

目次

论 文

- 软弱地基强夯加固效果评价的研究现状.....史光金, 常璐, 龚晓南, 罗嗣海 (3)
- 建筑物地基变形实例探讨..... 史美东, 史如平 (12)
- 水泥搅拌桩在黄岩的应用前景..... 范贞君 (17)
- 锚定搅拌桩在基坑支护中的应用..... 邵锦周, 吴连祥 (22)
- 某铁路大跨度厂房粉喷桩地基处理实例..... 酆洪超 (27)
- 舟山市岩土工程地质问题探讨..... 朱晓曦 (32)
- 影响水泥粉喷搅拌桩施工质量主要因素及其对策..... 王仁兴 (39)

一题一议

- 岩土工程勘察报告中常见的几个问题..... 高印立 (42)

译 文

- 地基处理技术的最新进展..... W. F. Van Impe (43)

讯 息

- 德阳“12.8”特大事故的技术原因分析讨论..... 黄振民 (60)

软弱地基强夯加固效果评价的研究现状

史光金 常璐

(深圳市建设基础工程公司 深圳 518028)

樊晓南 罗嗣海

(浙江大学 杭州 310027)

[提要] 本文较全面地综述了软弱地基强夯加固效果预测性评价和检测性评价方面的研究现状;就如何进一步开展加固效果评价的研究提出了作者的一些看法。

引言

强夯处理软弱地基在工程实践上取得了良好的技术经济效果;但强夯的理论研究远落后于工程实践。开展和完善强夯的理论研究是使强夯应用脱离经验阶段、提高强夯技术工程应用水平的必然要求。

强夯加固效果评价理论和方法是强夯理论研究中的核心,评价的类别可分为预测性评价和检测性评价。预测性评价是指在施工前根据选定的施工参数和地基条件评价处理效果的理论和方法,它是强夯施工设计的理论依据。检测性评价是施工后对处理后地基进行检测和评价,它是检验地基处理是否达到设计要求、保证工程安全的必要途径。评价的内容包括加固深度和加固程度。

预测性评价的主要研究成果

强夯加固效果的预测性评价理论和方法研究起于 L. MENARD 等^[1]。他们在其著名论文“Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation”中提出了估算加固深度的经验公式 $H^2 < Mh$ (H 为加固深度, M 为锤重,以吨表示, h 为落距,以米表示),并提出了确定土质改良程度的动力固结试验方法。随后众多学者开展了强夯加固效果预测性评价的研究,在研究方法上包括从室内外试验和工程实践建立经验公式的经验公式法,根据简化假设进行理论分析的简化理论分析法和基于较严格理论模型的数值分析法。

1. 经验公式法

这方面的研究工作的成果包括加固范围评价和加固程度评价两方面。

1.1 加固范围方面的成果

加固范围主要是指加固深度,关于加固深度名称上并未完全统一,类似的名称还有“影响深度”、“有效影响深度”、“有效加固深度”。一般而言,一定深度下土质的改善程度随深度

• 收稿日期:1998年5月

增大而渐减小。在建立加固深度的经验公式和现场确定加固深度时,必须有一个判别标准。为此,一些研究者提出了基于加固土性指标或其变化的具体标准。G. A. Leonard 等(1980)^[2]提出标准的确定应考虑土类和初始密度,他们针对所研究的砂土,提出以标准贯入击数增加3~5击作为依据。范维垣等(1982)^[3]提出以加固后土层承载力 $f > 150\text{kPa}$, 砂土中标贯击数 $N_{63.5} = 10 \sim 15$, 一般粘性土中 $N_{63.5} = 5 \sim 7$, 或 $N_{10} = 20 \sim 25$, 当用静力触探时 $P_s = 15 \sim 20$ (软土、一般粘性土) 或 $P_s = 50 \sim 90$ (粉细砂)。张峰等在模型试验中根据沉降量占表面夯沉量5%处的深度作为判别标准。齐玉凯(1995)^[5]则提出加固深度的判别应考虑工程目的、地基土性状和设计要求,加固深度应是指不完全满足工程要求的地基土经加固后达到设计要求的深度,具体的控制指标及其临界值应结合工作要求和土质条件。

关于加固深度的具体计算公式,大致有以下3类:

(1) 根据现场试验和工程实践结果建立的经验公式,有以下形式:

$$a. \text{修正 Menard 公式: } H = \alpha \sqrt{\frac{wh}{10}}$$

围绕这一公式进行修正的研究最多,提出的修正系数值也大小不一。例如 G. A. Leonard 等(1980)^[2]对砂土提出 $\alpha = 0.5$, 并认为 α 与夯击能 wh 、夯击顺序、击数、土层构造有关; R. G. Lukas 提出 $\alpha = 0.65 \sim 0.80$; Mayne 等(1984)通过总结世界各地110项工程,得出 $\alpha = 0.3 \sim 0.8$; Gambin(1984)认为 $\alpha = 0.5 \sim 1.0$; Fang 和 Ellis(1980)^[7]认为 α 与土的饱和度 S_r 、夯坑半径 r 、和深度 δ 有函数关系,但它们并未给出函数的具体形式; K. Marinescu(1986)^[8]认为 α 与土类、饱和度、孔隙率、结构构造、成层性状、容重等有关。在国内,范维垣等(1982)^[3]根据上百项工程实例分析, α 的变动范围一般为 $0.5 \sim 0.8$, 黄土为 $0.34 \sim 0.50$, 汪文善(1983)^[9]认为 $\alpha = 0.2 \sim 0.40$; 王成华(1991)^[10]根据40余项工作总结出 $\alpha = 0.2 \sim 0.95$, $\alpha = 0.4 \sim 0.7$ 的频数占80%, 均值为 $\alpha = 0.579$ 。国内有关规范中以表格形式给出的加固深度估算实质是考虑土类和夯能影响后 L. Menard 修正公式的表格化。当单击能在 $1000 \sim 6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 内时,碎石土与砂土 $\alpha = 0.6 \sim 0.39$, 粉土、粘性土、湿陷性黄土 $\alpha = 0.5 \sim 0.35$ 。

由此可见, α 的变化范围很大。事实上很多因素如锤重和落距的组合、地基土的性质、不同土层的厚度和埋藏顺序、地下水位及其它夯击参数都影响 α 值。因此, L. Menard 修正公式仍难以较合理地确定加固深度。

b. 其它形式的工程经验公式

Y. Luongo(1992)^[11]提出了形如 $H = K_1 + K_2 wh$ 的公式,其中 K_1 、 K_2 为与土类、饱和度及施工有关的系数, $K_1 = 2.0 \sim 10.1$, $K_2 = 0.009 \sim 0.016$ 。

范维垣等(1983)^[2]对砂土和一般粘性土提出了形如 $H = 5.10 + 0.0086 wh + 0.0094 E$ 来考虑 wh 和单位面积夯击能 E 的影响及 $H = 6.01 \sim 0.4 h_k + 0.0090 wh + 0.0096 E$ 来考虑水位埋深 h_k 的影响。

(2) 根据室内模型试验建立的经验公式:

张峰(1992)^[4]利用碎石土进行了室内模型试验,试验得出的加固深度 H 和单击夯击能 E 、夯击次数 N 有 $H = 0.0509 E^{1/4} N^{1/3}$ 的关系。张永钧等(1992)^[12]根据试验建立了第 i 击的夯坑深度 Δh_i 和影响深度增量 ΔH_i 的关系 $\Delta h_i = \lambda \Delta H_i$ 和 Δh_i 与击数 N 的关系,并由每击作用时的功能转换 $wh = \frac{1}{2} P_i \Delta h_i$ 和 $H = \sum \Delta H_i$ 建立了 $H = \beta f(N) wh$ 公式。日本学者 M. Mikasa

等(1989)^[13]则进行了强夯的离心模型试验及其与现场结果的比较,得出的主要结论有:夯坑的深度与击数平方根 \sqrt{N} 、锤的动量 $m\sqrt{2gh}$ 成正比,与锤的底面积成反比,它主要不是取决于夯击能;地基内的变形集中于夯坑下呈球形区域,其尺寸随击数平方根 \sqrt{N} 成比例扩展;夯点下的动应力随深度迅速减小。

C. J. Poran 等(1991, 1992a, 1992b)^[14-16]等开展了干砂强夯的室内模型试验,试验夯模型箱 $1.22 \times 1.22 \times 1.22\text{m}$,夯锤重 220kN 和 332kN ,锤径 $10.2 \sim 22.9\text{cm}$,落距 $0.67 \sim 2.0\text{m}$,单击夯击能 $220 \sim 600\text{N}\cdot\text{m}$,砂的相对密度为 $D_r = 25\%$,试验后利用核子密度仪检测了夯后砂的密度分布,得出夯后密度等值线图呈倒转的长球面,水平、竖向尺寸分别为 a, b ,根据试验结果建立了如下归一化形式的经验公式:

$$\begin{aligned} a/D &= l + m \lg \frac{Nwh}{Ab} \\ b/D &= j + k \lg \frac{Nwh}{Ab} \end{aligned}$$

式中 D 为锤径, A 为锤的底面积, j, k, l, m 为试验系数,其数值与夯后的 D_r 有关,不同 D_r 的对应不同数值。

这一试验结果不仅反映了锤径(锤的底面积)和夯击次数 N 的影响,而且在相同 Nwh 和 D 下,不同的 D_r 有不同的 b (加固深度),因此它有比较明确的定量概念。但这一公式仅是对干砂进行非相似模型试验的结果,对其它土类的适用性及对现场的适用性方面都存在值得怀疑的地方,另外,公式中反映的击数 N 、落距 h 、锤重 w 三者对加固深度 b 具有相同程度的影响似乎也不合实际。

1.2 加固程度方面

与建立强夯加固深度计算的经验公式相比,对强夯加固程度的经验性总结则少得多,但事实上这一问题至少同等重要,因为强夯目的不仅要使土层的加固达到一定深度,更需要使土层的加固达到一定的幅度。

L. Menard 等(1975)^[1]描述了可用于室内试验确定施工参数和土质改良程度的动力固结仪试验,该试验可用于确定饱和夯击能达到要求密度所需的遍数、孔压消散和间歇时间、夯沉量以及抗剪强度的变化。但这一方法试验复杂,试验的边界条件也与现场相差过大;因此,其实用意义似乎并不十分明显。

K. W. Lo 等(1992)^[17]提出了一种估算加固效果的经验公式(曲线)法,他们定义:夯击能密度(Applied Energy Intensity) $I = \frac{Nwh}{A}$ (A 为单点影响面积)并称饱和夯击能对应的 I 为饱和夯击能密度 I_s ,施工因素 $\Omega = \frac{I_s E_b}{Pl}$ (E_b 为单击夯击能, Pl 为旁压极限压力),土的改良程度 $\eta_{em} = \frac{Em(A)}{Em(B)}$, $\eta_{pl} = \frac{Pl(A)}{Pl(B)}$, $\eta_e = \frac{Se}{H}$ (Em, Pl 分别为旁压模量和旁压极限压力, A, B 分别为夯后、夯前, Se 为夯沉量, H 为所需加固深度)。根据他们收集的工程实测和室内外试验,发现在广泛的土质和施工条件下, $I_s - \frac{Eb}{Pl}$, $\eta - \Omega$ 有唯一性关系;因此,给定 E_b, Pl 可由 $I_s - \frac{Eb}{Pl}$ 得出 I_s ,并计算出 Ω ,由 $\eta - \Omega$ 关系即可确定地基的加固效果。这一成果为评价整体加固效果提供了一条很好途径,但这些关系曲线和相应公式的惟一性及具体形式似乎有待于进一

步完善。

董耀(1995)^[18]根据某工程试验结果建立了夯后土的承载力与单击夯击能的关系。无疑其具体公式尚无广泛代表性,但这种研究是很有意义的。

2. 简化理论分析

简化理论分析法试图从基于解析的理论分析来建立强夯效果的预测性评价公式。主要用来评价加固深度。这类分析主要有两类:一类是由动力学原理、功能原理等理论或试验确定锤~土接触面上的应力,用弹性静力学公式来求解动应力的扩散,用附加应力达到某一临界值的深度来定义加固深度,可称之为应力法。另一类是从冲击波及能量的传播和消耗规律来推导加固深度的计算公式,可称之为能量法。

2.1 应力法

Scott等(1975)^[19]利用集总参数法和一维模型探讨了弹性、弹塑性土的冲击反应和接触面处的动应力;P. W. Mayne等(1983)^[20]根据动量守恒定理推出了接触面处的最大应力并设动应力沿深度呈梯形分布推出了夯点中心下任一深度下处的峰值应力计算式,但他们似乎并未将成果应用于加固效果分析。

H. L. Jessberger等(1981)^[21]根据夯锤运动的牛顿运动定律和 DYN0-3型动力固结仪中实测的峰值加速度 a_{max} 与夯锤落地冲击速度 $V = \sqrt{2gh}$ 的关系,得出锤的峰值应力 $\sigma_{0,d} = \alpha \frac{M}{A} \sqrt{2gh}$ (α 为比例系数, M 为锤的质量, A 为锤底面积)并用 Frohlich(1934)或 Fogler/Scheidig(1948)公式计算 Z 处的附加应力:

$$\sigma_{z,d} = \alpha \frac{M}{A} \sqrt{2gh} \left[1 - \left(\frac{z}{\sqrt{z^2 + r^2}} \right)^v \right] \quad (v \text{ 为集中系数})$$

$$\text{或 } \sigma_{z,d} = \alpha \frac{M}{A} \sqrt{2gh} \left(1 + \frac{z}{r} \operatorname{tg} \theta_0 \right)^{-2} \quad (\theta_0 \text{ 为扩散角})$$

在 α, v, θ_0 给定时,根据具体的土质条件规定达到加固目的所需的 $\sigma_{z,d}$ 值,即可由此求得加固深度 z 。

王盛源(1995)^[22]假设 Z 处附加应力 $N = \frac{Mh}{s(1+Z)}$ (s 为底面积),并令附加应力 N 与自重应力比值 $\eta = N/\gamma Z = 0.2$ 处的深度为压缩层下限,由此可推求加固深度的数值。

王成华(1991)^[23]基于土的压密变形实质上是土中一定范围内产生不可恢复的塑性变形,总能量中真正使土体加固的能量为土体产生塑性不可恢复变形所需之能量的概念出发,利用 $\eta \omega h = \frac{1}{2} P_e S_p$ (P_e 为接触面处的最大等效拟静力, S_p 为表面塑性沉降,可按弹性力学沉

降公式 $S = \frac{\pi a^2}{B} \omega P_e$ 求解)解得接触面处的等效拟静力 P_e , $P_e = \sqrt{\frac{\eta k E_0 \omega h}{c(1-\mu^2) D^3}}$ 式中 E_0 为地基土变形模量 kPa , μ 为泊松比, η 为能量效率系数,建议取 0.67, $c = \pi \omega / 4$, k 为模量系数 $k = E_0 / (E_0 - E_d)$, E_d 为 $P \sim S$ 曲线上与极限荷载相应沉降量按变形模量计算方法得到的等效弹性模量。然后按弹性静力学公式计算附加应力沿深度变化,并取附加应力与自重应力之比为 0.2 处的深度为加固深度,则:

$$h \cong \frac{ap_c}{0.2r + bp_c} (h \leq d_w, d_w \text{ 地下水埋深})$$

$$h \cong \frac{ap_c - 0.2(r - r')d_w}{0.2r' + bp_c/D} (h > d_w)$$

式中 a 、 b 参数为:对圆形锤, $a = 0.135$, $b = 0.024$

对方形锤, $a = 0.167$, $b = 0.024$

2.2 能量法

左名麒(1986)^[24]根据强夯冲击波在地基中传播和土对能量的吸收能力,给出强夯加固深度 H 为:

$$H = \frac{k \sqrt{wh/10}}{v_p \alpha}$$

式中 v_p 为纵波速度 m/s , k 为大于 1 的系数,一般为 3~5; α 为土体能量吸收系数。

这一公式可考虑土质的影响,但仍有一些重要因素未能反映, k , α 取值也具有人为性。

王钟琦等(1984)^[25]假设强夯引起地面下 $x = y = Z/2$ 的相关球体作简谐振动,根据有效加固深度内振动土体的能量消耗等于冲击能 wh ,推出加固深度公式:

$$H = \sqrt[3]{\frac{6wh}{\rho A^2 \omega^2 \pi}}$$

式中 ρ 为土的密度, A , ω 分别为简谐振动的振幅及圆频率。

这一方法考虑了土体振动特性对加固深度的影响,但认为弹性变形能对加固地基有效不符合实际,以简谐振动代替土中的冲击波也缺乏依据,公式中的 A , ω 难以确定。

此外,属于简化理论分析的尚有 Smits 等(1989)^[26]提出的计算塑性带(影响深度)的一维模型,该模型是基于冲击速度 V_0 ,锤的质量 m ,接触面积 A 及土的弹性极限 σ_c 、最大密度 ρ_{max} 和密度比 α 推出坑底下塑性带的深度表达式

$$DI' = \frac{m}{\rho_{max} A} \left[-1 + \left(\frac{\sigma_c + \alpha V_0^2}{\sigma_c} \right)^{1/2} \right]$$

加固深度为 DI' 与夯坑深度之和。此法中涉及一些不易确定的土参数,特别是夯坑深度不易获得,因此应用比较困难。

3. 数值分析法

业已开展的代表性的数值分析工作有:

钱学德(1983)^[27]、赵维炳(1985)^[28]、钱家欢等(1985, 1986, 1987^[29-31])等)依据室内试验结果建立了冲击荷载作用下土的应力~应变、孔隙水压力和渗流的经验方程,修正了 Scott 接触面应力公式,分别用集中质量法、有限差分法和边界元法对砂土和设置砂井时的软粘土进行了轴对称的和三维的强夯数值分析。由此可以求得土体的动力反应并按照某种标准来确定加固深度和相应的土性的变化程度,他们还初步给出了一些可用于中小型工程设计的关系曲线。吴铭炳(1989)^[32]则利用 Drucker~Prager 本构方程、采用三角形脉冲荷载进行了轴对称三维强夯数值分析,分析了土中应力、屈服过程、孔隙压力、土体变形和运动加速度。童小东(1995)^[33]利用弹性本构方程和接触面上的位移条件用总应力法和三维问题求解了锤~土作用问题,得出了接触面应力分布和夯坑规律。李本平(1993)^[34]利用 4 种常见模型和

双线性模型,采用三角形脉冲接触应力,分析了轴对称下夯击1次的土体反应和波的传播规律。

C. J. Poran 等(1992)^[35]利用双屈服和多屈服面本构模型,考虑大应变对于砂土强夯进行了有限元分析,他们将计算成果与室内模型试验成果进行了比较并分析了影响计算成果的一些因素。

Y. K. Chow 等(1990, 1992a, 1992b)^[36-38]提出了粒状土中强夯分析的一维模型,他们在锤下取足够深的一个与锤径相同的柱体,将其视为无侧胀变形的柱体,用一系列弹簧和粘壶代替周围土的作用,利用数值方法进行了求解。该模型能给出不同夯击次数后的夯坑深度,不同深度处的残余变形和密度、模量、内摩擦角的变化。

