 逐步将这些程序雏形可视化, 并形成中国特色的商业程序计算软件包。

目前已有一些成功的实例, 包括设计院常用的理正软件, 包括唐春安教授的程序, 这说明这些工作并非难事, 关键是意识到这项工作的重要性, 有杰出的学术带头人将此项工作纳入计划。我相信, 只要有好的团队, 我们国家也会有自己特色的商业计算程序。这些计算程序可以销售给各高校、各设计院、各科研机构, 软件版权的收入将大大超过原先开发过程中的投入, 是一项既有工程意义, 又具有很大商业价值的工作。

22. 由于岩土工程的特点, 岩土工程计算应建立在岩土工程经验基础上进行, 没有丰富的岩土工程现场试验、施工经验, 无法从事岩土工程数值计算, 这一点以前都归结为由于岩土力学理论不完善造成的, 实际上从深层的理论角度分析, 将岩土材料的力学性质研究模仿金属材料研究方法的路径是否正确是我们值得思考的。这就归结为岩土工程试验方法、岩土数值计算模型的建立、包括对岩土材料应力历史、变形历史的研究。在进行岩土工程数值计算过程中应特别注意以下几点:

(1) 岩土材料具有比其他人造材料更为强烈的非线性、非均匀性, 这是因为岩土材料在形成过程中长期的地质变化, 这些变化的历史信息都保留在地层的应力变形中, 而现有的勘察试验方法实际上无法保留和解读这些应力变形历史, 所以我们实际上根本就得不到真实的岩土物理力学性质;

(2) 由于岩土地层的不可视性和面积广大性, 勘察报告提供的只是大概的地层构造, 建立三维模型的模糊性使得我们在选择三维计算还不如选择二维计算更能反映局部的真实特点;

(3) 工程计算有别于其他理论研究, 计算中选用的所有参数都应该具有可追溯性, 所以在选用计算模型时最好选用勘察报告中提供的或该工程以前类似咨询报告中提供的参数, 由于选用的本构关系导致大量参数来源不清的情况应尽可能避免;

(4) 岩土工程计算与岩土工程类似, 应以工程经验在前、数值计算结果在后, 千万不能过度依赖计算机及其软件, 一个合格的岩土工程师是现场干出来的, 不是计算机算出来的, 这点与结构工程完全不同;

(5) 不要力图将岩土工程与结构工程完全统一在一个工程系统中, 岩土工程中最大的内容包括工程地质与水文地质、地质构造等许多地学的领域, 这各领域在长期发展与形成过程有自己研究问题、认识问题的独特方式和描述方式, 企图将这个领域的研究方法、描述方法都用结构工程的传统方式代替是不明智的, 应尽可能研究两者之间的接口如何统一。

23. 由于土是一种自然地质形成的产物, 性质复杂多变, 与一般的建筑材料不同, 因而与其他学科的研究方法有所不同, 应采用勘探与试验、原位测试与理论分析和工程实践相结合的方法进行研究。

数值分析与解析方法是研究土的力学性质的一种重要手段。是经验上升到理论的重要途径。

要推广计算机在岩土工程中的应用就必须对数值分析与解析方法进一步研究。

现场勘探、原位测试、土工试验的数据采集, 试验参数的正确处理及误差分析等是建立数学模型的基础。因此在运用数值分析方法解决问题之前, 应分析基础信息的可靠性。

我相信, 随着数值分析方法的进一步的应用, 岩土工程学科必将取得更大的进步。

祝身体健康! 会议成功!

