

目 次

论 文

软土地基上高速公路建设的主要岩土工程问题与对策.....刘松玉, 方磊, 刘小敏 (3)

在软土地基上的高速公路设计——杭甬高速公路设计综述.....  
..... 张继尧, 金光煦, 陈自辉(19)

浆喷桩在高速公路软基桥头加固试用浅析.....杨昌生 (32)

江苏省高速公路软基处理概况介绍.....江苏省高速公路建设指挥部 (38)

水泥土搅拌法加固高速公路软土地基的测试研究.....刘松玉, 方磊(42)

二灰桩在高速公路桥头软弱地基处理工程中的应用.....匡玉生, 郭金峰(48)

我国公路发展的过去、现在与将来..... 陈国靖, 石宝林(52)

对几个问题的看法.....龚晓南 (60)

土钉最大拉力点的确定.....章胜南 (62)

某大楼钻孔灌注桩施工质量监控.....黄祥鹏 (65)

CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用..... 李洪船, 阎明礼(71)

一题一议

读“岩土工程规范的特殊性”与“试论基坑工程的概念设计”.....龚晓南 (76)

基础设计中的共同作用问题..... 阳吉宝 (78)

# 软土地基上高速公路建设的主要岩土工程问题与对策\*

刘松玉 方磊

刘小敏

(东南大学交通学院 南京 210096) (江西地质工程公司)

**[摘要]** 本文在全面分析我国高速公路建设研究成果的基础上,指出软基问题是当前高速公路建设中的主要岩土工程问题,并对下列方面进行了重点分析:1. 软土工程性质与勘察评价方法;2. 高速公路软基沉降控制标准与计算方法;3. 高速公路软基沉降控制技术与选择。在此基础上,讨论了今后进一步研究方法与建议,对我国高速公路建设有参考意义。

## 引言

自 30 年代美国及德国开始兴建高速公路,至 50 年代世界各国大力发展以来,目前,在全世界 60 多个国家共修建高速公路 14 万 km,公路客货运输比例大大增加,甚至超过了铁路。我国在 80 年代中期,确立了发展高速公路的方针。1984 年开工建设大陆第一条沪嘉高速公路并于 1988 年建成通车,之后,沈大、京津塘高速公路相继建成投入使用,至 1996 年底,全国通车里程达 3422km,在世界高速公路排行榜中列第九位,但绝大部分建于东部沿海诸省。

我国沿海诸省,除山东部分地段外,大部分为淤泥质海岸,土层多为淤泥、淤泥质粘土、淤泥质亚粘土及淤泥混砂层,属于饱和的正常压密软粘土。这种土类压缩性高(沉降量大),排水固结慢,地基稳定性差。

根据高速公路的特点及我国的实际情况,在软基上修筑高速公路所面临的岩土工程问题可以归纳为三类:(1)软土地基的勘察评价;(2)软土地基加固方法;(3)高速公路软土地基设计计算理论与控制方法。

这些土工问题解决不好,常破坏或降低道路质量,引起下列问题:(1)路堤整体滑动,桥台破坏;(2)构造物与路堤衔接处差异沉降,引起桥头跳车及路面破坏;(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。如日本常磐高速公路神田桥从 1986 年 9 月 20 日通车后,19 个月中平均每月修补一次错台,严重影响了路面质量和通行能力,我国沪嘉高速公路通车 4~5 月后桥头错台大者达 7~8cm,使行车速度大为下降;江苏宁连一级路,由于软基沉降等问题,使路面开裂,桥头错台,通车几年来一直小修不断。显然对于交通量大,养护时间难的高速公路,软土路基工后沉降常常是设计控制指标。

\* 收稿日期:1998 年 12 月

通过这几年的工程实践,我国对软基上修筑高速公路问题取得了较大进展,积累了经验,交通部于1997年颁布了《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ017-96)。本文结合沪嘉、沪宁、沪杭、同三、京津塘等高速公路的研究成果,对高速公路建设中的主要岩土工程问题进行讨论,并提出了对策。

## 软土基本特性与勘察评价方法

在《公路工程名词术语》(JTJ002-87)中软土定义为“由天然含水量大、压缩性高、承载能力低的淤泥沉积物及少量腐殖质所组成的土。主要有淤泥、淤泥质土及泥炭。”软土按沉积环境分为下列四类:滨海沉积、湖泊沉积、河滩沉积、沼泽沉积。

### 1. 软土基本特性

①具有高含水量、低密度、低强度、高压缩性、低透水性、中等灵敏度的特点,一般含水量高达45~50%、大于液限,孔隙比大于1.0,塑性指数为20左右,强度 $C_u = 10 \sim 30 \text{kPa}$ 。压缩系数 $\alpha_c = 0.5 \sim 1.0 \text{MPa}^{-1}$ ,固结系数为 $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ ,灵敏度为4~8。因此,该类土压缩沉降量大,排水固结缓慢,地基稳定性差;

②具有一定的结构性<sup>[1][2]</sup>:结构性的形成随土的矿物成分、沉积环境、孔隙水的成分及沉积年代而不同。除南方湛江一带有高结构性土外,软土均具有一般结构性。结构性的强弱可以用视超固结比来表示,如我国大多数软粘土的视超固结比为1.5~2.5,而湛江粘土可达10左右;结构性的主要作用是增大了土骨架的刚度,因此其力学特性与应力水平密切相关(图1)。应力水平较低时,土会呈现较好的力学特性,应力水平超过某临界值后,土的结构性破坏,力学性质明显恶化;而且这种恶化是不可逆的,短期内很难恢复。此外,结构性粘土还具有剪胀性。对这些特性的形成,沈珠江<sup>[1]</sup>提出用滑移机理及结点固化理论机理加以解释。

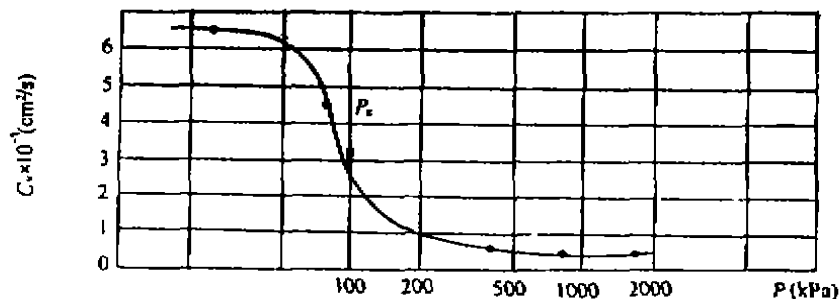


图1 淤泥质粘土  $C_u - \log P$  曲线

③往往存在硬壳层,这是由地表部分风化、淋洗作用形成的,该硬壳层具有中等或低的压缩性,较高的强度。表1为典型软土的主要物理力学性质指标。

表 1

地点	土层	w(%)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	e	$w_L(\%)$	$I_p(\%)$	$C_u(\text{cm}^2/\text{s})$	$C_c$	$C_e$	$P_c(\text{kPa})$	$d(\text{kPa})$	$\phi(^{\circ})$
沪宁高速公路 张浦至山阳段	亚粘土硬壳层	27	19	0.85	35.1	14.4	$1.5 \times 10^{-3}$	0.063	0.22	130		
	淤泥质土	40-60	17-19	1.04-1.6	35-43	12-19	$(3-6) \times 10^{-4}$	0.22-0.6	0.3-0.7	<100	0	27-31
	亚粘土	23-31	20	0.7-0.99	28-34	10-15	$(1-9) \times 10^{-2}$	0.07-0.1	0.15-0.2	200	5-10	29-32
同三高速公路 张浦至山阳段	亚粘土硬壳层	41-45	17.9-18	1.3	37-40	12-17	$(4-9) \times 10^{-4}$		0.40-0.46			
	淤泥质土	49-53	17.1-17.5	1.37-1.47	39-41	12-17	$(4-6) \times 10^{-4}$		0.53-0.62		9-17	20-26
	亚粘土	29-31	18.6-19.3	0.83-0.92	29-36	8-15	$(2-6) \times 10^{-3}$		0.15-0.24		5-7	25-31
上海软土	亚粘土硬壳层	26.5-38	18.0	0.9-1.06	39-45	15-19						
	淤泥质土	40-60	17.3	0.96-1.45	40-46	18-27			0.37-0.48			
	亚粘土	24.1	18.3	1.03	30-39	12-14						

在沪宁高速公路试验段中,张诚厚等<sup>[2]</sup>对软土特性进行了深入研究,指出考虑软土的结构性可以使计算沉降量减少 20~25% 且更符合实际;具有结构性的正常压密粘土与超压密土具有本质不同;设计时应考虑结构性的有利影响,控制施工速率避免产生过大的附加沉降;地表硬壳层具有较强的结构性,硬壳层破坏后,加荷初期沉降,侧向位移,差异沉降均较大,因此在路堤高度 2~3m 时,可充分利用硬壳层而不处理软土。

## 2. 软土的勘察评价方法

对软土的勘察评价是高速公路设计的基础。由于软土的特殊性,常规的钻探取样方法往往难以保证质量,因此原位测试技术得到了迅速发展,特别象高速公路这种范围分布广的工程,原位测试技术具有快速、经济的效果。目前经常采用的原位测试技术有十字板剪切试验、静力触探试验、标准贯入试验等。近年来一种新的原位测试手段—孔压静力触探试验(CPTU)在高速公路勘察中得到了应用并有很好的推广前景。

孔压静力触探试验(CPTU)是 80 年代初发展起来的一种新的原位测试技术<sup>[5]</sup>,它是在常规的静力触探头上安装孔隙水压力传感器,能同时测出圆锥阻力( $q_c$ )、摩阻力( $f_c$ )和孔隙压力( $u$ ),并能考虑孔隙压力对圆锥阻力的影响。根据圆锥阻力可以确定土的变形指标,进行土分类并得出承载力。据孔压消散试验能确定土的原位固结系数,由于孔压传感器反应灵敏,故能准确地确定薄夹层。我国南京自动化研究所和南京水科院共同开发了 WJT-1 型孔压静力触探仪,该探头面积  $10\text{cm}^2$ 、锥角  $60^{\circ}$ 、透水石厚度 3mm,位于锥尖与摩擦筒之间,并在沪宁高速公路、同三高速公路中取得了成功应用。张诚厚等<sup>[2]</sup>根据国外资料定义土的分类参数  $N_h$  对土进行分类(见图 2):

$$N_h = \frac{500 B_p}{\log(q_c/2\sigma_c)}$$

式中  $B_p$ ——孔隙压力参数  $B_p = \frac{\Delta u}{q_c - \sigma_c}$

$\Delta u$ ——探头贯入时产生的孔隙压力增量(kPa)

$q_c$ ——校正后的圆锥阻力(kPa)

$\sigma_c$ ——参考压力,  $\sigma_c = 10h$

各类土界限为: 粘土  $220 < N_h < \infty$

粉土  $3.3 < N_h < 220$

砂土  $0 < N_h < 3.3$

根据贯入过程中孔隙水压力增长, 停止后孔压消散过程, 采用实测曲线与理论曲线相拟合的方法可以推求固结系数, 大量试验表明, 室内试验求得的固结系数只反映试样的固结, 难以准确反映现场土体固结情况, 一般室内试验的固结系数比现场测试值小一个数量级。

在高速公路软土地基勘察方面另一个重要成果是对软土工程性质形成的机理进行了探讨<sup>[1][3]</sup>, 不少学者研究了各种地基加固效果的土质内因, 并认为软土中有机质是区别于其它土类的重要因素, 并以此对软土进行分类<sup>[7]</sup>。李生林等<sup>[8]</sup>在国内首次研究了土中生物相特别是微生物对土性质的影响并提出了蛋白质总量这一综合指标, 研究表明, 有机质中真正能严重影响土的工程性质的仅是其中一部分即是腐殖酸、微生物及其代谢物, 可用蛋白质总量来表示, 并认为以前用容量法测定的有机质含量根本不能反映土中微生物这一重要因素; 进一步分析表明, 土中蛋白质总量与土的粒度成分、矿物成分密切相关; 蛋白质总量增高、土中亲水性增强、活动性高的蒙脱石矿物含量增多, 这些特征又决定了土的物理力学性质(见图 3)。

该方法操作简单、快速, 仅需扰动土样, 可作为软土勘察评价一项有力手段。

### 高速公路软基沉降控制标准与计算方法

高速公路软土地基设计计算与其它土工问题一样包括变形与稳定性两大方面, 由于高速公路一般路堤高度 3~5m, 稳定问题不突出, 但对沉降变形要求高, 因而沉降往往是设计控制因素。

#### (一) 高速公路软基沉降设计控制指标

##### 1. 沉降控制基准期

软基沉降是随时间而发展的, 为了在设计上控制沉降必须首先确定统一的计算时间, 称之为沉降控制基准期。我国《公路路基设计规范》中对此未作明确规定, 但近几年高速公路的设计中对软土地基的工后沉降都作了控制, 如京津塘高速公路规定基准期为 20 年, 我国

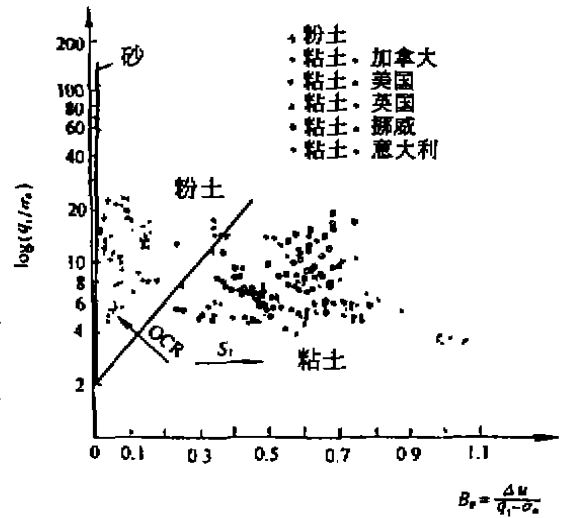


图 2 用欧美国家资料绘制的新分类图

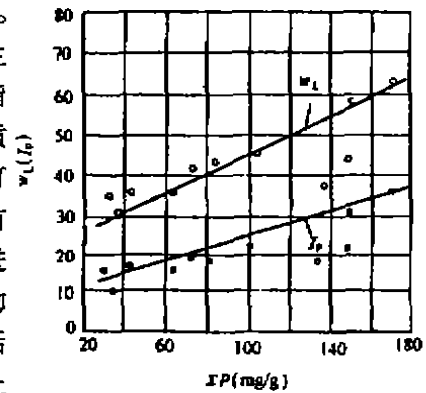


图 3 蛋白质总量  $\sum P$  与液限  $\omega_L$  及塑性指数  $I_p$  的关系

《公路建设后评价报告编制办法》中规定公路竣工通车后2~3年内应对设计方案进行追踪考核,为配合后评工作,基准期可定为3年;日本道路协会《软土地基处理技术指南》规定路面竣工后三年内的容许残余沉降量在桥头路堤为10~30cm;交通部重庆公路科学研究所七五国家重点科技攻关项目总结时建议,对高速公路土基上的一般长路堤的工后沉降不作规定,但对与桥梁、构造物相连接的两端各30m路堤,工后三年之内容许沉降为10cm。

近年来的工程实践表明,工后三年以后仍有沉降发生且不可忽视。因此我国新近建成的几条高速公路如沪宁高速公路,正在建设的同三高速公路、连徐高速公路均以15年为设计基准期,已取得共识。

## 2. 沉降控制标准

关于高速公路沉降控制标准,目前采用的方法有固结度法,沉降速率法和工后沉降法。所谓固结度法是指路堤修筑后,地基固结度达80~90%后再修筑路面,该方法当总沉降量很大时,使用期仍有较大沉降量产生;沉降速率法是在路堤修筑后,当路基沉降速率小于某一数值如10cm/月后再铺设路面,此法较为合理,但需建立现场观测资料,施工期限也较难预估;工后沉降法是以公路在整个基准期(15年,从铺设路面开始)可能发生的沉降量大小进行控制。显然用工后沉降法比较符合实际情况,并能保证高速公路的正常运行。

实际上工后沉降的控制,本质上是使道路纵坡和横坡不致因沉降差而造成路面结构的损坏,周虎鑫<sup>[9]</sup>据路面功能性和结构性要求分析,得出了工后不均匀沉降指标为4‰。并进一步得出了工后沉降指标(容许值)即:桥台为10cm,一般路段取过渡段为50m时,为30cm,并认为应以纵向的工后沉降值作为设计控制指标

关于工后沉降控制标准,各国要求不一,如美国除桥头引道为2.5cm外,其它路段可达30~60cm;日本要求桥头连接段的工后沉降不超过10~30cm;德国则要求绝对沉降值小于3~5cm。

我国通过多年的研究,在《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》中明确规定,高速公路容许工后沉降桥台与路堤相邻处为10cm,构造物为20cm,一般路段为30cm。

实际工程中,根据工后沉降量标准可能确定路堤预压时间及路面铺筑时间。为达到该目的,必须精确掌握最终沉降量并求得不同路堤荷载后的地基固结度,在设计阶段往往难以做到这一点。为此,徐泽中等<sup>[10]</sup>经过沪宁高速公路多年的研究,提出了沉降速率动态控制法,根据沪宁高速公路大量现场实测资料,推算出满足工后沉降时对应的沉降速率,以此作为施工控制条件,经过通车后一年多的验证,证明是可靠的,即填筑底基层的条件为路床顶面的沉降速率连续两个月小于5mm/月,铺筑路面的条件为基层的沉降速率两个月小于3mm/月。上海的经验认为<sup>[15]</sup>据沉降规律,按沉降速率达0.1~0.2mm/d作为路堤稳定和确定铺筑路面时间的依据。

## (二)高速公路软基沉降计算方法

高速公路软基沉降计算包括两项内容:设计荷载作用下的总沉降量和沉降过程,前者计算成果常作为设计依据,后者分析结果则可据实测沉降曲线推算最终沉降量,确定路面铺筑时间。

### 1. 总沉降量计算

众所周知,总沉降量 $s$ 包括三部分

$$s = s_d + s_c + s_s$$

式中  $s_d$ ——瞬时沉降,是由于剪切变形而产生的附加沉降;

$s_c$ ——主固结沉降,是加荷后土体内孔隙水压力消散而产生的体积压缩变形;

$s_i$ ——次固结沉降,是主固结沉降完成后,由于蠕变而连续发生的沉降。

研究表明<sup>[2][6][11]</sup>一般情况下,次固结沉降仅占实测总沉降很小一部分,可以忽略不计。

因此,下面重点讨论  $s_d$  和  $s_c$  的计算方法。

### ①瞬时沉降 $s_d$ 的计算

1955年, A. W. Skempton 与 R. B. Peck 等研究了英国和美国两个城市 6 个建筑物实测沉降之后,发现软粘土地基由于其侧向变形而引起的瞬时沉降占总沉降相当可观的部分;瞬时沉降计算一般采用弹性理论按竖向位移求解公式计算,指标采用不排水的初始切线弹模及泊松比,由于这些指标很难选取,因此多采用经验公式,较好的公式有:

日本名神东各高速公路的经验公式<sup>[12]</sup>:

$$s_d = A \cdot \gamma_s \cdot H_s / 100$$

式中  $A$ ——路基变形系数  $\text{cm}^3/\text{g}$   $A = 12.4 \sim 0.44 E_{30}$ ;

$E_{30}$ ——由无侧限抗压强度试验得到的  $E_{30}$  平均值;

$H_s$ ——路堤高度  $\text{cm}$ ;

$\gamma_s$ ——路堤密度  $\text{g}/\text{cm}^3$ 。

我国《铁道工程设计技术手册》中指出<sup>[13]</sup>

$$s_d = \sum_{i=1}^n 1.5 \frac{(\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_m) \Delta h}{E}$$

式中  $E$ ——土的弹性模量( $\text{kPa}$ );

$\Delta\sigma_z$ ——各分层中心处的附加应力( $\text{kPa}$ );

$\Delta\sigma_m$ ——荷重增加后平均附加应力增量( $\text{kPa}$ );

$\Delta h$ ——土层厚度( $\text{cm}$ )。

殷宗泽<sup>[14]</sup>分析了土体侧向变形对沉降的影响,指出侧向变形的存在会引起附加沉降。

张诚厚<sup>[2]</sup>、戴济群<sup>[6]</sup>则建立了据实测侧向位移计算瞬时沉降的公式:

$$s_d = 1.15 \sum_{i=1}^n \frac{\Delta P_i \cdot \Delta h_i}{E_i}$$

式中  $\Delta P_i$ ——各薄层中心的附加应力( $\text{MPa}$ );

$\Delta h_i$ ——各计算土层厚度( $\text{cm}$ );

$E_i$ ——土的初始弹性模量( $\text{MPa}$ )是初始轴向应力与轴向应变的比值,由三轴固结不排水试验确定;

1.15——修正系数,此时  $P'_0 + \Delta P > P_c$ ;若  $P'_0 + \Delta P < P_c$  则该修正系数为 0.85,该方法在沪宁高速公路、同三高速公路得到了应用,取得了与实测较为一致的结果,有推广应用价值。

### ②主固结沉降计算

路基主固结沉降计算采用的方法主要是分层总和法,如考虑应力历史的单向压缩  $e - \lg p$  法(正常压密粘性土);

$$S_c = \sum_{i=1}^n C_{\alpha} \frac{H_i}{1 + e_{\alpha}} \lg \frac{P_{\alpha} + \Delta P_i}{P_{\alpha}}$$

三向应力状态下的黄文熙法:

$$S_c = \sum_{i=1}^n K_i \frac{\Delta e_i}{1 + e_{\alpha}} H_i$$

式中  $C_{\alpha}$ ——第  $i$  层的压缩指数;

$H_i$ ——第  $i$  层的土层厚度(cm);

$P_{\alpha}$  及  $\Delta P_i$ ——土层自重应力及附加应力(kPa);

$e_{\alpha}$ ——初始孔隙比;

$$K_i = \frac{\sigma - \nu}{1 - 2\nu}, \nu \text{ 为泊松比}, \sigma = \frac{\sigma_x}{\sigma_x + \sigma_z} \text{ (平面)}, \sigma = \frac{(1 + \nu)\sigma_z}{\sigma_x + \sigma_z} \text{ (空间)}$$

三向应力状态时,由于参数确定较为困难,应用受到限制。实际工程中广泛采用的仍是考虑应力历史的  $e \sim \lg p$  法。设计时常采用主固结沉降修正的办法计算总沉降量。

### ③总沉降量实用计算方法

由于分层总和法计算主固结沉降法简单实用,因而在高速公路设计时,路基总沉降量计算主要采用单向压缩分层总和法求出主固结沉降  $s_c$ , 经修正后得到总沉降量  $s_{\Sigma}$ , 即

$$s_{\Sigma} = M_i \cdot s_c$$

这里的  $M_i$  为综合经验修正系数,可定义为最终沉降量与主固结沉降的比值,在不考虑次固结沉降的前提下可简单地理解为反映瞬时沉降与主固结沉降关系的量; $M_i$  一般应大于 1.0,但当地表有硬壳层,荷载较小等情况时, $M_i$  也可小于 1.0;显然  $M_i$  与荷载大小(填土高度),软土层厚度,土的压缩模量等密切相关;文献<sup>[6]</sup>研究表明, $M_i$  随荷载增大而增大,随软土层厚度增加而增大,但随土的压缩模量增大而减小。

文献<sup>[7]</sup>指出,沉降系数  $M_i$  与地基土强度、荷载强度、加荷速率等因素有关,其范围值 1.1 ~ 1.7,应根据现场沉降观测资料确定。在我国《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)中,据土层压缩模量  $E_s$  给出了经验数值;《上海市地基基础设计规范》中,据基础底面附加应力  $P_0$  值确定,当  $P_0 \leq 0.08\text{MPa}$  时,  $M_i = 1.2$ , 当  $P_0 \geq 0.10\text{MPa}$  时,  $M_i = 1.3$ , 中间值可以内插。对高速公路来说,由于沿线工程地质条件复杂,荷载变化复杂等因素,因而沉降系数的变化范围较大,应据实测分析确定。表 2 是国内几条高速公路的试验结果。

张诚厚等<sup>[2][6]</sup>从切线模量概念出发,推导出孔压静力触探 CPTU 成果计算总沉降量的新方法,并认为该方法有推广应用前景,由切线模量  $M$  的定义

$$M = \frac{dp'}{d\varepsilon}$$

式中  $dp'$ ,  $d\varepsilon$ ——有效应力增量及相应的应变增量。

用 CPTU 试验测定的总贯入阻力  $q_c$ , 当已知相应深度的总上覆压力  $\gamma h$  后,可确定净贯入阻力  $q_n = q_c - \gamma h$ , 由资料知  $M = m(q_c - \gamma h)$ 。

这样对起始厚度为  $dh$  的土层,其沉降量为

$$ds = d\varepsilon \cdot dh = \frac{dp' \cdot dh}{M}$$



表2

高速公路名称	试验结果										
	断面号	1	3	4	5	6	2	7	8	9	10
沪宁高速公路[2]	路堤高(m)	3.5	3.3	3.4	3.5	3.6	5.1	6.15	6.13	8.04	6.26
	处治形式	无	浅层排水				无	塑料排水板			
		无硬壳	砂沟	砂垫层	水平排水	复合土工布	有硬壳	@ = 1.0m H = 10m	@ = 1.5m H = 10m 超载	@ = 1.5m H = 10m 超载	@ = 1.0m H = 15m
	$M_s$	0.98	0.76	0.84	1.10	0.67	1.16	1.42	1.34	1.19	1.65
京津塘高速公路[17]	断面号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
	路堤高(m)	3.72	3.81	3.91	3.96	6.82	3.08	3.07	4.18	5.3	
	处治形式	砂井	塑料排水	无	无	砂井	无	土工布	土工布+砂井	无	
	$M_s$	1.39	1.47	1.65	1.53	1.79	1.06	1.33	1.24	1.07	
同三高速公路宁波段[6]	断面号	1	2	3	4	5					
	路堤高(m)	5.27	4.3	7.10	7.0	7.0					
	处治形式	塑料排水板									
		@ = 1.5m H = 16m	@ = 1.5m H = 16m	@ = 1.0m H = 16m 超载 1.15m	@ = 1.0m H = 16m 超载 1.15m	@ = 1.5m H = 16m 超载 1.16m					
$M_s$	1.10	1.01	1.07	1.10	1.07						
广佛高速公路[16]	断面号	1	2	3							
	路堤高(m)	5.16	6.13	7.12							
	处治形式	砂井 H = 10m	砂井 H = 6.5m	砂井 H = 11m							
	$M_s$	1.06	1.73	1.28							

则总沉降量计算公式

$$s = \frac{1}{m} \sum \frac{\Delta p'_i \cdot \Delta h_i}{q_c - \gamma h}$$

当  $m$  确定后即可算出总沉降量,  $m$  的确定可由实测资料进行分析求得。据沪宁高速公路和同三高速公路宁波段的资料  $m = 6-7$ 。

#### ④总沉降量计算的数值分析法

在各种数值分析方法中,用得最多的仍是有限单元法。有限单元法可以考虑复杂的边界条件,土体应力应变关系的非线性特性,模拟逐级加荷,并能考虑侧向变形二维、三维渗流

对沉降的影响,使得计算所得总沉降量及沉降速率等结果与实测结果越来越接近。从计算方法上来说是一种较为完善的方法。但是由于计算参数较多,且一般需通过三轴试验确定,因而在工程设计时难以采用,目前还不可把有限元法作为每个断面沉降计算的主要方法应用于设计<sup>[20]</sup>,主要用于重要工程、重点地段的计算。不少学者正在研究新的理论与方法。如考虑粘、弹塑性模型的有限元法<sup>[21][22]</sup>,考虑结构性的损伤模型<sup>[23][24]</sup>以及大变形固结有限元方法<sup>[25]</sup>,另外,半解析元法,无单元法,人工神经网络法等也得到了应用<sup>[19][26]</sup>。

## 2. 沉降过程分析

前述沉降量计算方法,由于影响沉降的因素很多,其结果只能用来估算,与实测结果有误差,因此,必须据现场实测沉降资料,预测沉降发展规律,推算最终沉降量,确定路面铺筑时间,这就需要沉降过程计算(即计算达到最终沉降量之前不同时刻的固结度),通过固结度计算,还可以确定地基土的强度增长,判定地基稳定性。

①固结系数的确定 沉降过程计算问题中,最重要的是固结系数的选取。一般有两种方法:室内试验法与原位测试法。

室内试验求得的固结系数由于受取样技术及扰动等多种因素影响,往往与实际相差较多,特别是当土层中薄层透水性好的夹层时,尤为严重,沪宁高速公路的研究表明,室内测定的  $C_v$  值很小,与现场测定值相差 1~2 个数量级,如有薄层砂层的排水作用,则室内试验的  $C_v$  值比实际值小 3~5 倍<sup>[18]</sup>,加快土层固结速率和强度增长<sup>[28]</sup>。因此,固结系数的确定最好采用原位测试技术取得。

一种原位测试方法是据沉降观测过程或孔隙水压力随时间的消散过程,通过反演分析求得原位固结系数,另一种方法是在土中贯入一个带孔压测量的探头,记录孔隙水压力随时间的消散值,进而计算土的原位固结系数。张诚厚等<sup>[2]</sup>据孔压静力触探试验 CPTU,给出了确定水平向固结系数  $C_h$  的公式:

$$C_h = \frac{R^2 T}{t \sqrt{200/I_t}}$$

式中  $R$ ——孔压静力触探头半径(1.785cm);

$t$ ——所要计算的消散水平的消散时间;

$I_t$ ——土的刚度指数  $\frac{G}{C_u}$ ,  $G$  为土的剪切模量,  $C_u$  为不排水强度;

$T$ ——所要计算的消散水平的的时间因素,可由实测的孔压消散水平与时间对数  $\log t$  的关系曲线与理论曲线拟合求得;