检测性评价的方法

由于强夯问题的复杂性和现有设计计算理论的不完善,预测性评价的结果必须由现场检验来确认。

检测包括施工过程中的监测和夯后地基的质量检验。

一些学者提出了利用夯击过程中的观测成果来确定加固效果的方法。在确定加固深度方面,日本坂口旭等根据能量原理建立了夯坑深度 Δh 和底面应力峰值 P_0 的关系 $P_0 = 2\eta uh/A\Delta h$ (η 为效率系数),据夯坑深度即可确定 P_0 ,按长方形荷载下应力分布的弹性静力学公式可求得应力沿深度的分布,取应力与紧压层状压力相等处的深度为加固深度。方永凯等(1991)^[40]利用附加质量的集总参数法,视参振土体为柱体通过夯锤的运动方程求得了夯锤的运动方程和其最大值 y_{max} ,当实测夯坑深度最大值与 y_{max} 相等时,所对应的参振土柱高即为加固深度。在确定加固程度方面,Y. K. Chow 利用一维波动方程来描述锤土相互作用,利用实测夯锤加速度记录可测定锤下土的加固情况。J. A. Briand(1990)^[41]利用打击静止于夯坑的夯锤时夯锤的反应来分析锤下土的刚度,以检验是否已达到设计要求和是否需继续夯击。C. J. Poran 提出了动力沉降模量(Dynamic Settlement Modulus DSM)的概念,根据 DSM 与密度 ρ 和模量 E 的关系,可由加速度时程来评价土的击实情况。董耀还总结了某次工程中的夯后承载力与平均夯沉量的关系。

此外,现场实测动应力、动位移、动孔压也可作为加固深度和可能改良程度的一种间接指示。

在加固地基的检测方面,常用的有标准贯入试验(SPT),静力触探试验(CPT),旁压试验(PMT),静力载荷试验,十字板试验,波速试验,室内土工试验。

最近,D. S. Kim(1997)^[42]提出了一种强夯加固效果检验的 SASW 法,该法包括用各种频率的表面波速法来确定 V_s 剖面 and 不同密度(e_0)、侧限 σ_0 下的共振柱试验确定 $V_s \sim e_0 \sim \sigma'_0$ 关系,由此确定夯前、夯后的孔隙比变化。

结语

围绕着强夯加固效果的计算和检测这一重要课题,已经开展了多途径的广泛研究,但该课题尤其是预测性评价(加固效果计算)研究还远未获得令人满意的解答。

加固效果的预测性评价按其研究方法大致可分为3类:即经验法、简化理论法和数值分析法。

经验方法已从室内外试验和工程实践成果总结了多种估算加固范围(深度)的公式和少量估算加固程度的公式。这一方法的突出特点是方法简单,但有关公式中的系数受到地基条件和施工条件的影响,变化幅度较大,估算精度低。由于强夯机理的复杂性,继续完善这方面的研究仍是以后一定时期内工程实践的需要和理论研究的方向。进一步的工作首先应针对各主要加固土类的加固目的统一加固深度的定义和具体判别标准;然后按照加固的地基条件和夯击能进行总结,使公式考虑的因素增多,系数的变化幅度缩小;同时,应注意定量或半定量地总结加固程度的经验公式或图表。

简化理论法是介于严格理论(数值分析)法和经验公式法之间,它既是基于一定的力学理论、具有力学涵义但又不致过于复杂而难于工程应用。该类方法的问题是工程实践不多,公式中含有较多尚无经验的系数,一些简化假设与实际情况相差较大,应力法中用弹性静力学公式来求解附加应力分布未必恰当,基于更合理的简化假设来建立模型和按照加固地基条件来总结公式中的系数是这类方法的进一步研究中应考虑的问题。

数值分析法能较全面地考虑地基条件和施工条件,能较全面地给出地基土体的动力反应。从长远来看,是强夯加固设计计算的发展方向。进一步的研究应从两个方面努力:一是建立合理的分析模型,特别是应对冲击荷载下土的性状研究给予充分的重视;二是分析方法应紧密地与工程实践相结合,以便直接服务于工程。

应该特别指出,关于强夯加固效果的评价,现有理论、公式基本是基于单点夯击情况考虑的,能考虑的施工参数主要是击数、锤底面积、夯击能。实际上,夯点布量与间距、夯击遍数与间隙时间等对夯击效果也有重要控制作用,如何考虑这些因素的影响也值得探讨。

强夯的效果检测应努力发展可供信息化施工的方法,以便更快地从施工过程中的信息来反映加固效果,使试验和施工参数更快地得以调整,另一方面应发展常规方法难于检测的地层如块石、地层下的有效检测方法。

主要参考文献

- [1] L. Menard, Y. Broise. Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation. *Geotechnique* 1975. 23(1). 3 ~ 18.
- [2] G. A. Leonard et al. Dynamic compaction of Granular Soils. *ASCE, GTI*, 1980, V106(1), 35 ~ 46.
- [3] 范维垣. 强夯法处理地基中的几个根本问题. *太原工学院学报*, 1982(2), 15 ~ 26.
- [4] 张峰. 碎石土的强夯模型试验研究. *建筑科学*, 1992(3). 25 ~ 28, 58.
- [5] 齐玉凯. 强夯法地基的有效加固深度. *桂林工学院学报*, 1995, V15(3), 269 ~ 275.
- [6] R. G. Lukas. Densification of Loose Deposits by Pounding. *ASCE, GT4*. 1980, V1106(4), 435 ~ 446.
- [7] H. Y. Fang, G. W. Ellis. Laboratory Study of Ground Response to Dynamic Densification. *Firty Engrg. Lab. Report*. No. 462.6 Lehigh Univ.
- [8] S. Marinescu. Modified Method for Intensive Dynamic Compaction of Weak Soils. *Mech. and Foundation Engrg*, 1986, V23(2). 73 ~ 78.
- [9] 汪文善. 强夯法商榷. 第四届全国土力学与基础工程学术讨论论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983.
- [10] 王成华. 强夯地基加固深度估算方法述评. *地基处理*, 1991. V2(1). 20 ~ 24.

- [11] V. Luongo. Dynamic Compaction: Predicting Depth of Improvement. ASCE Specialty Conf on Grouting, soil Improvement & Geosyntheses. 1992. 927 ~ 939.
- [12] 张永钧等. 强夯法处理大块抛石地基的试验研究. 第三届全国地基处理学术讨论会文集. 秦皇岛, 1992. 395 ~ 400.
- [13] M. Mikasa, N. Takada et al. Dynamic Consolidation Test in Centrifuge. 12th ICSMFE, 1989. V2. 947 ~ 950.
- [14] C. J. Poran et al. Impact Response of Granular Soils Proc 2nd Int. Conf on Recent Advances in Geotech. Earthquakes Engrg. and Soil Dynamic, St. Louis. 1991. V2. 1397 ~ 1398.
- [15] C. J. Poran. et al. Impact Behavior of Sand. Soils and Foundations. 1992. V32(4). 81 ~ 92.
- [16] C. J. Poran Design of Dynamic Compaction. Canadian Geotechnique 1992, V29(2). 796 ~ 802.
- [17] K. W. Lo et al. Unified Approach to Ground Improvement by Heavy Tamping. ASCE, GT3, 1990, V116(3), 514 ~ 527.
- [18] 董耀. 强夯加固软土地基的实践与机理. 上海水利. 1995(3), 25 ~ 29.
- [19] R. Scott et al. Soil Compaction by Impact. Geotechnique, 1975, V25(1).
- [20] P. W. Mayne et al. Impact Stress During Dynamic Compaction. ASCE, 1983, V109, GT10 1342 ~ 2346.
- [21] H. L. Jessberger et al. Heavy Tamping; Theoretical and Practical Aspects. 10th ICSMFE. 1981. 695 ~ 699.
- [22] 王盛源. 强夯加固松软土基. 水利水运科学研究. 1985(4), 79 ~ 96.
- [23] 王成华. 强夯地基加固深度估算的等效拟静法. 第六届全国土力学及基础工程学术会议文集上海: 同济大学出版社, 617 ~ 620.
- [24] 左名麒. 震动波与强夯机理. 岩土工程学报, 1986, V8(2). 55 ~ 62.
- [25] 王钟琦等. 强夯机理及其环境效应. 第四届全国土力学与基础工程学术讨论会文集.
- [26] M. Th. Smits. et al. The Effect of Dynamic Compaction on Dry Granular Soils. 12th ICSMFE. Rio Janeiro: 1989. V2. 1419 ~ 1422.
- [27] 钱学德. 强夯法室内试验和理论计算. 工程勘察, 1983(1), 31 ~ 35.
- [28] 赵维炳. 设置砂井的动力固结计算. 华东水利学院硕士研究生毕业论文. 1985.
- [29] 钱家欢等. 动力固结的理论与实践. 岩土工程学报. 1986, V8(6). 1 ~ 17.
- [30] 钱家欢等. 边界元法在地基强夯加固中的应用. 中国科学 A 辑, 1987(3), 329 ~ 326.
- [31] J. H. Qian, W. B. Zhao. et al. Dynamic Consolidation for a Clay Foundation with Sand Package. 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, 1985, Nagoya.
- [32] 吴铭炳等. 强夯机理的数值分析. 工程勘察, 1989(3) 1 ~ 5.
- [33] 董小东. 强夯法与砂井预压法加固软土地基. 河海大学硕士研究生毕业论文, 1995.
- [34] 李本平. 有限元法分析强夯加固机理. 浙江大学硕士研究生毕业论文, 1993.
- [35] C. J. Poran et al. Finite Element Analysis of Impact Behavior of Sand. Soils and Foundations. V32(4), 1992, 68 ~ 80.
- [36] Y. K. Chow et al Numerical Modelling of Dynamic Compaction. Computer Methods and Advances in Geomechanics, 1991, 232 ~ 242.
- [37] Y. K. Chow et al. Dynamic Compaction Analysis. ASCE, 1992, V118, GT8. 1141 ~ 1157.
- [38] 柳国荣. 计算强夯加固效应的动力法. 岩土工程师, 1993, V5(3), 26 ~ 31.
- [39] 地基处理手册编委会. 地基处理手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988, 226 ~ 227.
- [40] 方永凯等. 强夯法加固地基的若干问题. 六届全国土力学与基础工程学术讨论会文集. 上海: 同济大学出版社, 1991. 573 ~ 575.
- [41] J. A. Briaud et al. Wak Test to Check the Increase in Soil Stiffness Due to Dynamic Compaction. ASTM Special Technical Publication, 1990, 107 ~ 122.
- [42] C. J. Poran et al. New Technique for Quality Control of Dynamic Compaction. Geotechnical special Publication

V2m30, 1992. 915 ~ 926.

[43] Y. K. Chow et al. Monitoring of Dynamic Compaction by Deceleration Measurement. Computers and Geomechanics, 1990.

[44] D. S. Kim et al. Evaluation of Ground Densification by Dynamic Compaction Using SASW Method. Proc. Int. Off-shore and Polar Engr. Conf. VI, 1997, Golden. 707 ~ 713.

《地基处理》征稿简则

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及基础工程学术委员会与浙江大学土木工程学系联合主办。编委会挂靠浙江大学土木工程学系。

(一) 主要内容

《地基处理》为季刊, 主要内容为建筑、水利、交通、铁道等土木工程软弱不良地基处理技术, 和工程补救技术, 以及有关理论、试验研究、计算技术和勘测、测试、监护方法等方面的学术论文、研究报告、工程实录、经验总结、技术发展现状综述、规范编制内容介绍及探讨等, 及这些方面的译文、文摘、讨论以及动态信息。本刊读者对象主要为与地基处理工作有关的设计、施工、勘测、教学、科研工作者及大专院校师生等。

(二) 稿件要求

1. 来稿务求真实、精简。为了审稿及排印方便, 字迹需清晰, 并用正式公布的简体字。用16开400字稿纸, 一式两份。可用复制件。不接收油印稿。译稿并需附原件或其复制件。来稿文责自负。请勿一稿两投。

2. 文章篇幅以6000字为限(专稿不限), 文前提要以300字为限, 一题一议、文摘、讨论等短文以3000字为限(包括图幅、表格、附录及参考文献)。

3. 计量单位使用法定计量单位制(SI制)。

4. 外国人名、地名, 可采用原文, 如用中文音译, 在第一次出现时, 用圆括号注出原文。

5. 专业名词和符号应采用已发布的。如土工名词建议采用有关国家规范《土力学及基础工程名词》, 中国建筑工业出版社(1983)和《土力学及基础工程实用名词词典》浙江大学出版社(1993)。符号应用印刷体(或打字), 并应区分文种、字体、大小写、和上下角标等, 用铅笔附注。

6. 插图需用黑墨水绘制于描图纸上, 不注字, 不要折叠。另复制注字后, 插入原文内, 并注出图号、图名。大小不超过32开为宜。(电脑制图要求图字清晰)。照片需附黑白照片(封底“介绍”插图尽可能附黑白底片, 以保证版面清晰)。

7. 参考文献: 应限于本文明确引用, 公开发表或有案可查者。文献全部列于文后, 按文内出现的先后次序编号, 并在文内右上角用[]注明序号, 文献应写明下列各项:

期刊: 作者(年份). 文题. 刊名. 卷期. 页号。

书籍: 作者. (年份). 书名. 译者. 版次. 页号. 出版单位. 地点。

8. 来稿请署真实姓名、工作单位、详细地址、邮政编码、地点。

9. 本刊在收到稿件后, 即复函仅示稿件已收到, 本刊对来稿可能有所删节或修改, 有时经审核后提出意见, 请作者考虑并修改, 修改稿务请从速返寄。来稿一经发表, 即按规定支付稿费, 并赠当期刊物二册。(如作者超过三人时, 则每人一册)。来稿不退请留底稿。

10. 来稿请寄浙江、杭州、浙江大学玉泉校区土木工程系《地基处理》编辑部, 邮政编码310027。

附注: 如作者有教学或讲授需要, 请预先通知, 可代为增印单行本。

《地基处理》编辑部

建筑物地基变形实例探讨

史美东

(福州大学土木系 福州 350002)

史如平

(浙江工业大学 杭州 310014)

【摘要】 作者考察了很多因地基变形造成建筑物倾斜、损坏的实例,讨论了地基承载力与地基变形的关系,建议设计者要重视建筑物地基变形的正确计算。简要地讨论了地基加固方法(如水泥搅拌桩的复合地基)可以降低工程造价、提高地基承载力和减少建筑物的沉降量。

地基问题除了地基承载力不足引起建筑物的破坏以外,从发生的频率看,多由地基变形引起影响建筑物的正常使用。本文以一些工程实例探讨了与地基变形有关的实际问题。

国内诸多地基规范或标准较多注意了地基承载力的设计,对变形设计要求不多。实际上,以降低安全系数取值提高地基承载力的设计,在一定条件下有经济效益;如以增加地基变形为代价,造成建筑物过大沉降或倾斜过大,影响正常使用,则得不偿失。

天然地基上的多层建筑物

1. 筏基(或单独基础)上的建筑物

考察了福州市上海新村6层住宅群,地基为淤泥质粘土,采用了扩大筏板基础以满足地基设计承载力的要求,10余米宽的筏基其基底影响范围在20m以上,因而建成后不断下沉达1000mm以上,以至结构开裂,上下管道破裂,影响使用。同样,杭州城西的花园南村2幢5层住宅楼,下沉达1050mm以上,且倾斜过大,影响使用,后用顶升纠偏法纠偏(1994,甘正常)。

有些住宅楼单体较长,常设置沉降缝提高结构刚度,但沉降缝下的地基因两个单体地基中的附加应力叠加,使该处沉降增大,导致顶层互相碰撞以至结构损坏。

对上硬下软的地基,若基础面积较大,则应力影响范围深,削弱了硬壳层的有效作用。以萧山市中日合资雅马哈摩托车厂为例,日方要求不设桩,采用独立柱基,扩大基础宽约5m,地基上层为厚约10m的粉土层(E_s 较大),其下为较厚的淤泥质土层,经计算沉降达200mm以上,而其大部分沉降是由软粘土产生,因为是框架结构,沉降差较大,对结构非常不利。

在软粘土地区的不少商品房还因荷载偏心、土层不均、抽水降水等造成房屋过度倾斜,有的已达危房标准,影响销售和使用,不得不用纠偏加固来挽回影响,使造价增加。如德清

• 收稿日期:1998年3月

市的一些5层商品房住宅楼(筏基),因重心偏心,导致房屋倾斜,难以销售。

软土地区筏基或独立基础上的建筑物沉降过大已渐为人们认识。上海地基规范规定地基土的设计承载力不计因基础宽度 b 的增加值(即 $N_b=0$):

$$f = N_D r_D D + N_c c$$

式中 N_D 、 N_c 、 N_b 为地基承载力系数, D 为基础埋深, c 为土的粘聚力, r_D 为基础底面以上土的加权平均重度。

试式由塑性区发展推导得到,承载力取值限于允许的塑性区,若计及 $N_b b$ 后,地基沉降过大,所以该规范较合理。但由 f 并不能知道相应的沉降量。

在绍兴、德清地区建于淤泥质粘性土上的一些砖砌烟囱(高50~60m),基础为圆形厚筏,有交叉配筋,基底附加应力仅30kPa,地基承载力不应存在问题。可是,因砌筑过快,随荷载增加,筏基下软土中的孔隙水压力来不及消散,降低了土的抗剪强度,筏基边缘的塑性区发展,以至短期内产生过大倾斜(达30%以上),直至倾倒。高耸建筑物的偏心随塑性区开展移动较快,因而不可忽视,建议采用能限制塑性区发展的基础如倒锥壳基础,或加固地基。

2. 条基上的建筑物

建于冲填土上的杭州微生物研究所3层办公楼(条形基础)产生横向倾斜,自1984年8月至1985年12月进行沉降观测,其倾斜率自2.9%至3.5%,其最大沉降量(角点)达723mm,不得不进行加固纠偏(戴成龄、史如平,1986)。

萧山市雅马哈摩托车厂后来采用格式条基代替原扩大基础,与独立基础相比提高了基础整体刚度,且因基底改小,基底应力扩散在硬壳层(粉土)内,因软土产生的沉降大为减少,该方案已付诸实施,沉降量较小,合资双方非常满意。

温州市建筑设计院管自立采用条形折板基础建造了5至6层建筑物(1989),使沉降量减少30%以上,折板下的土受到约束,减少了塑性区的发展,且折板基础(与梁式相比)提高了基础的刚度,减少了沉降差。折板式基础在杭州也得到应用(顾尧章、俞祖国,1990)。

加固地基上的建筑物

软弱地基的加固方法因其造价较桩基便宜,与天然地基相比可提高地基承载力,减少建筑物沉降量,逐渐受到人们的注意和推广应用。

设于粉土地基中的预制桩桩基,有的因打入困难(如杭州市秋涛路娃哈哈厂房),有的因压入困难(如杭州下沙热电厂,1997),使桩难以按原设计长度全部入土,入土的桩因静载试桩数量少也难以可靠地确定桩的实际承载力,这种情况下可用加固的方法代替桩基。如威海市的威海卫大厦(18层)用旋喷桩代替桩基(朱庆林等,1987)取得很好效果。

前例的福州市上海新村住宅楼沉降很大,后在其邻近的福建省轻纺科研楼(6层框架)的条基下设置振冲碎石桩($\phi 800\text{mm} \times 8\text{m}$)代替桩基,节省了造价,且沉降较小。

可是,上海市某招待所楼,因用振冲碎石桩后建筑物产生明显倾斜,造成了不良影响,限制了该法在上海的应用。实际上,上海的土质比福州好,应进行更多的工程实践来确定该法的利弊。