24. 科学问题或对象研究的一般思路是理论研究和实验手段, 岩土工程也不例外。数值分析方法只是为所提出的新理论或新方法提供校验的一种手段而已。必须认清这点, 才能有效发挥岩土工程数值计算在岩土工程分析中的作用。

25. 工作年限较短, 在目前的工作里, 数值计算只占了工作的一小部分, 因此没有深刻的体会。

26. 各种岩土工程数值分析方法优越性的发挥都很大程度地依赖于对岩土介质力学变形和强度特性的正确认识 and 描述。从现有的发展水平来看, 我们对岩土体材料性质的研究, 包括力学本构模型和参数取值, 还远远不够; 尤其是对能描述复杂加载条件下力学本构模型的研究还急需加强。所以, 从岩土工程数值分析发展的角度来讲, 研究新的分析方法固然重要, 但是更重要的是很好地运用现有的数值分析方法:

(1) 与试验技术相结合, 建立适用的材料力学模型, 提供可靠的数值分析参数;

(2) 对各种数值分析方法中边界条件模拟及数值求解技术的研究。

27. (1) 研究更适合实际工程的本构模型

(2) 开发更为精密的试验仪器, 规范操作步骤, 使测得的参数更为可靠。

28. (1) 对工程师要求方面:

1) 对土力学和数值分析的原理有深刻的认识和理解

2) 对土体本构模型的优缺点及其参数确定方法有清晰的认识

3) 熟悉所采用的分析软件

(2) 高校在人才培养方面:

1) 增加数值分析方面的课程

2) 增加本构模型及土工试验方面教学内容, 并与应用相结合

(3) 专业学会方面:

1) 提供数值分析方面的应用指南

2) 土体本构模型计算参数的确定 (包括统计分析及地区性反分析经验参数)



- 3) 组织数值分析应用方面的培训
- 4) 提供来自实际工程中的经典分析案例, 并得到实测验证
  - (4) 软件提供商方面
    - 1) 提供软件操作与流程、非线性求解方法等的系统描述
    - 2) 各种分析方法的原理、近似或局限性等方面的如实描述
    - 3) 采用标准化本构模型
    - 4) 进行用户培训与应用研讨

29. 在现有 MMC 或 HS 等硬化模型的基础上, 建立适合于本地软土特性的修正模型, 如考虑结构性、流变等特性

建议如下: 岩土工程数值分析是岩土工程设计中不可或缺的分析手段, 但如何判断分析结果的合理性, 需要工程师有正确的岩土工程基本概念、丰富的工程经验以及对分析问题本质的准确判断。亲身体会, 仅供参考!

30. 本构模型与计算分析的收敛性, 可能较好模拟真实情况的本构模型在计算上不能收敛。

31. (1) 多多借鉴和引入成熟的商用大型计算软件。(2) 再此基础上进行多接口的二次开发。(3) 再进行室内或现场试验验证。

32. 国内不少研究生和同行在进行数值分析时应更加重视所选用本构模型的适用条件, 不是说必须选择复杂的模型, 而是建议所选用的模型应能反映所分析问题中土体的主要特性。

33. (1) 无论是工程技术人员还是在校学生, 要用好数值分析, 首先要掌握好岩土工程基本理论, 如土力学和岩体力学, 以及掌握好有限元的基本原理和相关算法。

(2) 岩或土材料十分复杂, 要精确模拟岩土工程问题极难。但对于数值分析本身, 有必要: 发展新的分析方法, 如可以模拟滑坡全过程, 泥石流发生过程; 发展新的本构模型, 如可以考虑低频反复荷载作用下的软土本构模型、可模拟液化或动力致密的土体本构理论。

34. (1) “打一场擂台赛”: 强烈建议国内岩土工程界组织开展岩土工程数值和解析分析的“擂台赛”, 针对某实际工程, 向参赛的各单位和科研人员事先提供必要的工程资料及其有关参数, 等收齐参赛者的预测结果后, 再进行现场工程试验结果实测, 最后进行各家单位的数值分析方案、方法的优选。这样的擂台赛, 可以有效检测出数值分析的实际应用水平, 对促进其发展, 必将有重要推动。

(2) “做好一个民族软件”: 集中全国力量, 做好我们民族的至少一个具有完全独立知识产权的数值分析软件, 比如岩土工程有限元分析软件。世界离不开中国, 中国不能没有自己的像样的岩土专业数值分析软件。

(3) “打破一个传说: 数值分析产业, 中国人不行”。个别学者或研究生, 在国内外期刊发表学术论文也不少, 似乎难以改变这种被歧视的论调。如何将数值分析理论和技术更好的服务于工程设计、施工和咨询, 这需要同行更多的思考和行动。