$C_h$ ——对应不同消散水平的固结系数。

沪宁高速公路的经验表明,由 CPTU 测得的  $C_h$  值和由孔压资料推求的  $C_h$  值很接近,但在实用上,可将 CPTU 测定值除以 2~3 倍作为设计值,能取得良好效果。

## ②据实测资料推算最终沉降量

一般有以太沙基单向固结理论为依据的指数曲线法和双曲线法,以及高木俊介法。高速公路软土地基沉降随时间的关系一般较符合双曲线形式,这是由于软粘土压缩曲线形状更加符合双曲线<sup>[2][30]</sup>。考虑到路堤荷载是逐级施加的,因此固结度的计算也应考虑到这一点,曾国熙 1975 年提出的高木俊介改进法<sup>[28]</sup>得到了较好的应用,该法能将瞬间加荷和逐级加荷两者合并计算出修正后的平均固结度;张忠坤<sup>[19]</sup>认为计算路堤各级填土荷载下的沉降

时还应考虑荷载的宽度,并由半解析元法计算结果与指数法结合提出了考虑荷载宽度的分析方法。

## 高速公路软基沉降控制技术

控制减小工后沉降控制差异沉降的途径一般说来有四个:①减小总沉降量;②通过竖向排水或特殊加载措施加速路面铺筑前的路堤沉降;③调整桥基或人工构造物基础的处治措施及相邻路堤土基的处理措施,使两者沉降协调;④加强养护,或在桥台或人工构造物与路堤相接处设置搭板。从处理措施的角度来说,控制沉降问题的方法有两类,即轻质路堤技术和地基加固技术。

### (一)轻质路堤技术

早在50年代,英美等国家就开始对粉煤灰填筑路堤进行了研究,70年代以来美国及欧洲国家相继在高速公路中推广应用,制订了相应的粉煤灰筑路技术规范 and 相应的经济政策。80年代以来,我国公路部门开展了粉煤灰路堤的试验研究,在天津新港疏港公路,沪嘉及莘松高速公路及云南水塘试验段等进行了试验研究。目前,对粉煤灰轻质路堤技术的研究包括:粉煤灰的材料性能和工程特性、粉煤灰路堤施工工艺和检测技术、粉煤灰路堤的整体性状研究。研究成果表明<sup>[31][32]</sup>粉煤灰是一种质轻具有一定水稳性的无粘性材料,其路用性能满足公路路堤的技术要求;在粉煤灰中加入约6%的消石灰可改善其强度和稳定性;粉煤灰具有重量轻,压缩性小,渗透性好,摩擦系数大,强度高等优点;在静载作用下,粉煤灰路堤内的应力与位移之间基本是线性关系,只有在荷载较大时出现非线性变化;弯沉和回弹模量测试表明,粉煤灰路堤整体强度较高;在同一路堤高度下,粉煤灰填筑与土质填筑相比,稳定安全系数提高约10%,总沉降量可减少15~20%;但是粉煤灰路堤的边坡防护及隔离层设置应格外重视,应防止地表水或地下水浸入路堤。由于相应的政策法规不完善,在我国大面积使用粉煤灰修筑路堤还不够。

另一种超轻质材料——聚苯乙烯泡沫料 EPS(Expanded Polystyrene),近年来在国内外都有了一定应用。EPS的重度只有 $0.2\text{kN/m}^3$ 左右,自身强度较高,压缩量远小于粉煤灰;德国岩土工作者通过单轴压缩试验认为,当EPS的应变 $\leq 2\%$ 时, EPS为弹性体,应变 $> 2\%$ 后EPS为弹塑性体;白冰等<sup>[33]</sup>研究认为, EPS的应力应变曲线分三个阶段:弹性阶段( $\epsilon \leq 5\%$ ),屈服阶段( $\epsilon = 5 \sim 50\%$ )和硬化阶段( $\epsilon > 50\%$ )并取 $\epsilon = 5\%$ 时的强度为抗压强度;文献<sup>[19]</sup>通过对EPS进行的三轴试验、块体荷载试验及数值分析对EPS得到了全面的认识:①EPS材料的 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_v$ 关系曲线,在低围压( $\sigma_3 \leq 100\text{kPa}$ )条件下,随围压增大,强度减小,从 $100\text{kPa}$ 增至 $300\text{kPa}$ 时,强度则增大(图4);②当围压较小时( $< 40\text{kPa}$ )变形很小可以忽略不计,且体积应变接近于轴向应变;

③当 $\sigma_3 \leq 100\text{kPa}$ 时,  $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_v$ 关系曲线,为双曲线,符合邓肯模型,块体荷载试验证明,基于邓肯模型进行非线性分析所得结果与实测结果很接近;

④EPS材料吸水量极小,脱热和耐水性能好,用作路堤材料时被埋于土中,因而抗老化、抗冲击能力均较好,它能在工厂加工,现场操作简单,是一种理想的轻质材料,可大大减小地基沉降。

EPS材料,在瑞典、挪威、德国等取得了很多应用,日本于80年代末引进了此技术,我国

上海近年来也引进了该项技术,并在个别试验段中进行了应用。在高速公路工程应用中,除了用作路堤材料减少沉降量外,还用于桥台错位,挡墙及防冻防渗等工程中。随着环境问题的日益严重,加快 EPS 材料轻质路堤技术的研究应用,除了能在公路建设中取得经济效益外,还能为环境保护工程、社会可持续发展作出贡献,因而是一项很有前途的技术。

(二)地基加固技术

前已述及对软基进行加固是控制高速公路沉降的主要方法,由于地基加固是一项系统工程,需考虑土的特性、变形机理、加固方案的成熟性、施工技术的可靠性和质检难易程度,而且地基加固费用占总投资费用约 20~30%,因此选取合适的加固方案是软基上修筑高速公路的关键课题。

1. 地基加固方案及其选择

软土地基的处理方法很多,但有些方法不适用于高速公路,如真空预压法、电渗法、石灰桩法等。表 3 是常用处治方法一览表。

常用软土地基处治方法一览表

表 3

处治方法	适用条件	作用与效应								最终效果				可能的组合											
		置换软土	应力集中	时效效应	排水固结	加固软土	加强路堤	调整荷载	调整纵坡	改善施工条件	减缓行车冲击	减少总沉降	减少工后沉降	提高强度与稳定	换填	垫层	轻质路堤	加筋路堤	反压护道	自重预压	超载预压	砂井或排水板	碎石、砂、废渣桩	加固土桩	
换填	低填少挖路段	✓							✓			✓	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
垫层	盛产优质填料				✓	✓		✓				✓	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
轻质路堤	当地有轻质填料					✓					✓	✓	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
加筋路堤	无硬壳的软土基					✓						✓	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	
反压护道	需足够的用地宽						✓			×	×	✓	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	
自重预压及超载预压	需足够的施工时间		✓								✓		○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	
加强养护及设置搭板	需足够的施工时间						✓	✓	✓		✓	✓	✓	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	

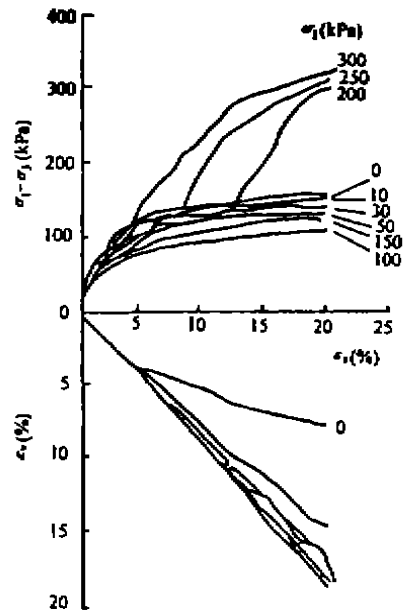


图 4 不同围压下 EPS 的应力 - 应变及体积应变 - 轴向应变

深层处理	砂井或排水板(带)	需专用设备				✓													○	○	○	○	○	○	○	△		
	碎石(砂、废渣)桩	需专用设备 $P_{su} > 100kPa$	✓	✓		✓						✓	✓	✓						○	○	○	○	○	○			△
	加固土桩	需专用设备		✓			✓					✓	✓	✓						○	○	○	○	○	○			△

备注:✓ 处治方法相应的作用与效应; ○ 某方法与另一方法可能的组合;  
 (○) 只能选其中一种方法组合,不能同时选(○)中的二种或二种以上的方法组合;  
 x 有害的相反效果。

高速公路地基处理方案选择设计时,一般先是根据总沉降量大小进行初步确定,即沉降量大者(>40cm)采用深层处理,沉降量较大者(30~40cm)采用浅层处理,沉降量小者(<30cm)则不作处理,而采用路堤预压,自然沉降法。但由于实际情况的复杂性,这种据总沉降量来决定是否要加固的方法,往往不能达到预计目的,因此,应以工后沉降量为标准来决定地基是否需要加固。

根据国内的经验,对正常压密的软土而言,预压排水法是最经济有效的方法,只有在特殊情况下如工期过急,荷载过大等情况才会考虑其它方案。根据国内几条高速公路建设经验,目前选择软基处理的思路是一般路段采用预压排水法或结合砂井、排水板的预压法处理,桥头和构造物过渡地段采用加固土桩或碎石料桩处理。徐泽中等<sup>[35]</sup>针对沪宁高速公路软基处理问题,研制了地基处理优化设计程序。戴济群<sup>[2]</sup>则通过工后沉降计算比较了不同填土高度和不同软土厚度时地基处理方法(表4)。

表 4

填土高度(m) \ 软土厚度(m)	3	5	7
3	☆	☆	□
5	☆	□	□
7	□	□	△
10	□	△	△
15	△	△	△

注:表中☆为不作处理;□为浅层处理;△为塑料排水板处理。

针对软土地基的特点,常存在填土临界高度,上海莘松路和沪嘉路研究认为,可将2.5m作为地基不作处理的临界高度。张诚厚等<sup>[2]</sup>据沉降过程是否突变确定临界填土高度,当填土小于该临界高度时沉降速率很低,反之则明显增大,对沪宁高速公路,无排水处理方案时,临界值为约2.0m,深层排水时约2.5m,粉体搅拌桩处理时约为3.0m,宁波软土的临界填土高度约为3.0m。对软基地区新老高速公路拼接地段的地基处理方法,在沪宁高速公路与锡澄高速公路建设中采用了高压喷射注浆法<sup>[37]</sup>,形成17~20cm厚的沉降隔墙,进行分离式拼接地基处理,避免了由于修建新路导致老路附加沉降影响。

2. 预压排水法

预压排水法是高速公路中用得较多有效的方法,该法是利用饱和土的排水固结原理,在路面铺筑前对地基进行预压排水,完成大部分总沉降量,达到控制工后沉降的目的。

该方法设计施工时可从两个方面考虑即排水系统和加压系统。

### ①排水系统

排水系统分为水平排水和竖向排水系统,高速公路中往往在路堤下设置砂垫层或沙沟或复合土工布形成地表水平排水系统。此外,在软基中存在的薄砂夹层,常成为良好的水平排水通道;

研究表明<sup>[2]</sup>复合土工布(土工布+砂层)与砂垫层相比,由于土工布的加筋作用,使土工织物—土复合体承受较大的拉力,使地基受力较小,总沉降量减小1/3,且复合体刚度提高,使差异沉降也减小1/3,因此复合土工布较砂垫层有较多的优点,在沪宁高速公路中,就将原50cm垫层改为30cm砂垫层加一层有纺土工布,取得了较好效果;进一步研究表明,相邻土层的渗透系数如相差50倍以上,则渗透系数大的土层即可作为透水边界,因此,透水性较强的表皮土、碎石土、土工布及粉煤灰等可作为中粗砂的代替料,作为地表排水垫层;如果地基中存在薄层砂层,则其排水效果非常明显,设计中采用的室内固结系数应乘以3~5倍才比较符合实际<sup>[18]</sup>。

竖向排水系统目前我国主要采用塑料排水板和砂井两种形式。其设计计算方法基本一致,均采用砂井排水固结理论,塑料排水板可换算为当量直径的砂井。

我国建成的高速公路几乎均对此作过试验研究,研究成果可归纳如下:①砂井或塑料排水板处理软基只能加速固结,不能减小总沉降量;②由于施工扰动,砂井或塑料排水板处理软基会产生30cm左右的附加沉降<sup>[1]</sup>,导致总沉降量增大,其影响程度随孔隙比增大和排水板间距的减小而增强(图5);③排水板的间距对排水固结效果影响很大;在填土初期及竣工后,不同间距情况下的固结度相差较多,但在预压期,随着时间增长,间距对固结度影响甚微(图6),因此,只要时间允许,可以适当增大排水间距(2.0m);沪嘉与莘松路试验表明,砂井间距>4.5m后排水固结的作用已不明显;④塑料板排水处理软土地基不能有效抵抗侧向变形;当荷载较大时,侧向位移较大;⑤在预压初期,塑料板深度较大,沉降速率衰减越快,但预压后期塑料板深度对固结效果影响不明显<sup>[2]</sup>;⑥塑料板排水与堆载预压相结合是处理软土地基的有效方法,较之砂井更具发展潜力。

### ②加压系统

在高速公路中,主要采用路堤填土本身重进行堆载预压的方法。根据具体要求分为等载预压和超载预压。对一般路段采用等载预压,对桥头部位及重点地段可采用超载预压。

决定预压效果的另一个主要因素是加荷速率。加荷速率的确定取决于路堤整体稳定和

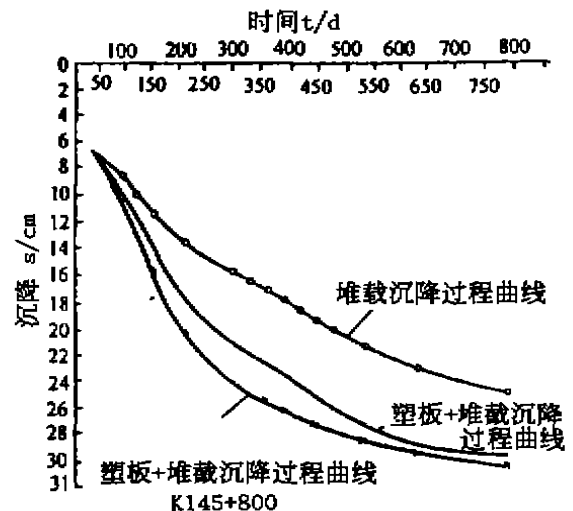


图5 塑料排水板预压与单纯预压沉降过程比较

沉降变形两个方面。特别是对于有结构性的软粘土来说,过快的填筑速率会破坏结构性,加大总沉降量,因此要控制加荷速率使之与固结速率相适应以减小附加沉降。有限元分析表明<sup>[20]</sup>,填筑速率对初期沉降有明显影响,对后期影响较小;填筑速率快,上部侧向变形大。沪宁高速公路的研究表明,加荷速率以填土临界高度为界,填土高度低于临界高度时可采取较高的填筑速率(25cm/周),填土高度高于临界高度时,应采取较低的填筑速率 25cm/10天;对于粉体搅拌桩处理的地基,其填筑速率可增大1倍;现场测试时相应的控制标准为:沉降速率小于 10~12mm/天及孔隙压力系数  $\bar{B}$  小于 0.6。

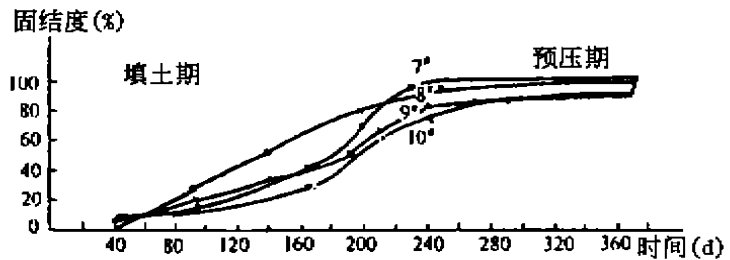


图6 由沉降资料测得的路基土平均固结度

3. 粉体搅拌桩法

粉体搅拌桩是高速公路软基处理用得最多的方法之一。该处理方法具有下列特点:①能有效地减少总沉降量,这主要是桩身范围内的沉降量减少。上海的经验认为<sup>[15]</sup>,采用粉喷桩能减少总沉降量 20~30%;沪宁高速公路经验则认为能减少 25~49%,这主要与桩长、面积置换率等有关;②粉喷桩桩尖下的软土沉降量有所增大,因此一般应将粉喷桩打穿软土层;③粉喷桩处理后的路基能抵抗侧向变形,这对于减小桥台桩的侧向压力是有利的;④能适应快速加荷的施工条件而不应引起急剧沉降。但是粉喷桩施工质量难以保证且缺乏可靠的质检方法,且价格较高,当软土含水量大于 65% 后其效果尚待进一步论证。刘松玉等<sup>[36]</sup>根据大量的实测资料,认为采用标准贯入试验法检验水泥土搅拌桩的质量是行之有效的方法,并建立了标贯击数与无侧限抗压强度的关系。关于粉体搅拌桩处理的设计计算仍采用复合地基理论。

## 进一步研究方向与建议

上述对我国目前高速公路建设中存在的主要岩土工程问题进行了分析,指出了软土地基高速公路设计原则与方法。随着我国经济建设的发展,高速公路建设日新月异。今年初国家正式宣布近三年内将投资 5000 亿人民币建设高速公路。在这些工程建设中将会遇到许多岩土工程问题,笔者认为应着重下列方面的研究:

### 1. 地基处理方法的规范化研究

目前高速公路主要在东部沿海地区,以软土岩土工程问题为主,但我国幅员辽阔,中西部地区存在其它特殊土类,如膨胀土、黄土、冻土、盐渍土、地震区的液化性土,在这些地基建造高速公路将会遇到特殊问题,其处理方法将会与其它工程有区别,不能硬搬老规范,而必须形成专门规范,这在美国等发达国家已有先例,如美国专门有膨胀土地区修筑高速公路规范。因此,我国应加强这方面工作,形成适合我国高速公路建设的地基处理规范;

### 2. 地基加固新技术

虽然近几年我国地基处理技术发展迅速,但深入研究创新仍不够,特别是对高效地基处

理技术探索不够,再加上设计人员的保守意识,往往造成许多浪费,国外一些新技术值得我们借鉴。如在处理液化地基及其它松散地基时,共振挤密法<sup>[38]</sup>是一种经济有效的方法,该方法利用振动翼插入土中,通过频率变化使之与土产生共振,从而振密地基,提高强度;在提高路堤稳定性和底基层强度时,除了各种土工加筋技术之外,美国研究出一种“坚土酶”(PERMA-ZYME),用于道路建设。该产品是一种浅褐色液体,主要含有表层活性剂,痕量元素和有机混合物,使用时将它均匀洒入土中,通过与土的物理化学作用可以大大减小土的含水量,增加内聚力,减小渗透性,使最终含水量降低,最大干密度增大,大大提高土的承载力。该方法主要适用于塑性指数  $I_p = 6 \sim 15$  的土质。经比较可节省 50% 费用,具有一定的推广应用价值。

### 3. 沉降控制桩理论应用

目前解决桥头错台问题主要从路堤方面考虑,上海同济大学提出的沉降控制桩理论能否应用于桥梁桩基是值得研究的课题,如能按此理论设计桥梁桩基,使之与路段沉降相协调,则可大大节省工程造价。

### 4. 高速公路路基质量检测技术

任何一种先进的设计理论与施工方法都有赖于质量检验来保证。在地基处理及路基的质量检测方面,传统的方法往往费时费力且价格昂贵,虽然有关规范中给出了质量检验方法,但实际工作中往往难于实施,如粉喷桩质量检验。笔者认为<sup>[39]</sup>表面波谱分析法(SASW)对高速公路路基检验具有独特的效果,在国外已有较多应用;另外一种新的桥梁桩基检测技术 Osterberg 法<sup>[40]</sup>在大直径钻孔灌注桩承载力研究有良好的应用前景。

### 5. 建立高速公路地基设计与专家系统

建议尽快组织国内高等院校、设计、监理单位联合攻关,建立符合我国国情的高速公路设计专家系统,这对经济有效地建设高速公路具有深远意义。

### 参考文献

- [1] 沈珠江,软土工程特性和软土地基设计.岩土工程学报,1998,Vol.20, No.1, P100~111
- [2] 张诚厚,袁文明,戴济群编著.高速公路软基处理.北京:中国建筑工业出版社,1997
- [3] 魏汝龙.软粘土的强度及变形.北京:人民交通出版社,1987
- [4] 徐泽中等.沪宁高速公路软土工程特性研究.水利水电科技进展,1998, No.2, P9~12
- [5] Jones, Garg A and Rust. Elen, "Piezometer Probe (CPTU) for subsoil Identification," International symposium of Soil and Rock Investigation by In situ Testing, Paris, 1983, P1~19
- [6] 戴济群.深厚软基上高等级公路的路基沉降实用计算方法研究及其工程应用.河海大学硕士论文,1997
- [7] 中华人民共和国行业标准,《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ017-96)
- [8] 李生林等.软土中的蛋白质总量及其工程意义.岩土工程学报,1994,Vol.16, No.6, P56~63
- [9] 周虎鑫.软土地基上修筑高等级公路工后沉降指标的研究,东南大学硕士论文,1993
- [10] 徐泽中等.沪宁高速公路软基路堤沉降动态控制方法研究,水利水电科技进展,1998, Vol.18 No.2, P31~35
- [11] 孙更生等.软土地基与地下工程.北京:中国建筑工业出版社,1984
- [12] 日本道路协会编.《道路土工-软土地基处理技术指南》.北京:人民交通出版社,1984
- [13] 铁道部第一勘测设计院编.《铁道工程设计技术手册(路基)》.北京:中国铁道出版社,1992



- [14] 殷宗泽.土体的侧向变形,《岩土力学的理论与实践》.南京:河海大学出版社,1998,P1-6
- [15] 姜荣泽等.上海高速公路软地基处理技术,道路科技信息,1998,No.2, P7-8
- [16] 罗和祥.广佛高速公路软土地基设计与施工(资料),1991
- [17] 交通部第一公路勘察设计院,京津塘高速公路试验工程沉降分析研究(资料),1992
- [18] 交通部重庆公路研究所,软土基路堤综合处治设计方法(75-24-01-02)(国家攻关专题研究报告之五),1990
- [19] 张忠坤.高等级公路路堤减轻与复合地基加固的研究,河海大学博士学位论文,1998
- [20] 殷宗泽等.沪宁高速公路地基沉降有限元计算分析,水利水电科技进展,1998,Vol.18, No.2, P22-26
- [21] 赵维炳等.粘弹塑性本构模型及其参数测定,中国青年学者岩土工程力学与应用讨论会论文集,1994
- [22] 刘和元.超长水泥土搅拌桩复合地基性状研究,东南大学硕士论文,1998
- [23] 沈珠江.结构性粘土的弹塑性损伤模型,岩土工程学报,1993,Vol.15, No.3, P21-28
- [24] 施建勇等.考虑损伤的软土地基变形分析,岩土工程学报,1998,Vol.20, No.2, P2-5
- [25] 谢新宇等.饱和土体一维大变形固结理论新进展,岩土工程学报,1997,Vol.19, No.4, P30-38
- [26] 樊琨.软土地基二灰土桩力学参数反分析,公路,1997, No.10, P27-31
- [27] 魏汝龙.从实测沉降过程推算固结系数,岩土工程学报,1993,Vol.15, No.2, P12-19
- [28] 陈景扬等.沪宁高速公路路基固结沉降规律分析研究,水利水电科技进展,1998,Vol.18, No.2, P13-16
- [29] 潘秋元等.排水固结法《地基处理手册》.北京:中国建筑工业出版社,1988
- [30] 王引生.高速公路软土地基的沉降问题.中国公路学报,1993,Vol.6, No.1, P61-66
- [31] 扬军.粉煤灰轻质路堤的试验研究.东南大学硕士论文,1992
- [32] 扬军等.粉煤灰轻质路堤的静力模型试验研究.中国公路学报,1994,Vol.7, No.4, P26-32
- [33] 白冰等.聚苯乙烯泡沫塑料的测试及其在土工中的应用.岩土工程学报,1994,Vol.15, No.2, P104-108
- [34] 史存林等.应用聚苯乙烯泡沫塑料(EPS)整治路基冻害的试验研究,《第七届土力学及基础工程学术会议论文集》.中国建筑工业出版社,1994,P478-479
- [35] 徐泽中等.软土路基综合处理设计程序研制,水利水电科技进展,1998,Vol.18, No.2, P46-48
- [36] 刘松玉等.水泥土搅拌桩加固地基测试研究.岩土工程学报(录用待刊),1998
- [37] 何良德等.高压喷射注浆法在沉降隔离墙工程中的应用.水利水电科技进展,Vol.18, No.2, P55-57
- [38] W.F. Van Impe., Recent Developments in Foundation Techniques, 1998 (Technical Report)
- [39] 刘松玉等.高速公路液化地基处理技术试验研究报告,1998
- [40] 方磊,刘松玉.桥梁桩基承载力测试新技术研究.东南大学学报,1998, No.6

## 电话号码变更

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、地基处理协作网、《地基处理》杂志社,因工作需要,电话号码更改为0571-7952077。

# 在软土地基上的高速公路设计 ——杭甬高速公路设计综述

张继尧 金光煦 陈自辉

(浙江省交通设计院 杭州 310006)

[提要] 本文全面介绍了杭甬高速公路在软土地基上的设计,包括路线设计、路堤稳定与沉降设计、地基处理设计、路面设计,以及人工构造物及其附属结构设计,概括总结了在软土地基上的高速公路设计经验,同时,从杭甬高速公路工程实践中提出尚需进一步探讨和研究的问题,为完善今后的软土地基上的高速公路设计具有一定的指导意义。

## 概况

杭甬高速公路系根据1990年12月6日国家计划经济委员会文件,以计工[1990]1817号文《关于杭州至宁波高速公路工程可行性研究报告的批复》进行设计。该项目又属于世界银行的贷款项目,其中得到芬兰国家道路管理委员会专家组的咨询和审查。参加本项目设计的有浙江、黑龙江、辽宁三省交通设计院。

杭甬高速公路全长145km。除钱塘江二桥及其两岸公路接线,即彭埠互通式立交与钱江农场互通式立交之间的路段(K0+000~K7+760)计算行车速度为80km/h之外,全线按120km/h设计。路基宽度26m(其中:行车道 $2 \times 7.5$ m,中间带4.50m,硬路肩 $2 \times 2.50$ m,土路肩 $2 \times 0.75$ m),桥涵、通道与路基同宽。沥青混凝土路面设计年限为15年。结合杭甬高速公路主要技术标准,参与国内外高速公路有关规范和规定,详细制订了《杭甬高速公路初步设计暂行规定》(简称《暂行规定》)、《杭甬高速公路施工图设计勘测暂行规定》(简称《勘测规定》)和《杭甬高速公路施工图设计须知》(简称《设计须知》)等作为设计的依据。

本路线位于杭州湾南岸、萧绍姚、宁奉平原,以冲海积、湖沼积及泻湖湖沼积平原为主体。平原占全路线90%,沿线地形平坦开阔,河道纵横,湖网密布,广阔的平原上丘陵零星分布。沿线不良地质主要为软土。根据施工图设计阶段勘察,全线软土地基总长度为91.64km,占全线总里程的63.2%,地表无硬壳的软土长度为65.33km,占全线总里程的45.1%。沿线软土分布见表1,突出表现为软土分布区域大和软土层厚。

• 收稿日期:1998年12月

杭甬高速公路软土地基分布表

表 1

合同段	里程桩号	软土路段				正常路段长度(km)	路堑段长度(km)	合计(km)
		有硬壳长度(km)	无硬壳长度(km)	软土长度(km)	软土厚度(m)			
1	K0+000 ~ K7+760					7.760		7.760
2	K7+760 ~ K33+148		1.028	1.028	26~37	24.360		25.388
3	K33+148 ~ K56+452	0.650	19.300	19.950	20~53	2.224	1.130	23.304
4	K56+452 ~ K81+100	3.640	14.707	18.347	10~26	5.470	0.8113	24.650
5	K81+100 ~ K99+100		14.136	14.136	8~30	3.059	0.805	18.000
6	K99+100 ~ K123+090		17.510	17.510	5~15	2.936	3.544	23.990
7	K123+090 ~ K145+000		20.669	20.669	5~41	0.153	1.102	21.924
	合计	4.290	87.350	91.640		45.962	7.394	145.00

全线软土主要以泥炭及浅埋的淤泥质粘土或粘土及淤泥等为主。主要特征是高含水量、高压缩性、土体抗剪强度低、固结速度慢(含水量:47~65%;孔隙比:1.2~1.75;压缩系数 $V/H$ :0.82~1.44/0.45~1.53;快剪指标: $C=6\sim 17\text{kPa}$ , $\varphi=1.5\sim 4.4^\circ$ ),主要问题是软土地基沉降量大,施工期间最大实测沉降量达2.5m以上。

沿线地处经济发达地区,村庄较多,人烟稠密,乡镇企业星罗棋布。乡村道路已经网络化,水利设施和田间交通十分完善。

本线主要工程规模:全线路基土石方总量:填方11135万 $\text{m}^3$ ;挖方465万 $\text{m}^3$ ;软基处理长度:60528m;路面工程:2692114 $\text{m}^2$ ;桥梁(m/座):16411/185;通道232座;涵洞268道;互通立交6处(后增设5处);分离立交22座。

## 杭甬高速公路路线设计(略)

### 在软土地基上路堤稳定设计

#### 1. 沿线一般路堤的稳定性验算

根据软土地基的地质条件、土层强度和不同的路堤高度,一般软土路段的划分长度为200~400m,桥头等构造物处一般划分长度为20~60m,按每一分段中最大填土高度进行稳定验算,采用有效固结应力法进行验算,地基及路堤的抗剪指标均由直接快剪试验获得。计算时考虑了沉降填方和行车荷载的不利影响,行车荷载换算均载土柱厚度,按0.5m计算。分别验算在路堤填筑期、预压期、路面施工期和运营期的稳定。