杭州东区(粉土分布)曾应用振冲法加固地基代替桩基,如体育场路东的10余层公安科技楼,下沙地区的厂房以及城东的多层住宅楼,建成后沉降小,情况良好。

浙江台州地区以及杭州等地在深厚软粘土上用水泥搅拌桩修建多层(6-7)层建筑物渐多,可以利用土层的承载能力(可分担20~25%荷载),显示了复合地基的优点,应用15~20%的置换率(以 $1.0 \times 1.0\text{m} - 1.1 \times 1.1\text{m}$ 布桩),加固深度10~12m可以成功修建,当加固土以下淤泥质粘土($E_s = 2\text{MPa} - 2.5\text{MPa}$)厚度15~20m时其沉降量一般在100mm以下,与常用的混凝土沉管灌注桩相比可以节省地基工程费用20~30%;当在条基下布桩(成格栅状)则置换率更低,且可减少沉降量,如杭州朝晖七区数栋7层住宅楼(砖混结构)仅用11%置换率,(似偏小)。加固深度11m,底下软土厚度20余m($E_s = 2.0\text{MPa}$),建筑物沉降仅80mm。不过水泥土的要求较高(强度1.3MPa以上),并要做相应的桩身质量监测以保证质量。如置换率过高(超过20%),则竞争能力降低。

目前使用水泥搅拌桩的水泥量已能控制,搅拌可以均匀(用复搅法),水泥土的强度可以达到1.0~1.3MPa,加固后的复合地基承载力可以达到120kPa以上,因而是很有前途的加固方法。但是以规范法(或分层综合法)计算的沉降量常偏大(一倍以上),有时很难使设计人员或建设单位作出应用的决定。

由于水泥搅拌桩复合地基的加固土区(一般10~12m)提高了地基的刚度,相应的沉降差减少(建筑物角点下与中心点之间);加固土层以下的软土层,由于该层面上的附加应力已减小,在上复加固土层的约束下,软土层的侧向挤出受到限制,又无固结排水的通道,因而总的沉降量减少是附合实际的情况。

按加固土设计的复合地基可提高地基设计承载力,减少建筑物的沉降。但如加固土以下存在较厚的软粘土,仍应正确验算其沉降(最好对比当地已建工程的实测资料)。

加固土地基一般按复合地基理论或用有限元法计算,应提高其计算精度,改进加固土的检测方法,同时严格控制其施工操作规程和工程质量,以确保工程安全。

桩基上的建筑物

桩基上的建筑物一般安全可靠,但也有例外的情况。如武汉市某18层高层建筑,建于25m长的夯扩灌注桩上,由于沉降、倾斜较大,且发展快,来不及纠偏,不得不采用人工定向爆破拆除。

建于沉管灌注桩上的广州某9层框架楼,当建至3层后发生不均匀沉降,造成框架构件的断裂。

类似的有德清市某5层框架-砖混商住楼,采用单柱独立承台桩基,桩长12m,用425mm沉管桩,单桩荷载约1000kN,以承台下的3至4根桩承担。由于市政工程队在其一侧挖土(约深2m),立即使建筑物一侧发生较大沉降,以致其中2根柱子折断,并产生13‰的倾斜,成为危房。可见,单柱独立桩基横向联系差,基础整体刚度差,易产生不均匀沉降。

杭州市古荡一带建于沉管灌注桩上的一些住宅楼,因发生严重倾斜,使销售发生困难,不得不实施纠偏;福建石狮市的某12层框架结构楼用钻孔灌注桩仍发生总体倾斜1.8%以上,不得不进行复杂的扶偏纠正(刘祖德等,1997)

桩端嵌入硬层的桩基,如设计合理,施工质量可靠,桩基沉降量均较小;但若为摩擦桩,

如果桩端下存在软弱土层,如苏州市某20层建筑物,其沉降量达200mm以上。

按照国家标准的桩基规范和上海的地基规范计算沉降量,其结果常偏大,特别是基底中心与边、角点的沉降量相差甚大,不能用于设计。这主要是规范未考虑结构与基础刚度对沉降计算的影响,仍按柔性基础的弹性理论计算,与实际有相当差距。如杭州市舟山东路的某7层住宅楼,因筏基下的群桩密度太大,施工造成软土扰动,反而影响其承载力,且按上海规范计算的沉降与实测沉降比较相差甚远。

基坑支护结构的变形和周围建筑物地基变形的关系

随着大量高层建筑的兴起,设有地下室的建筑物越来越多,支护结构的破坏、变形引起邻近建筑物的倾斜、结构破坏时有发生,损失很大。支护结构的变形设计除了要保证支护结构本身的安全,保证周围建筑物的安全和合理的地基变形也很重要,特别是对变形十分敏感的框架结构更要严格计算,否则后果不堪设想。支护结构的破坏已逐渐减少,可是因变形产生的问题越来越多。

1. 基坑降水的影响

杭州某大楼因挖孔桩施工使地下水位下降,引起邻近房屋基底下软粘土的固结沉降,成为危房(倾斜率 $>1\%$)。不少地方由于基坑降水引起周围建筑物倾斜、变形的纠纷渐增。

2. 支护结构内支撑的影响

广州白天鹅宾馆基坑挖深6.2m,用 $\phi 700\text{mm} \times 19\text{m}$ 的连续钻孔灌注桩墙深入不透水层1.6~2.0m,因无内支撑(悬臂式),其水平位移量在14~156mm;杭州友好饭店基坑用悬臂式拉森钢板桩,其水平位移达400mm以上,又如宁波电信大楼基坑用悬臂式预制板桩,基坑挖土后板桩内倾(刚度小,入土深度不够),使基坑内工程桩移位、倾斜,不得不采取工程补救措施(史如平等,1989)。

从以上例子可见,没有设置内支撑是导致支护结构变形过大的重要原因,从而严重危及周围建筑物的安全。但即使设置内支撑也要考虑其刚度的影响,因支撑刚度不够对周围建筑物地基变形产生不良影响的例子也层出不穷。如上海三角地大楼(28层,地下室3层)用地下连续墙并用3道内支撑(钢管、混凝土混合桁架)对挖深13m的基坑进行支护,仍对24m外的中学校舍产生严重影响,主要原因是内支撑的刚度不够以及降水的影响。

对较长的格梁式钢筋混凝土和钢管水平支撑,还应考虑混凝土的收缩以及钢管支撑的温度变形的影响(侯学渊等,1997),设计一种可调、可拆式的支撑体系是支护工程发展的需要。

地基承载力与变形的关系

建筑物的刚度和基础刚度均影响地基承载力的取值。如点式建筑物比条式建筑物的刚度大,地基承载力的取值可稍大些,但此时相应的地基变形也大。不能说地基变形越小其设计越好,允许变形的的设计应是合理的,单纯要求变形小必将使基础工程造价增加。

结语

从本文所举的工程实例来看,在上海、浙江、福建等沿海软土地区,地基变形引起的工程问题是如此之多,提高地基变形设计水平无疑是件很有意义的事。

参考文献

- [1]《建筑物地基基础规范选编》,北京,中国建筑工业出版社,1973
- [2]史如平、戴成龄,杭州微生物研究所菌楼纠偏加固,浙江省软土地基咨询中心,1986
- [3]朱小林、杨桂林,《土体工程》,同济大学出版社,1996
- [4]甘正常等,《建筑物顶升纠偏技术研究和应用》《地基处理》1994年3月,浙江大学出版社
- [5]管自立,《折板基础》浙江省建筑软弱地基基础设计规范(初稿)1989
- [6]俞祖国,顾尧章,《折板式补偿基础的上下共同作用及其设计参数》《城市改造中的岩土工程问题学术讨论会议论文集》浙江大学出版社,1990年5月
- [7]朱庆林等,《威海卫大厦旋喷地基的设计与施工》第二届全国地基处理学术讨论会论文集(上),烟台,1989年7月
- [8]封光炳,史如平《宁波电信大楼桩基倾斜处理咨询报告》浙江省软土地基咨询中心,1989年
- [9]机械部二院,《下沙热电厂桩基修改设计》1997年5月
- [10]刘建航、侯学渊《基坑工程手册》,中国建筑出版社,1997年4月
- [11]刘祖德、刘建航等《福建首座十二层斜楼纠正扶偏》,建筑时报,1997年12月

第一届全国基坑工程学术讨论会在济南召开

由中国建筑学会建筑施工学术委员会基坑工程专业委员会于98年10月21日至24日(20日报到)在济南市山东建工学院召开第一届基坑工程学术讨论会,来自全国100多位专家、同行参加会议。会议由基坑工程专业委员会主任钱七虎院士主持,到会代表总结、交流了各地基坑工程的经验、教训,并就关心的问题进行了热烈讨论。会议期间还召开了专业委员会委员会议,讨论了专业委员会工作。会议决定第二届基坑工程学术讨论会将于2000年在杭州浙江大学召开。

水泥搅拌桩在黄岩的应用前景

范贞君

(台州市黄岩区建筑工程质量监督站 黄岩 318020)

[提要] 本文针对黄岩区软弱地基的物理力学特性,调查各种类型桩的应用情况,介绍水泥搅拌桩在黄岩软土地基处理工程应用的历史、现状和前景,并探讨了水泥搅拌桩施工、设计配合比及选择应用的几个问题。

概述

黄岩地处浙东沿海,灵江下游以西,属海相沉积的软土地基。黄岩经济开发区及诸多的商住楼和新村均建筑在软弱地基上。其工程特点:①宜作天然浅基础的“硬壳层”大约距地表1~2m,承载力50~60kPa;②淤泥层,厚约13m, $Q_u = 20 \sim 30\text{kPa}$;③淤泥质粘土,厚约15m, $Q_u = 50 \sim 80\text{kPa}$;④粉质粘土,厚约10m, $Q_u = 80 \sim 100\text{kPa}$;⑤砂砾层地表40m以下, $Q_u = 100 \sim 180\text{kPa}$;⑥岩石层60~70m。在普遍的软土地基中局部存在泥炭土层常见厚约0.3~1.00m,为我区的不稳定软土地基。目前我区的地基处理方法大致有:钻孔灌注桩、沉管灌注桩、预制管桩、碎石桩、水泥搅拌桩等。

几种桩在我区的应用情况比较

(1)沉管灌注桩,前几年在我区有应用。其优点:设备简单,施工方便、造价低,施工迅速,工期短。缺点:由于桩管口径的限制,影响单桩承载力,振动大,噪音高,因施工方法及施工者素质的因素偏差较大,施工方法和工艺不当会造成缩颈、隔层、断桩、夹泥、空底等情况,遇淤泥层时处理比较难,在 $N > 30$ 的砂层中沉桩困难,我地施工队对施工工艺较生疏。(2)钻孔灌注桩在我区应用较多。优点:振动小,噪音低,机械安装比较简单,施工场地内移动方便,挖掘速度快,本地施工队伍对此桩具有一定的施工经验。缺点:土层中有强承压水时,施工困难,废泥水处理困难,沉渣处理困难。在我区高层建筑应用较多。(3)预应力混凝土管桩,目前我区正在采用。例如江口热电厂,桔乡苑小区。其优点:工厂化制桩,节省建材,挤土少,施工速度快,单桩承载力较高,施工质量容易控制。缺点:造价高,直径大时,在 $N > 30$ 的砂层中沉桩困难,锤击施工时,噪音较大,不适应市区施工,对施工场地平整压实有要求,我地施工队伍对此工艺较生疏。(4)水泥搅拌桩在我区最早应用于1989年。其优点:工艺简单,造价低,施工速度快,无振动,无噪音,不排土,无污染,对邻近建筑物不会产生不良影

· 收稿日期:1997年12月

响,适宜市区施工。缺点:单桩承载力低,土质影响较大,仅适于六层以下建筑。(5)碎石桩。我区在外贸公司仓库曾采用。碎石桩属于散体材料桩。优点:设备简单,节约水泥,造价低,无污染。缺点:碎石桩的承载力主要取决于桩间土对桩体提供的侧限力,单桩承载力低。上部密实性差,易造成沉降不匀,施工后有局部反拱现象,本地施工队伍无此施工经验。

各种桩型造价表

表 1

| 桩类 | 桩类 | 单桩竖向承载力标准值 R_k (kN) | 单根造价 元/根 | 单位造价 元/米 | 房屋每平方米所占造价(住宅) 元/m ² | 每 10kN 承载力平均价 (元/kN) | |
|------------------|----------------|-----------------------|-----------|----------|---------------------------------|----------------------|-----|
| 钻孔灌注桩 L=42m | Φ550 | 1000 | 7500 | 170 | 120-150 | 75-85 | |
| | Φ600 | 1300 | 9750 | 203 | | | |
| | Φ700 | 1500 | 11700 | 276 | | | |
| | Φ800 | 1800 | 15300 | 360 | | | |
| 预应力混凝土管桩 L=42 | Φ400 Φ(500) | δ=55 | 1000-1100 | 4830 | 120-180 | 60-(100) | |
| | | δ=65 | 1000-1100 | 5586 | | | 133 |
| | | δ=70 | 2600 | 9450 | | | 225 |
| | | δ=100 | 2600 | 12720 | | | 303 |
| 振动沉管灌注桩 | Φ377 L=18m | 180 | 1080 | 60 | 80-100 | 60-65 | |
| | Φ426 L=30m | 350 | 2136 | 71 | | | |
| 水泥搅拌桩 | Φ500 L=12m | 100 | 500 | 40 | 50-60 | 45-50 | |
| | Φ600 L=14m | 120 | 555 | 40 | | | |
| 碎石桩 | Φ=900 L=9m | 100 | 600 | 66 | 55-65 | 60 | |

以上几种类型各有优缺点,但从经济角度来看,水泥搅拌桩作为复合地基更经济适合于低层(六层以下)建筑。

水泥搅拌桩在黄岩应用情况

水泥搅拌桩有造价低,施工速度快,无振动,无噪音,无污染的优点,同时水泥搅拌桩属不排土桩,施工时虽有地面隆起,但不会对邻近建筑物产生不良影响,更适合 6 层以下建筑。我区最早从 89 年南苑小区应用以来,逐年增多,93 年至 94 年已普遍使用,95 年到 96 年达高峰。因其较好的经济效益,使打桩队伍从原有二家二、三级企业发展到几十家,鱼龙混杂,随之而来的质量问题摆在我们面前。94 年建筑的八街坊三座横街路拆迁安置房出现倾斜,在分析原因时,人们把怀疑的目光投向地基处理,因地基处理是水泥搅拌桩,当时只做了动测试验,没有静载测试,分歧的意见较大。省建设厅及有关部门派调查组和专家分析,原因是多方面的,但疑虑始终存在,伴随而来的是水泥搅拌桩迅速减少,目前几乎被淘汰。我们要用科学的态度评析,为了正确评价水泥搅拌桩是否还适合我区的地基处理?笔者从 95 年以来对我区的水泥搅拌桩按规范要求对受监工程全部抽样进行承载力静载测试,现对比分析

如下:

表2、表3试验均采用浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ10-1-90)快速加荷法进行静载测试。到目前为止共抽检83个基础工程,325根水泥搅拌桩,测试结果统计,合格率达90%。对不合格的桩,则采用混凝土条形基础进行加宽处理。现有46个工程竣工,经沉降观测,沉降差都在规范允许范围内,效果良好。

相同地域不同建设单位抽检情况

表2

| 地点 | 基建项目 | 建设单位 | 抽样桩号 | 设计要求 | | | 测试结果 承载力 kN |
|-----|---------------|---------|------|-----------|-----|-------------|-------------------|
| | | | | 桩长 (m) | 桩径 | 承载力 (kN) | |
| 八街坊 | 东片 5-9号楼 | 房屋开发公司 | 269 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| | | | 173 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| | | | 29 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| 八街坊 | 东片 5-10号楼 | 住宅总公司 | 70 | 13 | 500 | 120 | 110 |
| | | | 168 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| | | | 183 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| 八街坊 | 东片 5-6号楼 | 恒岩开发公司 | 58 | 13 | 500 | 120 | 110 |
| | | | 164 | 13 | 500 | 120 | 80 |
| | | | 300 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| 八街坊 | 东片 5-17号楼 | 城乡房地产公司 | 102 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| | | | 233 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| | | | 299 | 13 | 500 | 120 | 120 |
| 八街坊 | 区政府集 资房5号楼 | 房产公司 | 9 | 12 | 600 | 110 | 110 |
| | | | 183 | 12 | 600 | 110 | 110 |
| | | | 321 | 12 | 600 | 110 | 80 |

存在问题及解决方法

造成水泥搅拌桩承载力不足的原因主要有以下几个方面。

(1)本地区有二种土质对水泥搅拌桩的质量有较大影响。一种是有有机质含量高的土(特别是泥炭土),由于有机质含量高,水泥固结效果差;另一种是沿江沿海地区硫酸盐含量高的土质,硫酸盐对一般水泥有破坏作用,使水泥搅拌桩强度不足,甚至膨松剥落,造成桩体破坏。事先应对土质进行钻探和化学分析,或先作试验以确定其适用性,保证发挥有效作用。

(2)水泥掺量对搅拌桩的承载力影响较大。特别是本地多为淤泥质粘土,含水量高,适当加大水泥含量,掺量以15~18%为宜。本地地下水位高,土壤含水量高,而我们采用的是喷浆法工艺,水泥浆难以进入土孔隙中,造成跑浆,使水泥土中实际水泥含量降低。解决这个问题的办法,要降低水泥浆的水灰比,掺入减水剂和适量石膏,施工时要加强搅拌,增加复打遍数,如有条件可提前降低地下水位,降低土壤含水量。

各建设单位在同处、各地的抽检结果

表3

| 地点 | 基建项目 | 建设单位 | 抽样桩号 | 设计要求 | | | 测试结果 |
|------|-------------|-----------|------|-----------|-----|-------------|-----------|
| | | | | 桩长 (m) | 桩径 | 承载力 (kN) | 承载力 kN |
| 印山路 | 高级公寓 1号楼 | 双鸽集团公司 | 145 | 10 | 600 | 120 | 100 |
| | | | 387 | 10 | 600 | 120 | 50 |
| | | | 586 | 10 | 600 | 120 | 80 |
| | | | 619 | 10 | 600 | 120 | 45 |
| 北城 | 北城基地 办公楼 | 双鸽集团公司 | 8 | 12 | 500 | 100 | 100 |
| | | | 64 | 12 | 500 | 100 | 100 |
| 十五街坊 | *元亨 商住楼 | 元亨房地产开发公司 | 575 | 13 | 600 | 130 | 130 |
| | | | 328 | 13 | 600 | 130 | 130 |
| | | | 306 | 13 | 600 | 130 | 130 |
| | | | 25 | 13 | 600 | 130 | 130 |
| 十五街坊 | 办公楼 | 城关土管所 | 18 | 14 | 600 | 135 | 85 |
| | | | 80 | 14 | 600 | 135 | 90 |
| | | | 130 | 14 | 600 | 135 | 95 |
| 七街坊 | *2号楼 | 房产公司 | 1 | 11 | 500 | 100 | 100 |
| | | | 2 | 11 | 500 | 100 | 100 |
| 七街坊 | 3号楼 | 房产公司 | 1 | 11 | 500 | 100 | 75 |
| | | | 2 | 11 | 500 | 100 | 75 |

*:地基填石渣夯实处理。

(3)施工队伍人员素质问题。民工多为农民对搅拌桩机未接触或知之甚少,加上人员流动较大,造成施工质量下降。笔者认为桩机的当班人员必须上岗培训,持有上岗证书才能上机操作并且应有专业施工技术人员值班。