35. 发展适用于岩土工程分析的简便数值分析方法是重要方面。

36. 目前基坑工程中, 采用的设计计值方法, 以经典的土力学理论为主。存在的问题之一, 是很多情况下无法评估周围土体的位移。因此, 对重大工程, 不得不求助于有限元等数值模拟方法。目前盗版软件很多, 为数值模拟方法的开展提供了条件。数值模拟方法的发展, 需要国家、行业规范来引导和推动, 具有独特的优点。

37. 龚教授你好, 我是一大学水利水电学院教授。本人从95年开始一直从事岩土工程数值分析研究, 先后参与溪洛渡、小湾、锦屏一级、百色、向家坝等数十个大小水利水电工程的大坝、地下洞室、边坡稳定等

方面的数值模拟计算分析。多年依托工程开发了大型有限元分析软件 NASGEWIN 和刚体弹簧元软件。我深深体会到数值方法对工程设计具有不可替代的作用,是设计人员的有力助手。目前,我认为我国数值方法研究有以下几个方面的问题:

(1) 有些人认为数值法是计算游戏,结果可以乱调。这是一种误解。一个严肃的岩土工程数值模拟分析的研究人员不会仅仅为了迎合某些人的意图而任意调整输入数据。数模研究人员应如实汇报给定参数对应的研究成果,认真分析出现问题的原因,消除这种偏见。

(2) 有些人认为只要花钱买一套软件,就可以做数值模拟分析了。这也是一种误解。同一套软件,不同的人,可能算出截然不同的结果。这里的差异体现在对研究问题的边界条件的把握、计算流程的把握上。例如,有些人将拟合初始地应力而产生的初位移也视为实际产生的位移;又例如,有些人将有限元计算所得位移直接理解为多点位移计读数,而未进行读数点和锚固点之间相对位移的计算。这类问题,需要数值模拟计算的人员共同制定计算流程和规范,并对从业人员进行培训。

(3) 目前,数值计算方法层出不穷,新本构关系也经常有新的创意。但是感觉华而不实。尤其是跟损伤、分形、神经网络等理论挂钩的一些理论。尽管这些理论有很好的观点,但是很多参数难以验证。工程人员较难接受。例如,尽管每年都有新的土体本构出现,但是工程人员仍然用最简单的邓肯-张模型。这个问题需要本构关系研究人员做更认真的模型验证和实例验证工作。

(4) 我国的数值模拟计算研究缺乏长远规划和系统有序跟进。表现在国产许多软件后继乏人,整合和市场运作较差。国外软件的垄断和市场吞并的现状令人堪忧。相关研究人员往往满足于在某个局部问题作出突破,但未能将零星的突破转化为软件优势,从而巩固有限的民族软件市场。这方面,同济大学启明星软件等做得很好,值得大家学习。我一直梦想中国能出现向 ANSYS 这样具有世界影响的软件系统。

38. 计算模型与计算参数是保证数值分析可靠性的两大关键,模型的开发及其参数的测定要并重,处理好理论创新与工程实用的关系。

通过工程实测资料分析、模型试验等,加强数值分析方法的验证和完善工作。

39. 目前似乎没有完美的有效应力本构模型,应该持续发展,并搭配简单的实验方法以获得所需要的参数。

40. 数值分析方法目前已经逐步成为复杂工程分析、判断、设计等不可缺少的工具,但现在在实际工程中,大多数工程单位使用的情况并不乐观,主要问题在于,缺乏对计算背景条件的了解、拼凑计算结果等,因此其工程界的“声望”不断降低,很多专家不认可其结果。因此,需要大力提升岩土工程数值分析能力,需要使用者了解计算的原理、应注意的问题等等,才能将这个工具的强大作用发挥出来,这样数值分析的研究也才能保持其生命力。因此,我们工作的重点就是深入分析甚至研究我们所采用的数值分析工具,知其所以然,保证所采用的分析方法、本构关系符合分析的需要;另外,结合大量的案例研究、监测结果,校准计算参数,在这个基础上,结合工程经验,给出分析结果。因此,建议加强对岩土工程的数值分析实用方面的研究(不同岩土工程问题本构模型适用性、参数的合理性等等)。