天然地基的极限填土高度:K7~K80路段为3.5~4.5m;K80~K145路段为3.0~3.5m。一般路段的稳定系数;K7~K80路段的最小值为1.24;K80~K145为0.8~1.4之

间。

### 2. 沿河(塘)路堤的稳定设计

为避免路堤在沿河(塘)路段失稳,设计中对这些特殊路段另作了稳定验算。从计算结果来看,沿河(塘)路段的路堤稳定性与同地质、同填高的一般路段相比,稳定系数一般要小0.2~0.4。由此,在设计和施工中应特别注意沿河(塘)路堤的稳定性:①施工中严禁人为降低河(塘)水位,需要时,应考虑降低水位影响进行验算;②设计时对稳定系数要求酌情提高0.1~0.2;③严格控制路堤填筑速率;④加密稳定观测的测点和测次。

### 3. 桥头路堤的稳定性设计

在软土地基上高速公路设计,桥头路堤设计应作为重中之重来考虑,不但要考虑稳定和沉降,更要重视地基的水平位移和差异沉降的影响。

桥头路堤在断面横向稳定计算与一般路堤一样验算,但是桥头路堤一般路基填筑高,杭甬高速公路最大填土高度为6m,为了减小工后沉降,往往还要考虑超载预压。对于高路堤的稳定性,经常在路堤填到设计高度以前就有问题。因此,不仅要最终填筑高度作稳定计算,而且必须对填筑过程中的稳定加以研究。

桥头路堤纵向前沿,往往是河道或通道,所以尤须注意纵向稳定的验算,一般计算时,路堤内滑动面上也考虑抗剪阻力。但对于软土层厚的地基上的路堤,由于地基沿河(通)道向的侧向位移,路堤受拉,因此在初步设计中,可以忽略堤内的抗剪阻力,按路堤部分整个高度内产生竖向裂缝进行计算。

对于深厚的软土地基,而且在平原区,土地很宝贵,一般不考虑采用反压护道来增加稳定性,采用反压护道只会增加总沉降量。但是为防止桥台修成后,在台背填筑路堤时,桥台产生过大的侧向位移,采用溜坡式桥台方案是可以考虑的。

杭甬高速公路设计中,近期(施工期)稳定,采用总应力法,取快剪指标的稳定安全系数容许值为1.10;长期(营运期)稳定,采用有效固结应力法,取快剪指标的稳定安全系数容许值为1.25。这和我国如今颁布的《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ017-96)基本相符,但芬兰专家咨询意见,认为计算方法是可行的,稳定安全系数低了,芬兰专家曾强调建议:施工期取1.3;营运期1.5。专家认为:当安全系数小于1.3~1.5时,土的性质接近塑性,经典的土工技术理论在计算沉降方面是无效的,我们认为,对此问题还有待探讨。

## 软土地基处理设计

### 1. 软基处理设计标准的探讨

在软土地基上的高速公路设计,最关键问题是沉降问题,特别是工后沉降。国内外对容许工后沉降看法不一致,有作规定,也有不作规定;有控制较严,也有控制较宽。它的规定和取值直接影响到工程造价和道路的使用性能。杭甬高速公路设计参照国内外有关资料和经验,竣工以后,路面使用15年内,制定容许工后沉降标准为:主线上桥梁与两端填土路堤毗连处为0.1m;涵洞与通道处为0.2m;一般路堤为0.3m。从行车舒适性考虑,差异沉降的坡度控制在0.4~0.6%。这个标准与如今(JTJ017-96)规范规定相同。软土地基的处理就是按这个标准设计的。

### 2. 软基处理方案的选择

按容许工后沉降标准,结合各路段的具体地质条件,通过计算、分析和比较,并按经济、安全和适用的原则,选择不同的软基处理方案,同时根据试验路段的观测与分析资料,在施工图设计中又作一次全面的修正。对全线的软基处理设计采用以下几种类型:

### (1)堆载预压

堆载的高度分以下三种情况:

a. 路基等载预压:即路基填至路槽底面标高后进行预压。一般用于沉降量不大,又不需作地基处理的一般路段。

b. 路槽等载预压:即路基填至路面顶面标高后预压。大多用在沉降量不大,工后沉降超过10cm以上的桥头路段。

c. 超载预压:即在路面标高以上超填0.5~2.0m的超载预压。一般用于稳定性较好,工后沉降较大的桥头路段。

d. 土工布+路基等载预压:一般用在填河(塘)路段。

### (2)固结排水

采用塑料排水板(或袋装砂井)结合堆载预压的固结排水处理。这是杭甬高速公路软基处理的主要方法。处理深度 $H$ 在20m以内。当 $H < 15\text{m}$ ,板厚 $\delta = 4.5 \sim 5.0\text{mm}$ ,换算砂井直径 $d = 7\text{cm}$ ;当 $H > 15\text{m}$ ,取板厚 $\delta = 6.0\text{mm}$ ,换算砂井直径 $d = 10\text{cm}$ 。主要分三种情况:

a. 固结排水+堆载(或超载)预压:普遍用于全线软土路段。超载预压的固结排水大多用于桥头路段,超载高度不大于1.5m,一般在1.0m左右。

b. 固结排水+土工布+堆载(或超载)预压:一般用于软土层较厚、路堤稳定性不足、沉降量较大的路段,如沿河(塘)软土路段。

c. 固结排水+反压护道:软层基底倾斜、路堤较高的沿山路段,为了增加路基稳定性,只是在个别路段采用。

为使高速公路路基纵向差异沉降满足0.4~0.6%以下,排水板的深度和间距采取渐变,但排水板长度级差不宜过大,宜在1.0~3.0m之间,软基处理长度和范围也应考虑沉降坡率的影响。

### (3)粉煤灰路堤

为了减小沉降和提高路堤的稳定性,采用粉煤灰路堤是一种有效的方法。在事先用普通填料进行堆载预压的地段,可结合使用粉煤灰作填料得以减少沉降。粉煤灰可在路堤横向以楔状充填,减少横向的差异沉降。沿纵向以楔状结构可用于过渡段,在竖井排水处理与不处理的过渡段也可以采用楔状结构。原设计部分路段采用粉煤灰路堤,施工阶段由于粉煤灰的供应和运输发生困难而改用其它处治方法。粉煤灰路堤只用在本站的起始段萧山路段。

全线软土地基处理如表2所示。由表中可以看出,杭甬高速公路软基处理的主要方法为排水固结处理,占处理路段总长的69.4%;其次是堆载预压,占处理路段总长的30.3%,而采用粉煤灰填筑的路段仅占0.3%。施工阶段为了减少预压期,余姚段有几座排水固结的涵洞基础处理变更为粉喷桩处理,没有统计在表2内。

杭甬高速公路软土地基处理设计表

表 2

类型	处理措施	适用条件	处理路段长度 (m)
堆载预压	路基等载预压	填土高度低、沉降量小、软层薄的一般路段	22451
	路槽等载预压	填土高度一般、沉降量较小的路段	1400
	超载预压	稳定性好,工后沉降较大的桥头路段	430
	土工布+路基等载预压	填河(塘)路段	35
固结排水 (塑料排水板或袋装砂井)	路基等载预压	填土高度低、软层厚的一般路段	43051
	路槽等载预压	填土高度较高、软层厚的桥头、涵洞部位	1386
	超载预压	填土高度高,稳定性足够、工后沉降大的桥头	5628
	土工布+路基等载预压	软层厚、稳定性不足的一般路段	1990
	土工布+超载预压	软层厚、稳定性不足、工后沉降大的桥头	1108
	反压护道	软层基底倾斜、路堤高的沿山路段等	2483
轻质填料	粉煤灰路堤	软层薄、工后沉降不满足标准而粉煤灰取用方便的路段	205

### 3. 对软基处理使用的评价

软基处理的方法有几十种,当然应该因地制宜地选择处理方法。无疑地,利用路堤堆载预压是最经济的处理方案,采用塑料板或砂井排水固结是当前深层软基处理费用较低的一种方法,无论是国内或国外,使用最多的就是这两种处理方法。在杭甬高速公路设计中,对软基处理也曾作过多方案比较,并对某些处理方式作过专题研究,芬兰专家亦提出过不少建议,如泡沫塑料轻质路堤(EPS路堤),在杭甬高速公路 K132 的被交叉线上首次研究应用,获得成功。但是目前造价较高,通过望童桥 EPS 桥头路堤分析,在路堤高度 4m 以下,相当于建桥成本。对振冲碎石桩法曾作了具体设计,对此有不同的看法,经专家组专题讨论,认为尽管在粘性土不排水抗剪强度小于 15kPa 的地基使用该方法也有不少成功的实例,但一般认为振冲碎石桩法仅宜于不排水抗剪强度不小于 20kPa 的地基,我国《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》规定:湿法施工(水振冲),地基的十字板抗剪强度应大于 15kPa,再说,造价也不低,最后放弃使用。对于各种加固土桩(包括芬兰专家建议的石灰桩)主要考虑也是造价较高。

对于堆载预压和固结排水的处理方法,在杭甬高速公路上应用,无论从试验路段或全线工程实践上观察与分析应该说是成功的,加速地基沉降的效果是明显的。但是从通车以后沉降观测分析,还存在不少的问题需要进一步探讨和研究。

(1)对于深厚层软土地基,统计沉降观测分析,一般实测沉降量比理论计算大5~20%,特别是后期发生的长期沉降量偏差更大,使工后沉降难以控制。初步分析主要有以下原因:

a. 深层沉降和次固结沉降难以控制。软土层厚30~50m,而竖向排水的最大处理深度仅达20m,深层软土的沉降和次固结沉降在工后延续很长时间。根据试验路段的观测,如果预压终止时的沉降速率控制在1.0cm/月(0.33mm/天)修筑路面,则预压期需要500天左右(即15~17个月),如果考虑修筑路面,沉降速率还有可能递增,则需要预压期更长。

b. 沉降计算假定与计算方法的误差,选用土质参数和指标的误差等都影响到理论计算和实际产生沉降的差异。采用分层总和法在计算地基沉降时假定土体为一线弹性体,未考虑土体的剪切变形、土体的非线性特性及土层间的相互作用和影响等因素,另外,如土质参数指标都是由现场取样,室内试验求得;土体取样难免受扰动;室内试验是土体单向压缩指标,而实际是三向应力状态的无侧限压缩等都会影响沉降量计算,尽管在沉降计算中采用经验系数 $m_v$ 进行修正,但是影响 $m_v$ 系数是多方面的,一时还难以分析和概括。

c. 对于竖向排水体施工,亦有可能打桩机械的振动及桩管的扰动,破坏了原有地基的强度和透水能力。这些不利因素的影响在理论分析时是很难估计和处理的。也就是说,堆载预压和排水固结法不是在任何场合都是凑效的。

通过杭甬高速公路软基处理实践,还可以总结不少的经验,主要体会有:

a. 在软土地基上建造高速公路,软土地基必须进行处治,就目前我国规范规定的容许工后沉降标准是合理的,也是可以接受的。从高速公路使用要求上看,应该重点抓住避免桥头跳车。采取积极的措施是降低路堤填筑高度;桥头堆载预压要考虑充分的预压期,做好沉降的动态跟踪观测,修正预压期、严格控制工后沉降量;对于高填土、厚软土,预压期难以得到控制和保证的,应该采取减少沉降量的处理方法,如采用轻质路堤(粉煤灰路堤或EPS路堤)、加固土桩(石灰桩或水泥搅拌桩的复合地基)等。即使花上一定的代价,也是必要的。

b. 在软土地基上建造高速公路,必须充分重视养护设计,当软基处理难以控制工后沉降标准时,允许减少一次性投资,工后沉降靠养护来解决;即使满足允许工后沉降标准,为了满足高速公路通车舒适的基本要求,纵面坡率维持小于0.4~0.6%,在路面15年使用期内仍然需要正常养护(如桥头罩面养护)。

c. 软基试验工程是必要的。而且必须提前在工程全面开工前取得试验成果,以利指导软土地基处理设计与施工。同时,对软土路堤施工必须做好动态跟踪观测,以实测资料预测残余沉降量,允许修正设计。

## 在软土地基上的路面设计

### 1. 对分期修建路面设计的考虑

杭甬高速公路软土路段设计,通过预测工后沉降计算表明,一般工后五年、八年和十年内的沉降分别约占工后十五年内累计沉降量的50~60%、70~80%和77~94%。为保证路面正常的使用状态,路面在使用期间的不均匀沉降只能由面层材料来填补,因此,考虑软基工后沉降,为了减少一次投资,路面采取分期修建的方案,即第一期路面运营五年后再进行第二期路面的加铺。根据日本在软土地基路段的路面设计经验,考虑下沉软土地基特有的修补,一般在五年左右开始,如日本名神高速公路养老、大恒及安八地区约8.5km的软土地

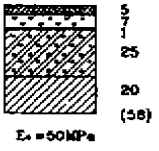
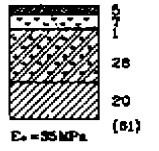
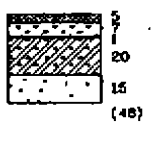

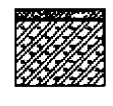

段采用堆载预压为主体施工,最大沉降量约有2m,1964年9月开通,预测工后沉降量有30cm以上,使用开始采用一期路面,继续观测沉降和孔隙水压,确认残余沉降较小时,从1966年至1968年再加铺二期路面。

2. 一期(过渡)路面结构设计

杭甬高速公路根据预测交通量,拟定绍兴~宁波段第一期沥青面层厚度为12cm(5cm中粒式沥青混凝土和7cm粗粒式沥青混凝土),设计使用年限为5年,第二期计划加铺5~6cm的细粒式沥青混凝土及防滑面层。基层为石灰粉煤灰稳定碎石,底基层采用二灰。一期路面结构总厚度为48~61cm,基层结构厚度的计算按沥青路面的总使用年限(15年)验算。路面结构组成如表3所示。

杭甬高速公路路面结构组成图

表3

自然区划		IV <sub>1</sub>		
路基土组		碎石土		岩体
填挖情况		填方		挖方
累计轴次		1.44×10 <sup>6</sup> (5年)		
路面计算弯沉		0.280mm	0.300mm	0.280mm
路基干湿类型		干燥	中湿	
行车道及路缘带	代号	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I <sub>3</sub>
	图式			
硬路肩及中央分隔	代号	II <sub>1</sub>	II <sub>2</sub>	II <sub>3</sub>
	图式			

图例



- A: D型热拌沥青混凝土;    B: B型热拌沥青混凝土;    C: F型热拌沥青砂;
- D: 二灰碎石;    E: 二灰;    F: 级配碎石。



基层顶面 1cm 沥青砂封层的作用是封闭基层顶面,吸收基层的部分反射裂缝,以及提供施工车辆临时通行的基层保护层。设计要求沥青砂封层应与基层一次形成,并要求摊铺均匀,碾压密实,真正起到密闭作用。

石灰粉煤灰稳定碎石基层属半刚性基层,板体性强,但容易产生收缩裂缝。为尽量减少裂缝,设计要求采用嵌挤式,即碎石含量应大于 70%。石灰粉煤灰底基层,对混合料中石灰的有效钙含量和粉煤灰的烧失量加以严格控制。

路面结构层的强度以各层顶面的计算弯沉控制,如表 4 所示。

结构层顶面计算弯沉值

表 4

层位		结构层名称	计算弯沉(1/100mm)		
			$E_0 = 35\text{MPa}$	$E_0 = 50\text{MPa}$	岩基
面层	上	中粒式沥青砼	30	28	28
	下	粗粒式沥青砼	36	34	34
基层		石灰粉煤灰稳定碎石	42	45	45
底基层		石灰稳定粉煤灰	152	123	
		级配碎石			120

由于材料来源等限制,一期过渡路面在施工过程中,二灰碎石基层部分变更为水泥稳定碎石基层;二灰底基层变更为级配碎石底基层。

一期过渡路面通车不到两年,局部路面和基层出现不同程度的裂缝、车辙、破损和唧浆等病害,除了施工上的一些原因之外,对于一期过渡路面如何设计尚需研究:

(1)一般通车初期,交通量较少;又考虑软基沉降,势必采用面层加铺,为了减少一次投资,一期过渡路面采用多厚合适是值得探讨的。杭甬高速公路一期路面厚度采用 12cm 似嫌太薄,面层厚度太薄,对于防止裂缝亦无明显效果。

(2)一期路面上面层采用中粒式沥青混凝土矿料级配 LH-20 II 型,粗料较多,细料较少,孔隙大,易渗水。对于杭甬高速公路所处地理位置,雨水较多,对防止雨水浸蚀是不利的。

(3)半刚性路面结构中的底基层,是直接支撑基层的,要求具有较大的强度与刚度,成为车载和不均匀沉降弯曲应力的主要承重层,一般不宜小于基层厚度。在施工阶段将二灰底基层变更为级配碎石底基层,更是不适宜,特别是在南方多雨地区,地下水位普遍较高,排水又不良地段,更不宜选择采用。

### 3. 路面在运营期的养护与维修

在软土地基上修筑高速公路,工后沉降是不可避免的。特别是桥头差异沉降,需要经常维修。如日本常磐高速公路的神田桥每下沉 2.5cm,修补一次错台,从 1986 年 9 月 20 日通车后,19 个月则加铺修理了 19 次,平均每月一次。日本名神高速公路大垣地段通车后十年内经常进行维修。杭甬高速公路通过预测残余沉降的分析,专门拟定了在运营期的路面养护与维修计划,当桥头差异沉降超过 2~4cm 时,就需要通过罩面维修,二期路面面层的修建计划在 2000 年左右。考虑在二期路面修筑时,沿道路纵面发生沉降量不一,而且一般路段的沉降量已远远超过计划二期路面的厚度(如 5cm),如果要补足到原设计高程,则必然大

增加二期路面工程数量,因此,必然有一个纵面调整设计。纵面调整设计的原则,以不降低原有设计标准,而又尽可能减少二期路面的工程数量,并保证二期路面的最小厚度,通过试验设计的调整,是有可能的。路面在运营期的养护与维修,不会影响设计标准,降低使用质量。

## 在软土地基上的人工构造物设计

### 1. 桥涵设计的总体布置

在软土地基上对桥梁、通道与涵洞等人工构造物的总体布置主要考虑以下原则:

(1)尽可能不改变现有河道自然状态、桥长和跨径的布置,除保证通航、排水使用功能外,不压缩河道、边孔布置在岸地上,对增加桥头路堤稳定有好处。

(2)尽可能降低桥头路堤填土高度,因为路基设计高度关系到土方工程量、占地、软基处理、施工期、工程投资、桥头沉降、养护工作量、行车安全等各方面因素。

(3)合理设置通道位置。一般说,通道宜从高速公路下穿,这样可以结合平原区农田水利灌溉,也方便行人通行。在沿海平原区,往往是河渠成网,人口密集,经济发达,农村道路和人行通道纵横交错。因此,尽可能将通道布置在较高路堤下通过,或利用桥梁边孔作通道。结合纵面设计,能并的则并,全线综合考虑,统筹规划,完善乡、镇路网。通道的布置必须要求沿线市、县和乡、镇积极支持并配合做好工作。

(4)斜桥斜做和斜桥正做的布置问题。斜桥斜做在桥、路连接处,桥头伸缩缝很难保证平整度的要求,再加上软土地基不均匀沉降的影响,容易产生桥头跳车,因此,对于跨河桥梁、桥长较短、跨数不多,即布置斜桥斜做,但斜交角度不大于 $45^\circ$ ;对于跨线桥梁(如跨铁路或Ⅰ级和Ⅱ级公路),桥长较长,跨数较多,除跨线部分采取斜交布置外,边跨可采取斜桥正做,既利施工,又利良好的通车性能。

(5)为有利于降低路基填土高度,对于分离式立交和互通式立交,尽可能采取主线下穿,而且,一般主线下穿方案造价较低(比主线上跨方案约低25%左右)。

### 2. 桥梁结构型式的选择

平原河网地区应特别重视对中、小型桥梁结构型式的选择,不但数量多,所占工程造价高,也是影响高速公路使用性能的关键部位,除了要求选择的结构类型造价低、施工简便、工期短、安装不影响河道正常通航外,尽可能选择自重轻、建筑高度小、无推力、能适应软土地基的桥梁结构型式,宜选择板式体系结构。8m跨径采用钢筋混凝土空心板,跨径10、13、16、20m一般采用预应力混凝土空心板,一般选择先张法比较经济。20m的预应力空心板与T梁相比较,前者建筑高度小,后者经济指标低,为了追求建筑高度有时25m和30m也有采用空心板梁。30m以上的斜交桥一般采用组合梁。为了提高行车舒适效果,并考虑施工简便,大多采用简支梁桥面连续结构。

在软土地基上一般多是采用桩基础。对于打入桩虽具有施工方便、速度快、质量易控制等优点,但由于打入桩刚度小、用钢量高、造价大,所以杭甬高速公路的桥梁基础多采用具有较大刚度的钻孔灌注桩,直径有1.0m、1.2m和1.5m三种。特大桥采用有直径2.5m的。

### 3. 在软土地基上桥台桩设计

软土地基上桥台桩设计主要应考虑两个问题:

### (1)防止桥台桩的水平位移

桥台桩不仅受到桥头填土偏心荷载作用而产生沿桥轴的水平纵向位移,当软基抗剪强度不足,还因软土的塑性流动,而使桥台桩产生较大的水平位移,有时还影响到桥墩桩,产生水平位移。地基侧向最大水平位移,一般离地表面一定的深度,约4.5~8.0m深处,主要由地基土的剪切变形产生的。侧向位移的最大速率产生在路基填筑后期,填土后2~3个月达最大值,以后逐渐趋小。所以在桥头堆载预压稳定一段时期以后再施工桥台是必要的。

对于设计来说,是如何限制桥台桩位移,以能保证正常使用为原则。设计时应根据台背填土高度、软土地基埋置深度、厚度,以及桥台结构形式等,判断一下桥台桩前移的可能性,判定的标准即是以填土的稳定系数为基础的。杭甬高速公路是采用了日本道路公团、首都高速公路公团和建设部提出的桥台前移的判断标准,应采取措施使 $I < 1.5$ (详见《软土地基桥台桩位移的分析与处理》一文)。

在深厚软土地基上修建桥台桩,桩的水平位移几乎是不可避免的。首先应该从设计上考虑桥台桩的位移处理,如先进行地基处理后建桥台桩基础,或减轻台后填土荷载方法(采用轻质填料EPS块或粉煤灰),或改善桥台结构和基础形式的方法等。

### (2)考虑桥台桩负摩阻力的影响

从理论上分析,在计算桩的承载力时,应考虑桩侧非固结压缩软土层在竖向荷载作用下的压缩变形,当该压缩下沉量大于桩的竖向变位值(包括桩身压缩及桩尖下沉)时,将对桩产生负摩阻力。负摩阻力很难测定,再说,软土层的固结压缩变形是动态变化的,一般说,在通车时,地基土的固结压缩变形已达到85~90%以上。因此,桩的负摩阻力大小是很难确定的。不同的假定,计算方法和公式很多。杭甬高速公路桥台桩的负摩阻力计算,采用一般的负摩阻力计算公式,先确定产生负摩阻力的桩的中心点位置,再计算负摩阻力,确定桩长。一般情况下,计算桥台桩长不超过桥墩桩长。

## 4. 在软土地基上通道和涵洞设计

### (1)通道设计

优化设计填土高度,合理设置通道位置,是在软土地基上设计高速公路的一项非常重要工作。杭甬高速公路上独立通道,大多采用钢筋混凝土的箱式通道,因为整体稳定好,适应在软土地基使用。跨径多在6m以下,超过8m的都是采用小桥,具有框架结构的轻型薄壁桥台,板式通道。在通道内设置灌溉涵洞的,采用板式结构。通道内的路面标高以不积水为原则,通常高出原地面(路面)10~20cm。在软土地基上修筑箱式通道,在高速公路的路基中心处必须设置变形缝,沿通道纵面可使适应不均沉降差10~20cm。箱式通道一般都经过软土地基处理,堆载预压,及反开槽施工。

对于斜交的轻型桥台结构,由于水平面上存在一个未获平衡的扭矩,要靠调整台背反力的不均匀分布来承担,结构体系受力相当复杂。因此,设计时限制使用在跨径 $L < 8\text{m}$ 、孔数 $< 3$ (原则上采用单孔)、孔高 $< 5\text{m}$ 、斜交角 $\alpha < 30^\circ$ 。

### (2)涵洞设计

涵洞孔径除满足规范要求,按灌溉及排水需要设计外,应考虑清淤方便和软基沉降的影响,杭甬高速公路上的涵洞设计,对灌溉涵扩大管径25cm;排水涵扩大管径50cm。全线采用钢筋混凝土圆管涵;灌溉涵内径为1.0m;排水涵内径1.5m;钢筋混凝土箱涵的净空有 $3.0 \times 2.3\text{m}$ 和 $3.0 \times 2.6\text{m}$ 两种。

为使涵洞在构造上能适应一定程度的沉降量,涵洞全长范围内设沉降缝3~4道,其位置设在路基中部和行车道的外侧。能适应30~40cm差异沉降量。

当估计残余沉降量比较大时,设计设置预拱,预拱度一般在路堤中心处设预留量 $\Delta_s = 20\text{cm}$ ,以这个预留量为基准,路肩按 $0.8\Delta_s$ 、坡脚按 $0.2\Delta_s$ 的比例预留。

杭甬高速公路对几个典型涵洞从实测沉降值作了工后沉降预测分析,如K33+437的涵洞,预测最大工后沉降量为17.9cm,洞内外最大差异沉降为8.0cm;K47+366涵洞,预测最大工后沉降量为32.3cm,洞内外最大差异沉降量为16.9cm。对结构和使用不会产生严重影响。

涵洞亦是大部分采取软基处理,堆载预压和反开槽施工。

## 5. 在软土地基上的附属结构物设计

### (1) 桥头搭板设计

在软土路基上为了适应与人工构造毗连处差异沉降的过渡,在桥梁与通道的两端设置桥头搭板是必要的,杭甬高速公路的搭板长度分6m和8m两种,搭板的宽度为沥青混凝土路面宽度,即 $2 \times 10.5\text{m}$ 。

6m长的搭板一般设置在下列几种场合:

- a. 填土高度5m以下的肋式桥台及溜坡式桥台;
- b. 填土高度在7m以下的其它形式桥台;
- c. 匝道桥及被交叉路上的桥梁;
- d. 非软土地基填土高度在5m以上。

8m长的搭板一般设置在以下几种场合:

- a. 填土高度在5m以上的肋式桥台及溜坡式桥台;
- b. 填土高度在7m以上其它形式桥台。

### (2) 中央分隔带内的排水设计和通讯管道设计

因为在路线设计时已经考虑到尽可能选择不设超高的平曲线半径,路面排水向路堤右侧。在超高路段,设计都设有完善的排水设施,采用了凹型中央分隔带,路面排水方式则采用在中央分隔带防撞栏后面设置排水沟,通过一定间隔设置的集水井、横向排水管、边坡急流槽,将超高侧路面水排入边沟,横向排水管的设置要考虑软基沉降的影响,杭甬高速公路通车以后,迄今没有发现由于不均匀沉降而引起任何损坏,排水功能良好。

通讯管道采用短节预制6孔管段,比较适应软土地基沉降,也不会损坏有柔性的电缆。

### (3) 其它附属结构物设计

桥、路联接处的混凝土护栏,在桥梁横向伸缩缝处必须断开,能适应沉降和收缩。

软土地基上防噪声墙的基础设计采用桩基础。以使保证强度、稳定适应地基的不均匀沉降。

由于桥头路堤的沉降,很有可能造成台后侧墙和桥头锥坡发生沉陷,必须及时做好养护工作。

## 6. 路(桥)面平整度设计

为适应高速公路行车高速、安全、舒适性,对路面平整度的要求特别高,按《公路工程质量检验评定标准》(JTJ071-94),对于沥青混凝土面层,要求采用平整度仪连续测定,全线连续按100m计算,平整度的标准偏差应小于1.8mm;在桥面及结构物接缝处,用3m直尺测

量,任一点的偏差应小于 3mm。影响平整度设计,主要有以下几方面:

### (1)关于伸缩缝的设计

对于高速公路应该优先考虑连续结构桥型。对于软土地基建桥,采用多跨简支板、梁结构比较适应,而且施工简单、造价低,为了适应通车的舒适性,都是采用桥面连续方案。但是在设计时应特别注意以下几个问题:

a. 尽量减小接缝,桥面连续可适当伸长,杭甬高速公路桥面连续长度多在 100m 以内,还可适当增长。但应与支座厚度设计相适应。一连桥孔在两个桥台之间,连接长度不宜超过 200m;当一连孔在墩与墩之间时,连长不宜超过 120m。

b. 进一步研究改善连续桥面结构设计。目前常用的桥面连续形式有刚接连接板、铰接连接板和柔性连接杆三种。如杭甬高速公路的山西港桥连续桥面设计,采用铰接连接板形式。通过连续板桥面的变形计算。连接板顶面的沥青混凝土面层已超过其抗弯拉强度值和破坏应变性。计算连续板顶面的总应变  $\epsilon_t = 3.58 \times 10^{-3}$ ,而沥青混凝土破坏应变值一般为  $(1 \sim 2) \times 10^{-3}$ ;计算连续板顶面沥青混凝土面层抗弯拉强度为  $\sigma_t = 5.38\text{MPa}$ ,而沥青混凝土面层的标准抗弯拉强度为 1.5MPa。因此,在连续桥面处必然导致沥青混凝土铺装层的破坏。