(4)施工技术问题。只求进度不按施工规范操作,水泥掺量不足,水灰比过大,提升速度太快,输送速度过急及二次深度不足等造成搅拌不均或形成夹层。

(5)材料及机械器具。只求经济效益,施工时偷工减料,采用劣质水泥,机械器具控速损坏,造成桩身承载力下降。

(6)水泥搅拌桩配合比及选择应用问题。软弱地基中的泥炭土、有机质土等不宜采用水泥土搅拌桩,但在规范限定、经济有限要求采用水泥搅拌桩时,在处理前必须换土或填石渣处理,或使用特种的添加剂。

(7)加强现场管理,由于搅拌桩施工一般为三班倒日夜施工,建设单位监理人员往往做不到24小时值班,造成夜班桩质量差。应加强检测。施工人员对事后要静载测试的桩施工时较重视。而对其他桩则马虎。为此,应对水泥浆浓度进行跟踪检测,对其他施工参数应随时抽检,以防患于未然。

前景展望

从我区实际施用水泥搅拌桩和检测的资料表明,水泥搅拌桩在软弱地基中,作为复合地基,承载力只要达到 100kPa 以上,因其独特的优势,在建筑六层以下的工程,可以有广泛用途。目前,能针对存在的人员素质问题、施工技术问题、地质选择处理问题和水泥掺量及配合比上下功夫,加强施工现场监督管理和成桩检测工作,水泥搅拌桩在黄岩基本建设中一定还能发挥作用。

参考文献

- 1 曾国熙等编.地基处理手册.北京:中国建筑工业出版社.1988
- 2 沈宝汉编.桩基础测试、勘察、设计和施工技术讲座

请订阅《工业建筑》

指导性 针对性 实用性 创新性
中国科技论文统计期刊
中国建筑科学类主要核心期刊
美国 Ei 数据库收录期刊
荣获全国优秀科技期刊一等奖

《工业建筑》1964年创刊,月刊,16开本,80页,彩色胶版印刷,每月20日出版,公开发行。国内统一刊号:CN11-2068/TU,连续出版物号:ISSN1000-8993,邮发代号:2-825,由北京市报刊发行局总发行,国外发行由中国国际图书贸易总公司代办。定价:6元/册。

《工业建筑》重点报道建筑设计、建筑结构、地基和基础、建筑材料、施工技术等方面的应用研究成果和开发技术,并优先报道国家或省部级自然科学基金资助项目和重大工程建设项目。内容丰富翔实,理论结合实际。多年来,是从事科研、设计、施工的广大工程技术人员和大专院校师生必备的参考工具。

欢迎广大读者订阅、投稿和提出宝贵意见,也欢迎广大客户在本刊刊登广告。读者也可直接汇款到编辑部直接订阅。汇款请寄:北京市海淀区西土城路33号《工业建筑》编辑部(邮编100088)

《工业建筑》编辑部

锚定搅拌桩在基坑支护中的应用

邵锦周 吴连祥

(江苏启东市建筑规划设计院 226200)

[提要] 将土层锚杆直接锚定在强度相对较低的“薄型”搅拌桩墙上,锚杆用槽钢作为受压铁件与搅拌桩相接触。该工艺打破了以往搅拌桩支护只设计成重力式厚挡墙及作为与灌注桩配合作挡水帷幕的传统做法,安全、经济、施工方便,适用于闹市区场地窄小或有近邻建筑的基坑支护施工。

概述

南通市工贸大厦,23层高层建筑,地下室基坑深6.15m,基坑周长380m,其中北侧紧邻保安巷道路,该道路下有一直径600mm的下水道,且距坑缘仅约2.5m;东侧距民房最近处为4.5m。故北、东两侧不允许放坡开挖,决定采用锚定搅拌桩新工艺,处理190总延米。

该工艺的成功实施,使强度相对较低的“薄型”搅拌桩墙直接作“面板”成为可能,为粉性杂填土、粉土及粉砂地段,深度为6m左右的基坑支护开辟了一条新途径,与传统方案相比,节约投资约30%。

设计

(一)工程条件

地质勘测资料表明,常年地下水位在自然地面下1.3m,土层的有关物理力学指标见表1

表1

| 土层名称 | 厚度 (m) | 物理力学指标 | | |
|------|-----------|-------------------------------|-----------|---------------|
| | | γ (kN/m ³) | c (kPa) | φ (°) |
| 杂填土 | 2.8 | 18.0 | 8.0 | 20.0 |
| 粉土 | >10.0 | 18.8 | 25.3 | 25.9 |

基坑开挖深度6.15m,挡土体系采用水泥搅拌桩加单层锚定组合支护结构,结构简图如图1所示,水泥搅拌桩的断面尺寸见图2。

基坑开挖程序为:第一阶段挖土(深2.5m)→做锚定→第二阶段挖土(深至6.15m)。

水泥搅拌桩的强度计算值:

• 收稿日期:1997年3月

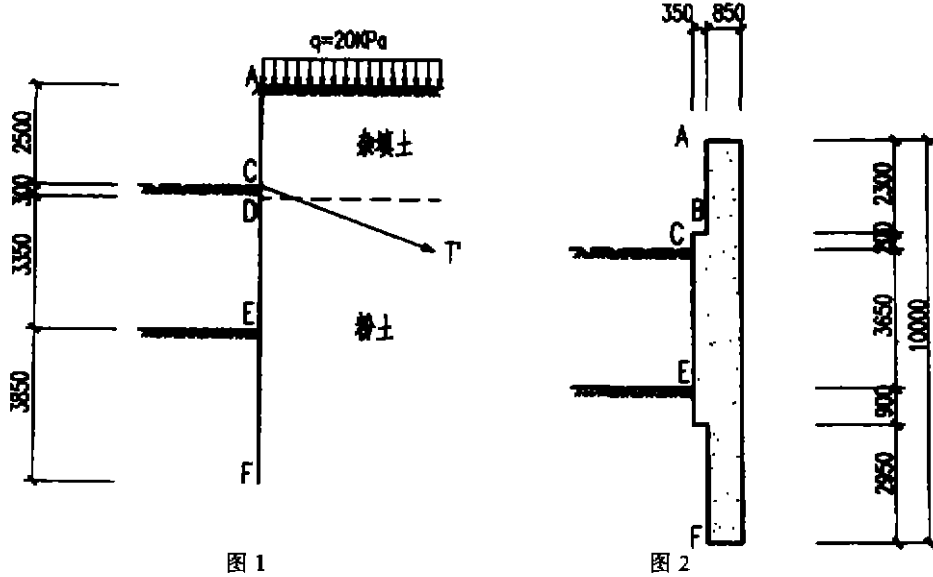


图1

图2

抗压强度 f_c , 据实地试桩割桩试件抗压试验报告确定, 取用 2MPa。

抗拉强度 $f_t, f_t = (\frac{1}{10} \sim \frac{1}{15})f_c$, 本设计取 140kPa, 相当于 $\frac{1}{14.28}f_c$ 。

抗剪强度 f_s , 近似取 $c'/f_c = 0.22$, 则 $c' = 0.22 \times 2000 = 440\text{kPa}$, (c' 为搅拌桩粘聚力), 则 $f_s = c' + \sigma \cdot \text{tg}\varphi'$, 本设计取保守值 440kPa。

取 1 延长米作为设计单元。

(二) 土压力计算

挡墙上所承受的土压力采用朗金公式计算, 作用在离地面深度 h 处的土压力为:

$$\sigma_a = P \times \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2 \times c \times \text{tg}(45^\circ - \varphi/2)$$

$$\sigma_p = P \times \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2 \times c \times \text{tg}(45^\circ + \varphi/2)$$

式中: σ_a ——单位面积主动土压力;

σ_p ——单位面积被动土压力;

P ——作用在离地面深度 h 处的单位面积总垂直荷载 $P = q + \gamma \times h$;

q ——基坑顶面上的均布荷载;

γ ——土的重度;

φ ——土的内摩擦角

c ——土的粘聚力。

考虑到被动极限平衡状态所需要的变形量要比产生主动极限平衡状态的变形量大得多, 因此, 计算时将朗金被动土压力乘 0.6 折减系数。

土压力的计算结果: 开挖第一阶段见图 3 所示; 开挖第二阶段见图 4 所示。

(三) 截面内力计算

内力计算采用等值梁法进行, 取基坑面以下土压力零点为反弯点, 剪力为零值处弯矩最大, 据此:

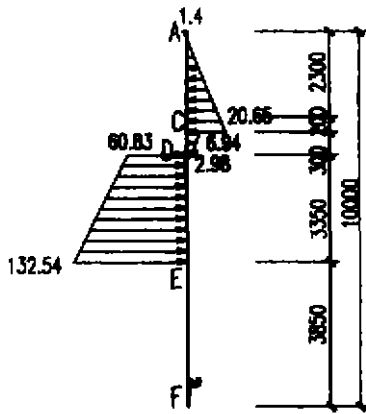


图3 开挖第一阶段土压力图 单位(kPa)

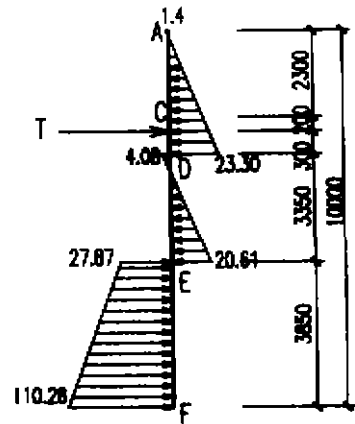


图4 开挖第二阶段土压力图 单位(kPa)

开挖第一阶段:

$$M_{max} = M_{D下0.394} = 31.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{max} = 25.66 \text{ kN}$$

变截面处:

$$M_B = 14.43 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_B = 20.22 \text{ kN}$$

开挖第二阶段:

$$M_{max} = M_{E上0.913} = 6.73 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{max} = 24.17 \text{ kN}$$

变截面处:

$$M_B = 14.43 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_B = 20.22 \text{ kN}$$

据力的平衡条件建立方程,解得所需拉力 $T = 42.7 \text{ kN}$

若使用倾角 20° 的锚杆,单锚控制间距为 1.75 m ,则需单锚拉力:

$$T' = 42.7 \div \cos 20^\circ \times 1.75 = 79.52 \text{ kN}$$

为安全计,单锚按 100 kN 设计(此处略)。

(四)截面应力验算

开挖第一阶段:

$$\text{弯曲受拉应力: } \sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{31.53}{\frac{1}{6} \times 1 \times 1.2^2} = 131.38 \text{ kPa} < f_t = 140 \text{ kPa}$$

$$\text{抗剪应力: } \tau_{max} = 1.5 \frac{V_{max}}{A} = 15 \frac{25.66}{1 \times 1.2} = 32.08 \text{ kPa} < f_v = 440 \text{ kPa}$$

$$\text{变截面处: } \sigma = \frac{14.43}{\frac{1}{6} \times 1 \times 0.85^2} = 119.83 \text{ kPa} < f_t = 140 \text{ kPa}$$

$$\tau = 1.5 \times \frac{20.22}{1 \times 0.85} = 35.68 \text{ kPa} < f_v = 440 \text{ kPa}$$

开挖第二阶段

$$\text{弯曲受拉应力: } \sigma_{max} = 28.04 \text{ kPa} < f_t = 140 \text{ kPa}$$

$$\text{抗剪应力: } \tau_{max} = 32.21 \text{ kPa} < f_v = 440 \text{ kPa}$$

变截面处: $\sigma = 119.83 \text{ kPa} < f_t = 140 \text{ kPa}$

$\tau = 35.68 \text{ kPa} < f_c = 440 \text{ kPa}$

上述计算表明,图2所示的墙截面,抗拉强度、抗剪强度均能满足要求。

(五) 锚下抗压计算

由上述(三)中计算知,若单锚控制距离为1.75m,单锚锚拉力需79.52kN,取保守值,按 $T^m = 100 \text{ kN}$ 进行设计,则用14#槽钢作为锚下支撑铁件,槽钢中填塞C20混凝土,具体构造见图5。

(1) 槽钢的应力验算

如图5所示,固定螺母⑤处的荷载通过 $100 \times 100 \times 20(\text{mm})$ 的第一层垫板传至 $200 \times 200 \times 15(\text{mm})$ 的第二层垫板,第二层垫板压在槽钢的两个腿端,其接触面积 $A_c = 200 \times 9.5 \times 2 = 3800 \text{ mm}^2$

则 $\sigma_c = 100 \times 10^3 / 3800 = 26.32 \text{ kPa} < f$

f ——为支撑铁件的强度设计值,取 $f = 215 \text{ kPa}$,故满足要求。

(2) 混凝土的受压应力验算

为增加槽钢刚度,在槽钢两腿的槽内350mm长填入C20混凝土。在100kN压力作用下,槽钢两腿与混凝土分担的荷载按 EA 值分配,则:

$$N_c = \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} \times T^m$$

式中: E_c ——混凝土弹性模量, $E_c = 2.55 \times 10^4 \text{ kPa}$ 。

A_c ——混凝土的受压面积, $A_c = 27293.14 \text{ mm}^2$;

E_s ——槽钢弹性模量, $E_s = 2.06 \times 10^5 \text{ kPa}$;

A_s ——槽钢两腿的受压面积, $A_s = 3800 \text{ mm}^2$ 。

$N_c = 46.59 \text{ kN}$

$\sigma_c = N_c / A_c = 1.71 \text{ MPa} < f_c = 2.0 \text{ MPa}$ 故满足要求。

(3) 水泥搅拌桩局部受压验算

结构构造如图6所示:

$$A_b = 140 \times (200 + 58 \times 2) - \frac{\pi}{4} \times 30^2 = 43533.5 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = T^m / A_b = 2.3 \text{ MPa}$$

参照混凝土局部受压验算要求: $\sigma \leq 1.5 \beta f_c$

式中: β ——为局部受压强度提高系数,因搅拌桩材料局部受压强度提高值尚欠研究,故取保守值 $\beta = 1$ 。

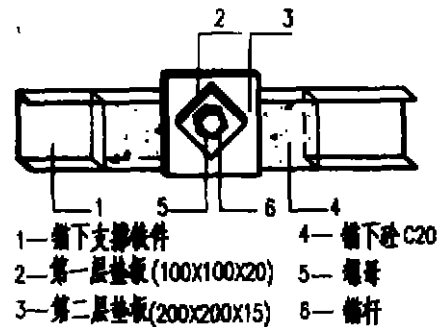


图5

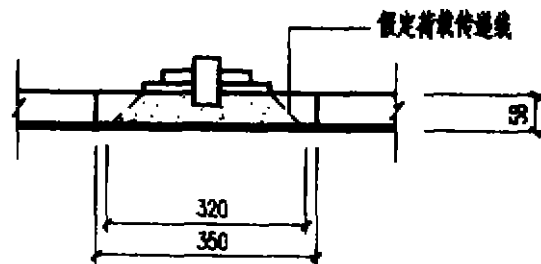


图6

则 $\sigma = 2.3\text{MPa} < 1.5 \times 1 \times 2.0 = 3\text{MPa}$ 故满足要求。

为使桩墙表面的荷载分布均匀并扩散一部分应力,在锚杆锁定之前,于锚杆四周的桩墙表面刷一层砂浆找平,作为锚下支撑铁件的垫层,这样上述设计强度的搅拌桩墙完全能承受100kN的荷载,而不致使桩体压碎。

锚定搅拌桩墙的锚杆施工

当今锚杆作为一种新技术得到迅速的发展,这主要是由于各种高速率锚杆钻机的问世及与之相配套的特殊施工工艺专利相结合的结果。

从安全和经济的角度出发,在各种不同的土质条件下,采用哪些施工方法,选择何种机械设备,这是锚杆施工的重要环节,钻机、钻具的选用与施工工艺得当,才能取得较好的成效。目前该项技术远处于施工技术走在设计之前的状态。

本工程采用的成锚工艺为:

锚拉杆件的加工,组装→钻孔→锚杆插入→压浆→养护→锁定。

锚杆采用GJ型液压机,允许钻孔倾角 $0 \sim 90^\circ$,可自由控制;钻头采用自制回转型,能顺利钻进搅拌桩体及其中的插入钢筋和杂填土,粉土中采用清水冲洗液而不致塌孔。

拉锚采用 $\Phi 25$ 螺纹钢,固定螺栓用 $\Phi 27\text{mm}$ 中碳钢自行加工并与拉杆对焊,隔离架自制,锁定螺母为M25,垫板设两层,中孔均为30mm,压浆过程中,孔中的气,水必须控制赶走,并保证形成孔口止浆塞,锚杆自由段部分不许进水泥浆。

结语

(1)“锚定搅拌桩基坑支护”这一课题经国家一级科技查新单位——江苏省科技情报研究所查新报告表明,属国内首次系统应用成功,对粉性土、砂性土及其杂填土的基坑,只要深度在6~7m左右,使用该技术具有很好的经济社会效益,和重力式挡墙方案比,造价可节约25%左右,和灌注桩加搅拌桩挡墙方案比,造价节约30%以上。

(2)在粉土、粉性杂填土及砂土地质条件下,使用锚杆技术,锚拉力发挥极佳,技术经济指标好,再加一定水泥掺量的搅拌桩强度亦高,故更具有推广价值。

(3)对本工艺的荷载传递特性,优化设计、施工等深层次研究,尚需做更多更细的工作,以利进一步推广和应用。

参考文献

- [1] 陈仲颐,叶书麟:《基础工程学》,中国建筑工业出版社,1990年。
- [2] 龚晓南:《深层搅拌法设计与施工》,中国铁道出版社,1993年。

某铁路大跨度厂房粉喷桩 地基处理实例

邱洪超

(铁道部第四勘测设计院 杭州 310021)

[摘要] 通过对某铁路车辆段大跨度联合修车库厂房粉喷桩地基处理设计实践、施工和检测表明,采用粉喷桩处理大跨度厂房的软弱夹层地基和非高填土地基可节约投资,有效控制沉降,满足上部结构承载力要求。

工程概况

某铁路车辆段联合修车库厂房建筑面积 10822m²,为“12m-24m-18m-24m-12m”多跨单层排架厂房,柱距 6m,长度 180m,柱顶高度分别为 7.5m、9m、6m、10.5m、6.9m,按工艺要求修车库各跨分别配备 1 台 10t 或 5t 电动桥式吊车。上部结构排架柱采用预制工字形钢筋混凝土柱,吊车梁采用预应力钢筋混凝土吊车梁,24m 屋架采用预应力钢筋混凝土空腹屋架,12-18m 屋面梁采用预应力钢筋混凝土工字形屋面梁,屋面板为 6m 跨预应力钢筋混凝土大型屋面板。

工程地质概述

厂房位于第四纪冲积-海积平原区,地面黄海高程 4.5m 左右,各层岩性自上而下为:

1. 全新统 al+mQ4:粉土,2.15~3.6m 以上为灰黄色,以下为褐灰色,软塑,层厚 18.0~22.3m, $f_k = 68\text{kPa}$, $q_c = 6200\text{kPa}$, $f_k = 120\text{kPa}$, $\omega = 22.0 \sim 38.2\%$, $a = 0.11 \sim 0.34(\text{MPa})^{-1}$, $E_s = 16.3 \sim 5.6\text{MPa}$ 。局部有粉质粘土夹层,软~流塑, $f_k = 95\text{kPa}$, $a = 0.35(\text{MPa})^{-1}$, $E_s = 5.5\text{MPa}$,厚 2~3m。