41. (1) 研究更适合实际工程的本构模型

(2) 开发更为精密的试验仪器,规范操作步骤,使测得的参数更为可靠。

42. 本构模型不够完善,参数的测试技术也很不完善,测试结果不能反映实际情况。

43. 针对常见的岩土工程问题,对相应的数值计算在本构模型、参数选取、计算方法、网格划分、边界处理、数模检验等方面,编制技术性导则,以指导和规范同类问题的数值计算工作。目前的局面可谓各自随心所欲。

44. 龚老师,我是深圳分院的,近几年来我们多次采用有限元法来评估地铁施工对周边环境的影响,我谈谈个人的粗略认识供龚老师参考:

(1) 本构关系和参数选取应切实结合当地岩土类材料主要特性,并反映拟分析问题的主要特征即可,不一定要要求任何时候本构模型都面面俱到;

(2) 数值方法在地下工程中的应用更应慎重,主要原因在于:

1) 地下环境的不确知性;

2) 现有模型的局限性(大都是在重塑土的基础上建立);

3) 模型参数获取要与场地条件和地质特性相结合,并利用合适的统计代表值,主要是因为土工参数的变异性很大;

(3) 数值分析一定要结合实际情况考虑分析对象的尺度效应(例如有的分析对象要采用非连续分析方法);

(4) 数值分析方法在其他领域取得很大成功,但就岩土工程来说,无论本构方程本身还是数值方法本身都远没有达到大规模实用的阶段,但现阶段有滥用的倾向,这种倾向对该方法本身的发展很不利。

45. (1) 数值分析中模型应该尽可能与实际结合;

(2) 数值分析的参数取值方法的研究及其合理性。

46. (1) 建立基于 GIS 技术的地区数值模拟参数数据库,解决室内试验或者原位试验的数据,如何较好地对应到本构模型参数的问题;

(2) 基于沉降或应力监测数据的数值反分析技术;

(3) 能够更真实模拟某类岩土特性(接触、损伤、结构性)本构模型的开发;

(4) 大型模型问题的并行计算;

(5) 微观数值模拟技术。

47. (1) 工程勘察资料(大型勘察软件)与虚拟数值模型有直接接口。达到自动、快速、智能的效果、更快更真的模拟实际工程。

(2) 各类边界处理方法和技术的模式化,用于直接调用。

(3) 对各类土适用的力学模型进行细化研究,如考虑应力状态、应力路径、含水量众多参数的影响。把常见的土进行分类规划,建立与之相适应的模型和参数。

48. Simple model and accurate parameters

49. 提高分析者的知识水平,正确判断结果的对错。

50. 加大普及岩土数值分析软件的力度。

51. 在模型建立和边界条件确定方面,建议结合更多的实验数据,提供有益的参考数据。软件开发方面可在部分参数选择方面增加实验数据的参考值,同时留有供使用人员填写的更多的空间增加灵活性。

52. 建议今后可针对某一地区的土体开展基础性土工试验和工程监测数据反演,建立该地区典型土层的各种本构模型参数库,为拟建工程进行环境影响分析提供依据。

53. 对岩土工程数值计算,目的在于得到一些规律性的认识,而不是得到极其准确的结果,因为从岩土材料本构关系、取样、试验等各个环节还无法对这种变异性很大的材料予以准确把握,所以对号称计算结果和实测很吻合的那些文章和“科研成果”,本人基本嗤之以鼻。我现在也是在做这个方面的工作,我觉得什么数值模拟现在绝大多数情况下就是“电脑算命”,自己心里有个大概的答案了,然后千方百计让电脑把你的结论说出来,这样做的好处太多了,一是电脑计算出来的对外行来说就是权威,二是结果就算出问题那也是电脑软件或者别的什么问题,模拟者可以推掉很多责任。