### c. 注意选择好伸缩缝结构型式

影响伸缩缝破坏的因素很多,其中接缝部位的平整度影响是主要因素之一。不仅影响伸缩缝的使用寿命,而且直接影响行驶性和舒适性。

杭甬高速公路萧山至上虞段都是采用橡胶板伸缩缝(W60型或BF-60型)。由于桥头路段的沉降,使汽车行驶产生桥头跳车,致使伸缩缝装置周围的桥梁结构产生局部破坏,并不断扩大,使平顺性恶化,产生跳动与响声,车辆行驶性变差,舒适性受到严重影响,以后在余姚至宁波段部分改用埋入式伸缩缝(亦称无缝伸缩缝),应用在伸缩缝位移 50mm 以下的中小型桥梁。伸缩缝较大的采用 WABO 条状异形钢伸缩缝,如 GQF-C80 型或 SE-300 型(位移量 80mm)和 SE-400 型(位移量 100mm)等,使用效果有明显改善。

### (2)关于桥面铺装层设计

沥青混凝土桥面铺装层出现松散和脱皮,主要是面层与桥面板之间粘结不良、碾压不实,桥面铺装层过薄也是原因之一。杭甬高速公路中,小型桥梁采用通用图设计,沥青混凝土面层采用 5cm,显得过薄。日本高等级公路设计规范规定:“桥面的路面原则上采用沥青路面,其设计厚度标准为 7.5cm”。只有受特殊条件制约时,或道路等级较低时(日本规定 3 类 3 级以下),设计厚度可减至 5cm。以后建议采用 8cm,分两层摊铺,上层为中粒式,下层为粗粒式。

装配式预应力混凝土梁板结构,由于混凝土的收缩、徐变而形成反拱,产生梁(板)顶面不平,如果反拱值小于 3cm,可采用水泥混凝土铺装找平,再铺装沥青混凝土铺装层,如反拱值大于 3cm。宜在构件制作中调整,设置倒拱,以利调整。则必须在设计中事先考虑,在杭甬高速公路通用图中没有精细考虑这些问题,建议以后需要改正的。梁(板)顶面高低相差太大,不但调坡困难,沥青混凝土铺装层厚薄不均,在车辆高速行驶下也容易损坏。

### (3)关于路面拱度设计

在软土地基上的路面横坡设计,在杭甬高速公路设计时就提出有不同的看法,包括芬兰专家,考虑路基中心沉降量大于路肩沉降量,建议使用路面横坡 3.0~3.5%;有些认为桥面

横坡采用2%,同时考虑二期路面的设计,横向差异沉降可在二期路面施工时调整,沿路线采用不同的横坡值,给设计和施工都带来麻烦,从目前使用效果上看,虽然还没有影响到路面排水,但是作为多雨地区,又是软土地基,适当地提高路面横坡(如2.5%)是合理的,此时,桥面横坡亦建议采用2.5%,以利设计和施工。

## 结束语

在深、厚软土地基上进行高速公路设计,残余沉降时间很长,工后沉降的标准也难以控制,因此,考虑一次性投资处理地基,还是把沉降问题放在养护中解决,需要综合考虑、精细分析、主动决策确定。在深、厚软土地基上进行高速公路设计,不是不需要地基处理、不是不要工后沉降标准,而是需要选择适当的处理、遵循适当的标准设计,当前发布的《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ017-96)所确定的工后沉降标准是合理的。但是在深、厚软土地基上进行高速公路设计必须考虑日后的养护问题。

在软土地基进行高速公路设计,尽可能降低路基填土高度是最关键的因素,优化纵断面设计是最关键的设计。

在软土地基上建造高速公路,涉及面很广,既要精心勘察、精心设计,又要科学施工、合理计划、严密管理,还需各方综合协调,是完全有可能在软土地基上建造一条安全、舒适、高速的公路。

在软土地基上设计高速公路,涉及的内容很多,不能一一细及,在此只是简单地介绍了杭甬高速公路在软土地基上的主要设计,很多还是存在的问题,希望各界批评和指正。

---

## “锚固与注浆面向新世纪国际会议”紧急征文通知

由中国科学院、中国岩石力学与工程学会岩石锚固与注浆技术专业委员会与国际大坝委员会主办的“锚固与注浆面向新世纪国际会议”将于1999年10月6日~9日在广州召开,主办单位热情邀请全国岩土工程界的专家、学者、企业界人士踊跃参加。会议已得到国际岩石力学学会、国际土力学及基础工程学会的大力支持,会议由中科院广州化学灌浆工程总公司承办。现将会议国内论文征集工作有关事项通知如下:

### 一、征文内容

1. 面向新世纪的锚固与注浆;2. 锚固技术;3. 注浆、深层搅拌技术、高压喷射注浆技术;4. 岩土的基本工程性质

### 二、征文要求

1. 应征论文应未在国内外刊物或论文集上发表过。  
2. 论文字数请控制在6000~8000字(含图表)。论文要求中、英文各三份(其中底稿件1份,复印稿2份,均采用激光打字)。中文格式按《岩石力学与工程学报》要求打印,英文格式请与秘书处联系。同时大会热忱欢迎国内外相关厂商来大会布展,具体事宜请与大会秘书处联系。

### 三、征文时间安排

征文截止日期1999年5月1日。论文经会议技术委员会审查后,由大会秘书处通知作者本人。

### 四、大会联系地址

广州市先烈中路81号大院39-1,邮政编码:510070 联系电话:(020)87768512 传真:(020)87768677 电子邮件:gzgicc@Public.guangzhou.gd.cn 联系人:邝健政 熊厚金

# 浆喷桩在高速公路软基桥头加固试用浅析\*

杨昌生

(福建省高速公路建设总指挥部 福州 350001)

**【摘要】** 文章介绍浆喷型水泥搅拌桩(下称“浆喷桩”)在福泉高速公路软基桥头加固试用情况,重点论述了浆液配置计算及施工工艺,并得出结论:①浆喷桩成桩完整性好,成桩深度可达到 20m,②复搅的成桩效果比未复搅好。

## 概述

福泉高速公路莆田路段 K74 + 450 华堤中桥泉州台后软基路段处滨海海积平原,分布有海积相软土地层,软土层厚为 20m,为淤泥和淤泥质粘土组成,见图 1 工程地质剖面图,软土物理、力学性质指标见表 1,由表 1 可看出软土含水量偏高,且透水性差,排水固结速率较慢,高压缩性、高液限、承载力和强度普遍偏低,原设计台后期 41.11m 为(台前两排)粉喷桩加固,设计桩长为 18m,第一次变更后桩长布置见图 2 示,并按此图施工。粉喷桩施工经取芯检测,成桩为 6~10m,且芯样完整性差。

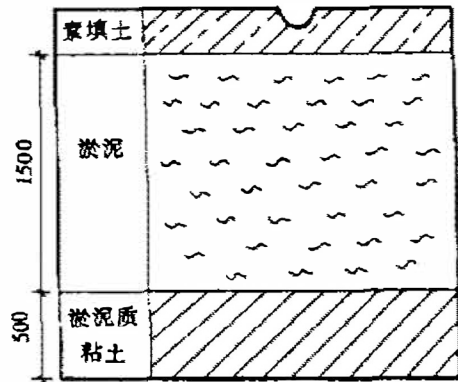


图 1 工程地质剖面图

当路堤填筑 2m 多,发现在右边沟外约 17m 的民房开裂,初步判断软基发生深层滑动。

## 处理方案

此路段淤泥层厚,因施工粉喷桩深层成桩质量差,深层软基依然活跃,致使加载后发生滑移,研究决定采取以下方案:

- ①台后 55m 立即卸载至原施工地面
- ②采用浆喷桩等间距( $B = 130\text{cm}$ )补强

\* 收稿日期:1998 年 12 月

K74+450~K74+600 软土的物理力学性质指标

表 1

岩土名称	天然容重 $\rho$ ( $g/cm^3$ )	含水量 $w$ (%)	孔隙比 $e$	饱和度 $S_r$ (%)	液限 $w_l$ (%)	塑限 $w_p$ (%)	塑性指数 $I_p$	液性指数 $I_L$	压缩系数 $a_{1-2}$ $MPa^{-1}$	固结系数 $C_v$ $cm^2/s$	压缩模量 $E_s$ MPa	快剪		允许承载力 [R] kPa	无侧限抗压强度 $q_u$ kPa
												C kPa	$\varphi$ ( $^\circ$ )		
淤泥	1.60	66.0	1.741	99.4	52.4	28.3	24.2	1.55	2.09	$1.29 \times 10^{-3}$	1.26	12	3.5	50	
淤泥质粘土	1.66	51.5	1.380	97.8	45.5	24.9	20.6	1.27	1.20	$0.48 \times 10^{-3}$	2.04	16	5.0	70	27

1. 浆喷桩设计

浆喷桩的间距、布置和桩长都与图 2 的设计相同,设计平面见图 3。

2. 工艺试桩

确定做 9 根共三组工艺桩,每组单桩设计水泥掺入比(喷灰量)见表 2。

3. 水泥及水泥浆延米用量

根据软土的含水量,取水灰比为 1:0.55。

3.1 水泥浆容重

水泥浆容重用式(1)计算:

$$\rho = \frac{1 + W_c}{\rho_w + \rho_c \cdot W_c} \rho_w \cdot \rho_c \quad (1)$$

式中  $\rho$ ——水泥浆容重;

$W_c$ ——水灰比;

$\rho_w$ ——水容重;

$\rho_c$ ——水泥颗粒密度,  $\rho_c = 3.1 t/m^3$ 。

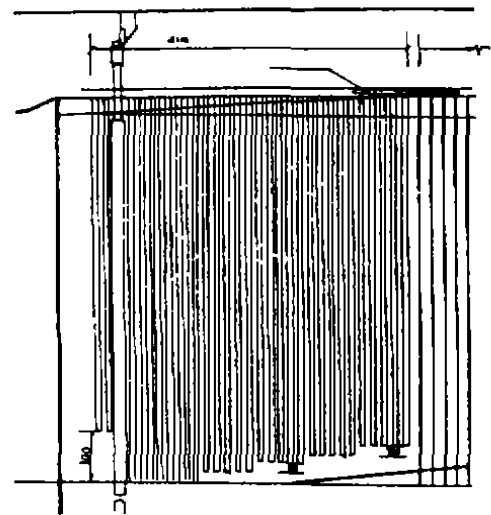


图 2 粉喷桩设计图

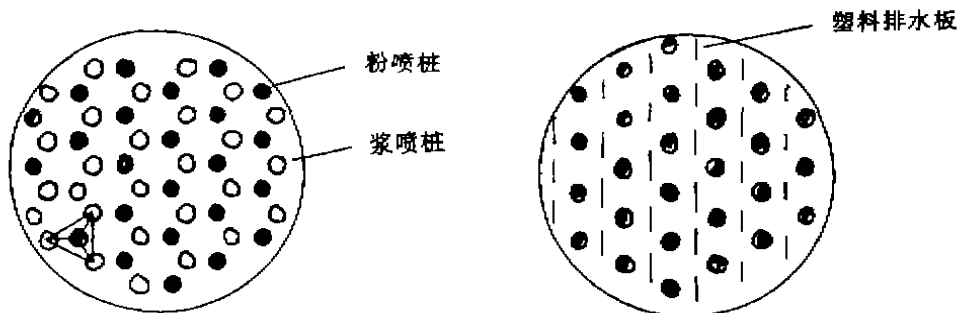


图 3 浆喷桩平面布置图



$$\text{则 } \rho = \frac{1+0.55}{1+3.1 \times 0.55} \times 3.1 = 1.776 \text{ t/m}^3$$

工艺桩不同深度水泥掺入比

表 2

组别	深度(m)	0~5	5~10	10~15	15~
	喷灰量(%)				
第一组 (1#, 2#, 3#)		13.5	15	17.6	20
第二组 (4#, 5#, 6#)		13.5	15	17.6	17.6
第三组 (7#, 8#, 9#)		13.5	15	15	15

注:第一、二组 6 根桩 10m 以下复搅。

### 3.2 水泥用量

$$M = \pi D^2 / 4 \times \gamma \times a_w \times 1.02 \times 1.15 \quad (2)$$

式中  $M$ ——水泥用量;

$\gamma$ ——土的天然容重为  $1.63 \text{ t/m}^3$ ;

$a_w$ ——不同深度的掺入比,分别为 13.5%, 15%, 17.6%, 20%;

1.02——水泥损耗系数;

1.15——桩的扩径充盈系数;

$D$ ——桩径为 50cm;

则不同掺入比的水泥用量见表 3。

### 3.3 水泥浆用量

水泥浆体积用量以下式计算

$$V = M(1 + W_c) / \rho \quad (3)$$

式中  $V$ ——水泥浆体积;

$M, W_c, \rho$  同上。

则不同喷灰量的水泥浆用量见表 3。

### 3.4 实际喷浆量

实际钻进及提升喷浆控制用延米喷浆量见表 3。

水泥及水泥浆延米用量表

表 3

用量	深度(m)	0~5	5~10	10~15	15~
水泥(kg)		50.66	56.28	66.04	75.05
水泥浆(m <sup>3</sup> )		0.048	0.054	0.063	0.071
钻进	喷浆控制(%)	8	9	10	10
	喷浆量(m <sup>3</sup> /m)	0.028	0.032	0.036	0.036

续表

用量		深度(m)			
		0~5	5~10	10~15	15~
提升	喷浆量控制(%)	5.5	6	7.6	10
	喷浆量(m <sup>3</sup> /m)	0.02	0.022	0.027	0.035

#### 4. 施工工艺

施工工艺见浆喷桩工艺流程图(图4)。

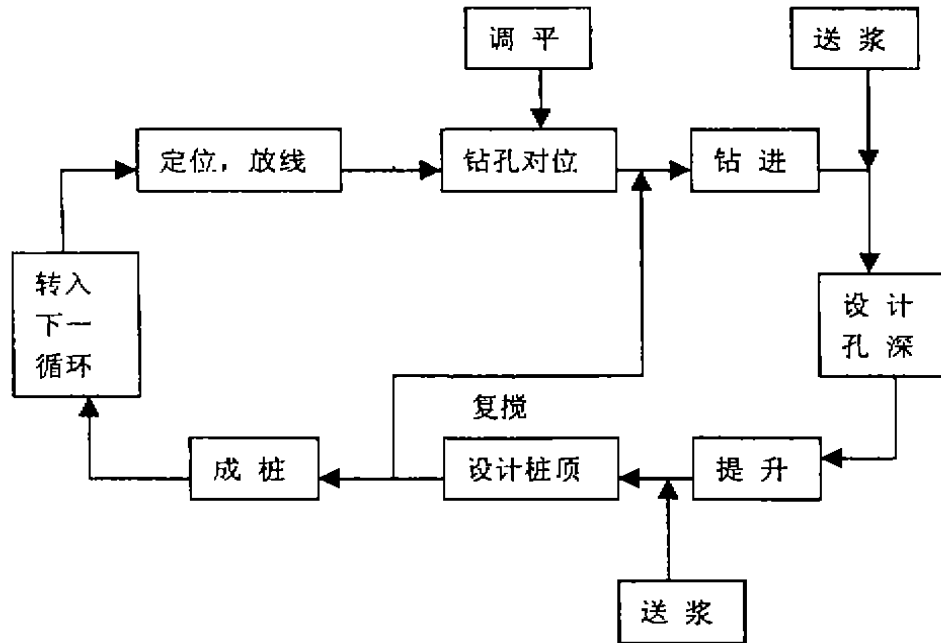


图4 浆喷桩施工工艺流程图

#### 5. 施工机械

根据软土层厚的特点,选用DSJ-II型单轴深层搅拌桩机施工,该搅拌机最大加固深度可达20~22m,搅拌轴转速为59r/min,提升速度60cm/min(设计为40~150cm/min,可调),浆泵最大压力为1.5MPa,设计工效为18m/h,实际工效为14m/h(10m以下复搅。)

#### 6. 检测

9根工艺桩仅进行了钻孔取芯检测,采用重庆采矿厂产XU300-2型液压钻机钻孔,配合单管采芯工艺,合金钻头沿桩截面1/2垂直钻进,合金钻头 $\Phi 89\text{mm}$ ,芯样直径为 $\Phi 76\text{mm}$ 。从钻取的芯样看,第一组三根桩成桩深度可达18~20m,芯样完整性好,第二组三根桩成桩可达20m,但芯样的完整性不如第一组,第三组桩成桩约14m,由此可见,有复搅的桩搅拌均匀,完整性好。7d无侧限抗压强度见表4。

无侧限抗压强度表

表 4

试验组	桩号	芯样深度(m)	抗压强度(MPa)
第一组	1#	8.50	0.56
		12.00	0.46
		16.50	0.62
	2#	7.00	0.43
		11.90	0.45
		17.00	0.90
	3#	4.50	0.42
		9.60	0.55
		17.80	0.49
第二组	4#	7.00	0.49
	5#	15.00	1.35
	6#	6.00	1.41
第三组	8#	5.40	0.47
	9#	8.00	0.42

注:1. 试验试块为  $D=60\text{mm}$ ,  $h=60\text{mm}$  的圆柱体, 为非标准试块;

2. 第三组(10m以下未复搅)10m下芯样未进行抗压试验。

## 经济评价

福泉高速公路莆田路段对粉喷桩补强设计方案比选时, 取单位长度路段对粉煤灰碎石桩和桥梁的造价、工期和效果进行了比较, 表5为桥头加固四种处理方案综合比较表。

软基桥头四种处理方案综合比较

表 5

处理方案	单价 (万元/延米)	工期 (月)	加固效果	备注
粉喷桩	2.18	1.3	差	深层成桩差
浆喷桩	3.27	1.5	好	
粉煤灰碎石桩	3.00	1.5	一般	检测技术不成熟
桥梁	5.45	6	好	

注:1. 软土层厚及设计桩长相同;

2. 为每延米长加固路段单价。

## 结论

1. 浆喷桩可成桩长度长,可深达成 18~20m;
2. 浆喷桩搅拌均匀,成桩完整性好;
3. 复搅的成桩完整性比未复搅的好;
4. 15% 和大于 15% 的水泥浆掺入比 7 天抗压强度对比不明显。

浆喷桩在福建省高速公路软基桥头加固中是首次使用,目前在莆田路段试用证明成桩长、完整性好,但因所加固的桥头原来都有施打了粉喷桩,无法定量评价浆喷桩的软基加固使用效果,此外,浆喷桩的设计、施工及检测技术都不成熟,也有待进一步的总结提高。

## 水泥土搅拌连续墙(SMW工法)应用技术研究达到国际先进水平

水泥土搅拌连续墙应用技术研究成果,已于 1998 年 10 月 28 日经上海市建设委员会组织通过技术鉴定,市建委陆海平副主任及上海地区岩土工程专家等二十多人参加了鉴定会,经鉴定确定该项技术研究成果已达到了国际先进水平。

水泥土搅拌连续墙是利用国内首次引进改装的多钻头多轴长螺旋搅拌机,就地钻进切削土体,同时从其钻头前端注入水泥浆液,经搅拌和充分混合后,插入型钢或其他芯材而形成地下连续墙。它具有防渗止水性好,材料强度高,施工方便,无噪声和振动小,对周围地基和环境影响小,施工进度快,无泥浆污染和公害影响,以及对地层适应性强等优点。由于水泥土搅拌连续墙将挡土和止水帷幕合二为一,即利用内插芯材的刚度和强度挡土,利用水泥土搅拌体作止水帷幕,围护结构墙体薄,占地面积少,有利于充分利用地下空间,在土地资源紧张的上海市区更显示出它的优越性。

该项技术研究,由中船第九设计研究院、上海基础公司、庆丰基础公司、凌翌建设公司联合组成课题组,结合东方明珠国际会议中心、上海拖拉机内燃机公司冲压车间压力基础、上海丁香花园大厦等多项工程实例,克服了有的工程在黄浦江边上,地下水丰富,地质条件复杂,工程规模大,开挖深度深,(面积达 13000 多平方米,开挖深度达 10.7 米),而且有地铁二号线在基坑下通过,有的工程围护结构空间位置小,对环境保护要求高,旁边冲压机生产线不能停产等诸多不利因素。通过课题组人员通力合作,开展技术攻关,并取得了大量测试数据和资料,使上述工程实例获得了成功,为以后进一步推广使用这一研究成果打下了基础。

经典型工程实践与常用结构型式和方法的造价比较,它具有明显的社会效益和经济效益,当用于防渗帷幕和地基加固时可降低造价约 20~40%,用于基坑围护结构,当 H 型钢芯材回收时,比常用的钻孔灌注桩加止水搅拌桩围护型式可降低造价约 18% 左右。由此可见水泥土搅拌连续墙的应用前景是非常广阔的。尤其在用地紧张,环境保护要求高的地区,采用该研究成果更受用户欢迎。

SMW 工法应用技术研究课题组

中国船舶工业总公司第九设计研究院 姚根洪

## 江苏省高速公路软基处理概况介绍

(江苏省高速公路建设指挥部 210004)

### 沪宁高速公路(江苏段)软基处理概况

沪宁高速公路沿线大部分地区为河相、海相冲积平原,分布有大量的淤泥质软土,有软土地段长约 92.29km,占江苏段全长 37.2%;全线平均填土高度 3.7m,最高达 10m 以上;设计估算最大沉降量达 150cm,一般在 35-60cm。80 年代,中日合作的“沪宁高速公路可行性研究”报告指出:全线软基分布广、路堤高给工程带来的问题是沉降与固结速度问题,建议对路面实施分期铺筑,以实现最后铺筑正式路面时,能达到允许工后沉降量的要求。

江苏省高速公路建设指挥部为了能使路面一次铺筑成功,从工程开始就选定苏州昆山段 1.6km 作为软土地基加固试验路,以寻求在不同地质条件、软土厚度、填土高度等情况下,不同地基处理方案沉降、稳定的规律,以便选择投资少、效果好、经济合理的地基处理方案。同时,用统一的评判标准和试验方法对工程勘察成果和估算进行分析,对软基处理范围和处理方案做出评估建议,进一步优化设计,以达到验证、完善设计,指导施工,提高工程质量的目的。概括起来有如下几点认识:

1. 在工程中应按不同的地质条件、外荷条件,因地制宜采用软基处理方法,可取得良好的质量、经济和加快工期的效果,如:

(1)利用路堤堆载或等载预压是最经济的处理方案,对中、低路堤的加固效果好,消除工后沉降作用明显;

(2)排水固结辅以等载或超载预压法对高含水量、高压缩性、低强度软土是经济合理的有效加固措施,可取得良好效果。在有薄砂层的条件下,塑料排水板可适当加大间距至 2m,不会对工后沉降量和预压期产生明显影响,也可减小施工对土的扰动。

(3)粉体搅拌法具有能减少桩身范围的沉降量、抗侧向变形能力强和加快工期等优点,但价格高。在未能穿透软土层或软土层含水量超过 65% 的条件下,其优点受到一定限制,加固效果尚需进一步论证。

在桥头遇到桥台施工与台后填土的安排发生矛盾等,为保证工期,可在一些软土路基的高填土部分采用粉体搅拌桩处理,还能减小软土侧向变形对桥台钻孔灌注桩的影响。

(4)采用结合土工布的砂垫层不仅能起到排水固结界面作用,还能有助于减少总沉降

量,防止泥污染,使沉降较均匀。采用土工布的砂垫层厚度可由 50cm 减薄至 30cm;砂料可用渗透系数大于地基土 2 个数量级的透水性材料替代。

2. 采用动态控制法确定铺筑各层路面时间,达到能可靠地一次铺筑路面成功。

确定路面施工后的工后沉降,必须准确掌握“最终沉降量”和已发生的沉降量。由于最终沉降量估算值的误差很大,而且包括路面全荷载在内的实测沉降过程线,要在路面铺筑完成后才能测出,因此,难以在路面全荷载发生前准确预估。如不能正确预估路面施工后的工后沉降,结果不是把路基预压时间拖得过长,延误工期,就是在路床未及稳定时铺设路面,路面下沉后,再用昂贵的路面材料,加大面层厚度,弥补过大的沉降。为确保工后沉降的标准、确定铺筑路面的时间和制定施工控制条件,采用等载土模拟路面荷载,实测其沉降过程线,与一般堆载路线规律对比。在分析大量的现场实测沉降曲线基础上,推算出满足工后沉降时所对应的沉降速率值,作为施工控制条件。

沉降稳定动态控制法实质上是用沉降速率法来判断路堤沉降的稳定状况,控制路面铺筑时间,使路面完工后,其工后沉降达到高速公路质量要求。在考虑了荷载、地质条件和处理方法的复杂影响后,选定路床顶面按 0.5cm/月,路面各结构层按 0.3cm/月实行实施动态控制。

3. 在工程实施中,不断有所发现,有所进步,并及时应用于工程。

(1)在沪宁高速公路东段发现软粘土层处于超固结状态,其程度由东向西逐渐增强,超固结比由上向下减小,深度达 10 - 20m。这发现有利于软基的处理,及时在软基处理上运用。

(2)通过施工沉降观测资料和非线性有限元计算成果都表明,以太沙基一维固结理论为基础的固结计算时间所确定的预压期偏保守,应通过施工现场观测加以修正,才能较准确决定路面铺设时间。

(3)通过 5 年的实施和现场观测判断,全线的软基路段和桥头部位均能满足设计规定的允许工后沉降量的要求,达到了加快和简化施工、节省投资和提高工程质量、实现路面一次铺筑成功的目的。

## 新建高速公路软基处理实施概况

江苏省“九五”计划高速公路于 1996 年开始,工程任务浩大,目前正紧锣密鼓逐条展开,至 2002 年将建成 8 条高速公路,从南到北计 1000 公里。沿线地质、水文情况复杂,软土种类繁多、分布广泛。

### 1. 软土类型错综复杂

锡澄、广靖线:软土呈不稳定、不连续“鸡窝状”,星罗棋布,暗塘较多,软土埋深、厚度、性质变化较大;

宁靖盐城段与淮江线扬州段:沿线软土为里下河古泻湖蝶状淤积,地势低洼,呈一定的地域特征、大面积连续分布。软土埋深浅,厚度大,天然含水量大,一般 50 - 70%,最高达 80% 以上;孔隙比大,一般在 1.5 左右,最高达 2.1;力学强度低,压缩性高。

淮江线淮阴段:软土分布一般为中—高压缩性土,厚度与埋深度比较大,局部有粉砂夹层,不稳定、不连续地分布于黄泛区堆积物中。在废黄河以北地表 8m 深度范围内,广泛分

布黄泛堆积的易液化土。

沂淮线:软土分布广泛,延续性好,层位稳定。厚度较薄,中—高压缩性,局部中间夹粉砂层。在地表6—8m范围内广泛分布黄泛堆积的易液化土。

连徐线连云港段:软土主要分布于东海县以东,系海相与冲海积相成因,以淤泥为主,基本呈连续层状分布。软土埋深浅,一般在0.5—2.0m,厚度多在5—9m,最大为16m。软土状态以流塑为主,具有高含水量、低强度、高压缩性,工程性质极差。

连徐线徐州段:经过开阔的废黄河冲积平原,表层2—7m多为废黄河堆积物:各类低液限粉土、粉质砂土及 $I_p < 10$ 的低液限粘土及砂类土,而且多处于松散混和状态,沿线地震烈度处于Ⅶ—Ⅷ度区,有40余km存在可液化土。同时,在其下又分布了透镜体状饱和软粘土和层位连续的软土,天然孔隙比大;力学强度低,触变性大,压缩性高,工程地质性质较差。

宁宿徐线宿迁段:与沂淮线相似,分布有液化土和软土,即地表2—3m为黄泛堆积物的粉砂土,为液化土,其下为3—4m的淤泥质土,层位稳定,延续性好,为中—高压缩性土。

## 2. 软基处理实施方式

在高速公路建设的大好形势下,工期要求十分紧迫。省政府要求工程质量要达到“创国优、赶沪宁、争一流”的水平。软基处理是高速公路工程的基础,既要保证质量,又要加快进度,缩短软土固结时间,提前沉降稳定。为此,采取因地制宜,甚至在必要时采取“花钱买时间”的办法。软基处理措施概况如下:

(1)对大、中桥头和高路堤软土路段,采用粉体搅拌桩处理;

(2)对软土浅薄中、小桥头和一般软土路段采用铺设砂垫层和土工布加上等、超载预压处理;位于苏北里下河地区的软土浅薄处的桥头高填土段采用塑料排水板加上等、超载预压处理。

(3)对于一般路段采用施工填土——堆载预压方式;

(4)对一般液化砂土桥头和路段采用振动挤密碎石桩处理。

(5)对严重液化土的高路堤段采用强夯处理。

(6)在里下河古泻湖蝶状淤积大面积连续分布地带,填土土源又缺乏,改变设计线路方案,改高路堤为高架桥(路),该地区共改高架桥(路)4km。

## 3. 加强粉体搅拌桩的质量控制

为加快工期而较多采用了粉体搅拌桩,同时也针对粉体搅拌桩的弱点,在施工中加强了质量控制。

(1)规定了粉体搅拌桩施工旁站制度,并加强对旁站监理、施工记录的检查。由于粉体搅拌桩是用压缩空气向软弱土层内输送水泥等粉状加固料,使其与原位软弱土混合、压密。通过加固料与软弱土之间的离子交换作用、凝聚作用、化学结合作用等一系列物理、化学作用,使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的柱状加固土,它与原位软弱土层组成复合地基,具有承载力。因此,除了设计时应注意结合天然地基土强度、软土层含水量、桩体长度(穿透软土层)、适当的置换率等关键因素,施工中质量要求更为重要,特别在苏北里下河地区,软弱土层厚度大,孔隙比大,天然含水量高,最高达80%以上,稍有不慎,就会发生问题。经过“八五”计划建设以后,粉体搅拌桩施工市场得到蓬勃发展,但是具体承担施工的桩机组良莠不齐,使粉体搅拌桩形成“良心工程”的情况。为此,江苏省高速公路指挥部规定了旁站监理制度,并加强对旁站监理的检查,对喷水泥量、对喷灰时间的控制、桩身施工深度与

复拌深度等进行监控。淮江线要求全桩体复搅拌,江苏路程公司克服了国产桩机复搅深度不深的弱点,创造了分层复搅工艺方法,做到了19m深桩体全程复搅。

(2)省高速公路指挥部检测中心组织了对粉体搅拌桩施工过程中“单桩”质量检查,并制定出《粉喷桩施工质量的检验与评判方法》,根据钻蕊取样蕊样的硬度或状态,抗压强度和标贯击数,采用计分、评分办法,将每根桩的综合得分分为四级:100-85分为优,84-75分为良,74-60分为合格,<60分为不合格。

### 《地基处理协作网》资料站资料库目录

编号	书 名	邮购价
1	第三届全国地基处理学术讨论会论文集,1992年,秦皇岛。主编:龚晓南。浙江大学出版社。	44元
4	第二届华东地区岩土力学学术讨论会论文集,1992年,九江。主编:沈珠江、龚晓南、殷宗泽。浙江大学出版社。	22元
5	地基处理(1993年合订本)地基处理编辑部。	15元
7	土力学及基础工程实用名词词典,1993年。主编:龚晓南,潘秋元,张季容,申校冯国栋。浙江大学出版社。	8元
8	基础工程施工实例,1990年。浙江省土木建筑学会施工学术委员会编。浙江大学出版社。	10元
13	第七届全国土力学及基础工程学术讨论会论文集,1994年,西安。中国建筑工业出版社。	42元
23	《桩基工程手册》1995年,桩基工程手册编委会,中国建筑工业出版社	70元
24	建筑环境与结构工程最新发展,1995年,主编:邢向谦,龚晓南,吴硕贤。浙江大学出版社。	16.5元
25	浙江省第二届岩土力学与工程学术讨论会论文集,1995年,宁波。主编:龚晓南,张士乔,严平,浙江大学出版社。	50元
26	第四届全国地基处理学术讨论会论文集,1995年,肇庆。主编:龚晓南,张航。浙江大学出版社	68元
27	工程材料本构方程,1995年。龚晓南等编著。中国建筑工业出版社	15元
30	高等土力学,1996年,龚晓南著。浙江大学出版社。	12元
31	上海市地基处理规范,1996年,主编:叶书麟等。	60元
34	地基处理(1996年合订本),地基处理编辑部。	15元
36	地基处理新技术,1997年,龚晓南著。陕西科技出版社。	27元
37	第五届全国地基处理学术研讨会论文集,1997年,武夷山。主编:龚晓南,徐日庆,候伟生。中国建筑工业出版社。	88元
41	《第二届全国建筑振动学术会议论文集》,1997年,主编:徐建,陈龙珠。中国建筑工业出版社。	43元
42	第三届岩土力学与工程学术讨论会论文集,1997年,金华。主编:龚晓南、严平、俞建霖。中国国际广播出版社。	29元
43	地基处理(1997年合订本),《地基处理》编辑部。	15元
44	深基坑工程设计施工手册,1998年。主编:龚晓南。中国建筑工业出版社。	78元
45	高速公路软弱地基处理理论与实践研讨会论文集,1998年,无锡。主编:龚晓南、徐日庆、郑尔康。上海大学出版社	45元
46	地基处理(1998年合订本),《地基处理》编辑部。	15元
47	汪闻韶院士土工问题论文选集。中国建筑工业出版社	22元

上述资料由《地基处理协作网》资料站发行,欢迎邮购!