2. 上更新统冲积层,alQ3 粘土,灰绿,灰黄色,硬塑。 $\omega = 25.5 \sim 33.8\%$, $a = 0.12 \sim 0.31(\text{MPa})^{-1}$, $E_s = 14.1 \sim 6.3\text{MPa}$, $f_k = 180\text{kPa}$ 。

厂房中部斜 45° 穿过一宽 20m 左右河道,河道已用粉质粘土填平,填土较松散, $f_k = 13\text{kPa}$, $q_c = 1000\text{kPa}$, $f_k = 75\text{kPa}$ (局部 45kPa),填土厚 3~4.5m。其下各层土质同以上非河道

• 收稿日期:1998年5月

区。

水文地质条件:地下水稳定水位,雨季 0.5m,旱季 1.1~1.5m,属浅层孔隙潜水,水质良好,对混凝土无侵蚀性。

抗震设防烈度为 6 度,粉土无液化。

地基处理设计

针对以上地质状况,要满足上部结构的沉降和承载力要求,关键是要处理好软弱粉质粘土夹层和局部河道填土问题。对各种地基处理方法进行经济技术比较。采用预制钢筋混凝土桩及钻孔、沉管混凝土灌注桩,造价明显高,并且施工场地道路狭窄,大型打桩机和预制桩运输困难。采用浅基和砂桩、袋装砂井、真空预压、插塑板等软基处理方法,不能满足上部结构沉降要求。经计算选用粉喷桩地基处理,可节约投资,方便施工,缩短工期。经室内配比强度试验,各层土的水泥土成型胶结良好。

设计水泥粉喷桩 $\phi 500$,有效桩长 11m,桩端持力层为地质资料所述 1 层(必须穿透粉质粘土软弱夹层)。根据上部结构基础设计要求复合地基的承载力标准值 $f_{p,k} = 180\text{kPa}$ 。单桩竖向承载力标准值按 80kN 计算。依据《建筑地基处理技术规范 JGJ79-91》

$$f_{p,k} = m \frac{R_k^d}{A_p} + \beta(1-m)f_{i,k}$$

式中: $f_{p,k}$ —复合地基的承载力标准值;

m —面积置换率;

A_p —桩的截面积;

$f_{i,k}$ —桩间天然土承载力标准值;

β —桩间土承载力折减系数,取 0.5;

R_k^d —单桩竖向承载力标准值。

针对非河道区和河道区设计采用不同的加固面积置换率和水泥掺入量。

非河道区: $m = 0.35$,水泥掺入量为加固土重的 13%,(土体平均容重 1900kg/m^3 ,即喷灰量为 50kg/m)。

河道区 $m = 0.5$ (适当加大),水泥掺入量为加固土重的 16%(即喷灰量为 60kg/m)。

基础采用现浇钢筋混凝土杯形独立基础,由于置于复合地基上,底板实际受力与置于普通硬土地基上不同,而介于普通桩基承台和天然地基独立基础之间状态,因此杯形基础底板的厚度、配筋比普通杯基要适当增大。

典型柱基布桩图如图 1、图 2。

复合地基土层的复合压缩模量为:

$$E_{ca} = m \cdot E_p + (1-m) \cdot E_{ai}$$

式中: E_p —加固体压缩模量;

E_{ai} —第 i 层土的压缩模量。

加固体的压缩变形按《建筑地基处理技术规范 JGJ79-91》取 30mm。

通过沉降计算,总沉降量满足《建筑基础设计规范 GBT-89》单层排架结构柱基沉降量和

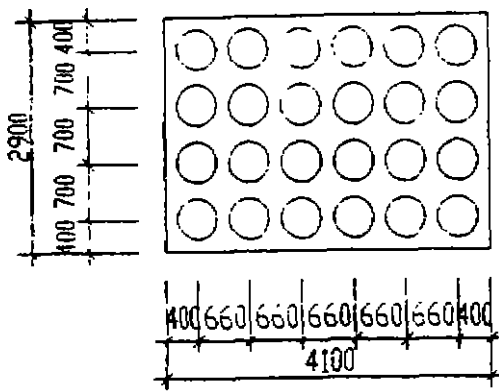


图1 非河道区 J1 布桩图

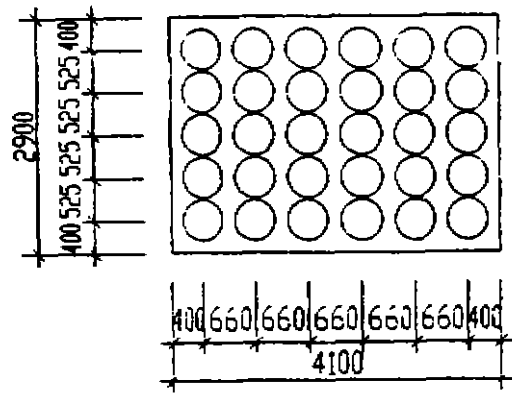


图2 河道区 J1 布桩图

桥式吊车轨面纵向横向倾斜率(相对沉降)要求。

厂房地基处理共布桩 3092 根,计 34012 延米。1995 年 11 月开工至 1996 年 4 月竣工。

质量检测

粉喷桩竣工后,为了检测粉喷桩成桩质量和承载力,对粉喷桩进行了动测和静载试验。

1. 动测

对厂房总共 62 根桩进行了动测。测试采用瞬态激振动测法。

通过对记录信号的时域和频域分析,参考工程地质条件、施工记录,综合分析判断桩身质量完整,水泥量充足,搅拌均匀,胶结良好,通过对桩的动静性状测试分析估算单桩竖向承载力标准值均在 80kN 以上,平均达到 93.5kN;通过对桩体波速,动弹模参数分析,估算整桩平均水泥土强度(f_{cu} - 立方体抗压强度标准值)达到 1.3MPa 以上。

2. 静载试验

进行了 3 组单桩,3 组复合地基试验。

试验方法为慢速维持荷载法。加载荷量为设计荷载的 2 倍。复合地基加载分 9 级进行,每级 40kPa;单桩加载分为 8 级进行,每级 20kN。终止试验的条件按规范要求。

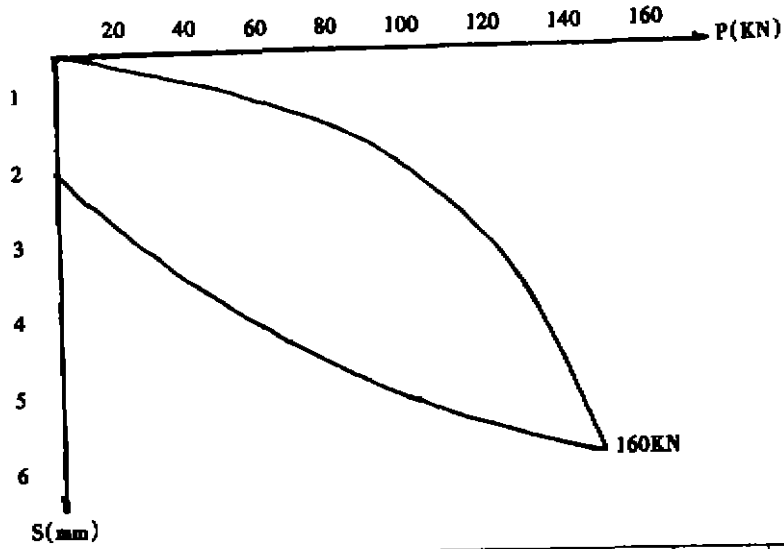
试验结果,见附表 1、2 的 $P-S$ 曲线(另 4 组基本接近)。

从厂房竣工投产运营至今 2 年多时间来的沉降观测果表明柱基沉降量很小(小于 60mm)。可见粉喷桩施工符合设计要求。

结语

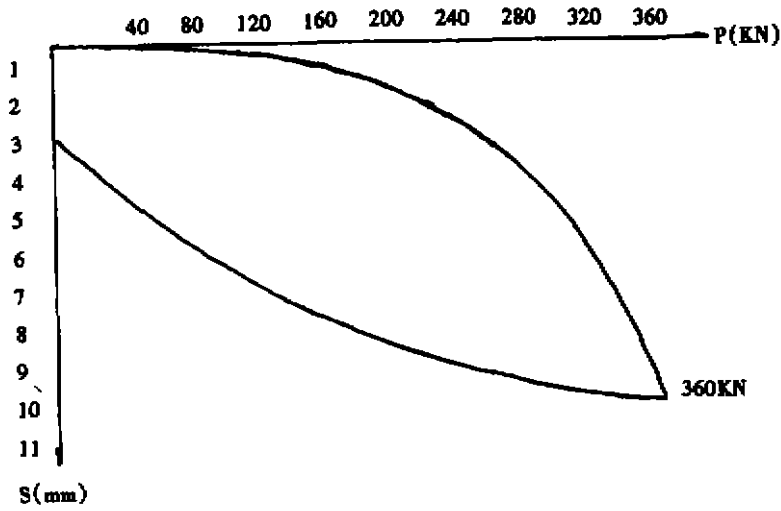
1. 对于大跨度厂房(包括普通多层房屋)存在含水量高的软弱夹层,非高填土地基采用粉喷桩进行地基处理可以节约投资,施工方便,满足承载力和变形要求。

2. 对于非高填土地基(包括河道内填土),由于房屋填土压实一般达不到规范要求,采用粉喷桩处理是可行的。但在填土阶段要严格控制填料,选用粘土或粉土作填料,不得回填



| 荷载 P(KN) | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 沉降 S(mm) | 0.423 | 0.805 | 1.207 | 1.296 | 2.58 | 3.723 | 6.154 |
| 沉降增量(mm) | | 0.382 | 0.402 | 0.089 | 1.285 | 1.142 | 2.431 |

附表1 联合修车库试验桩1#(单桩)



| 荷载 P(KN) | 40 | 80 | 120 | 160 | 200 | 240 | 280 | 320 | 360 |
|----------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|--------|
| 沉降 S(mm) | 0.083 | 0.196 | 0.398 | 0.820 | 1.55 | 2.571 | 3.997 | 6.055 | 10.823 |
| 沉降增量(mm) | | 0.113 | 0.202 | 0.422 | 0.73 | 1.021 | 1.426 | 2.058 | 4.768 |

附表2 联合修车库试验桩2#(复合地基)

石块、树根和生活垃圾,否则影响成桩质量。当填土含水量低时宜采用浆喷搅拌桩。同时,要考虑填土固结影响,适当加大置换率和水泥掺入量。另外可采用桩体内插筋形式。对于高填土地基,更应慎重,严格把好勘察、设计、施工、检测各道关,保证质量。

3. 对于大跨度厂房独立基础的地基处理,采用粉喷桩桩端持力层不宜选在淤泥、淤泥质土等软土上,以免形成“悬浮桩”,地基沉降不易控制在规范允许范围。

4. 粉喷桩作为一种地基处理技术手段,发展至今应该说比较成熟。但搅拌桩施工中的桩机喷灰计量仪表系统有待于技术上的突破和管理制度上的完善,这个问题已成为粉喷桩进一步推广、发展的关键所在,已引起诸如上海市、厦门市、武汉市和浙江等省、市工程界的高度重视。

参考文献

[1]《建筑地基处理技术规范 JGJ79-91》

[2]《建筑地基基础设计规范 GBJ7-89》

[3]吴邦颖等,《软土地基处理》,中国铁道出版社,1995年9月

欢迎订阅《地基处理》 ——一份属于土木工程界的刊物——

《地基处理》已经历了九个年头。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛、深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良好益友。

本刊决心继续为地基处理技术的发展与提高服务,作为地基处理理论与实践经验的传播交流园地,反映工程实际,体现我国水平,探讨发展方向,介绍国外情况,以资借鉴。并用一些篇幅,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察、施工,生产地基处理机械、测试仪器、材料等单位以便沟通情况,促进协作,集思广益推动前进。

《地基处理》由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和浙江大学土木工程学系联合主办。并于1994年2月成立了《地基处理》杂志社。《地基处理》为季刊,一年4期。《地基处理》编委会由工作在全国各地的地基处理专家组成。

现已开始1999年度的订阅工作:

订阅一年(1999) 4期 20元(包括邮费)

订阅三年(1999-2001) 12期 60元(包括邮费)

如蒙订阅,可向《地基处理》发行部索取订单,或直接将款项目汇至:农业银行杭州浙大分社,帐号70620113303974 地基处理学会,注明订购《地基处理》或通过邮局寄至杭州310027浙江大学(玉泉校区)土木系欧阳晶红,同时将订购单(或信函)寄至310027浙江大学(玉泉校区)土木系黄小玲,以便及时邮寄。

舟山市岩土工程地质问题探讨

朱晓曦

(浙江省环境地质总站宁波监测站 宁波 315000)

舟山市位于浙江省东北部杭州湾南东侧,居于我国漫长海岸线的中部,是世界著名的中国海洋经济鱼类集中产区和加工出口基地,经济繁荣,是优美的海岛城市,随着大规模的经济建设的需要,工程地质问题的研究是城市规划和建设中首先需要解决的基础性问题。笔者曾参加舟山市区域工程地质调查,在此基础上,对舟山市存在的主要工程地质问题进行了研究,以供有关部门在规划和建设中参考。

工程地质条件

舟山市为海岛丘陵区,海岛地形起伏,山间和滨海分布有小块平原,丘陵占陆地面积的75%左右,海岸线蜿蜒曲折,以基岩和泥质岸为主。

丘陵区岩体裸露,以火山岩分布最为广泛,侵入岩次之,沉积岩零星分布。其类型和特征见表1

岩体工程地质类型及特征表

表1

| 建造类型 | 结构类型 | 岩体工程地质类型 | 岩性组合特征 | 分布范围 |
|-------|--------|------------------------|--|-------------------|
| 沉积岩建造 | 薄层状 | 坚硬薄层状以凝灰质砂岩、沉凝灰岩为主的岩组 | 凝灰质砂岩、粉砂岩、沉凝灰岩夹玻屑凝灰岩 | 本岛南部沈家门、十六门一带 |
| | 块状-厚层状 | 坚硬块状-厚层状以含砾砂岩、粉砂岩为主的岩组 | 以紫红色含砾砂岩、粉砂岩为主,含晶屑玻屑熔结凝灰岩次之 | 朱家尖岛、鲁家寺岛、马峙等地 |
| 火山岩建造 | 块状 | 较坚硬-坚硬块状以火山岩碎屑岩为主的岩组 | 以含晶屑玻屑熔结凝灰岩夹不稳定的玻屑凝灰岩、凝灰质粉砂岩等为主,少量中-酸性熔岩 | 广泛分布于本岛、朱家尖岛及金塘岛 |
| | | 坚硬块状潜火山岩岩组 | 流纹斑岩、霏细斑岩为主,英安斑岩、流纹岩、霏细斑岩次之 | 本岛烟墩、岑港一带及金塘岛 |
| | | 坚硬块状以粗晶屑强熔结凝灰岩为主的岩组 | 粗晶屑强熔结凝灰岩为主,晶屑玻屑熔结凝灰岩次之 | 主要分布于本岛 |
| 侵入岩建造 | 块状 | 较坚硬块状-坚硬块状侵入岩岩组 | 钾长花岗岩、花岗岩为主,二长斑岩次之 | 本岛及朱家尖岛、普陀山岛有分布 |
| | 碎裂结构 | 断裂破碎带碎裂岩综合体 | 碎裂岩、断层角砾岩、矿化蚀变带、糜棱岩、密集节理带、构造透镜体等 | 断裂带内分布,宽度数米-数十米不等 |

• 收稿日期:1998年4月

平原区为第四纪松散沉积物,成因类型复杂,相变频繁,最大厚度大于90m。其工程地质特征见表2。

平原区土体工程地质层组划分及特征表

表2

| 组 | 层 | 地层时代 | 成因类型 | 顶板埋深最大厚度(m) | 岩性特征 | 分布特征 |
|------|------------------------------|----------------------------------|--------------|----------------------|---------------------------------|-------------------------|
| I | I ₁ | Qh ³ | m | 0 | 灰黄色粉质粘土,可塑-软塑。顶部为耕植土,素、杂填土 | 分布于整个平原区表层 |
| | I ₂ | | col m | ≤6.50 | 粉砂、粉细砂或卵石、砾石漂石、块石等,松散 | 分布于普陀山岛、朱家尖岛的沿海一带 |
| II | II ₁ ^a | Qh ² | m | 0-6.50 21.10 | 以灰色淤泥质粘土、粉质粘土为主,流塑,局部灰黄色粉质粘土,可塑 | 广泛分布于整个平原区 |
| | II ₂ | | | | 砂、砂砾石、次圆状,松散-稍密 | 零星出露于大干及朱家尖岛等地 |
| III | III ₁ | Qh ¹ | m | 5.5-29.3 22.38 | 灰色淤泥质粉质粘土,流塑 | 分布于整个平原区 |
| | III ₂ | | al-m pal | 0.3-39.8 10.50 | 砂、砂砾石、碎砾石,松散-稍密 | 主要呈长条形分布于舟山本岛 |
| IV | IV ₁ ^a | | al-m al-l | 7.6-34.27 ≤17.20 | 灰黄色粉质粘土、粘土、粉质粘土硬塑-可塑 | 主要分布于舟山本岛,局部被后期冲刷呈条带状缺失 |
| | IV ₂ | | al-m pal | 13.9-39.8 5.91 | 砂、砾砂,松散-中密 | 主要分布于定海、马岙、大沙、小沙 |
| V | V ^a | | m | 13.8-38.99 19.30 | 以粉质粘土、粘土为主,软塑-可塑,局部淤泥质粉质粘土,流-软塑 | 主要分布于舟山本岛,朱家尖岛 |
| VI | VI ₁ | Qps ³ | al apl | 17.29-53.4 13.0 | 砂、砂砾石,松散-中密;含粘性土砂砾石,中密-密实 | 分布广泛,以舟山本岛最发育 |
| | VI ₂ | | l-m l | 16.82-53.4 23.52 | 灰绿色粉土、粉质粘土、粉土质粉质粘土,硬塑-可塑 | 分布较广,以舟山本岛、朱家尖岛、金塘岛为主 |
| | VI ₃ | | al.l | 26.44-38.61 21.12 | 色杂,以褐黄为主,粉质粘土,含砾粉质粘土、粉质砂土,可塑-硬塑 | 零星分布于平原近海岸一带 |
| | VI ₄ | | apl spl | 20.75-66.0 14.5 | 砂、砂砾石,含粘性土砂砾石,中密-密实 | 主要分布于舟山本岛、金塘岛 |
| VII | VII ₁ | Qps ¹ | al-l l | 22.59-69.87 9.35 | 粉质粘土、粉土、含砾粉质粘土,硬塑, | 主要分布于平原近海岸一带 |
| | VII ₂ | | apl spl | 24.62-75.97 19.40 | 砂(碎)砾石,含粘性土碎砾石,含砾粉质粘土,中密-密实 | 分布较广,主要沿平原区古河道呈狭长条带状分布 |
| VIII | VIII ^a | Qp ₂ | est spl | 53.1-85.32 23.20 | 含砾粘性土、砂质粉土,含粘性土碎砾石,密实,坚硬 | 仅在较大古沟槽内分布 |
| IX | IX ₁ | K ₁ J ₃ | 中-强 风化 | ≤91.27 | 以火山碎屑岩为主,潜火山岩侵入岩次之,少量沉积岩 | 分布于整个平原区基底 |
| | IX ₂ | | 微风化 未风化 | | | |

区域地质稳定性

舟山市位于华夏古大陆东北部,新华夏系东南沿海巨型隆起带和浙闽粤沿海燕山火山活动带北段,温州-镇海北北东向断裂带从金塘岛西部通过,昌化-定海东西向断裂从舟山岛北侧通过,龙泉-宁波北东向断裂带斜贯舟山。

新构造运动以整体升降运动为主,断裂活动很少,并明显的具有继承性。在新构造运动期舟山市没有产生新的断裂构造,断裂活动是老断裂在第四纪早期的重新复活,如叶家郎-李家外断裂,山潭水库-林家岙断裂,狭门水库断裂,白泉断裂等,据断层泥 ESR 测量,年代最新的断层泥为距今 38 万年左右。

舟山市地震活动少,震级小,对区域稳定影响较大的地震主要来自附近邻域。邻近地震带有:郯-庐地震带,扬州-溧阳地震带,南黄海地震带,东南沿海地震带北延中小地震活动段及台湾地震带北延中强地震活动段。距舟山市最近(距离 350km)的大地震为 1979 年 7 月 9 日的南黄海地震,震级里氏 6.0 级,这些邻近大地震对舟山的烈度影响场小于 V 度。

从区域地质构造特征、新构造运动及地震等地质、地震背景分析,舟山市虽然老构造纵横交错,第四纪断裂活动距今在 38 万年,但温州-镇海等弱活动断裂从本岛西部海域通过,仍属于小震少震地区。根据建设部、国家地震局颁布的《中国地震烈度区划图(1990)》,舟山市属于 7 度基本烈度区,为区域地壳相对较稳定区。

主要工程地质问题

1. 内陆边坡稳定性

边坡稳定性主要受地形、岩性、构造及人工营力作用等因素控制,其破坏形式为滑坡和崩塌两种。

(1) 金塘—册子—烟墩—毛屿相对不稳定带

该区域北北东断裂破碎带发育,与山体走向一致,镇海—温州弱活动性断裂在其西侧通过,对该区有一定的影响。坡面倾向与断裂面倾向一致,其岩性为熔结凝灰岩夹不稳定的凝灰质粉砂岩、沉凝灰岩,潜火山岩,并有岩脉穿插,断裂两侧岩石极其破碎,破碎带宽度 5—50m。另一方面地表植被破坏严重,风化层厚度小,局部地段地形坡度大,形成较大的临空面,当坡面倾向与断裂倾向一致时,极易发生崩塌、滑坡等边坡失稳现象。金塘滑坡就发生在该带上。又如金塘馒头山西南 185m 处陡崖崩塌,坡面倾向南西,走向北北东,与断裂带走向一致,由于人工开采及海水溶蚀而发生崩塌。形成高达 20 余 m 倒石堆积锥,且多为大块滚石。该坡上部尚有较大临空面,有继续崩塌的危险。

(2) 道路边坡

舟山市平原面积小,各村、镇之间多有低丘相隔,公路建设必须开挖路堑,道路边坡稳定性不容忽视。在定沈公路的瓦窑湾、十六门及定—十公路的塘高岭、十字路大岭下等地均发生过规模不一的崩塌。

瓦窑湾崩塌位于定沈公路瓦窑湾南坡,坡高 10m 左右,坡角近 90°,坡面走向 105°,崩塌

物体积约 60m^3 , 崩塌面呈三角形, 锥尖向山体, 基座面倾向 210° , 两侧主要受 $340^\circ \angle 64^\circ$ 、 $295^\circ \angle 76^\circ$ 两组节理控制, 岩性为晶屑玻屑凝灰岩, 曾于 1990 年 5 月 4 日晚阵雨诱发崩塌, 阻塞公路、毁坏电讯设备。

十六门山垭路堑, 两侧坡高 10m, 坡度约 70° , 坡面走向 120° , 岩性为熔结凝灰岩, 其中南侧坡脚有高 3m 的砌石护坡, 相对较稳定, 北侧坡脚由于爆破开挖且有一倾向 122° 、倾角 48° 的压扭性断裂通过, 岩体极度破碎, 振动或暴雨等因素诱发, 易发生崩塌。

对高边坡路堑当其有断裂带通过, 其岩性较破碎时, 一般宜进行护坡处理。

(3) 景区边坡

朱家尖岛、普陀山岛等花岗岩地区, 地表植被不发育, 基岩呈凸型直接裸露地表, 地形坡度大, 节理裂隙发育, 极易形成山顶孤石及危岩。如普陀山的海天佛国、磐陀石, 朱家尖的白山风景区等地, 形成了独特的地貌景观, 也是岩崩的危险地段, 若加以适当的外力, 易发生失稳, 白山风景区山体岩性为花岗岩, 地形坡度大, 形成较陡的临空面。主要节理为 130° 方向、南北向及水平向三组节理, 节理面平整, 它们构成了岩崩不稳定结构面, 另一方面, 由于风化作用, 岩块受剥蚀而被磨圆, 与基座接触面积小, 千丈崖顶东侧(图 1)由于上述原因, 花岗岩柱状节理发育, 形成高 5m, 宽 3.5m 的危岩, 受振动后极易崩塌, 在其下侧可见众多崩积的滚石。天缝台也见到类似的景观。在千丈崖西侧坡脚, 可见较多的大小不一的崩积物, 且有新鲜的崩塌物, 说明曾有岩崩发生。因此旅游区的边坡稳定性问题应予以重视, 必要时应进行专门的景点工程地质勘察评价, 以确保游客安全和旅游资源的完整。

(4) 采石场边坡

舟山市建材资源丰富, 大规模的经济建设的需要, 人工采石场众多, 不同岩性、不同层位均有开采, 部分地带构造发育, 采石场临空面陡峭, 大部分坡角 $70^\circ - 90^\circ$, 构造裂隙与爆破裂隙交切形成不稳定结构面, 在振动及雨水的作用下, 极易失稳。如金塘沥港采石场, 开采面直立, 高达 25m, 面向东南, 岩性为熔结凝灰岩, 构造裂隙主要有 $40^\circ \angle 75^\circ$, $270^\circ \angle 33^\circ$, $170^\circ \angle 85^\circ$ 三组, 三组节理交切, 使岩块呈楔形, 开采时或采后在一定的外力作用下易发生崩塌。因此在采石时应特别注意保持一定的坡角以减少失稳势能, 从上而下开采, 以确保安全。

(5) 滑坡

舟山市滑坡既有岩质山体滑坡又有土体滑坡, 岩体滑坡以金塘滑坡为代表, 它位于金塘岛西部东坵码头南 400m 处, 地处炮台山南坡山脊, 滑坡体长约 130m, 产状 $130^\circ \angle 25^\circ$, 最宽处约 60m, 地表植被发育, 但残积物厚度极薄, 仅中部有少量分布, 滑坡体后缘张裂隙发育, 走向 45° , 裂隙最大宽度达 5.0m, 深达 3.0m, 垂直主滑线方向可延伸 40m 左右, 岩石极度破碎。滑坡中部较平缓, 岩石破碎程度相对较低。前缘小路边为人工开挖陡坎, 高约 10m。滑坡前缘延伸入第四纪海相层中, 土体上拱, 鼓张裂隙发育。滑坡舌部平缓, 坡度 8 度左右, 坡上树木向后缘及左右倾斜, 形成典型的醉林, 滑坡后壁呈三角形, 产状 $135^\circ \angle 54^\circ$, 侧壁分别向东和南西方向倾, 整个滑坡呈畚箕状(图 2)。金塘滑坡的原因为:

a. 地形地质条件: 滑坡位于山脊延伸处, 坡角大, 前缘为人工采石场, 临空面陡峭广大, 势能大, 滑坡岩体为流纹斑岩, 块状, 性脆, 滑坡后倚一走向 45° 的压扭性断裂, 断裂两侧形成挤压破碎带, 为不稳定结构面的形成提供了构造条件。

b. 物理化学风化作用形成较多的风化裂隙与后缘断裂面交切形成裂隙网, 其中以 $215^\circ \angle 70^\circ$, $80^\circ \angle 20^\circ$ 两组最发育, 两组裂隙与后缘断裂面交切共同形成了滑移面。

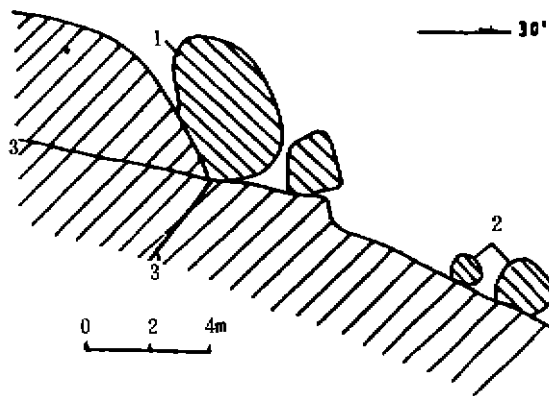


图1 千丈崖东侧岩崩示意图

1. 岩体球状风化; 2. 山坡滚石; 3. 节理

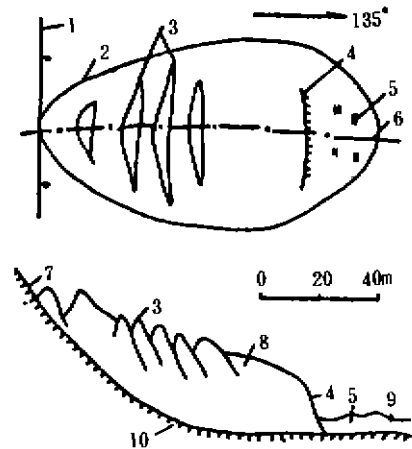


图2 金塘岛东坵滑坡示意图

1. 断层; 2. 滑坡周界; 3. 拉张裂缝; 4. 陡坎; 5. 鼓张裂缝
6. 滑坡轴; 7. 滑坡壁; 8. 滑坡体; 9. 前缘土体; 10. 滑坡床

c. 地表残积物不发育且多为碎石, 粘性土含量极少, 透水性好, 地表水极易入渗, 同时滑坡前缘伸入第四纪海相层中, 排水条件差, 恰遇雨水大量入渗, 一方面加大了滑坡体的自重应力, 使下滑力增加, 另一方面减少了结构面的摩擦力, 使抗滑能力降低, 当下滑力大于抗滑力时, 易发生滑坡。

该滑坡处于金塘-册子-烟墩-毛屿相对不稳定带, 该滑坡一带在相似的地质条件、相似的人工作用下, 在雨季仍有可能发生类似的滑坡。

2. 地下水对混凝土的腐蚀性

舟山市地下水按其埋藏条件及类型, 可分为第四系浅层潜水、深层承压水, 根据《岩土工程勘察规范》GB50021-94, 按以下二种标准判定:

a. 分解性腐蚀

(1) 在强透水层中, 按 HCO_3^- 浓度、侵蚀性 CO_2 、PH 值大小判别。

(2) 在弱透水层中按侵蚀性 CO_2 及 PH 值大小判别。

b. 结晶性腐蚀

按 SO_4^{2-} 浓度及介质环境类型判别, 当 $\text{SO}_4^{2-} < 250\text{mg/l}$ 时, 为无结晶性腐蚀。

地下水对混凝土的腐蚀性评价见表 3

地下水对混凝土腐蚀性综合评价表

表3

| 含水层类型及分布 地下水对混凝土 腐蚀性评价 | 基岩裂隙水 | | 山麓潜水 | | 平原区 | | 深层承压水 |
|--|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|---|-------|
| | 基岩区 | 马目、马香 烟墩、南沙 河刘家 | 山麓 地带 | 滨海 平原 | 大展、狭门 三官堂、定海 等沟谷中上游 | 舟山本岛 朱家尖岛 金塘岛 | |
| 地层时代 | K ₁ -J ₃ | Q _p ¹⁻² | Q _p ¹⁻² | Q _h ^{3m} | Q _h ^{1m} | Q _h ^{1m} Q _p ^{2m} | |
| HCO ₃ ⁻ (mmol/l) | 0.5-1.9 | 0.55-1.5 | 0.25-4.8 | 1.70-10.4 | 0.30-0.60 | 1.65-9.20 | |
| 游离 CO ₂ (mg/l) | 2.23-6.70 | 4.5-11.2 | 2.2-37.4 | 6.7-29.0 | 4.5 | 2.23-63.1 | |
| 侵蚀性 CO ₂ (mg/l) | | 17.2-37.4 | | 9.9-22.4 | | 4.4 | |
| SO ₄ ²⁻ (mg/l) | <45 | 45 | <50 | <100 | <25 | <150 | |
| PH 值 | 6.7-7.3 | 6.0-6.5 | 6.0-7.0 | 6.6-7.6 | 6.5-6.8 | 7.0-8.0 | |
| 分解性腐蚀评价 | 无 | 弱-中等 | 弱 | 无 | 弱-中等 | 无 | |
| 结晶性腐蚀评价 | 无 | 无 | 无 | 无 | 无 | 无 | |

从表上可看出被第四纪覆盖的基岩裂隙水、断裂带水质较好,无腐蚀性。值得注意的是经综合分析发现,舟山市有腐蚀性的地下水,主要分布在居民集中地带,大部分受生活废水污染所致,而深层承压水对混凝土无腐蚀性。舟山滨海各盐场浅层潜水中 SO₄²⁻ 较高,具有结晶性腐蚀的可能,应注意检验防治。

3. 地面沉降

舟山岛四面环海,定海区及各平原地面高程低,如发生地面沉降,将使低洼地带扩大,引起海水倒灌,地表水及工业废水排放困难,并造成海港建构物失效,城市公共设施破坏,地下水资源污染等一系列问题。

地面沉降作为一个环境工程地质问题,在舟山市尚未作系统的研究。对地下水开采量大小缺乏观测与统计,同时对地面沉降情况也无测量数据。舟山市平原区浅部分布有全新统及上更新统海积淤泥质土和冲洪积砂砾石层,由于舟山市水资源贫乏,近年来开采地下水资源逐渐增加,这就有可能发生地面沉降,因此建议在开采地下水较多的大展、平阳浦及市区等地宜对地下水开采量、水位降深等进行必要的监测,并逐步建立沉降观测系统。

一般情况下,荷载引起的沉降,影响范围小,不作为一个区域性考虑,但舟山市平原面积小,高程低,且软土层厚度大,建筑群及码头货载对地面沉降的影响也较大,特别是采用板式基础、箱型基础等浅基础时,更应注意控制沉降问题,还要防止泥岸软土层向海岸外侧挤压流失而引起的地面沉降。

4. 砂土的震动液化

地震发生时,饱和砂土或粉土地基的震动液化是引起工程建筑破坏的主要因素之一。砂土液化的原因在于饱和砂土受到振动后趋于紧密,导致土体中孔隙水压力骤然上升,相应地有效应力减少,从而降低了土体的抗剪强度,在周期地震荷载作用下,孔隙水压力逐渐积累,甚至完全抵消了有效应力,使土粒处于悬浮状态,土体显示出近于液体的特征,即砂土液

化。

舟山市基本地震烈度为7度,一般重要建筑和对沉陷敏感的乙类以上建筑均需对地基土进行液化判别。舟山市分布的砂土主要有两层:

1. I^{2a} + II^{2a}(Qh²⁻³、Qh³)出露地表或浅埋。岩性为粉砂、粉细砂,松散。分布于二轻疗养院、大干、朱家尖、普陀山等地。

2. III^{2a}层(Qh⁴⁻⁶)埋深 $\leq 15\text{m}$ 范围内,岩性为粉砂、粉细砂。

后者一般为全新统冲洪积成因,含少量砾石,层厚较大,呈狭长条带状分布,仅局部可能发生液化,而前者则出露地表或浅埋,粘性土含量低,标贯击数低,易发生液化,因此应注意宏观抗震防灾规划和微观的地震砂土液化判别防治处理。

结语

舟山市是新兴的优美的海岛城市,其工程地质条件复杂,地震基本裂度7度,为区域地壳相对较稳定区。主要岩土工程地质问题有道路、景点等内陆边坡稳定性,地面沉降可能性和滑坡、岩崩以及地下水对混凝土的腐蚀性等等,为此应进一步加强对环境地质的勘察与研究,为城市规划、工程建设和开发旅游资源等服务。

深基坑工程设计施工手册已出版发行

历经三载,由全国80多位专家、教授编写和审阅的《深基坑工程设计施工手册》已由中国建筑工业出版社出版。《手册》全面、系统地总结、介绍了我国各地应用深基坑工程的各种围护型式,设计计算方法和施工技术。既有系统的设计计算理论又有计算方法和施工技术介绍,并附有较多的工程实例可供参考。本书共设15章,分别为:总论、设计计算理论与分析方法、放坡开挖基坑工程、悬臂式围护结构、水泥土重力式围护结构、内撑式围护结构、拉锚式围护结构、土钉墙、基坑围护的其它型式、深基坑工程施工、地下连续墙技术、逆作法技术、深基坑工程环境效应与对策、深基坑工程监测和控制、动态设计及信息化施工技术。书后附有索引。

本书可供从事基坑工程设计、施工、监理、监测和管理人员应用,也可供土木工程设计、研究单位、大专院校土木工程专业师生参考。

《手册》由福建省建工集团组织,由浙江大学土木工程学系教授龚晓南博士主编,福州大学土建系高有潮教授任副主编。该手册定价为71元,可到建筑书店或浙江大学土木工程学系地基处理资料站购买。

(深基坑工程设计施工手册,1998,龚晓南主编,中国建筑工业出版社,定价71元,邮购价78元)

影响水泥粉喷搅拌桩施工质量 主要因素及其对策*

王仁兴

(铁道部第四勘测设计院 上海 200435)

[提要] 本文分析了影响水泥粉喷搅拌桩施工质量的主要因素,提出了工程对策,并介绍监控仪器设备。

前言

粉体搅拌法加固软土技术于1986年经国家鉴定(获国家科技进步奖)正式应用于工程实践以来,对于高含水量的软土地基加固有其下列特点:

1. 以粉体作加固料,不需向地基注入附加水份,地基加固后即可获得较高的初期强度及终期强度。在相同搅拌时间下,掺水泥粉的搅拌土强度为掺水泥浆搅拌土的2~3倍;
2. 粉喷地基不需预压即可获得较高的地基承载力和变形模量,因而可以减少地基的沉降量;
3. 施工中无振动,无噪音,对周围环境无不良影响;
4. 施工速度快,一般日成桩300m~400m,成桩10~15天左右即可进入下一道工序施工,大大缩短了施工周期。

由于粉喷桩加固软弱土层具有上述优点,近几年来,在我国被广泛应用于铁路、高等级公路、市政工程、工业与民用建筑、港口、码头等土木工程地基加固,取得了较好的技术经济效益及社会效益。

但是,粉喷技术在设计理论上还不够完善,粉喷施工机械尚有许多缺陷,施工工艺人为影响因素较多及施工操作人员素质参差不齐,导致粉喷桩施工质量不够稳定。影响了粉喷技术的进一步推广。