地址:杭州,浙江大学玉泉校区土木工程学系,邮编:310027

联系人:订购单及购书款寄欧阳晶私。通过邮局汇款的地址见上栏,通过银行汇款的请见下栏。

收款单位:中国地基处理学术委员会,账号:70620113303974,开户行:农行杭州浙大分社。

咨询电话:0571-7952077



# 水泥石拌法加固高速公路 软土地基的测试研究<sup>\*</sup>

刘松玉 方磊

(东南大学交通学院岩土工程研究所 南京 210096)

**[摘要]** 本文根据多年来的工程实践,对水泥石拌法加固软土地基的质量检测方法进行了研究。研究成果表明,标准贯入试验法可以有效地检验水泥石桩的桩身质量,标准贯入击数与水泥石强度之间具有良好的线性关系;水泥石拌桩基本符合一维波动理论条件,其波速与强度之间亦有很好的相关性,动测法可以作为深层搅拌桩质量检测的辅助手段,但在粉喷桩中应用尚要进一步研究。

## 引言

水泥石拌法按施工工艺不同分为水泥浆搅拌法(深层搅拌桩)和粉体喷射搅拌法(粉喷桩)两种,前者是用水泥浆与地基土搅拌,后者是用水泥粉或石灰粉与地基土搅拌,其加固软土地基的机理是相似的。水泥石拌法加固软土地基成败的关键在于设计和施工两个环节,当施工完成后,复合地基质量测试方法是保证工程成功的重要手段。目前国内对水泥石拌桩的质量测试方法尚未形成统一的认识。中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)中规定搅拌桩可以用成桩7天时的轻便触探试验来判断桩身强度,对复杂工程应进行单桩载荷试验,该方法只能检验桩身上部3m左右,且离散性很大;铁道部行业标准《粉体喷搅法加固软弱土层技术规范》(TB10113-96)中规定采用现场足尺桩身无侧限抗压强度试验法来评定粉喷桩的强度,该方法可以准确地评价桩身上部的质量,但它现场操作困难,需开挖,截取桩头,更为不足的是该方法只能反应停灰面下1.5m深度内的桩身强度,而该深度往往是硬壳层范围,不能反应软土中的桩身质量,因而在实际工作中应用效果不佳;其它方法如静力触探试验、现场取芯检验、动测法等亦存在争论。

本文结合作者多年来的实践体会,探讨了标准贯入试验方法和动测法在水泥石拌桩测试中的应用。

## 标准贯入试验法评价水泥石强度

笔者认为<sup>[1]</sup>,根据水泥石拌桩的荷载传递规律和复合地基的力学性状,水泥石拌桩桩身质量应包含三个方面:水泥石强度、水泥石拌均匀性、桩长;其中桩身强度是复合地基

\* 收稿日期:1998年12月

设计的主要依据之一,它与土质条件、水泥掺入比、添加剂种类、养护温度、覆盖压力、施工工艺等有关,常用无侧限抗压强度来表示。

标准贯入试验法可以通过标准贯入击数反映桩身强度,通过芯样来研究水泥土搅拌均匀程度及桩长,因而可以较准确地评价桩身质量。

### 1. 标准贯入试验法要点

水泥土搅拌桩成桩质量随施工工艺不同有一定差异。在水泥浆搅拌法中,桩中心一般均存在直径5~10cm的水泥浆柱,其强度很高;而在桩体外围往往出现薄薄的水泥浆壁;在粉体搅拌法中,桩中心存在一个喷射育区。因此,在桩身进行标准贯入试验时,其位置拟在离桩中心 $\frac{2}{5}$ 半径处,并保证钻进时机架垂直。

水泥土搅拌均匀性,可以根据标准贯入器中芯样进行分析,必要时进行取芯鉴定。可将均匀性分为三个等级:①搅拌均匀:纹理清晰,无水泥粒块;②基本均匀:纹理不连续,含少量水泥粒块但粒块直径 $\leq 2\text{cm}$ ;③搅拌不均匀:无纹理,夹土块或较多水泥粒块,其直径 $> 2\text{cm}$ 。

标准贯入试验每隔2m左右进行一次,直至桩底,据实际贯入深度确定桩长并判断垂直度。垂直度分为两类:倾斜度 $\leq 1\%$ 为微斜桩, $> 1\%$ 则属于斜桩。根据标贯击数与芯样试验强度之关系可以评价桩身强度。

### 2. 深层搅拌桩 $N$ 与 $q_u$ 的关系

关于标准贯入击数  $N$  和  $N_{60,5}$  与水泥土强度的关系,目前尚无规范可循。

在南京某大型工程中,采用深层搅拌桩处理软土地基,为检验其施工质量,采用取芯与标准贯入试验方法,共进行了70根桩的通长取芯和同点标准贯入试验,并在标贯试验点之上20cm处取原状水泥土样回室内进行无侧限强度试验。其中51根为10~15天龄期,7根为30天龄期,2根为60天龄期,其余为大于90天龄期。

#### (1) 标准贯入击数 $N$ 随深度的变化

图1为不同龄期的桩身标贯击数平均值与深度的关系图。

显然,标准贯入击数随桩身深度逐渐减小,但一般均大于15击;随着龄期增长,水泥土强度增高,标准贯入击数  $N$  增大,但30天前增长较快,以后增加缓慢直至稳定。

#### (2) 标准贯入击数 $N$ 与无侧限强度 $q_u$ 之关系

根据实测结果,10天龄期的  $q_u$  与  $N$  之关系见图2所示,图示表明  $N$  与  $q_u$  之间具有良好的线性相关关系,即:

$$q_u = 50.87N - 388 (10 < N < 30)$$

另外28天龄期及更长时间的  $q_u$  与  $N$  之相关关系采用公式<sup>[3]</sup>

$$q_u = 85.15N - 809 (12 < N < 60)$$

上式中  $q_u$  为无侧限抗压强度(kPa);  $N$  为标准贯入击数。

笔者认为,应区分不同龄期的相关关系,这主要是由于10天龄期时水泥土强度受扰动影响大,因而取芯后强度较低。

#### (3) 水泥土强度与龄期关系

根据室内试块强度试验结果和现场实测标贯击数推算之强度值,不同龄期的强度增长规律示于图3。图中可见,随龄期增长,水泥土强度增大,但30天以前增大较快;现场取芯的强度总低于室内试块强度,其强度折减系数为0.5。

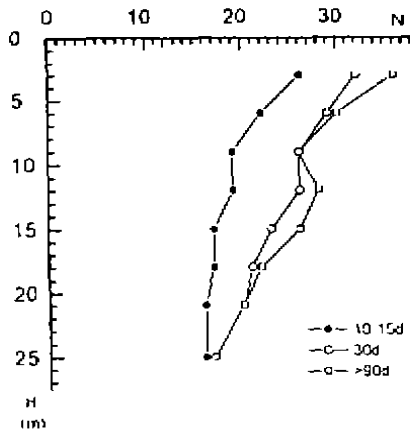


图1 标准贯入击数沿深度的变化图

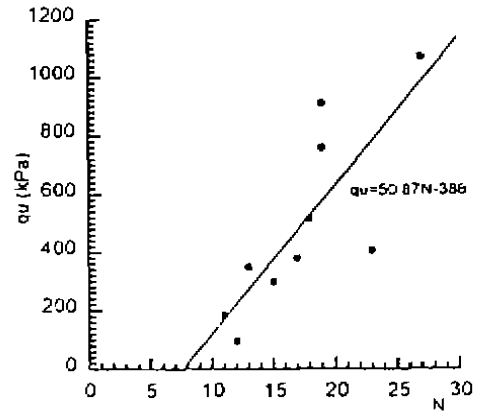


图2 10天龄期  $q_u$  与  $N$  关系图

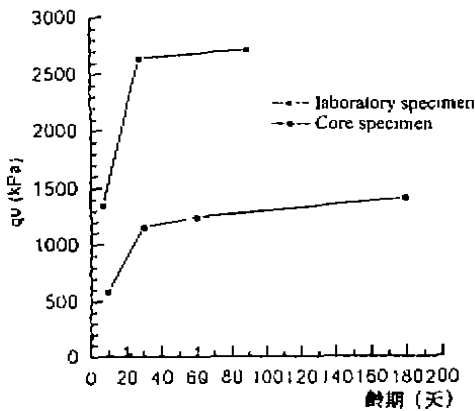


图3 水泥土强度随龄期的增长规律图

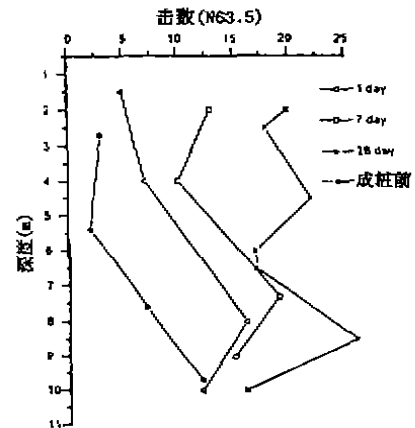


图4 不同龄期桩身水泥土标贯击数对比图  
(掺灰量 50kg/m)

### 3. 粉喷桩 $N$ 与 $q_u$ 的关系

在某高速公路软土地基粉喷桩处理过程中,对同一施工工艺、不同龄期以及不同施工工艺的粉喷桩进行了 SPT 试验,并取芯进行了对比,试验结果如图 4,图 5 所示,由此看出:

标准贯入击数随成桩龄期增长而增大;随水泥喷入量增加而增大;并能反映施工工艺的变化。这些说明标准贯入试验能很好地评定粉喷桩的桩身质量。

另一方面标准贯入击数和同点芯样无侧限抗压强度具有良好的线性关系(图 6),即可以用标准贯入击数来评定水泥土强度。

$$7 \text{ 天}, q_u = 17.85 + 6.8N_{60.5} (2 \leq N \leq 18)$$

$$28 \text{ 天}, q_u = 268.4 + 10.6N_{60.5} (15 \leq N \leq 30)$$

上述结果表明,粉喷桩的现场取芯水泥土强度,明显低于室内试验强度,且低于深层搅拌桩的取芯强度。其强度折减系数约为 0.3~0.4。

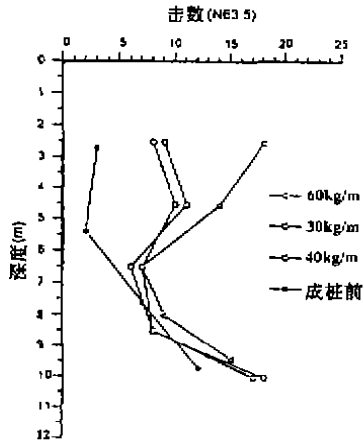


图5 不同掺灰量桩身水泥土标贯击数对比图(成桩龄期7天)

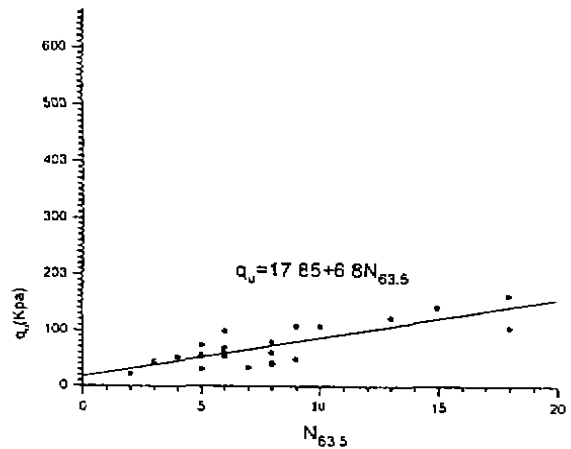


图6 7天龄期 qu 与 N 关系图

综合上述,采用标准贯入试验可以很好地评价水泥土搅拌桩的质量,据标准贯入击数能够评价桩身强度。

### 反射波动测法评定水泥土搅拌桩

动测法是检验混凝土桩身质量的主要方法之一,在国内外普遍采用。能否用动测法来评定水泥土搅拌桩一直是个有争论的问题,我国有的地方以文件形式规定不能用动测法检验水泥土搅拌桩。近年来,我们在室内外进行了大量试验,取得了有益的成果。

#### 1. 测试原理

反射波动测法检验桩的完整性(桩身质量)是以一维波动理论为基础的。目前深层搅拌桩的桩径一般为500~700mm,桩长大都在8~20m之间,长径比在16~40之间,符合桩长远大于桩径的条件,因此可视为一维杆件;其次,水泥土桩的阻抗大大低于混凝土桩身阻抗,但龄期达28天以上的水泥桩,其桩身强度一般可达1~3MPa,外观坚硬,桩身波阻抗明显大于桩周土及桩底土阻抗;第三,水泥土硬化后其变形特性介于脆性体与弹塑性体之间,小应变时可看作为弹性体。因此,水泥土搅拌桩基本符合一维波动理论的假设条件,可以用反射波动测法来分析桩身质量。

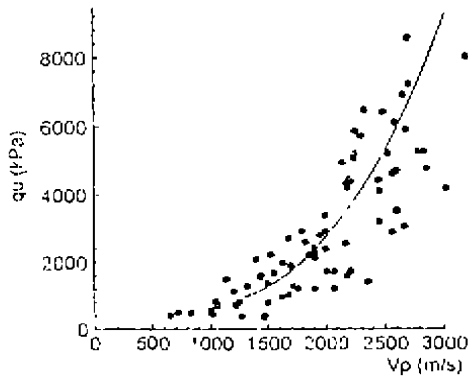
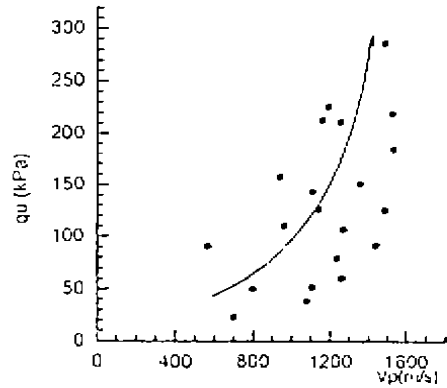
#### 2. 水泥土强度与波速的关系

弹性波速是否与材料强度有很好的相关性,是决定反射波动测法应用的关键。图7是室内水泥土试块强度与纵波速度的关系图,纵波速度是采用声波仪在试块加压前测定的,显然两者之间具有很好的相关性,其关系与混凝土强度与波速关系类似:

$$q_u = 0.128 \times V_p^{2.22}$$

式中  $q_u$  为无侧限抗压强度( $P_u$ ),  $V_p$  为纵波速度(m/s)。

图8为南京某工程现场所取原状水泥土样在室内测定的水泥土强度与纵波波速关系图:

图7 室内试块强度  $q_u$  与波速  $V_p$  关系图图8 现场试块强度  $q_u$  与波速  $V_p$  关系图

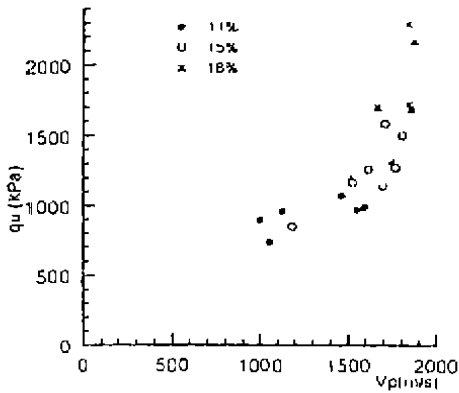
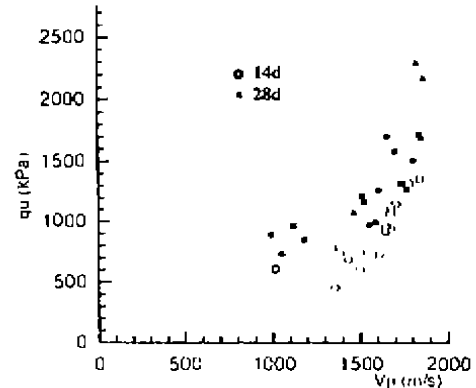
$$q_u = 8.13 \times V_p^{1.35}$$

式中  $q_u$  为无侧限抗压强度 (MPa)

比较图7、图8不难看出,室内试块的强度和波速均高于现场取芯的对应值,但相关关系是类似的,这与前述强度折减关系也是吻合的。

### 3. 波速与龄期和水泥掺入比的关系

对不同龄期和不同水泥掺入比的室内试块进行了测试,结果示于图9和图10。图中表明,随着龄期增长和水泥掺入比增大,水泥土波速增大,这与强度关系是对应的。综合图9和图10取同一水泥掺入比的波速平均值得到图11。显然,水泥掺入比对波速的影响较大。

图9 不同水泥掺入比的  $q_u$  与  $V_p$  关系图图10 不同龄期的水泥土  $q_u$  与  $V_p$  关系图

上述成果表明,深层搅拌桩基本符合反射波动测法的条件,且波速与强度之间存在良好的相关性。因此,用反射波动测法来评价深层搅拌桩桩身质量是可行的。但是粉喷桩由于施工工艺不同,采用动测法来检测其质量,在工程应用中还没有丰富的经验,尚需进一步探索。

## 结论

1. 标准贯入试验法可以较全面地评价水泥土搅拌桩桩身质量的三个方面;

2. 标准贯入击数与水泥土强度具有良好线性相关性,可以用来评价桩身强度;

3. 水泥土现场取芯试样的强度大大低于室内试块的强度,其折减系数约为0.3~0.5(粉喷桩取低值),这主要是由于取样扰动所致;

4. 水泥土搅拌桩基本符合反射波动测法的条件;

5. 水泥土强度与波速之间具有很好的相关性,其关系与混凝土桩中相类似,但强度和波速均较低,水泥土波速变化可以反映水泥掺入比和龄期的变化;

6. 动测法可以作为深层搅拌桩质量检测的辅助手段,但在粉体喷射搅拌桩中应用尚需进一步研究。

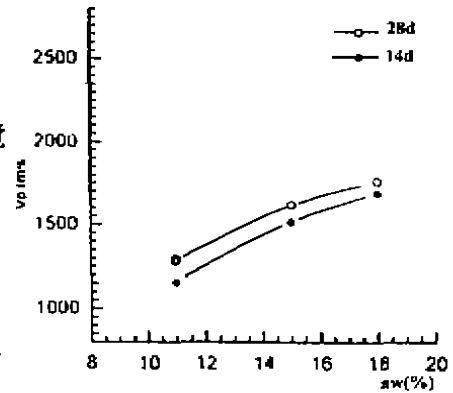


图 11 水泥土波速与龄期、水泥掺入比之关系图

## 参考文献

- [1] 刘松玉、陈宝勤. 深层搅拌桩复合地基检验的几个问题, 复合地基理论与实践学术讨论会论文集, 1996, 浙江大学出版社, P159~164
- [2] 叶书麟等编著. 地基处理与托换技术(第2版), 中国建筑工业出版社, 1994, P361~405
- [3] 南京炼油厂设计院、南京水科院、东南大学等, 超深水泥搅拌桩在大型油罐地基处理中的应用(研究报告), 1997年
- [4] Liu Songyu et al., New approaches to evaluate Deep mixing piles in soft ground improvement, Proc. of international symposium on Lowland technology, 1998, saga, Japan. P159~158

## 大型储罐基础设计与地基处理

徐至钧 许朝铨 沈珠江著

中国石化出版社出版 全书约 80 万字 定价约 38 元 预计 1999 年 1 月出版

**[内容提要]** 本书介绍了我国近三十余年大型储罐基础设计与地基处理的科研、设计、施工经验。主要内容包括:大型储罐 10 万立方米的基础设计,各种储罐基础的地基处理工程实例,其中包括预压加固、砂井预压、强夯加固、爆扩挤密、振冲碎石桩、土工织物、预堆土反压、水泥深层搅拌、CFG 桩复合地基等。书中还给出了专门的标准储罐基础设计,从 100 立方米~10 万立方米,包括固定顶、内浮顶和浮顶三种类型储罐,基础型式分现浇整体和预制装配两种。书中还对储罐环墙基础的配筋作了分析研究,并提出了合理配筋的要求,是一本有创新内容的专著。

本书可供设计、科研、施工及教学单位技术人员的工具书,也可供研究生学习的参考。

购书者可向北京 3048 信箱,中国石化出版社王金枯处预订,(邮编 100029)

## 二灰桩在高速公路桥头 软弱地基处理工程中的应用

匡玉生 郭金峰

(马鞍山矿山研究院 243004)

**【摘要】** 二灰桩在高速公路桥头软弱地基处理工程中的成功应用表明,二灰桩是一种具有吸排水功能的半刚性摩擦桩,特别适合大面积深厚饱和软粘土的稳定和沉降处理;新的二灰桩成桩技术已进入实用。

### 工程简况

东环路系 205 国道马鞍山过境的一级汽车专用公路,长 19.6km,双向 4 车道,设计车速 110km/h,路面 24.5m,路堤平均堆高 4.0m,基底宽 36.0~42.0m。其中在五亩山大桥和丰收桥之间为大面积灌溉渠,地基极为软弱;从地表向下依次为 0.8m 厚耕植土,8.0~9.0m 厚流塑和软塑淤泥质亚粘土,再往下是 10.0m 厚软塑和硬塑亚粘土等(表 1),地下水位离地表 0.5~0.8m。

各层土的物理力学指标值

表 1

土层名称 (状态)	$\omega$ (%)	$\gamma$ ( $t/m^3$ )	$e$	$I_L$	$\alpha$ ( $MPa^{-1}$ )	$E_s$ (MPa)	$C_u$ (kPa)	$\varphi_s$
淤泥质亚粘土(流塑)	40.2~95.1	1.78	1.11	1.15	0.93	1.9	6	3°
淤泥质亚粘土(软塑)	38.5	1.81	1.10	0.73	0.76	2.6	12	6°
亚粘土(软塑)	29.5	1.90	0.85	0.65	0.44	4.0	9	6°
亚粘土(硬塑)	23.6	2.01	0.67	0.15	0.19	8.9	68	18°
含碎石亚粘土	21.7	1.99	0.69	0.37	0.24	7.1		

淤泥质亚粘土渗透系数  $k = 4.23 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 。

### 地基处理方法选择

由于该路段地基极为软弱,初步计算其路堤临界高度仅 3.0m,在设计的路堤作用下地

参加本项目技术工作的还有张宜钧、毛德富、张泽荫、张仲浩(马鞍山公路局)、俞仲泉(河海大学)等。

收稿日期:1998 年 12 月

基固结沉降量 50.5cm,按两年工期则工后沉降超过 20cm,不能满足工后沉降 $[S_t] \leq 10\text{cm}$  的规范要求,必须对地基进行处理。处理方法有以下四种:砂垫层法;砂井法;粉喷桩法和二灰桩法。砂垫层法虽然施工简单,造价低,但此法不能满足工后沉降的设计要求及存在压路机下陷,难以施工的问题。砂井法有利于软粘土排水、加速固结沉降,但施工要求高且对工期有严格限制。粉喷桩法有利于固化软土,亦能满足工期要求,但工程造价高。二灰桩法是马鞍山矿山研究院为加固软弱地基而研究开发的一项土工新技术,已成功用于危楼地基加固和重载铁路软基处理,马鞍山发电厂有大量粉煤灰(工业废渣)可供利用,故二灰桩成本较低。从路堤稳定、工后沉降、工期及经济诸方面考虑,确定采用二灰桩技术对桥头软弱地基进行加固处理。

## 设计与施工

二灰桩用来增加地基抗滑力,减小总沉降量及加速深部地基的固结,其设计计算参照有关复合地基、砂井及试验成果(详细过程从略)。二灰桩设计参数:桩径  $D = 0.5\text{m}$ ,桩长  $H = 4.0 \sim 6.0\text{m}$ ,涵洞处按正方形,其余按等腰三角形布置,桩间距  $L = 1.6 \sim 1.9\text{m}$ 。在桩深范围内,沉降量由 23cm 减为 3cm 以下,下部未处理软土因二灰桩缩短了软土层的垂直排水距离,沉降稳定时间由 3.5 年缩短为 1 年。

1994 年 7 月 1 日至 8 月 30 日用一台(套)机组施工,共打设二灰桩 2,956 根,总长 12,048 延米,加固地基  $8,816\text{m}^2$ ,平均面积置换率为 6.6% (图 1)。

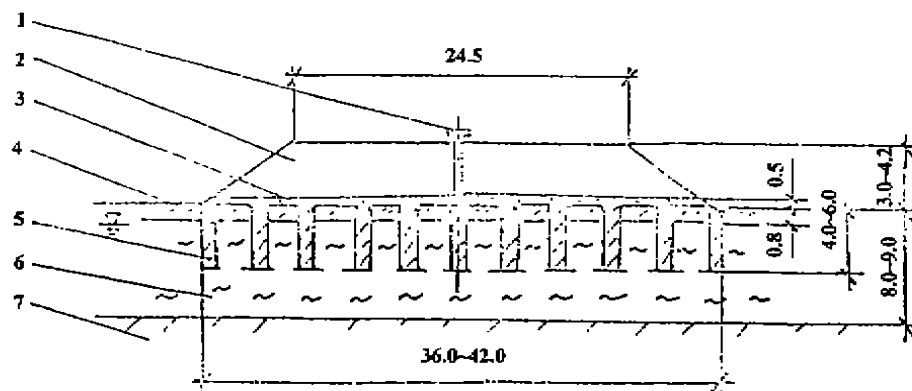


图 1 二灰桩加固处理淤泥质土路基断面

1. 沉降计;2. 填方路堤;3. 石碴垫层;4. 耕植土;  
5. 二灰桩;6. 淤泥质亚粘土;7. 亚粘土

## 效果检验

经二灰桩加固处理后的路基,15t 重型压路机如走平地,从而加快了施工进度;路基中部地下水位降低了 2.0m 以上(实际在施工第三排桩时,地下水就源源不断地从二灰桩顶面渗出来并形成地面积水);经有关部门检测:桩长 4.0~6.0m,面积置换率 6.6%,桩土复合地基



承载力由原地基 60kPa 提高到 120kPa 以上;两年多位移观测,工后沉降 6.2cm(低于规范要求 10cm)并已趋于稳定(图 2);通车 3 年多使用证明,效果良好。