分析目前影响水泥粉喷桩施工质量的主要因素,研究工程对策,确保其施工质量,对进一步推广应用粉喷技术具有重要的现实意义。

影响水泥粉喷搅拌桩施工质量的主要因素

影响水泥粉喷搅拌桩的质量因素是众多的。包括工程地质条件及土质条件,加固料配

* 收稿日期:1998年5月

方的合理性,设计与施工等方面。

(一)粉喷桩的桩长问题

粉喷桩的施工桩长必须满足设计桩长的要求。目前从施工情况来看其桩长不足的原因有:

1. 施工机组操作人员偷工减料:

目前,粉喷桩的施工组织一般均采用承包给施工机组,按完成每延米计价的方式。

由于施工机械上没有深度检测装置,监理人员也不可能始终守在钻机旁边,少数机组操作人员在钻头未到设计深度或复搅深度时就进行提升作业,造成桩长不足及复搅深度不够,追求进度影响施工质量。或者虽然钻头已达到设计深度,提升时进行不喷粉或少喷粉以谋取非法的水泥费用,造成桩长不足,由于软土的灵敏度较高,软土被钻头扰动后液化又不喷水泥,其后果比地基不加固更坏。这是以往造成工程事故的主要原因。

2. 施工机组操作人员操作不当:

由于粉喷机启动到水泥从钻头的喷粉口喷出,要经过较长的输送管道。这里有一个时间滞后问题,输送管道越长,时间滞后越大,一般滞后时间为1~2分钟。所以当钻头一到设计深度就进行喷粉及提升作业,不考虑时间滞后就会造成下部桩段无水泥的情况。正确的操作是应在钻头到达设计深度前1~2分钟提前启动喷粉机,以保证钻头提升时水泥已到喷粉口。

(二)水泥喷入量的可控性:

影响水泥喷入量的因素众多,包括地层土质条件,喷粉时的压力等,导致水泥喷入量或大或小。为了满足设计的水泥喷入量,喷粉量就必须进行调节控制。

以往国内生产的粉喷机其喷粉量的控制是调节灰罐下的叶轮泵的叶轮转速,达到粉喷量的调节目的。

但是由于叶轮与泵体接触处密封问题难以解决,当灰罐内压力 $P_2 >$ 空压机风压 P_1 时,导致水泥从叶轮与泵体的缝隙处外泄;当 $P_2 < P_1$ 时,导致水泥在罐内上顶,不能从泵体输出。以上两种情况,均不能实现水泥喷入量的可控性。水泥喷入量或多或少,不能满足设计的水泥喷入量,从而影响粉喷桩的桩身强度。

(三)水泥喷入量的计量:

由于水泥喷入量不能实现可控性,故对水泥喷入量是难以进行精确计量的。以往只能从宏观上进行计量,即:

水泥喷入量 = 每根桩的水泥总用量/每根桩的桩长

例如:15m 桩长水泥用量为 675kg 时,水泥喷入量 = $675/15 = 45\text{kg/m}$ 。

由于在桩长范围内水泥喷入量是变量,受各种因素制约,所以上述计量方法是很不可靠的。根据现场实测,如不采取有效措施及工艺,桩长 10m 以下一般水泥喷入量仅 20~30 kg/m。甚至更少,影响粉喷桩的施工质量。

保证粉喷桩施工质量的工程对策

粉喷桩作为一种基础工程的产品,其施工质量应该控制在施工的全过程。事后的质量抽检一般来说比较困难,并且抽检频率也不可能很高。

针对上述影响粉喷桩施工质量的主要因素,施工过程中质量保证的主要工程对策如下:

(一)在钻机井架上装深度量测器。有效量测钻机的加固深度,复搅深度。

杭州森宇电控机械有限公司配置的深度量测器其量测深精度为 $\pm 1\%$,测量范围为0~99.9m。

该装置避免了在钻探深度上人为干扰的因素,自动记录加固深度及复搅深度,从而保证了加固深度及复搅长度。

(二)改进叶轮泵结构

杭州森宇公司改进后的叶轮泵内装弹性叶片,具有良好的密封性,实现了喷粉量的可控性。该产品已获专利(97215283.0),供粉泵输送量为3.5kg/转。

(三)水泥喷入量的精确计量

杭州森宇公司生产的FZ—1型喷粉记录器实现了这一功能。

实现了喷粉量的可控性后,水泥喷入量的精确计量更为重要。

该记录器的工控箱采用日本光洋公司的SZ—4型可编程控制器,配爱普生公司300K打印机;称重传感器采用高精度重量传感器,称重精度 $\pm 0.1\%$,称重范围0~3000kg,属国际IV级称。

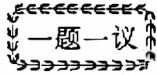
该产品采用工业控制电脑,能实时测量,显示每提升0.1m的喷粉量。即在1m中有10次进行人工调节喷粉量的机会,相当于在施工操作中给操作人员增添了一双地下可视的眼睛,随时跟踪、调节水泥用量。

目前该产品经浙江省技术监督局批准,具有“计量器具样机试验合格证书”(浙)量机字第(2215)号及“制造计量器具许可证”量制浙字01010253。

结束语

A. 水泥粉喷桩在施工过程中在施工机械上装有深度量测器有效控制加固深度及复搅深度,B. 改进叶轮泵结构,使叶轮具有良好的密封性,实现喷粉量的可控性,C. 使用喷粉记录器,实时监测喷粉量,保证实际水泥喷入量满足设计要求。采用电脑记录,最大程度地限制人为干扰。使水泥粉喷桩的施工质量能得到有效的保证;也大大减轻了施工监理人员的劳动强度,不必日夜守候在钻机旁边进行旁站监理。

粉喷桩作为软土地基加固新方法之一,具有很强的生命力。对于目前粉喷桩施工中存在的问题,必须逐步解决不断完善施工工艺,以确保粉喷桩的成桩效果。



岩土工程勘察报告中常见的几个问题^{*}

高印立

(中国建筑科学研究院地基所 北京 100013)

岩土工程勘察报告是岩土工程师评价工程场地特性,进行地基处理、基础设计及基坑支护设计等的主要依据。因此,勘察报告应力求详实、准确、完整。否则,将会导致工程师在岩土工程设计中出现较大偏差,甚至错误。笔者在工作中发现当前岩土工程勘察报告中较普遍地存在以下几个问题,希望得到足够地重视。

一、表达不规范。随着岩土工程可靠性研究的不断深入和发展,以概率极限状态设计法取代确定性设计法已成为一种趋势。我国已有一些岩土工程技术规范率先采用了概率极限状态设计准则,岩土工程勘察报告也应及时适应这种发展的要求。而有的勘察报告是“以不变应万变”,仍然沿用安全系数 K 的表达方式。如桩基设计中的桩侧及桩端阻力,勘察报告中常常按老规范提供允许值,与现行的《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)中所要求的极限标准值不匹配,给设计工作带来不便,甚至会造成概念上的混乱。

二、参数不完整。许多岩土工程勘察报告提供的参数比较粗糙,不够完整,往往只给出一些基本的物理指标,缺少抗剪强度 $\sigma \sim \tau_f$ 曲线及压缩曲线等。以压缩模量为例,大部分勘察报告只提供 E_{s1-2} 。而在高层建筑基础设计及沉降计算中,基本上都要用到 E_{s2-3} ,甚至 E_{s3-4} 。在勘察报告只提供 E_{s1-2} 的情况下,只好以 E_{s1-2} 代替不同应力状态下各土层的压缩模量,或根据经验估计 E_{s2-3} 、 E_{s3-4} 。这必然造成较大的偏差,甚至导致设计上的错误,使一些工程师,特别是经验欠缺的工程师无所适从。

三、各参数之间互相矛盾。岩土的工程性质是通过其多种物理指标和试验参数反映出来的,各指标、参数之间有着潜在的关系。比如,密实、承载力高的土层,其土体抗剪强度必然较高,砂性土的标贯击数较大,静力触探比贯入阻力也应较大,反之亦然。而有的勘察报告中提供的参数往往值得怀疑,笔者就曾遇到过勘察报告中提供的粉土的内摩擦角为 26° ,而标贯击数却仅为 7.7 击,这显然是不合理的。

以上是笔者在工作中的一点体会,希望岩土工程勘察报告能日益完善,不妥之处望指正。

* 收稿日期:1998年4月

地基处理技术的最新进展

比利时 Ghent 大学 W. F. VanImpe 教授 1997 年 9 月在汉堡
第十四届国际土力学与基础工程学会大会上所作主题报告

摘要: 此主题报告中将对最近五年来值得提及的主要新方法与新进展予以讨论。由于范围太广泛,仅能对深基础、地基处理及隧道工程中有关焦点问题加以分析。

1. 引言

要想在一次主题报告中,涉猎过去五年来地基技术所有的发展情况,这是一个太综合的目标。

主题的重要性不会被低估,因为全世界基础工程方面的花费每年超过 1000 亿美元。

为了引起讨论,现将当今公认的困难概括如下:

- 科技进步与成果不能很快地运用于日常的岩土工程实践中,这种情况必须改变。
- 先进的岩土工程技术及其与自然间相互影响的风险必须与现今大量不经济、保守的设计达成平衡。
- 非常详细的规范或标准往往束缚了工程探索精神及工程经济方面的努力。

早在 1996 年初,一调查表分发到世界 158 位对基础工程设计与施工感兴趣及经常涉及的知名专家及承包商。根据这些调查结果(大量图表和数据图 17、图 18),我们得出了现今基础工程中的发展情况与趋势。

2. 初步评述

在今天电子时代,缩小基础工程的设计与实际性能的差异都必须借助小心详尽的监测。其目标在于:

- 校核各施工阶段对基础设计的一步一步的影响,并在工程进程中同时创造可能性以连续观测及完成其数据分析。这种推荐的步骤是与积极的设计原则相关联。
- 控制上述建议的任何设计调整及施工程序修改所产生的影响。
- 评估基础在长期荷载作用下的变形特点及与上部结构间的相互影响。

从递交给这次 ISSMFE 会议的论文与调查两方面来看(表 1、图 1),普遍感兴趣的题目明显是:基础技术的发展、深基础、地基处理技术与土体内的隧道。

• 收稿日期:1998 年 5 月

提交汉堡 (ISSMFE) 会议论文情况 表 1

| 内容 | % | 说明 |
|----------|----|---------------|
| 浅基础 | 22 | 不包括复合地基(桩+浅基) |
| 深开挖/支护结构 | 4 | |
| 地基加固 | 9 | |
| 桩 | 54 | 排土与不排土桩和墩 |
| 其他 | 11 | 包括特殊基础和土体隧道掘进 |

提交汉堡 (ISSMFE) 会议论文情况

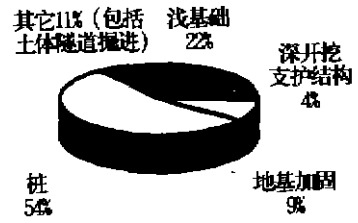


图 1

在浅基础性能方面, 现今被明确接受的及将来的发展大多是与结合地基加固技术的复合设计理论有关(表 2, 图 2)。桩筏基础作为一个新方法逐步地确定了设计原则(图 3, 图 4)。在 ISSMFE 第 18 技术委员会中, 许多人一直从事这类基础工程方面的工作, 它的最终报告在这次会议中将予以讨论。

与浅基础相关论文情况 表 2

| 浅基础 | | % | 说明 |
|-----|---------------|----|------------------------------|
| 1 | 一般设计方法 | 18 | |
| 2 | 特殊浅基设计 | 18 | 壳体、环形、圆形及特殊基础 |
| 3 | 沉降预测及实测 | 12 | 静载及重复荷载试验及测量 |
| 4 | 土-结构性状及共同作用分析 | 38 | 包括特殊荷载作用下的研究(周期性荷载、地震荷载等...) |
| 5 | 地基加固结合浅基础 | 4 | 带裙板基脚 |
| | 桩筏基础 | 10 | 用桩及微型桩 |

与浅基相关论文情况

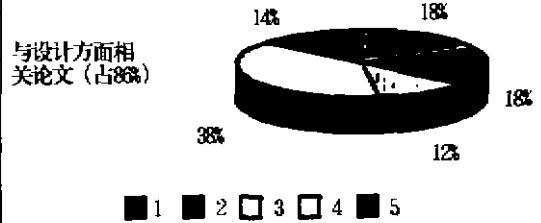


图 2

基础工程中与浅基础相关问题发展展望



图 3

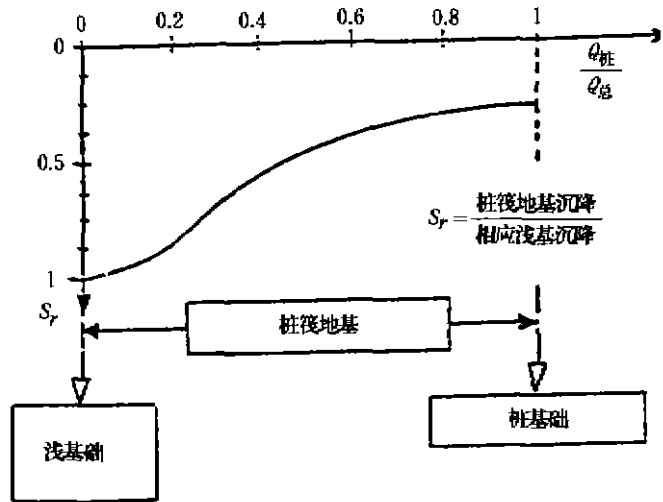


图 4 在桩筏地基中桩对减少沉降的作用

3. 深基础

全世界广泛使用的多种桩型一般可分成两类:排土桩与非排土桩(表3、表4、图5~8)。这种分类根据我们的意见很值得探讨。实际上,“排土”的定义很难科学地建立。它主要从桩施工者的立场反应了某特定桩型的施工特点。很少情况下能真正作到施工后控制桩周应力条件的变化并支持这样的定义,相反在将来深基础分析的发展方向上,应选取比此类考虑更适合的方式。毕竟深基础的特性是很大程度上与桩群设置后场地的土体参数有关。

要讨论深基技术的最新发展,除了新的桩型及有关技术以外,显然有新设想的现行设计方法还离不开桩的施工监测及桩的试验。

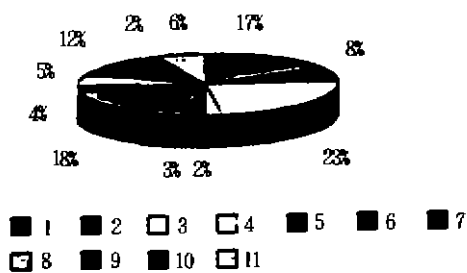
1997年全世界所选桩型情况 表3

| 桩型 | 百分比 (%) |
|---------------------------|---------|
| 1 打入式就地灌注桩 | 17 |
| 2 钢桩 | 8 |
| 3 打入预制混凝土桩 | 23 |
| 4 打入木桩 | 2 |
| 5 螺旋桩 | 3 |
| 6 钻孔大口径桩 (> 0.65m) (用膨润土) | 18 |
| 7 钻孔桩 (大口径回收、不回收钢套管) | 4 |
| 8 各种当地小口径 (< 0.6m) 钻孔桩 | 5 |
| 9 长螺旋杆钻孔桩 | 12 |
| 10 作为短桩的旋喷桩 | 2 |
| 11 树根桩和微型桩 | 6 |

1997年欧洲桩型的选用情况 表4

| 桩型 | 百分比 (%) |
|--------------------------|---------|
| 1 打入式就地灌注桩 | 19 |
| 2 打入预制钢桩 | 7 |
| 3 打入预制混凝土桩 | 6 |
| 4 打入木桩 | 2 |
| 5 排土螺旋桩 | 6 |
| 6 钻孔大口径 (> 0.65m) 用膨润土浆桩 | 15 |
| 7 钻孔大口径桩 (回收、不回收钢套管) | 1 |
| 8 长螺旋杆钻孔桩 | 14 |
| 9 作为短桩的旋喷桩 | 2 |
| 10 树根桩及微型桩 (< 50mm) | 7 |
| 11 各种当地小口径 (< 0.6m) | 1 |

1997年全世界桩型选用情况



1997年欧洲桩型的选用情况

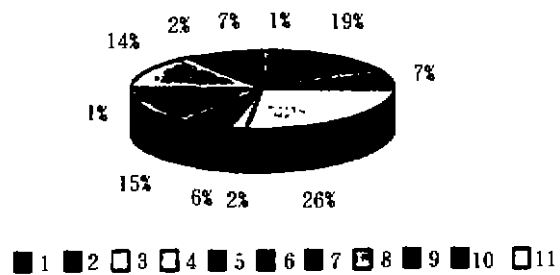


图5

图6

关于桩型技术的发展,特别值得一提螺旋桩应用的进展,主要因为其无振施工的特点(表5)。第一代螺旋桩(可追溯到60年代初),主要原理是钻头前进时同时出土,造成了打

1997年全世界排土、不排土桩的选用情况



图7

1997年欧洲排土、不排土桩的选用情况



图8

桩速度慢,但它要求的最大扭矩只须 50 ~ 100kNm。

螺纹桩

表5

| 在贯入时排土 | 在贯入时掘出土 |
|---|--|
| * 预制桩型(扭矩 $\leq 70\text{kNm}$) * 弃掉螺旋头 + 回收套管型 —旋下,拔出(第二代) —旋下旋出(第三代) | 钢套管带有局部螺旋(第二代) —预制 —现场浇注 * 长螺旋杆钻孔桩(第一代) —小杆径 现场浇注 —大杆径 现场浇注 |
| 在每个现场浇注的类型中,各种不同的桩(按注入混凝土的方法不同) —承建者方法(CFA, Franki - Atlas, Omega 等) —在附加液压下(Starsol PCS) —结合用膨胀灰浆(SES) —在桩尖加送水泥浆(Bauer) —桩尖有可扩体(Soilex) —结合用打入桩尖(VB—auger) —结合用预压桩尖(Presso) | |

第二代螺纹桩在 70 年代出现,它是属于只侧向排土的螺纹桩型。它的承载力迅速增大,成桩能量升达 500kNm 左右,并同时施加一定的垂直下压力。仅在 80 年代初,第三代螺纹桩在深基础方面长期不采用此类桩型取得了很大突破。所谓的“双作用排土”螺纹桩包含了以下重要特点:在设桩时土双重位移并严格限制土体的向上运动。

螺纹桩技术成功的进一步发展遇到了困难,因螺纹桩的总体质量对于各种设桩参数而言十分敏感(表 6)。

主要影响螺纹桩性质的设桩参数

表 6

| |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"> * 土的类型和桩的尺寸相关 桩的(长/直径)〈—〉粘性土、粒状土、〈—〉高水位、低水位〈—〉正常固结、超固结 * 设桩能量 * 钻头形状 * 转盘(或拧头)位置(扭矩) * 混凝土类型(水灰比) * 上拔加速度〈—〉浇注混凝土方法 * 钻头温度〈—〉(水灰比) * 一般要求的桩几何外形(桩身的粗糙与光滑、带“翼缘”及连续与否,……) |
|--|

正常情况下,在螺钻下行时要予以控制,以使机器不断发挥最大扭矩。松砂中,钻孔较容易,贯入速度应自动增加,相反密砂中速率要限制。在设计排土效果良好的钻头的例中,压入力 Q 可能很小,因钻头较易进入抵抗底层。这意味着几乎无须向下施加压力 Q ,设计排土状况良好的螺钻头进入抵抗土层也是可能的。