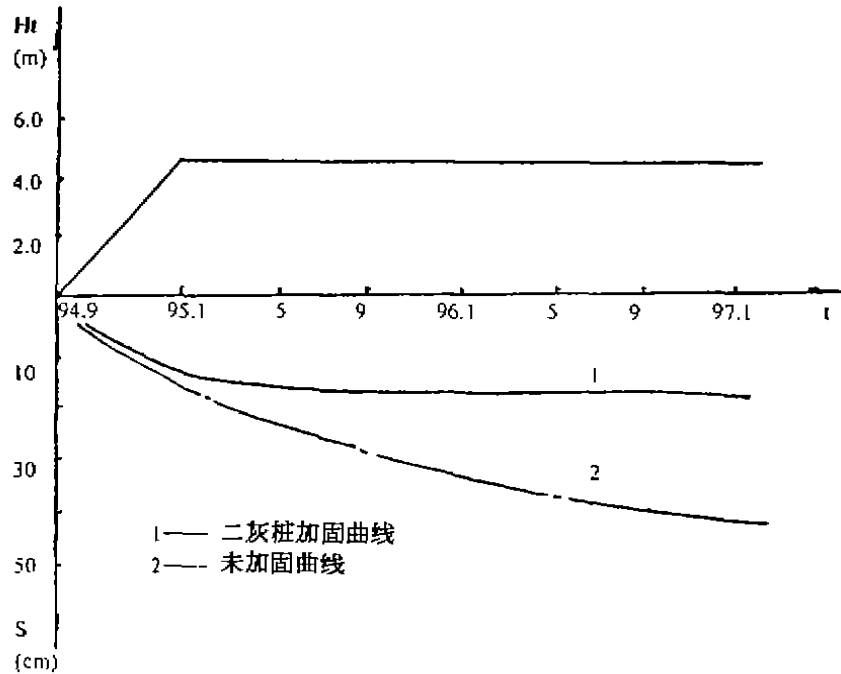


图 2 填方路堤地基沉降时间曲线

## 技术经济评价

二灰桩加固处理饱和软粘土具有置换和吸排水两大作用,桩土复合地基形成“板块结构”,其承载能力大,沉降变形小。二灰桩特别适合地面以下潮湿环境内使用,水(包括海水)稳定性好,具有永久强度,时间愈长强度越高,还因其质轻韧性好而有一定的隔振抗震性能。

采用二灰桩法处理地基可缩短工期。这是因为新的二灰桩成桩技术既确保质量又提高了工效,而且施工完毕即可产生加固效果,进入上部建筑或堆填(土)工序。

据本例经济核算,相同加固效果条件下,二灰桩较水泥搅拌桩等处理方法节省工程造价 30% 以上。

## 结语

二灰桩是以湿排粉煤灰为主掺少量石灰等材料经搅拌均匀、套管成孔、机械压实而成,它是一种具有吸排水功能的半刚性摩擦桩。二灰桩特别适用于以沉降和稳定为控制条件的工程;如高速公路、高速(重载)铁路、机场跑道、码头等大面积深厚淤泥质土层的固结与加固处理。二灰桩体强度较高、桩间土固结效果好,桩土复合地基承载力可比原地基提高 1~3.5 倍,沉降变形降低 50~93%。它具有(湿法或干法)水泥搅拌桩、砂井及降水三种方法综

合的效果,是利用工业废渣和地方材料低成本高质量处理地基的方法。还在一定程度上有效地解决了工业废渣的排放处理问题,因此这是一项有技术经济与环保优势、资源综合利用并适合我国国情、市场前景广阔的新技术。

二灰桩体具有优良的物理力学性能(附录1)。它的质量取决于材料、工艺和设备三个要素,材料和工艺确定之后,必须有适宜的设备来保证二灰桩的施工质量。FDY-1型复合管动力压桩机是我院科技人员为满足二灰桩成桩技术要求而研制出来的一种新型桩机。该桩机具有增压功能,可方便而定量地控制桩体密实度,确保桩体连续密实、不缩颈断桩。该机成桩直径0.4~0.5m,桩长20.0m,综合成桩速度1.0m/min。本设备可广泛用于软硬(包括碎石夹层)不均等复杂地质条件下的施工。

## 附录1 二灰桩体主要物理力学指标值

干密度	$\geq 1.0t/m^3$
渗透系数	$3 \sim 46 \times 10^{-4} cm/s$
变形模量 $E_{50}(30d/60d)$	120 ~ 260MPa/300 ~ 450MPa
单轴抗压强度(30d/60d)	1.5 ~ 3.0MPa/2.0 ~ 6.0MPa
粘聚力(30d/60d)	$\geq 0.5MPa/0.9 \sim 2.2MPa$
内摩擦角(30d/60d)	$30^\circ \sim 38^\circ/32^\circ \sim 43^\circ$

注:软弱地基加固处理设计桩间距常用  $L = 4D \sim 5D$ ,桩长则根据上部建筑要求如承载力、稳定、沉降量、沉降差、工后沉降等来确定;马鞍山矿山研究院提供二灰桩专利施工技术。

### 参考文献

- [1] 马鞍山矿山研究院科研报告,石灰粉煤灰挤密桩施工新技术的试验研究,1992.4
- [2] 马鞍山矿山研究院科研报告,二灰挤密桩加固重载铁路地基的实践——马钢2500m<sup>3</sup>高炉铁水专用线路基暗塘处理,1993.5
- [3] 马鞍山矿山研究院技术报告,二灰挤密桩加固东环路软基的技术总结,1995.1
- [4] 马鞍山矿山研究院内部资料,二灰桩——软土地基加固处理的新方法,1996.10
- [5] 马鞍山矿山研究院论证报告,芜湖长江大桥北岸公路接线工程软土地基二灰桩加固处理技术方案,1997.5
- [6] 梁新华,二灰挤密桩加固软土地基试验研究,河海大学硕士论文,1993.5
- [7] 《地基处理手册》编写委员会,地基处理手册,中国建筑工业出版社,1988.8
- [8] 日本道路协会编,蔡恩捷译,道路土工软土地基处理技术指南,人民交通出版社,1989.4
- [9] E. W. BRAND, R. P. BRENNER 编著,叶书麟等译校,软粘土工程学,中国铁道出版社,1991.8
- [10] 陆鼎中、程家驹编著,路基路面工程,同济大学出版社,1992.3

# 我国公路发展的过去、现在与将来\*

陈国靖 石宝林

(交通部公路科学研究所 北京 100000)

建国近五十年特别是“七五”时期以来,我国的公路建设得到了迅速发展,取得了世人瞩目的成就。中央在年初为了扩大内需、刺激经济的增长,制定了保持必要的投资规模,重点增加包括公路在内的基础设施建设投入的方针,又为公路事业的发展注入了新的活力,将促进未来我国公路建设有一个大的发展。本文回顾我国公路发展的历史过程,分析目前的状况,展望未来的发展趋势,对我国公路发展的总体脉络作一概略分析。

## 我国公路发展的历史状况

1949年建国以来,我国公路的发展经历了路网规模不断扩大,技术状况从低级走向高级,布局从不完善到逐步完善,由原始、普及到提高的历史发展过程。概括地讲,我国公路建设经历了恢复、普及、初步提高和快速提高四个发展阶段。

第一阶段从1949-1952年的恢复阶段。建国之初,我国仅有8.07万公里,没有路面的原始土路占公路总里程的60%,铺筑高级次高级路面的约300余公里,不足公路总里程的0.4%。本阶段的工作主要是全面修整被战火破坏的公路,为巩固国防、开发边疆服务。这期间共新建公路3万余公里,改造公路1.9万公里,全国公路的通车里程达到了12.67万公里。

第二阶段从1953-1966年的普及阶段。该期间公路通达深度扩大,路网迅速扩张。除三年自然灾害时期里程减少外,公路总里程增长很快,年均增长2.95万公里。其中伴随着1955年的全国农业合作化运动和1958年的农村人民公社化与大跃进运动,出现了两次县乡公路建设高潮。1955-1957年公路里程增加了10.85万公里,使全国不通公路的县从1955年的336个减少为1957年的151个。1958-1959年公路里程猛增25.33万公里,不通公路的县减少到47个,不通公路的公社减少到50%左右。1965年公路总里程达到51.45万公里。该期间的公路路面状况,由于缺乏沥青材料,国产水泥又少,主要是从大量土路向中、低级路面过渡,路面结构是采用就地取材的土、砂、石等材料组成,目的是达到晴雨通车。该期间增加的公路虽然标准较低、质量不高,但对改善农村交通闭塞状况发挥了积极的作用,也为我国县乡公路网的形成打下了基础。

第三阶段是从1966-1978年的初步提高阶段。该期间公路总里程继续稳步增长,年均

\* 收稿日期:1999年1月

增长 2.60 万公里,其中 1975 年农业学大寨,又兴起了一个县乡公路的建设高潮,同年公路总里程净增 4.56 万公里。进入六七十年代,干线公路的建设基本上均按老五级公路标准(相当于现行标准三级)设计,技术等级不高,直至 1974 年建成了我国最早的沈(阳)抚(顺)南线一级公路。此后,相继建设的还有南京至六合等一级公路。该期间随着大庆油田等的投产,国产石油沥青及炼油副产品—渣油逐年增多,次高级路面发展很快,公路路面进入以发展渣油路面为主的阶段。1978 年全国的黑色路面增加到 12.7 万公里,其中绝大多数为渣油路面,高级次高级路面里程占总里程的比重近 15%。同年一级公路为 178 公里,二级公路为 1 万多公里,三级公路为 8 万多公里,公路总里程达到 85.18 万公里。

第四阶段 1979 年至今为快速提高阶段。党的十一届三中全会以后,我国的社会经济发生了巨大变化,商品经济的发展,使得交通运输的重要地位与作用日益为人们所认识。交通部总结了以往公路建设的经验,提出将城间干线路、经济路和重要旅游路作为今后公路建设的重点,修高标准、高质量的公路。1981 年划定首都环线及放射线 12 条,南北向纵线 28 条,东西向横线 30 条计 70 条总计约 11 万公里的国道线,对我国的干线公路建设起到了很大的推动作用。为了扩大公路建设的资金来源,国家在 1984 年和 1987 年先后出台了用库存粮、棉、布和低档工业品等,以工代赈修公路,特别是 1985 年下半年开始征收的车辆购置附加费,使公路建设有了较为固定的资金来源。该期间干线公路的通行能力增长很快,高等级公路里程不断增长,公路路面建设也由以次高级路面为主,步入以发展高级路面与次高级路面并举的阶段。为了解决混合交通带来的问题,排除横纵向干扰,开始出现汽车专用公路。1985 年河北省将七十年代新建的 107 国道邯郸至马头段改为快车道,专供汽车行驶,原有公路则作为其它车辆行驶的慢车道。此后山西、辽宁、河南等省也修建了类似的汽车专用道路(包括联络线)。在“七五”和“八五”期间先后建成了广佛、沈大、西临、莘松、京津塘、沪嘉、济青、京石、宁合、石太、广深珠、西宝、西铜、成渝、沪宁等高速公路以及其它汽车专用公路,目前我国的公路建设已进入以高速公路等高等级公路为代表的公路建设快速发展时期。我国(不含台湾省)历史期公路的发展状况见图 1。

## 我国公路发展的现状

改革开放以来,我国的社会经济发生了很大变化,自“七五”初至今的十余年成为我国公路发展最快,成绩最为显著的时期。“六五”末期以来,国家相继出台几项加快公路发展的重要政策:一是适当提高养路费费率;二是开增汽车购置附加费;三是允许集资、贷款修建的高等公路、大桥和隧道,收取一定费用偿还本息;四是动用库存粮、棉、布和低档工业品等,以工代赈修公路等。这些政策的实施,使得原本十分缺乏的公路建设资金有了部分长期稳定的来源。各级地方政府也在集资、征地、拆迁、征费等方面也制定了地方性的方针政策。大小政策相互配套,拓宽了公路建设的投资渠道。“七五”末“八五”初,交通部又制定了“三主一支持,即公路主骨架、水运主通道、港站主枢纽及交通保障支持系统”的长远规划,明确在今后 20~30 年的时间内在全国建设“五纵七横”约 3.5 万公里左右的高标准的国道主干线系统,到 2000 年重点建设“两纵两横三个路段”,同时积极贯彻国务院领导提出的“统筹规划、条块结合、分层建设、联合建设”的方针,深化投资体制改革,紧紧依靠地方各级政府,面向社会和国内外金融市场,采取了以车购费等政府资金补助、调动社会力量办交通,贷款修路与

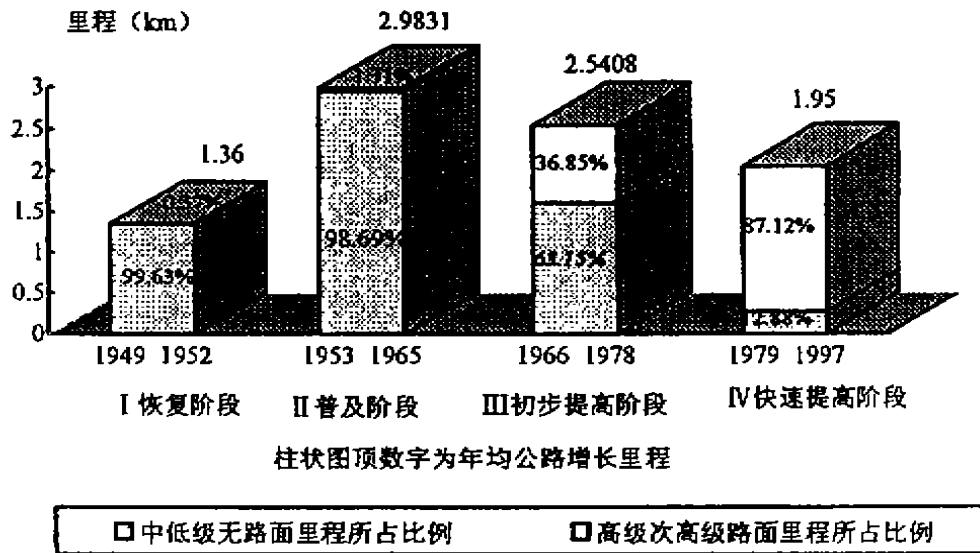


图1 我国公路网发展的各个阶段年均增长里程及其高级次高级、中低级无路面里程构成示意图

收费还贷、发行公路建设债券以及公路收费经营权转让、合资、合作、BOT方式、包装公司资产及其股票在境内外上市等种种有效的政策与措施,促使建设主体的多元化,缓解了公路建设资金紧张的矛盾,形成了目前公路建设方兴未艾的发展形势。

“六五”期末的1985年公路总里程为94.24万公里,有近90%的乡镇和70%的行政村通了公路。“七五”期间,新增公路里程8.60万公里,年均增长1.76%,1990年公路总里程达到102.84万公里,全国除西藏的墨脱外,有95.08%的乡镇和74.04%的行政村通了公路。“八五”初至1997年底,新增公路里程19.80万公里,年均增长2.55%,1997年公路总里程达到122.64万公里,全国所有县城、98.47%的乡镇和80.57%的行政村通了公路。“七五”初至今,公路总里程不断增加,通达深度有较大提高。

在公路总里程稳定增长的同时,路网技术与质量结构得到明显改善,以高速公路为代表的高等级公路得到了较快的发展。“七五”期间,年均增长公路里程1.72万公里,其中二级以上的高等级公路占29%,高速公路实现零的突破,年均增长100余公里。“八五”初至今,年均增长公路里程2.83万公里,其中高等级公路占42.64%,高速公路年均增长600余公里。1985~1997年,等外公路占公路总里程的比重减少了9.26个百分点,公路铺面里程增强了12.35个百分点。随着路网结构向高等级方向转化,通行能力迅速扩大,1985~1997年公路通车里程年均增长2.22%,同期公路通行能力年均增长8.34%,公路网的运行状态逐步得到改善,综合服务水平逐渐提高。

经过近50年的建设,我国公路发生了巨大的变化。1997年公路总里程已达到122.64万公里,国道占9.13%,省道占14.89%,县道占30.97%,乡道占40.79%,专用公路占4.22%。等级公路占总里程的比重达到81.34%,一般二级以上的公路占总里程的10.68%。有路面里程占总里程的比重达到91.99%,高级次高级路面里程占总里程的38.12%。晴雨

通车里程占总里程的比重为 85.16%。1997 年我国公路网的基本状况,见表 1。

1997 年我国公路网的基本状况(单位:公里)

表 1

类别			国道公路	省道公路	县道公路	乡道公路	专用公路	合计
公路总里程			112002	182559	379816	500266	51762	1226405
技术等级	汽车专用公路	高速	3204	1521	46	0	0	4771
		一级	6752	5149	1558	878	300	14637
		二级	3478	1403	43	0	4	4928
	一般公路	二级	37803	43347	19093	5256	1137	106636
		三级	32358	59969	83072	46512	8876	230787
		四级	21293	48332	195620	331921	38571	635737
	等外	7114	22838	80384	115699	2874	228909	
路面等级	高级		31384	31312	23459	17080	3081	106316
	次高级		60544	90811	113206	85167	11446	361174
	中级		9930	35399	126471	126915	15164	313879
	低级		9186	18566	94786	205489	18805	346841
	无路面		958	6471	21890	65610	3266	98195
晴雨通车里程			109255	173595	333453	390868	37274	1044445

尽管我国公路建设已经取得了前所未有的成绩,但还远不能满足社会经济的发展需要,目前我国公路网仍存在着诸多的问题,主要表现在:

#### 1. 公路通车里程偏少,路网密度低,公路通达深度不够

1997 年我国公路总里程为 122.64 万公里,按国土、车辆和人口计算的路网密度分别为 12.78 公里/百平方公里、10.06 公里/百辆和 9.92 公里/万人。同国外一些主要国家相比,由于人口基数过大,车辆保有量很低,按人口和车辆计算的路网密度相差甚远,前者偏小,后者偏大;按国土面积计算的路网密度除与幅员辽阔、有约 2/3 的区域人口稀少的加拿大、澳大利亚和前苏联相近外,远远低于美国等发达国家,也与印度、巴西等发展中国家相差很多。

公路通车里程偏少,还表现在公路通达深度不够。1997 年虽基本上实现了县县通公路,但全国约 5 万个乡镇中,仍有约 760 多个不通公路;74 万多个行政村中,有 10 余万个行政村不通公路。众多的乡村道路仍是自然形成或自发修建的板车道、人行道或便道,小部分为简易的机耕道。乡村公路的建设不仅仅是为农村经济的发展服务,而且服务于农村居民的交通,是农村物质文明的重要标志,因此应有较快地发展。

#### 2. 公路的技术等级低、质量差,通行能力不足的矛盾仍然十分突出

1997 年我国公路铺面里程 112.82 万公里,但高级、次高级路面里程只有 46.75 万公里,仅占公路总里程的 38.12%,同国外发达国家的 50~100% 相比,相差甚远。与高级、次高级路面相比,中低级路面差,汽车运输成本高 15%,车辆油耗增加 10~15%,无路面公路则更高。全国晴通雨阻的公路高达 18.20 万公里,占公路总里程的 14.84%,10 余万公里的国道

中晴通雨阻的就有 2700 多公里。

1996 年作为国家干线公路网的国道网平均拥挤度达到 1.26, 汽车平均车速 42 公里/小时。10.63 万公里国道中, 拥挤度大于 1 的占 55.30%; 大陆除西藏自治区外的 29 个省市自治区中, 国道网平均拥挤度大于 1 的 19 个, 占 65.52%, 见表 2。1996 年按照《公路工程技术标准》(JTJ01-88) 中规定的各等级公路适应的交通量划分统计的路段里程作为各等级公路需求里程, 与现有国道网实际各等级公路里程进行比较, 应建高速公路里程为实际公路里程的 1.38 倍, 应建一级汽车专用公路里程为实际公路里程的 1.49 倍, 应建二级汽车专用公路里程为实际公路里程的 2.67 倍, 四级和等外公路需要 4083 公里, 实际公路里程为 7114 公里。见表 3。

1996 年国道网拥挤状况

表 2

项 别		堵塞或严重堵塞 (拥挤度 $\geq 2$ )	拥挤 ( $1 \leq$ 拥挤度 $< 2$ )	通畅 (拥挤度 $< 1$ )
按国道 里程分	观测里程(公里)	13854	38678	42498
	占总里程(%)	14.6	40.7	44.7
按省、 市、区分	省、市、区数(个)	3	16	10
	所占比例(%)	10.35	55.17	34.48

1996 年国道实际里程与应建里程比较表

表 3

里程 \ 级别	汽车专用公路			一般公路			
	高速	一级	二级	二级	三级	四级	等外
实际里程(km)	3204	6752	3478	37803	32358	21293	7114
应建里程(km)	4410	10087	9280	27766	32799	6605	4083

由于城乡、区域、线路发展的不平衡, 城市出入口、局部干线公路和经济发达地区公路网交通量增长速度很快, 许多路段交通量严重超过设计通行能力的矛盾更为突出。

### 3. 路网作为系统, 结构和功能仍待完善

经过多年的建设, 我国基本上形成了以国道、省道为干线, 以县道、乡道为支线的公路网络。但由于我国的公路运输长期以来被认为是地方交通、支线运输, 主要为铁路、水运等运输方式集疏运服务, 或在上述运输方式不能通达的地区起到拾遗补缺的作用, 国、省道干线网线路基本呈从省会城市向外辐射的状态, 以省域为界相对封闭, 从整体上看, 还缺乏统摄全局, 能够联结全国重要城市、港口、口岸以及工农业生产基地等的由高级公路组成的快速、畅达、安全的全国性快速公路系统, 如美国的“州际公路系统”等, 无论是全国还是区域均未形成具有规模效益的路网。层次分明、功能完善全国一体化的公路网络远未形成。

### 4. 公路的养护和管理亟待加强

目前国、省道干线公路中, 超期服役的里程大约有 10 万公里左右, 占干线公路的 1/3, 今后一段时间内, 我国旧路改造的任务繁重。此外, 我国现有公路还有相当一部分标准很低, 还有大量的等外路, 都需要通过改造和养护的方式提高等级。我国自然灾害频繁, 特别是水灾频率很高, 公路遭受冲击很大, 据统计仅“八五”期间, 公路因水毁造成的经济损失就近

200亿元。未来随着我国公路建设事业的发展,路网规模的不断扩大、以高速公路为代表的高等级公路迅速增加,维护、改造、养护好和运营、管理好已有的路、桥设施将日益成为公路事业发展的突出任务。目前许多地方还存在着重建轻养的现象,养护生产方式落后,养路资金难以落实,养护队伍不够充实稳定等。

## 未来我国公路的发展趋势

我国公路所面临的发展中的问题是挑战,也是公路事业发展的潜力所在。在如上所述公路良好发展势头的基础上,中央在年初为了保持国民经济适度快速增长,又制定了增加农林水利、公路、铁路、通信、环保、国家粮食仓储库、电网、城市基础设施、普通民用住宅等建设投入,以扩大内需、促进经济的增长,我国公路建设事业迎来了一个新的与难得的发展机遇。公路原计划今年投资1200亿元,现增加到1800亿元,今后三年公路建设的投资总量将达到5000亿元左右。原有的公路发展规划与计划都将突破,今年将可突破原来2000年公路通车里程达到123万公里的目标,提前两年并超额完成“九五”公路建设计划,交通“三主一支持”的长远规划将会得到加快实施。未来我国公路的发展方向为,普及与提高相结合,以提高为主。在进一步扩大路网规模、乡镇和行政村的公路通达率稳步提高、中西部、边远、贫困等地区的公路得到加强的同时,国省道干线公路的技术等级将会明显提高,国道主干线特别是经济发达地区交通繁忙路段的公路建设加快,具有规模效益的区域性高等级公路网和全国性的高等级公路通道逐步形成,路网结构不断得到改善。

考虑公路新的发展形势,结合有关主管部门所作的计划与规划,根据我们所作的研究,未来我国公路网的发展规模即公路通车的总里程,预计2000年将达到130万公里,2010年为150万公里,2020年为165万公里,公路网规模的增加,路网密度由1997年的12.78公里/百平方公里,增加到2000年的13.54公里/百平方公里,2010年的15.63公里/百平方公里,2020年的17.19公里/百平方公里。与此同时,路网的技术等级结构明显向高级化方向发展,高等级公路所占比重迅速增加,等外公路的比重迅速减少,路网的通行能力和服务水平大幅度提高,1997-2020年路网规模年均增长1.30%,同期路网通行能力年均增长4.22%,公路建设处于进一步提高路网等级和质量为主的发展阶段。预计未来我国公路网的发展状况见表4。

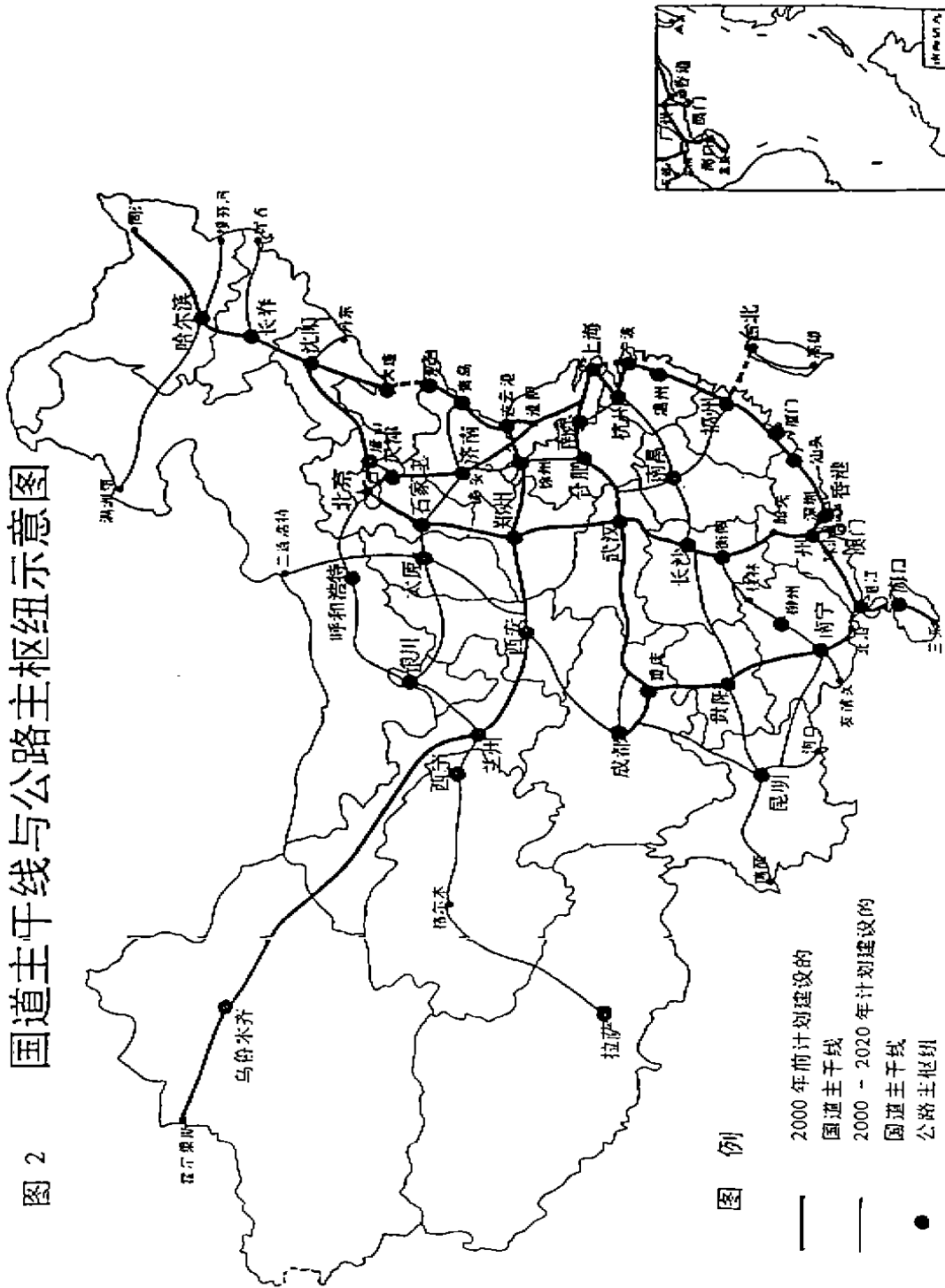
未来我国公路网发展善预测表

表4

项 别	2000年		2010年		2020年	
	里程(公里)	构成(%)	里程(公里)	构成(%)	里程(公里)	构成(%)
路网总规模	1300000	100.00	1500000	100.00	1650000	100.00
高速公路	9000	0.69	15500	1.03	21600	1.31
一级公路	23400	1.80	37200	2.48	50800	3.08
二级公路	136800	10.52	197500	13.17	260500	15.79
三级公路	300000	23.08	398800	26.58	498000	30.18
四级公路	616100	47.39	692800	46.19	743100	45.04
等外公路	214700	16.52	158200	10.55	75900	4.60



图2 国道主干线与公路枢纽示意图



未来我国公路建设的重点为约3.5万公里的国道主干线(也称公路主骨架)系统。到2000年国道主干线将重点建设“两纵两横三条线”,即同江至三亚、北京至珠海、上海至成都、连云港至新疆霍尔果斯的“两纵两横”以及北京至上海、北京至沈阳和重庆至三亚“三条重要线路”约1.8万公里的国道主干线,形成我国贯穿东西、南北由高等级公路组成的快速公路运输通道。约在2020年前后,完全建成“五纵七横”约3.5万公里,贯通首都、直辖市、各省(自治区)省会(省府)以及主要口岸,连接所有目前100万以上人口的特大城市和绝大部分50万以上人口的城市,由二级以上高等级公路构成的,为重要城市间、省际间提供快速、直达、安全、经济、舒适公路客货运输服务的国道主干线系统。规划和建设中的我国主干线公路系统见图2。

2020年前后,我国公路网数量和质量的提高以及国道主干线系统的建成,与国民经济上一个新台阶相适应,标志着我国公路发展一个新时期的开始。随着公路运输基础设施和技术装备水平的不断提高,我国公路运输将跨越其发展的初级阶段,即主要作为短途运输工具和其它运输方式的集疏运手段,公路运输将进入其发展的高级阶段。

#### 参考文献

- [1] 交通部公路科研所,《2020年我国公路网规划的战略目标》,研究报告,1992.12
- [2] “我国今年公路建设投资追加400亿元”,中国交通报,1998.6.2
- [3] “交通部召开加快公路建设座谈会”,中国交通报,1998.7.31
- [4] 中华人民共和国交通部,《全国公路网规划图集(1991~2020)》,1996.12
- [5] 交通部公路规划设计院,《国家干线公路交通情况分析》,1996年
- [6] 交通部综合计划司,《1997全国交通统计资料汇编》,1998年6月

---

## 全国地基处理学术委员会在杭州 举办地基处理技术新发展及基坑工程围护设计学习班 通 知

定于99年10月16日至24日(16日报到)在杭州举办地基处理技术新发展及基坑工程围护设计学习班,欲来杭学习者请与浙江大学(玉泉校区)土木工程学系欧阳晶泓联系报名事宜。(邮编 310027)

联系电话:0571-7952077

## 对几个问题的看法

桑晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

在无锡交通宾馆召开的全国高速公路软土地基处理学术讨论会(1998.12)论文报告讨论期间,笔者就一些大会论文报告和专题讨论时代表的提问谈了一些看法,现将主要点整理如下:

### 1. 关于高速公路工后沉降的控制值

我国区域辽阔,存在各类软弱地基,高速公路工后沉降控制值应根据工程地质条件确定,应允许有较大的变动范围。如果严格要求控制在15cm以内,有的路段需要付出很高的经济代价,有的路段可能多化些钱也难以控制得住。全国范围不宜搞一个标准。对深厚软弱地基地段,应具体问题具体分析。允许某些地段通过工后修补,经过几年运行后达到设计标准。工后沉降控制值的确定应考虑社会经济综合效益,应视工程地质条件确定。规范给出的工后沉降控制值应是设计人员的参考值,不应是不可逾越的规定。

### 2. 关于主固结和次固结阶段的区分

有人问如何区分高速公路软土地基主固结阶段和次固结阶段?笔者认为在荷载作用下,软土地基由于土体主固结和次固结变形产生的两部分沉降是很难区分的,不宜在时间上划主固结变形阶段和次固结变形阶段。软土地基在荷载作用下完成固结少则几个月,长的达数年,对深厚软粘土地基,也许需要几十年,甚至地基深处的超孔隙水压力永远不能消散。土是粘弹塑性体,由土体蠕变形成的次固结变形也是很快产生的。在压缩试验中,土样很薄,且排水条件好,Casagrande采用作图法将其变形区分为二个阶段,主固结变形阶段和次固结变形阶段,应该说是合理的。不能将这一区分搬到软土地基的变形随时间变化的分析中。

### 3. 关于瞬时沉降

华侨大学马时冬教授报道在福建某高速公路软土地基路段,土体侧向位移持续2年多,土体侧向位移不断引起路面沉降。该沉降不应是固结沉降,也不是次固结沉降。教科书上将软土地基沉降分为三部分:瞬时沉降、固结沉降和次固结沉降。对瞬时沉降有不同的解释:有的认为是荷载作用后,地基立即产生的沉降;有的认为是荷载作用下,土体体积不变,由于侧向位移引起的沉降。笔者认为瞬时沉降的提法应该废弃。事实上称为瞬时沉降是非常不确切的,且会引起误会。软粘土地基沉降三部分是否这样称呼更合适:不排水条件下,土体侧向位移引起的沉降,固结沉降和次固结沉降。

### 4. 关于复合地基桩土应力比

• 收稿日期:1998年12月

在讨论水泥土桩复合地基桩土应力比值的测定时,笔者建议将复合地基桩土应力比作为定性概念来应用,定量分析是否可以不再使用,理由如下:

复合地基桩土应力比影响因素很多,除桩土相对模量,还与桩的长细比,荷载水平(或称复合地基承载能力发挥度),荷载作用时间等有关,另外桩土应力比的正确测定也是非常困难的。在桩断面中部与边缘应力值不同,在桩间土中不同部位土的应力值也不相同。桩土应力比应是平均的概念,实际测定很困难。实际上很难给设计人员提供桩土应力比设计值。故笔者建议桩土应力比不宜用于定量分析,只适用于定性分析。

#### 5. 关于塑料排水带有效长度

在排水固结法中近年常采用塑料排水带作为竖向排水通道。塑料排水带当量直径小,考虑井阻作用,塑料排水带存在有效长度问题。超过一定的长度,塑料排水带难以起好竖向排水通道作用。但有效长度的确定应与塑料排水带的通水量有关。不同构造、不同质量的塑料排水带,其有效长度不同。

#### 6. 关于数值分析

土工问题数值分析的精度不仅与数值分析方法有关,与采用的本构模型有关,与选用的参数有关,而且与计算域的合理选用有关。名为三维分析,但计算域取为接近一维条件就很难反映三维的性状。初始条件的合理选用也很重要,特别是对于非线性分析。上述几个方面,只要一个方面与实际情况差距较大,计算结果就失去意义。

以上意见,抛砖引玉,不妥之处请读者批评指正。

## 华宁岩土工程勘察软件包(HNCAD FOR WINDOWS 98 版)通过鉴定

由煤炭工业部南京设计研究院在 WINDOWS95/98 平台上根据《岩土工程勘察报告编制标准 CECS99:98》及现行岩土工程勘察有关国家、行业、地方标准用中文 VB6.0 开发的《华宁岩土工程勘察软件包 HNCAD FOR WINDOWS 98 版》于 1998 年 7 月 17 日通过江苏省建设委员会鉴定。

鉴定委员会一致认为该软件设计合理、功能较强、适用面广、使用方便、运行稳定可靠,在国内同行业中处于领先水平。

1998 年 8 月 12~14 日由江苏省建设委员会科研设计处举办规范及软件学习班在全省勘察单位推广。会上由几十家单位订购该软件。

适合于建筑、铁路、公路、港口、水利、冶金、化工、地矿、石油、机械、煤炭、核工业等行业岩土工程勘察内业资料整理、计算、绘图。

具有功能齐全、操作方便、自动化程度高、统计功能强、数据高度共享等特点。实现表格、图形所见即所得。能提高工作效率几十倍。

在开发中应用菜单、可视化屏幕设计、面向对象编程、电子表格、AUTOCAD14 等新技术。

煤炭工业部南京设计研究院杨立生报道

1998 年 12 月 2 日

通讯地址: 210031 南京市浦口区浦东路 20 号煤炭工业部南京设计研究院杨立生

电 话: (025) 8854998-8902(办) (025) 8862095(宅) 中文寻呼: (025) 996-5005642

# 土钉最大拉力点的确定

章胜南

(浙江省电力设计院 杭州 310007)

## 概述

喷锚网支护法,或土钉墙,由于它们特有的优点,在我国基坑开挖工程中,得到了应用并迅速进行了推广。但这种方法的理论及设计技术远落后于实践的开展,其设计依据中许多来自于少量的试验,是否可靠有待于进一步的论证及检验。本文试图就土钉最大拉力点的位置予以证明。试验表明,土钉内力分布一般不均匀,在破裂面处(或最小安全系数滑动面处)达到最大,往两端越来越小。本文的分析及论证表明,试验结果是具有一般意义的,即土钉最大拉力点即为最小安全系数滑动面与土钉的交点。

## 土钉最大拉力点与最小安全系数滑动面的关系

### (一)土钉位移反弯点的确定

土钉与最小安全系数滑弧示意图 1。

取土钉体微单元受力及位移分析如图 2。

图中,  $N$  为土钉所受轴力,  $f$  为土对土钉表面的摩阻力,  $r$  为土钉体的位移, 设土钉直径为  $D$ , 弹性模量为  $E$ 。

根据微段的平衡关系有:

$$dN/dx = -\pi Df \quad (1)$$

微段应变:  $\epsilon = dr/dx$

应力应变关系:  $\epsilon = N/EA$

结合(1)(2)(3)式,有

$$d^2r/dx^2 + \pi Df/EA = 0 \quad (4)$$

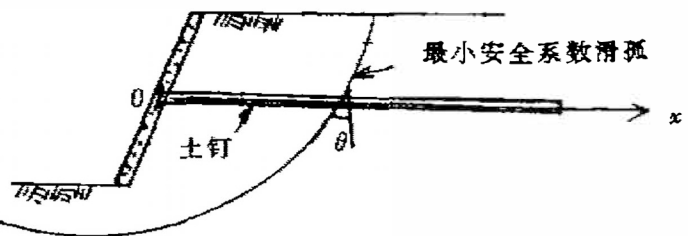


图 1 土钉与最小安全系数滑弧

设土体在土钉微段处的位移为  $s$ , 故钉土相对位移为  $s - r$ 。采用钉土摩阻力模型为弹塑性模型, 则有

$$f = k(s - r) \quad (5)$$

式中  $k$ ——摩阻力与钉土相对位移之间的比例常数。

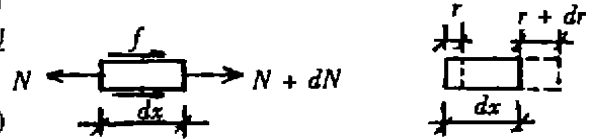


图2 土钉微单元受力及位移分析

将(5)式代入(4)式有

$$d^2 r / dx^2 + \pi D k (s - r) / EA = 0 \quad (6)$$

根据土钉在土体内的受力状况分析, 在土钉上, 必存在一点  $n$ , 在其两侧土对钉的摩阻力方向是相反的, 以求得土钉本身的平衡。又根据摩阻力分布连续性的要求,  $n$  点的摩阻力应应为零, 即钉土相对位移为零,  $s|_n = r|_n$ 。根据(5)式, 在  $n$  点处有:

$$d^2 r / dx^2 |_n = 0 \quad (7)$$

根据上式及  $x \rightarrow \infty$  时,  $r \rightarrow 0$  边界条件, 可绘出土钉位置的曲线形状, 见图3。

(二) 土体位移反弯点的  $y$

确定

对加固的基坑, 应找出最小安全系数滑动面。最小安全系数滑动面, 即指抗滑力对滑动力的比值为最小的滑动面。根据这个意义, 可知最小安全系数滑动面意味着其剪应变比所有其它滑弧面的剪应变大, 为最大值; 亦即在此面上有

$$dr / dx = 0 \quad (8)$$

式中  $r$  为剪应变。

取滑弧面处土体微单元如图4。由于基坑开挖仍可近似认为此单元的竖向和水平应力为主应力, 同时假定基坑处于平面应变状态, 及土体剪切过程中其体积不发生改变, 则有以下式:

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 = 0 \quad (9)$$

根据应变莫尔圆, 有

$$\frac{r}{2} = (\epsilon_1 - \epsilon_2) \sin 2\theta \quad (10)$$

将(9)式代入(10)式并微分有:

$$dr / dx = 4 \sin 2\theta \cdot d\epsilon_1 / dx \quad (11)$$

$\epsilon$  有如下式:

$$\epsilon_1 = ds / dx \quad (12)$$

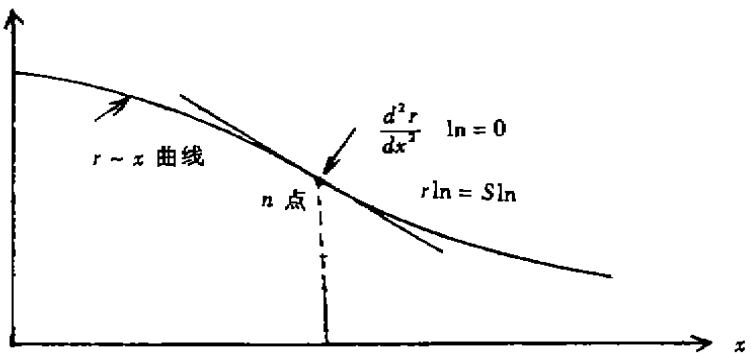


图3 土钉位移曲线形状

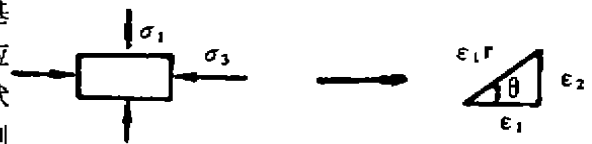


图4 土体微单元应力及应变

在最小安全系数滑弧面,根据(8)式及(11)式有

$$d^2s/dx^2 = 0 \quad (13)$$

(三)  $n$  点即为土钉与最小安全系数滑弧交点的证明

根据土体的滑动规律,在  $n$  点的左侧,土体的位移大于土钉的位移;在土钉右侧,土钉的位移则大于土体的位移,并有  $x \rightarrow \infty$  时,  $s \rightarrow 0$ ,在土钉与喷射混凝土面层连接处,土钉位移与土体位移相等。根据这些特点,可将土体的位移曲线形状绘于图3的基础上,见图5。

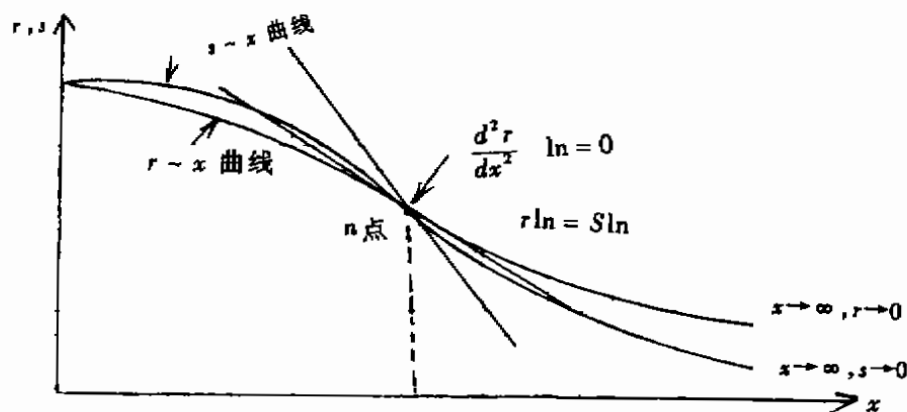


图5 土体与土钉位移曲线形状

从图5可以看出,根据以上特点绘出的  $s \sim x$  曲线,也必然在  $n$  点形成反弯点,即

$$d^2s/dx^2|_n = 0 \quad (14)$$

从图5曲线上可看出,  $r \sim x$  与  $s \sim x$  曲线都仅在  $n$  点存在反弯现象。最小安全系数滑弧(13)式可满足  $n$  点(14)式要求,其余滑弧均不能满足,故证明了  $n$  点落在最小安全系数滑弧上,亦即最小安全滑弧面与土钉的交点为土钉最大拉力点。

## 结语

最小安全系数滑动面与土钉的交点为土钉最大拉力点,这一结论是仅靠少量试验得出的结论,是否可靠,仅靠少量试验是难以证明的。本文从理论上给予了证明,给实践提供了一个可靠的依据。同时说明,为寻找土钉的最大拉力点,必须认真仔细地确定最小安全系数滑动面。

## 参考文献

- [1] 程良奎等. 岩土加固实用技术. 地震出版社, 1994
- [2] 曾宪明等. 岩土深基坑喷锚网支护法原理·设计·施工指南. 同济大学出版社, 1997

## 某大楼钻孔灌注桩施工质量监控

黄祥鹏

(福建省第五建筑公司 泉州 362000)

**[提要]** 某大楼建造在复杂水文地质条件下,其基础设计为钻孔灌注桩,在施工中采取有效的施工工艺和施工方法,强化质量管理与监控,保证了桩基施工质量,达到了设计要求。

前期施工的钻孔灌注桩出现不合格的桩表现大部分在桩底2-4m内I至III剖面混凝土离析及桩端沉渣超标现象,特别反映混凝土离析部位都与砂层含水层相对应,经施工单位多方查原因,制定相应对策,严格施工质量监控,达到预期目的。

### 工程地质和工程概况

(一)工程地质:本场地土层主要为第四纪淤积、冲淤积互沉积而成,基底岩层为花岗岩见图1、图2、图3。场地表层为素填土;粘土可塑、较薄;淤泥、细砂互层,淤泥质土(1)厚度较大,压缩性高,全场分布、工程性能差;粉土为2.7-8.2m;淤泥质土(2)分布于东部,流塑;中细砂层中密,厚度起伏较大;砾砂、残积砾质、粘性土分布在西南,厚度薄。工勘7<sup>#</sup>孔有块状构造破碎带详见图3,推测为东北→西南走向;强中风化岩厚5.9m,分布西部;微风化岩埋藏东浅西深,东部为-18~-21m,西部为-25~-28m。该场地埋深在20~30m之间,分布一层厚度不匀(0.3~8m)的中细砂层,富水性好,顶板淤泥质土隔水性好,具有承压水性质,砂层北薄,南西厚的趋势,细中砂含水层与构造破碎带连通,从而形成良好地下水迳流通道。基岩顶面呈北高南低,东高西矮之势,基层顶板及中细砂层底板与场地西部构造破碎带构成富水区(带),场地东、南部形成一个北东→南西向汇水区(带)趋势,而产生强烈地下水活动。上述场地复杂水文地质条件,对钻孔灌注桩施工质量及单桩承载力带来重大影响。

#### (二)工程概况:

本工程是一座集邮电、通讯等多功能综合大楼,建筑面积37869m<sup>2</sup>,地上建筑为27层,建筑高度99.9m(微波塔高136m)。地下二层(五级人防)平战结合。基础采用钻孔灌注桩直径 $\Phi 1000$ 为186根(包括补桩17根),单桩承载力5500kN,直径 $\Phi 800$ 为83根(包括补桩6根),单桩承载力3000kN,共269根,嵌入(中)微风化花岗岩50cm,沉渣5cm。钢筋混凝土底板为2m厚,地下室钢筋混凝土外墙为400厚,内墙为300、750厚的箱形结构,混凝土C50防水密实性混凝土,抗渗等级为1.2MPa,上部结构为钢筋混凝土框筒结构体系,柱截面700×700,1300×1400,1300×1900。筒体剪力墙厚为250、300、550。外墙剪力墙厚为600、750。建筑长

• 收稿日期:1998年12月



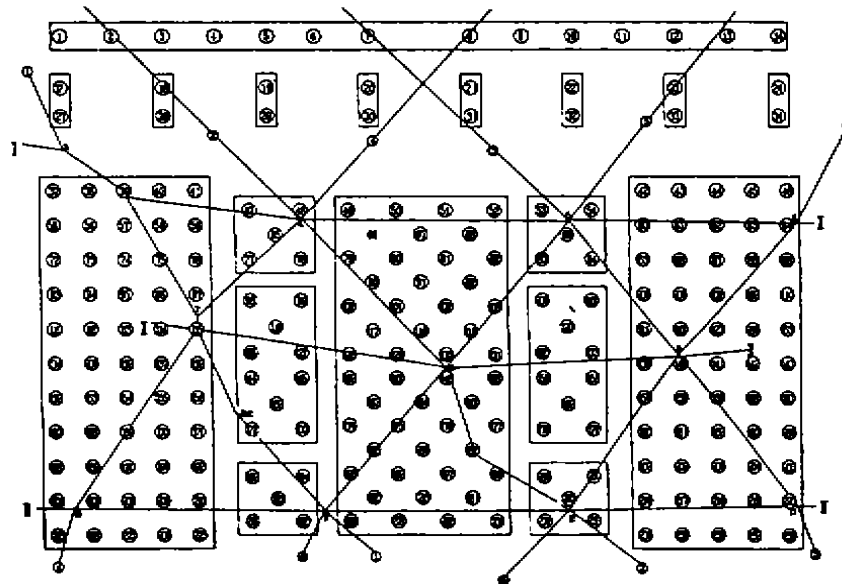


图1 工程地质钻孔与桩位图

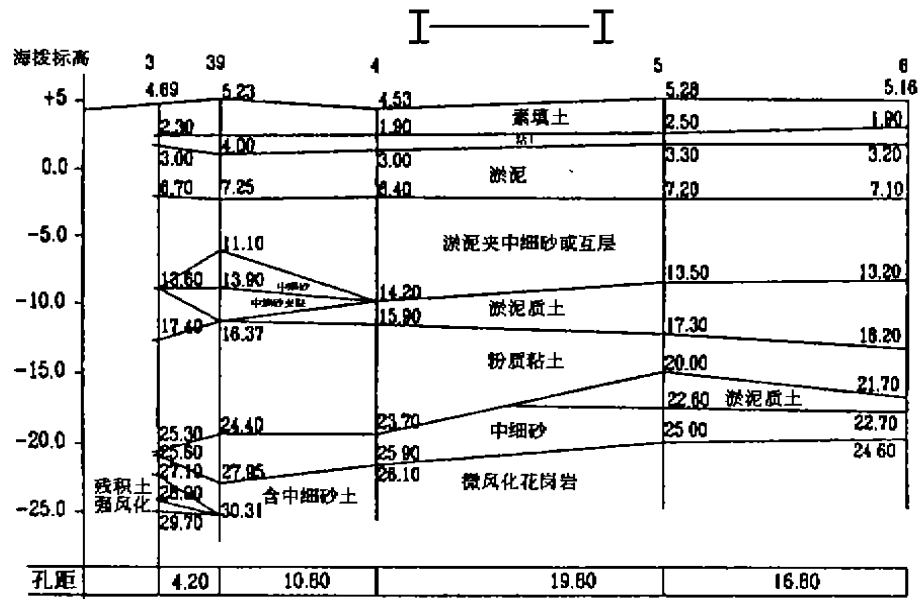


图2 工程地质剖面图

50m,宽 33m,长方形平面,高宽比为 3,整体刚度较好。

### 施工质量监控

在认真总结钻孔桩在复杂地质条件下的施工经验,确定与其相适应的施工技术和施工方法,制定第三期桩基施工组织设计,严格组织实施:

(一)成孔:除了按常规保持机台定位准确水平,钻机垂直,护壁筒安置固正稳固外,在钻进过程中泥浆比重在场地东西部地质水文条件复杂区段,由1.2提高到1.3左右,有利于防止涌砂、坍孔现象,保证井壁稳定。

(二)嵌岩:为了保证桩端全断面嵌入(中)微风化花岗岩持力层50,钻入持力层顶界标高时应根据钻进速度、排渣岩屑与补勘资料进行综合判断,如遇到桩孔深度与工勘、补勘资料出入在20cm以内视为正常,如误差过大,采用了大径桩孔中用小径抽心的直观验证方法,由三方判定认可,确保嵌岩质量。现由市质检站抽心八个验证情况列表如下:

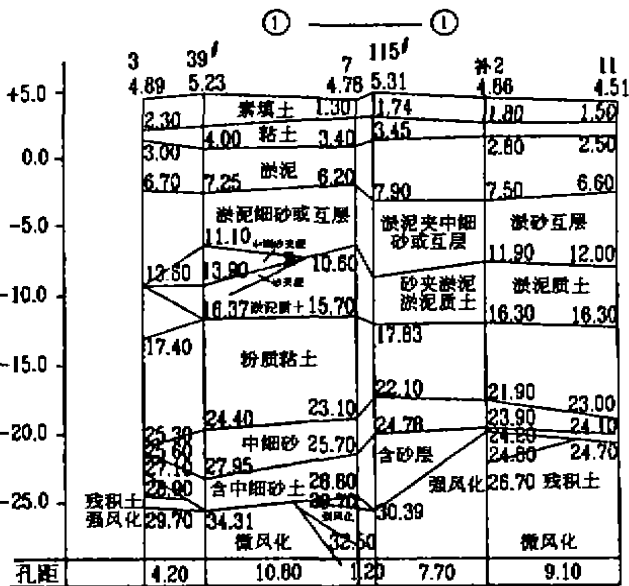


图3 工程地质剖面图

嵌岩顶界标高验证情况表

桩号	嵌岩顶界标高		嵌岩顶界标高误差 (cm)	备注
	超前孔(m)	工程桩(m)		
214	-26.83	-25.62	+121	差别验证
184	-26.42	-25.63	+79	差别验证
17	-31.76	-30.45	+131	随机验证
138	-30.35	-28.50	+185	随机验证
130	-26.29	-26.31	-2	随机验证
161	-27.61	-26.50	+108	差别验证
54	-26.08	-25.45	+63	差别验证
51	-27.12	-26.30	+82	差别验证

注:大径桩成孔过程中,发现嵌岩顶界标高出现负值较大的径:202#桩-51cm,217#桩-146cm等,均按实际嵌岩顶界标高嵌岩。

凡有超前孔而未打验证孔的桩均按超前孔确定的嵌岩顶界标高嵌岩,为了在保证质量的前提下大部分工程桩超过嵌岩深度20~30cm。

(三)沉渣:为了保证沉渣达到设计要求,根据上述复杂地层条件,采用正循环钻进,反循环排渣的施工工艺。既有利于维护井壁稳定,又能比较可靠的清除井内沉渣。终孔后应进行一次检测沉渣,如沉渣过厚,应进行第一次清孔后才下钢筋笼。当钢筋笼按设计要求吊装

下放完毕,再采用反循环第二次清孔。沉渣检验合格应及时浇混凝土,间隔时间控制在半小时内,如超过半小时应重新检验沉渣厚度,若沉渣超标应再次清孔。

#### (四)成桩:

(1)混凝土原材料严格按质量要求检查验收,严格按试验配合比报告要求称量配料,同时现场根据砂、石含水率进行调整,特别严格控制加水量和砂量。

(2)混凝土拌制要求混合均匀、和易性与流动性良好,不能有离析现象,坍落度控制在18cm以上。

(3)初灌量必须保证六盘(每盘按100公斤水泥配料),第一盘应先拌制1:1.5的水泥砂浆,以满足 $\Phi 1000$ 以内桩径的初灌量。

(4)开灌时,灌注导管提离孔底50cm,严禁提升过高。

(5)浇灌过程中,每次拔折一根灌注管前必须检测混凝土浇灌高度,根据管长度计算埋入混凝土深度,必须保证清灌注导管埋入混凝土最少深度1.5~2m。

(6)浇混凝土过程中,每灌一斗混凝土都应提动灌注管上、下震动捣实,控制提升幅度不能过大,严禁提离混凝土面造成断桩,同时防止堵管事故发生。

(7)灌注高度必须满足设计桩顶标高,要求超高量 $\geq 1\text{m}$ 。

(8)混凝土标号自桩孔底部至下砂层含水层顶的2~3m范围内,把原设计混凝土C30标号提高到C35标号,并掺早强剂,提高该段桩身混凝土终凝前对下砂层含水量的抗潜蚀能力。

#### (五)质量管理:

钻孔桩施工是一项较重大的隐蔽工程,必须在每道工序上有严格的质量管理,在现场由施工单位、建筑单位、设计单位、勘察单位、质监单位组成质量领导小组,制定质量管理责任制,实行坐班制度,对每道工序的施工工艺及技术措施认真组织实施和监控,以确保桩基施工质量满足设计要求。

## 工程桩质量的检测

### (一)单桩静载试验:

本场地共施工试桩5根(其中一根试桩承架有问题),对122<sup>#</sup>、115<sup>#</sup>、136<sup>#</sup>、187<sup>#</sup>四根桩作了单桩静载试验见图4、图5、图6、图7,静载试验结果充分显示本场地复杂地质条件对单桩承载力的影响,对设计单桩承载力的检验起了重大作用。

(1)正处于花岗岩构造破碎带核心主体部位的115<sup>#</sup>与136<sup>#</sup>二根试桩对比:115<sup>#</sup>桩桩端嵌入中风化花岗岩破碎带7.82m,承载尚能满足设计要求,而136<sup>#</sup>桩按要求桩端嵌入中风化花岗岩破碎带1倍桩径,实际嵌入破碎带1.13m。虽然超过嵌岩要求深度,但承载力仍达不到设计要求。

(2)187<sup>#</sup>试桩测验全过程曲线呈微降型稳定变,从开始试验到终止加荷,最大加载到9600kN,一直处于正常状态,主要问题是累计沉降量偏大,目前尚无定论。

### (二)超声波检测:

(1)本期施工桩基127根,超声波118根,各桩115根,合格率占97.5%,说明钻孔灌注桩在摸清复杂地层和水文条件,采取的施工方法和施工工艺,严格质保体系,有效地提高桩

基施工质量,该超声波共检测200根桩,超过总桩数的75%,完全合格桩占检测桩数74.5%,局部有缺陷砂、石含量偏大或局部离析现象的桩可列为合格者占21.5%,有严重缺陷的桩即三个在桩底有上述情况反映解释为沉渣的桩有8根(154#、170#、122#、141#、178#、111#、174#、262#)占4%,占总桩数的3%,上述有离析现象的桩均分布在场地西部构造破碎带和东南部基岩凹陷区影响范围内,且离析井段与砂砾石含水层相对应。反映地下水活动与桩身混凝土局部离析现象有相当密切相关。

(2)115#桩超声波检测中,其桩身混凝土在剖面I于22.5~23m处混凝土砂石含量偏大,而静载试验仍然达到设计承载能力,说明超声波检测中可有一桩段中局部断面有缺陷,对单桩承载力不致造成重大影响,各三个剖面局部有严重缺陷,全在同一井段桩,是达不到设计要求。

(三)抽芯检验:

(1)桩抽芯检验共13根,嵌岩岩质满足设计要求,沉渣为零有5根,5根合格,1根超标2cm,2根桩底混凝土离析段与超声波检测结果吻合,特别本斯抽芯7根全部合格,证明采取的施工方法和工艺有效地控制了沉渣厚度,达到设计要求。

(2)122#试桩经超声波检测及抽心检验证实嵌岩达到设计要求,沉渣为零,主要是地下水强烈活动的影响致使21.5~24m井段桩身混凝土产生局部严重离析的缺陷,从而导致单桩承载力达不到设计要求,桩身其他部分混凝土强度均超过C30,而该试桩正处于场地东部基岩陡变凹陷区,在地下水活动的径流通道范围内,表明强烈地下水活动对单桩承载力有十分重大影响。

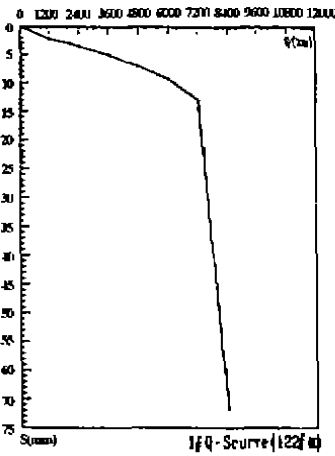


图4

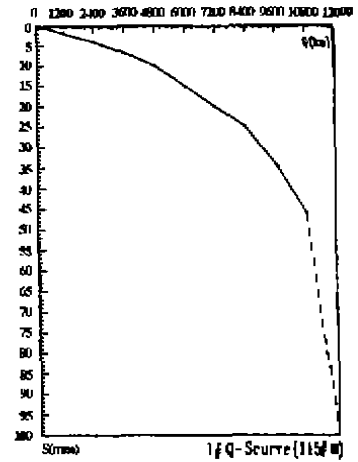


图5

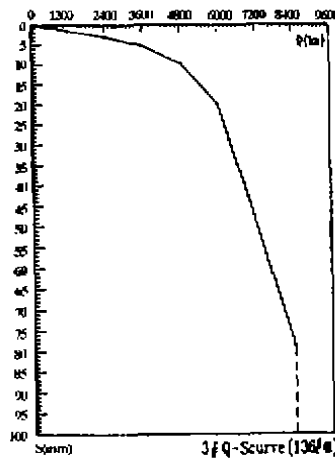


图6

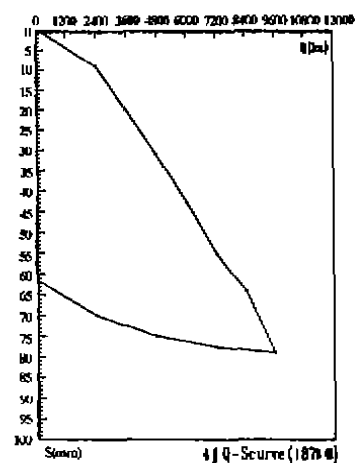


图7

## 结束语

该工程桩基施工过程中,遇前期各种挫折,经过进一步摸清地质情况,克服了困难,采取切实可行的施工方法与工艺,确保后期施工桩基质量,并进行全面检测,为确定补桩方案提供了依据见图8。

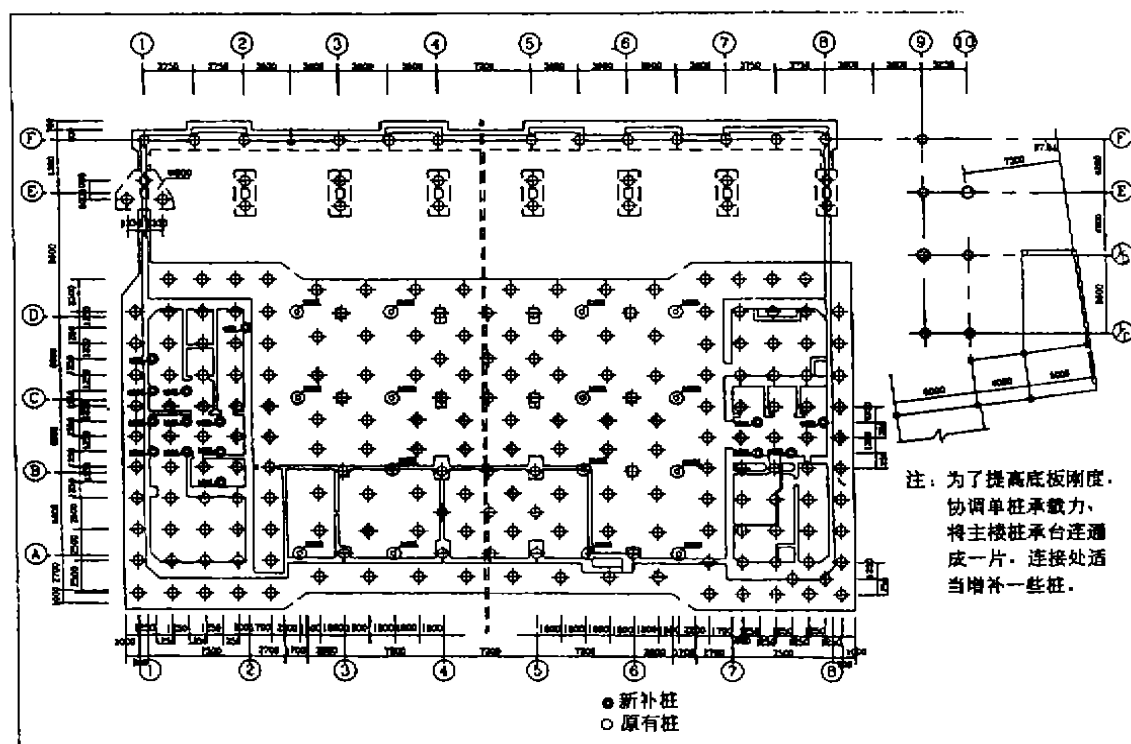


图8 桩基修改(补桩)平面图

对于高层建筑或重要建(构),建造于复杂水文、地质条件的场地,加强勘察深度,有利设计阶段进行,避免施工中带来各种困难,造成经济损失和威胁建筑物的安全。

# CFG 桩复合地基在望京新城高层建筑中的应用

李洪船

阎明礼

(北京城市开发集团有限责任公司望京新城分公司) (中国建筑科学研究院地基基础研究所 北京 100013)

[摘要] 本文介绍了 CFG 桩复合地基在望京 A4 区高层建筑地基处理中的应用,并和望京地区常用的几种桩基础做了经济技术比较。

## 前言

CFG 桩复合地基是中国建筑科学院地基所近年开发的地基处理新技术,是建设部全国重点推广项目,是国家级全国重点推广项目。目前已在全国推广应用。特别是近三年来该技术已在北方地区的高层建筑地基处理中得到应用,仅就目前北京市和河北省不完全统计,有 130 多栋高层建筑地基处理采用了 CFG 桩加固技术,其中绝大多数为 20~32 层。由于 CFG 桩复合地基技术具有施工速度快、工期短、质量容易控制、工程造价低廉,不存在噪音和泥浆污染等优点,目前已成为北京地区应用最普遍的地基处理技术。

## 望京 A4 区高层住宅地基处理方案的选择

A4 区到目前为止共有 13 栋高层建筑地基处理采用了 CFG 桩复合地基加固技术,其它高层建筑也拟采用 CFG 桩复合地基技术。表 1 为设计提供的其中 9 栋楼的承载力要求。

设计要求承载力和沉降值

表 1

楼号	层数	设计要求承载力 $f_d$ (kPa)	沉降要求	
			最终沉降(mm)	倾斜( $\%$ )
II 1	24/2	460	50	0.8
II 2	16/2	355	50	0.8
II 3	24/2	450	50	0.8
II 4	24/2	450	50	0.8
II 7	22/2	420	50	0.8
II 8	18/2	355	50	0.8
I 7	22/2	450	50	0.8
I 8	22/2	450	50	0.8
I 9	18/2	300	50	0.8

• 收稿日期:1998年12月

### 1. 地质条件

A4区典型的地质剖面图如图1所示,除表层为填土(①层)外,其下均为第四纪沉积层,基础底面标高为29.905~32.135m。基底下有4~6m厚的120~160kPa的软塑~可塑粘土和粉质粘土(②<sub>2</sub>、③、③<sub>1</sub>层),含少量有机质,具有中~高压缩性。其下的土层多为中~中低压缩性土,承载力一般在200kPa或200kPa以上。

### 2. A4区附近的工程经验

A4区以北1000m左右为望京高校花园小区,小区内1~4#楼为24~26层的高层建筑,地基处理采用CFG桩复合地基加固技术。97年12月25日CFG桩复合地基全部施工完毕,98年10月15日标准层封顶,封顶时1#楼沉降为16.7mm,2#楼沉降为16.9mm,3#、4#楼沉降略小于1#、2#楼,预计该四栋楼最终沉降在4cm。

### 3. 方案的确定

在望京地区高层建筑多用预应力管桩、预制方桩和灌注桩基础。桩基础在我国应用很广,是广大设计施工技术人员更为熟悉的一种基础型式,并积累了大量的设计施工经验。在望京地区应用是成功的,但存在造价较高、施工周期长、振动噪音扰民等不足之处。

在A4区方案选择时,根据技术要求及场地条件,应考虑如下几点:

(1)场地附近先期施工的栋号已有居民进驻,施工设备不宜选用振动机具,防止扰民和民扰;

(2)深层降水有可能对已有建筑物产生不良影响,施工时除基坑开挖降水至基底标高以下0.5~1m外,不再做深层降水;

(3)施工时不出现泥浆对环境的影响。

近年来随着地基处理技术的不断发展,复合地基技术如CFG桩复合地基,由于施工质量容易控制、施工周期短、没有泥浆和噪音污染、造价低廉等一些突出优点,已在北京地区地基处理中广泛应用。

望京新城分公司经广泛调研,初步确定以CFG桩复合地基为主和其它处理方法兼顾的原则,审慎的将国内的一些新技术应用于A4区的工程中,为此7月份在总公司邀请了国内

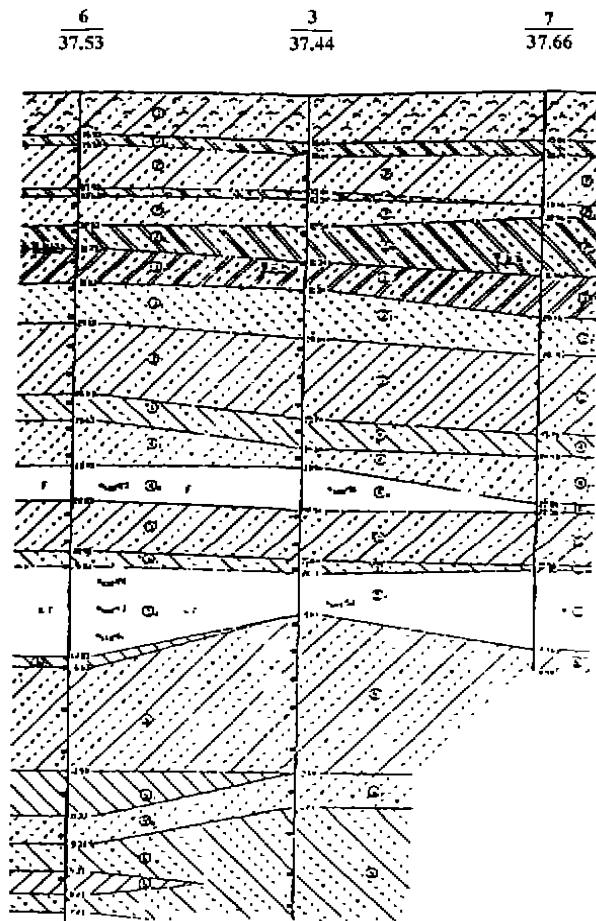


图1

著名专家中国工程院院士、地基规范主编黄熙龄研究员和有关专家对 A4 区地基处理方案做了论证,对采用复合地基技术予以充分肯定。经望京新城分公司研究,征得设计单位同意,在 A4 区采用 CFG 桩复合地基处理方案。

## 地基处理设计

由表 1 对加固后承载力和沉降的要求可知,这次地基处理对沉降要求比现行规范要严格的多,一方面这次大规模采用 CFG 桩复合地基技术对该公司来说尚属首次,更主要的是由建筑物的结构型式所决定。在 A4 区有很大一部分楼座结构型式如图 2 所示,两楼之间设置抗震缝,缝宽 30cm,设计要求两楼之间不能产生较大的相向变形,因此对建筑物最终沉降和倾斜要求比现行规范都提高一倍以上。

经设计计算可知,这次地基处理设计实为变形控制而非承载力控制,即除了满足承载力要求外设计参数的确定主要取决于变形条件。具体设计参数见表 2。

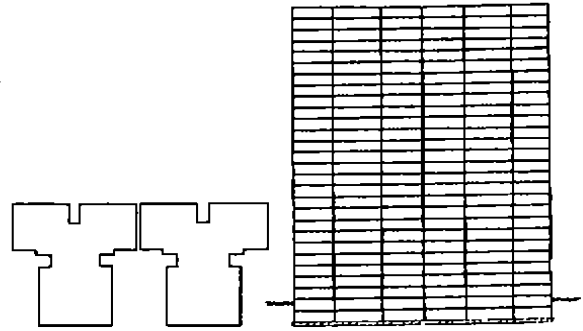


图 2

CFG 桩复合地基设计参数

表 2

楼号	桩径(mm)	桩长(m)	桩间距(m)	褥垫厚度(cm)	备注
Ⅱ1	415	17.7	1.4~1.6	15	褥垫层材料为石屑
Ⅱ2	415	11.8(13)	1.4~1.6	15	
Ⅱ3	415	19	1.4~1.6	15	
Ⅱ4	415	19	1.4~1.6	15	
Ⅱ7	415	16.5	1.4~1.6	15	
Ⅱ8	415	15.6	1.4~1.6	15	
I7	415	18.3	1.4~1.6	15	
I8	415	18.3	1.4~1.6	15	
I9	415	7.6	1.65	20	

## CFG 桩施工

八十年代末、九十年代初,CFG 桩施工多用振动沉管打桩机成桩。随着社会的不断进步,在居民区采用噪音和振动较大的施工工艺越来越受到限制,此外振动沉管打桩机在遇到砂层、硬土层施工非常困难,质量也难以保证。为此中国建筑科学研究院等单位受国家计委委托研制新型、低噪音对周围环境无污染和施工效率高的 CFG 桩专用打桩机,即特制的长螺旋钻机。

具体施工程序为:钻机就位⇒钻孔到预定标高⇒预先在搅拌机内按给定配比搅拌 CFG 桩混合料⇒通过溜槽将搅拌好的 CFG 桩混合料投入混凝土泵料斗中⇒启动混凝土泵将混



合料通过输送管泵入钻杆 $\Rightarrow$ 边泵送混合料边提钻直到成桩完毕。

到目前为止 A4 区有 13 栋楼采用长螺旋钻管内泵压 CFG 桩混合料灌注成桩工艺(见图 3),其中 9 栋楼 CFG 桩施工周期见表 3,由表 3 可知,这种成桩工艺施工效率是很高的。

A4 区 9 栋楼施工周期

表 3

区号	楼号	桩数	桩长(m)	桩径(mm)	CFG 桩施工天数
II	1	419	17.7	415	11
II	2	431	11.8~13	415	12
II	3	431	19	415	16
II	4	431	19	415	14
II	7	423	16.5	415	14
II	8	423	15.6	415	12
I	7	430	18.3	415	9
I	8	430	18.3	415	11
I	9	460	7.6	415	6

## 检测

施工后,按《水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)复合地基技术规范》Q/JY06-1997 和《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91 和有关技术标准做了单桩和单桩复合地基静载试验,以确定复合地基是否满足设计要求,同时对每栋楼抽 10% 的 CFG 桩做低应变动测试验以检验桩身是否有缺陷。

静载检测结果表明,所施工的 CFG 桩复合地基全部满足设计要求的承载力。各楼座使用荷载下 CFG 桩单桩的沉降如表 4。

使用荷载下 CFG 桩单桩沉降量

表 4

楼号	II 1	II 2	II 3	II 4	II 7	II 8	I 7	I 8	I 9
单桩使用荷载 $R_k$ (kN)	483	282	485	485	420	270	533	533	257
对应 $R_k$ 的沉降值(mm)	2.07	0.86	2.92	2.34	2.05	0.88	2.15	2.18	1.55

低应变动测结果表明,全部为合格桩。

## 经济分析对比

现将 CFG 桩复合地基和望京地区常用的三种桩型的桩基施工和造价进行对比。从图 3 可以看出,望京地区  $400 \times 400$  预制方桩每栋楼施工工期为 51 天, $\Phi 600$  灌注桩每栋楼施工工期为 91 天, $\Phi 400$  预应力桩每栋楼施工工期为 84 天;A4 区 CFG 桩施工每栋楼平均工期为 12 天,可见 CFG 桩比桩基施工在工期上具有明显的优势。

望京地区采用的三种桩基和 A4 区 CFG 桩复合地基每平方米建筑面积分担的费用见图

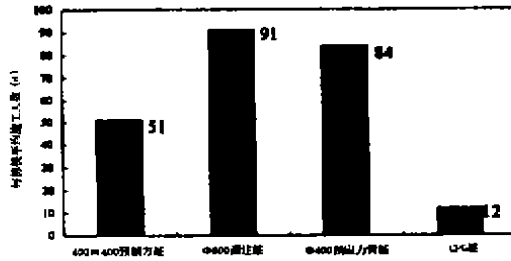


图3 桩基和CFG桩每栋楼施工天数对比

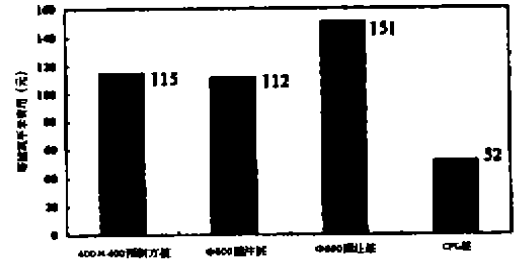


图4 桩基和CFG桩复合地基每建筑平方米费用对比

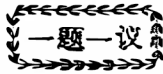
4。从图中可以看出,CFG桩复合地基每平方米建筑面积分担的费用是400×400预制方桩的45.2%,是Φ600灌注桩的46.4%,是Φ400预应力管桩的34.4%。CFG桩复合地基比桩基础平均可节约费用58%。

## 结语

1. 望京新城A4区选用CFG桩复合地基加固方案是合理的。经检测,已施工的CFG桩复合地基承载力全部满足设计要求。
2. 选用长螺旋钻管内泵压CFG桩混合料施工工艺具有施工效率高,施工质量容易控制,振动和噪音小,无泥浆污染等突出优点,是一项值得在望京地区进一步推广的施工工艺。
3. 和望京地区桩基施工相比,每栋楼施工工期平均缩短63天,每栋楼每平方米建筑面积分担的费用平均减少58%。

## 参考文献

- [1] 简明礼主编.《地基处理技术》,中国计划出版社,1997
- [2] 简明礼等.CFG桩复合地基设计,第四届地基处理学术讨论会论文集,1995
- [3] 张东刚.复合地基变形计算及程序,中国建筑科学研究院,1996



主持人: 龚晓南

## 读“岩土工程规范的特殊性”与 “试论基坑工程的概念设计”

龚晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

“岩土工程规范的特殊性”(陈愈炯,1997)和“试论基坑工程的概念设计”(顾宝和,1998)二文写得很好,文中提出的问题值得我们岩土工程者深思、重视,也指出提高岩土工程技术的途径。

陈文认为“岩土工程发展至今仍是一门带有一定艺术性的科学。它研究的材料品种繁多,组合多样,性质复杂,各种土的好坏还与它所处的部位或承担的任务有关。因此,要想为如此复杂的土体制订一详细而且恰当的勘探或设计规范是很难办到的。”土是自然历史的产物,土层分布、土的性质十分复杂,而且区域性、个性很强。同是软粘土,各地的差别也很大。对如此复杂的对象,制订一部详细而且恰当的岩土工程规范确实是难以办到的。从政府各级工程建设管理部门到岩土工程教学、科研、设计、勘察、施工等各部门的技术人员都要认识这一点。详细而且恰当的岩土工程规范难以办到,怎么办?是否岩土工程不需要规范?笔者同意陈文的观点,“并不意味着不需要规范,它仍是很重要的参考书。”应该根据岩土工程特点来制订规范,来对待规范。

岩土工程规范宜粗不宜细,各项条款应该原则一些。在执行规范时,让岩土工程技术人员具有较大的探索和创新的空间,同时也让岩土工程技术人员承担更大的责任。

岩土工程应多制订地区性规范。笔者曾在一次报告会上谈到,这里所说的地区性规范,不是指浙江规范、江苏规范,而是指杭州规范、苏州规范等。当然地区性规范也应宜粗不宜细,各项条款应该原则一些。

如何对待岩土工程规范,笔者十分赞成陈文的意见:“随着国家体制改革的进展,宜逐步淡化勘察和设计规范的严格执行,相应也必须强调承建者的风险责任。淡化岩土工程规范的严格执行,将它视为指南,是指导书,是参考书。淡化岩土工程规范的严格执行,也是适应市场经济的需要。根据岩土工程自身特点,正确对待岩土工程规范十分重要。

另外,笔者十分同意陈文的呼吁:“最需要和最便于严格执行的是全国统一的岩土工程名词、术语、符号和单位。”然而,在这方面差距很大。各部门、各行业的规范、规程、教科书中

名词、术语、符号不统一。这方面希望大家共同努力,早日统一我国岩土工程名词、术语、符号和单位。

顾文以基坑工程为例,论述了概念设计是一种设计思想,认为:“设计者应当具有探索精神和创造精神,不能满足于现成的公式;要充分掌握情况,深刻理解原理,不要犯概念上的错误;不能机械地照搬经验,要在相关理论的指导下,借鉴已有经验进行分析和判断;事先定量计算只是一种估计,只有原型工程的实测数据最可信。这些就是我对概念设计的一些基本认识。基坑工程的设计如此,其他岩土工程设计也大体如此。”顾文阐述的概念设计思想对岩土工程技术人员是非常重要的。Terzaghi 晚年坚信土力学与其说是一门科学,不如说是一门艺术。岩土工程是一门实用性很强的学科,岩土工程需要采用理论、室内外测试和工程实践三者密切结合的方法培养技术人才,开展科研和解决工程技术问题。岩土工程师不仅需要掌握岩土工程基本原理,更需要积累别人或自己的经验知识,积极探索、不断创新,提高综合分析,解决实际问题的能力。

#### 参考文献

- [1] 陈愈炯. 岩土工程规范的特殊性. 岩土工程学报, 第 19 卷第 6 期, P112, 1997  
 [2] 顾宝和. 试论基坑工程的概念设计. 刊基坑支护技术进展, 建筑技术增刊, P87, 1998

### 新书简介

书 名	作 者	出 版 社	出版时间	价格(元)
张量分析与演算	余天庆	华中理工大学出版社	1996.5	9.00
工程材料与桥梁结构的力学性能测试	余天庆、李德寅等	国防工业出版社	1997.7	17.40
损伤理论及其应用	余天庆、钱济成	国防工业出版社	1993.10、1998.3	12.00
固体材料力学	余天庆、吴玉树	国防工业出版社	1997.9	32.00

注:张量分析与演算一书共有七章、三个附录和习题,曾获中南地区大学出版社 1995 - 1996 年度优秀教材一等奖。前三章(矢量代数、矢量分析和矩阵)介绍张量的基本知识;后三章(张量概念、张量代数、张量分析和黎曼空间的曲率)是主题。附录 A 精选 75 条例题。

工程材料与桥梁结构的力学性能测试分为上下两篇,上篇讲述工程材料力学性能的测试原理和方法;下篇为应用篇,介绍钢桥和混凝土桥的结构性能测试以及地基基础的测试。最后介绍故障诊断学在桥梁测试中的应用。

损伤理论及其应用主要介绍能量损伤理论和几何损伤理论及其在金属材料和混凝土、岩石结构中的应用。

固体材料力学原作者 J. Lemaître, 原书名 *Mécanique des Matériaux Solides*(法)上表中为译者。此书系统介绍经典固体力学及损伤理论的知识,并有新的发展,是一本世界名著。



主持人: 龚晓南

## 基础设计中的共同作用问题

阳吉宝

(上海市民防地基勘察院 上海 200232)

近年来我国城市建设的快速发展促进了地基基础理论研究工作,给地基基础设计和施工实践创造了难得的机遇。在基础设计与施工方面,各地区均已积累了多年实践经验。初始的基础设计方案,人们比较注重的是安全,而现在安全、合理、经济的基础设计方案才能为大家所接受,基础设计也对充分发挥地基土的承载作用予以高度重视。这就不得不研究基础设计过程中的共同作用问题。笔者常遇到此类问题,深感目前大家对共同作用概念还存在某些模糊认识,很有必要加以说明。

### 共同作用的定义

共同作用概念源于高层建筑与地基基础共同作用(即是把高层建筑、基础和地基(有桩基础包括桩)三者看成一个整体,并要满足地基、基础与上部结构三者 in 接触部位的变形协调条件。而地基基础的共同作用是指:地基土与基础(各种类型的桩,包括:柔性桩、半柔性桩、刚性桩等)共同承担上部结构荷载。地基土与基础之间的荷载分担比是根据基础变形协调条件确定的。由此可以看出;用沉降控制来设计地基基础正是地基基础共同作用概念的具体运用,地基处理或基础加固就是视基础沉降量大小的控制要求确定地基补强的程度和发挥原地基土承载力的程度。影响地基土与基础的荷载分担比因素主要有:基础(包括加固体)刚度的大小、地基土的土性、基础型式等。下面按基础型式分别加以说明。

### 桩基础

桩基础的共同作用问题就是研究与确定桩与承台下的地基土如何分担上部结构荷载。对于桩筏、桩箱基础,桩和底板下的地基土共同承担上部结构荷载;对于桩加独立承台基础,桩和承台下的地基土共同承担上部结构荷载。桩与地基土的荷载分担比按变形协调的原则求解或计算。这样,桩土共同作用就是桩与土共同承担上部结构荷载,而不是某些人所误解的桩与土之间的相互作用。

• 收稿日期:1998 年 11 月

桩的承载力发挥与桩顶沉降有很大关系,同样,地基土反力的大小也与地基土沉降量有关。现桩基设计不问桩顶沉降量大小,按桩的极限荷载除以安全系数来确定桩的设计承载力,这样的做法是不太合理的。从桩土共同作用角度来看,应根据基础变形协调分析来确定桩土荷载分担比和基础沉降量,从而确定桩的承载力,也即在实际基础沉降量下的桩顶荷载与单桩设计承载力是不一致的。从工程设计角度来看,上述按单桩强度来设计桩基的做法是简单、可行的,所产生的误差是可以接受的;但从某种程度上让人们对桩土共同作用的机理产生模糊认识。

一般情况下,按桩间距为4倍左右桩径设计的桩基(软土地区的非端承桩),地基土分担荷载的比例为5%—20%,桩的刚度越大,地基土的荷载分担比越小,基础沉降量越小,地基土的荷载分担比越小。

## 复合地基

复合地基的共同作用是指加固体(搅拌桩、粉喷桩等,不包括水平向地基加固体如压密注浆等)与地基土共同承担上部荷载。因复合地基加固体的刚度较小,也即桩上模量比较小,地基上所分担的荷载比例较刚性基础大。复合地基桩土荷载分担比可根据桩土变形协调来计算。但到目前为止,对复合地基桩土荷载分担比的现场试验研究的工作开展较少,不利于复合地基桩土荷载分担比的计算理论研究的进一步发展和现有计算方法的验证与改进。

## 新老基础的共同作用

出于经济效益和使用功能上的考虑,目前对旧房屋进行增层或改造的工程项目较多。这样就出现一个新老基础共同作用问题。新老基础共同作用的含义包括:(1)在原建筑物使用状况良好的情况下,老基础可承担原房屋的上部结构荷载;(2)新增层(或增加的荷载)应由新基础承担;(3)老基础在新增加的上部结构荷载作用下要产生一定的新的沉降,相应地也产生一定的新的反力,也就是说在新老基础变形协调的前提下,老基础可分担一部分新增荷载,但这种能力是有限的。完全利用老基础来承担增层荷载,必须经过认真分析和荷载验算。

要保持原基础的承载力,就要求在新基础设计和施工过程中考虑尽量不要扰动老基础,如老基础为桩加独立承台基础,那么新基础施工就要保证不扰动老基础下的工程桩,不削弱老承台下工程桩的承载力…。以此为原则设计新基础,一是新老基础分担荷载的量比较清楚,荷载传递路径比较明显;二是老基础使基础改造的费用比较低;三是基础改造施工比较简单。

## 结论

地基基础设计中的共同作用问题还表现在除上述以外的其它方面,但有个共同点:地基土与地基加固体共同上部结构承担荷载,或不同基础共同承担上部结构荷载;荷载分担比的

确定以基础变形协调为原则,并据此可以从理论上加以估算。

#### 参考文献

董建国、赵锡宏.高层建筑地基基础—共同作用理论与实践.上海:同济大学出版社,1997

---

### 编者按

随着我国国民经济的迅速发展,高速公路从无到有,重点建设的“五纵七横”国道主干线中的“两纵两横”和三个主要路段,将在近几年全部建成高等级公路。我国地域辽阔,地质条件复杂,许多建设项目分布在软粘土和不良地质地区,工程实践表明公路路堤的大沉降、稳定性以及桥头跳车等诸多问题尚待解决。

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、中国公路学会道路工程学会和江苏省高速公路建设指挥部会同江苏省交通规划设计院、浙江省交通规划设计研究院和铁道部第四勘测设计院软土地基工程公司、无锡市高速公路建设指挥部于1998年11月30日~12月3日在无锡组织召开了“高速公路软弱地基处理学术讨论会”,针对高速公路软弱地基处理的全国性学术讨论会这是第一次。来自全国各高校、科研、设计、施工单位以及有关厂家的代表就高速公路建设这个主题,认真地交流了软弱地基处理设计计算、施工技术、施工机械和现场测试等方面的理论和经验,介绍新材料、新产品和新工艺的开发和应用,讨论如何进一步发展和提高高速公路软弱地基处理水平,更好地为国家高速公路建设服务。为配合这次会议的召开,还专门出版了论文集“高速公路软弱地基处理理论与实践”,尽管如此,由于时间的原因,尚有一部分论文没有收录在论文集。为了更充分地交流高速公路的建设经验,会议组委会决定在《地基处理》杂志刊出一期专集,并选登“我国公路发展的过去、现在与将来”一文(其中“浆喷桩在高速公路软基桥头加固试用浅析”一文,系投给本刊者也一并列入),以飨关注高速公路建设的读者。