故此,在螺纹桩的应用中,众所周知,钻头的翼片角度,螺距的变化,螺钻头直径的增大,对于钻的贯入或螺纹桩施工都有积极的影响。

至于混凝土浇注对螺纹桩质量的影响有:混凝土的类型、渗透性、水灰比、超送比、浇注速率、上拔加速度(绞起)浇注时钻尖温度。这些参数对于所谓的筒仓效应,在浇注过程中都确有重要影响。

在一般深基础的最新发展方面,基础施工前,之中及之后,运用复杂的桩施工监测装置及高等土工试验,这一点已为大家认同。通过对桩施工详尽测试及监测,桩基性能与设计之间的可靠相互影响可预期。桩的施工参数监测经验已日益增多,但对桩周土应力及刚度改变的测量还太少。它能使排土与不排土桩类的定义更清楚,并很大程度上有助于发展今天的积极设计。现用侧胀仪(DMT)进行这方面监测的可能性,最近曾予以研究。

用侧胀仪(DMT)对桩施工进行评估的最初对象是打入钢桩周围土的水平应力与刚度,以便能对水平荷载下桩的特性进行可靠的估计。以后大量的研究得出了关于:土特性与桩型之间的重要的、广泛的相关数据关系。

举个例子,是一个 Omega 桩的实验(Socofonda 在布鲁塞尔的 Vorst 工地)。这个螺纹桩的直径是 0.51m,侧胀仪安置在离桩轴 0.77m,在第三纪超固结 Y_{pres} 粘土层中深度为 10.60m 的地方。

桩全部安装后,最终的 DMT 试验的 P_0 读数值应尽可能维持稳定不变(B)(读以平均最终读数)。图形也说明了,当 P_0 到达第一个峰值的时候,钻头正向下通过 DMT 探头的设置高度,也说明了土层受力超载,常常导致粘土层中产生一些放射状的小裂缝。当钻头向上再次经过这个高度的时候,第二峰值到达,新的混凝土产生了超额的水压力。水平总压力的值在到达这些峰值之后立即有一个相当的回落,因为土层中的微小裂缝允许水压力很快地消散。钻头过了 DMT 设置高度后,这种快速水压力消散还将继续一段时间直到土颗粒内向的运动将裂缝重新闭合为止。此外,这种 P_0 的降低由于新浇铸的桩的四周土的相对卸压而继续。

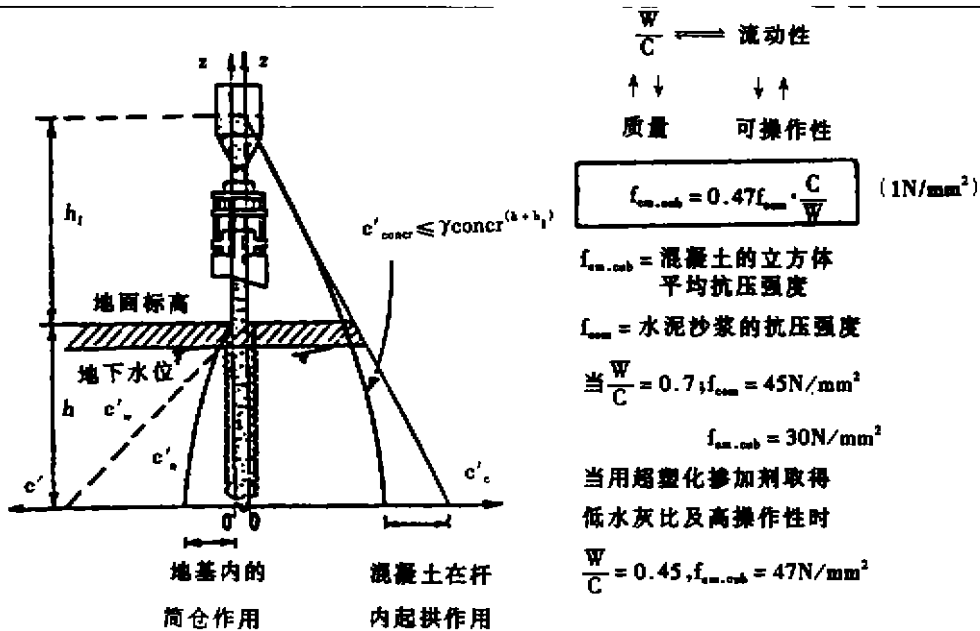


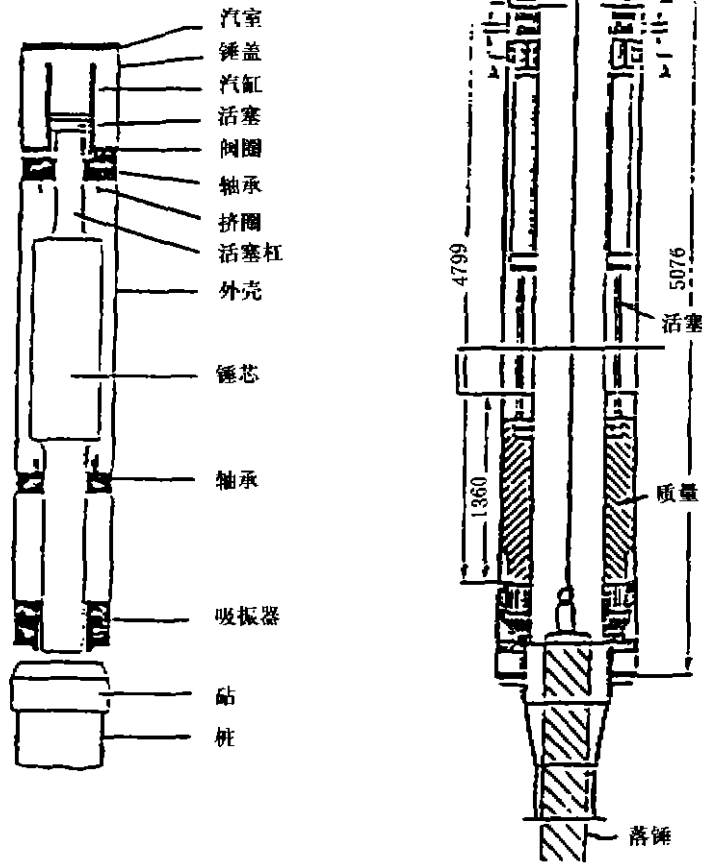
图9 混凝土浇注的筒仓效应

为了评估给定土层条件下桩施工时的“排土”特性,可以粗略地比较DMT测量结果起点A处和最终超固结的B点处之间的差值。在A、B点的高度上比较各种不同的桩型和土层条件,并将分析的结果收集起来。将DMT试验得出的Po读数按侧胀仪探头处的平均总应力予以归一化(Fretti.et al,1989)。归一化曲线 $\left(\frac{P_{o,f}}{P_{o,i,n}}\right)$ 是 $P_{o,i,n}$ 的一个函数,对一个给定的试验工地,它确显示了某种趋势。整个线形很明显受以下几个因素的影响:

- 桩施工前桩周土的应力状态
- 桩型
- 桩的施工程序和施工参数

对于DMT- $I_b \leq 1.2$ 的粘性土,力学的超固结水平可视为由于桩的施工使土产生的可能加固程度,土的加固程度明显地随着原状粘性饱和土的初始刚度的增大而降低。对于所有的桩型,加固程度 $\left(\frac{P_{o,f}}{P_{o,i,n}}\right)$ 至多保持在10%的水平上。另一方面,对于 $I_b \geq 1.8$ 的土, $\left(\frac{P_{o,f}}{P_{o,i,n}}\right)$ 的比值随着桩的施工方法的不同而发生变化则更为显著。

打入桩与钻孔桩的最新进展,除了先进的一整套桩架处的监测设备外,主要还是与打桩设备的先进技术的发展有关。最近几年发展得比较快的、更多的是复杂的液压锤和制造精密的“自由下落”式的液压锤(图10、表7)。



a. 液压冲击锤

b. 空心液压锤

图 10

深基础的钻孔, 设备—排土类型

表 7

| | | | 传到桩上的能量水平 | | | | | | | | | | | | | |
|---|--------------|------|------------------------|-------|--------------------------|--------|----------------------------|-----------|----------|--------|------|-----|------|-----|------|------|
| | | | 5 - 15kNm 25 - 50kW | | 15 - 50kNm 50 - 125kW | | 50 - 100kNm 125 - 325kW | | > 100kNm | | | | | | | |
| | | | 轻型打桩 | | 普通打桩 | | 难打桩 | | 很难打桩 | | | | | | | |
| (1)广泛应用 (2)常用 (3)有限应用 ↑应用范围扩大 ↓应用范围缩小 | 各类使用分布情况 (%) | 使用趋势 | 板桩 | 各种轻型桩 | 型钢 | 预制混凝土桩 | 钢管 | 板桩(钢、混凝土) | 拔出板桩 | 预制混凝土桩 | 钢管钢套 | 板桩钢 | 拔出板桩 | 钢管桩 | 水上打入 | 水下打入 |

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|----|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 蒸汽锤 | 1 | ↓ | | | 3 | | | | | 3 | | | 3 | 2 | | |
| 气锤 | 1 | ↓ | | | 3 | | | | | | | | | 3 | | |
| 气压锤 | 2 | ↓ | 2 | | 3 | 2 | 3 | 3 | 2 | | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | |
| 柴油锤 | 17 | = | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | | 1 | 2 | 2 |
| 水压锤 | 6 | ↑ | | | | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | | | 1 | 1 | 1 |
| 液压锤 | 47 | ↑ | 2 | 2 | 1 | 1 | 2 | 2 | 3 | 1 | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 |
| 震动锤 | 9 | = | 1 | 2 | 2 | 2 | 3 | 1 | 1 | | 3 | 2 | 1 | 2 | 2 | |
| 自由落体液压锤 | 18 | ↑ | | 2 | 2 | 1 | 3 | 3 | | 1 | 3 | 3 | | 3 | 2 | |

在1996奥兰多应力波国际会议期间报道了这方面令人感兴趣的结果(图11、12)(F.C.Townsend et al)。比较打桩设备性能的有用工具看来是“能量传递效率”(ETR)参数。这个参数被定义为传递到桩顶的最大能量 EMX 除以桩锤出厂前核定的锤击能量。

$$ETR = \frac{EMX}{E_r} \text{ 或 } ETR^* = \frac{EMX}{E_r^*}$$

E_r —出厂前核定的锤的最大势能。

E_r^* —出厂前核定的锤芯最大动能。

EMX 由打桩过程通过动力测试所得的力和速度值计算而来。 E_h 对 ETR 值的影响很大,

$(E_h = \frac{\frac{1}{2} Mv^2 \text{ (锤击瞬间的速度)}}{E_r})$ 。它是动力方程在波分析中需要输入的数据,除非加了一个

特别软的桩垫,使能量损失特别大, E_h 不能直接从桩的动力测试中得到,但是可以通过锤性能分析仪的雷达测得的锤芯撞击速度的数据计算出来。平均的 E_h 值如下(GRLWEAP手册,(1995)):

$E_h = 67\%$ 单动气锤

$E_h = 80\%$ 带燃料雾化喷入的开管式柴油锤

$E_h = 95\%$ 液压锤

桩的动测中评估锤性能的最常用方法是比较 ETR 。常常把某一特定打桩系统的 ETR 测值和在许多其他工程中搜集的类似打桩系统的统计结果进行比较(表8)。

液压锤效率表(1994年测试,H.Jokiniemi,1997)

表8

| 桩型 | 贯入度 (mm/击) | | 动阻力 (kN) | | ETR^* (%) | | ETR (%) | |
|-----------------------|---------------|------|-------------|------|----------------|-----|--------------|-----|
| | EOD | BOR | EOD | BOR | EOD | BOR | EOD | BOR |
| 预制空心 桩混凝土 | 3.4 | 1.3 | 3055 | 4655 | - | - | 39 | 35 |
| $\phi = 500\text{mm}$ | 2.1 | 0.35 | 3895 | 4650 | 84 | 85 | 80 | 82 |
| $T = 100\text{mm}$ | 1.6 | 0.4 | 3800 | 4600 | 74 | 70 | - | - |
| | 0.9 | 0.05 | 3788 | 4630 | 89 | 88 | - | - |
| | 0.95 | 0 | 3394 | 4726 | 78 | 68 | - | - |
| 预制空心 | 7 | 2.8 | 3358 | 4753 | - | - | 39 | 36 |

| | | | | | | | | |
|-----------------------|-----|-----|------|------|----|----|----|----|
| 桩混凝土 | 5.4 | 2.7 | 3425 | 4049 | 84 | 70 | 77 | 66 |
| $\phi = 500\text{mm}$ | 8 | 2.3 | 3253 | 3915 | 81 | 72 | - | - |
| $T = 100\text{mm}$ | 6.5 | 2.2 | 3812 | 4855 | 91 | 87 | - | - |
| | 5.5 | 2.2 | 3550 | 4737 | 89 | 88 | - | - |
| H型钢 | 5.8 | 2.4 | 4854 | 4644 | - | - | 44 | 43 |
| $A = 229\text{cm}^2$ | 2.1 | 1.3 | 4936 | 3195 | 96 | 87 | 88 | 80 |
| | 4 | 1.7 | 4491 | 5605 | 73 | 73 | - | - |
| | 7 | 3.9 | 4212 | 4350 | 97 | 96 | - | - |
| | 7.1 | 2 | 4525 | 5933 | 93 | 93 | - | - |

EOD = 沉桩完, BOR = 复打完

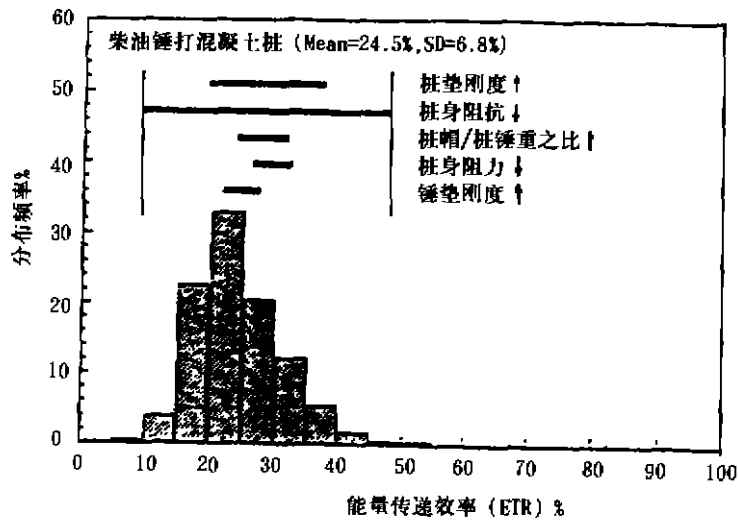


图 11 柴油锤打混凝土/木桩能量传递效率直方图

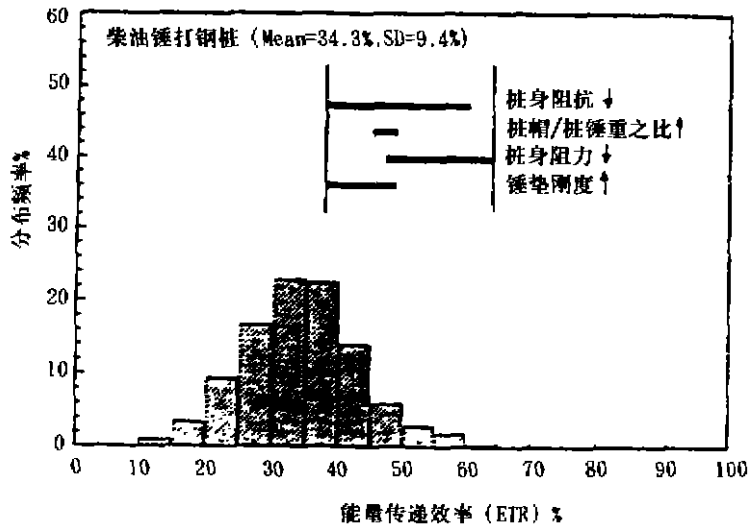


图 12 柴油锤打钢桩能量传递效率直方图

如果我们不能成功地以直观方式建立更可靠的测桩方法的话,那么深基础技术将难再有发展高潮

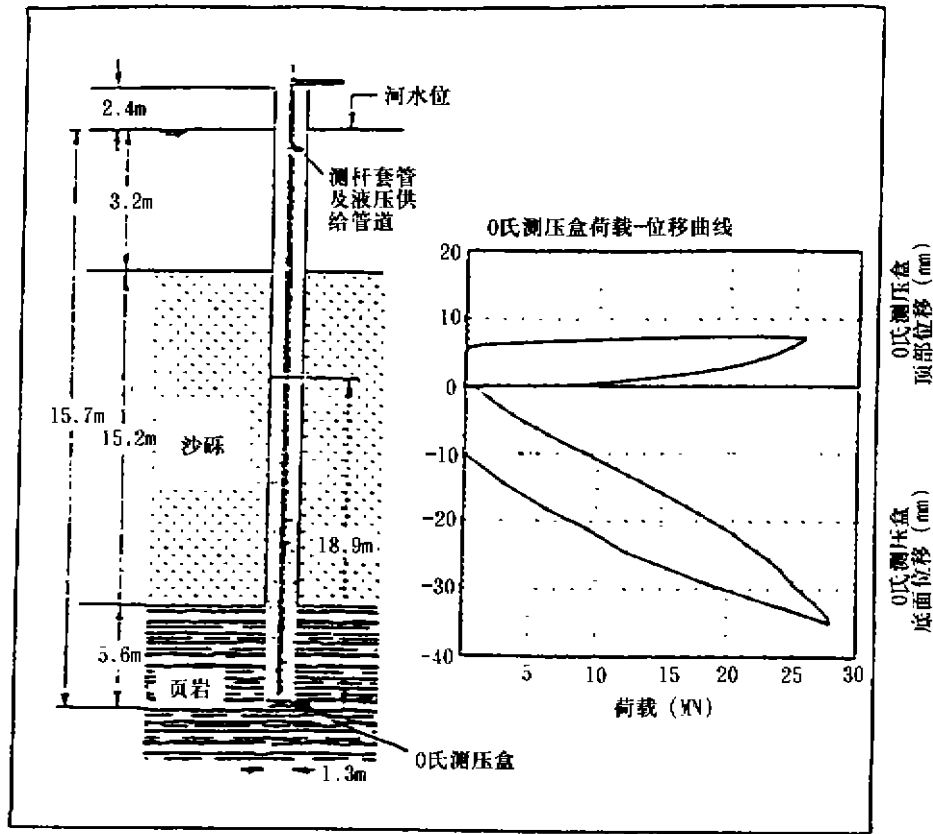


图13 用 Osterberg 测压盒进行桩的测试

事实上,试桩设备和方法的质量水准差异很大,非常急需对其质量水平进行分级。只有考虑到测桩技术所有试验细节和质量水平,才能将可靠的试验结果总结出更为经济的桩设计。

这方面例子可看出,用于钻孔桩新型的 Osterberg 测压盒的研制成功(1984)图 3,使惯用的钻孔桩顶荷载试验在美国使用情况急剧下降(Schnertmann, J., 1993-1997)。美国联邦公路管理局 94 年调查证实所有钻孔桩试验中新方法的使用超过了 65% 以上。对于排土桩,此种试验技术的代表性较差,因为必须考虑到这种桩一般从上端到桩的桩尖发挥的桩身承载力很大(与 Osterberg 测压盒作用机制相反)。

另一方面,深基础技术将很大程度上得益于桩试验方法的规定明确,进行方便将更有希望得出较为现实的使用荷载作用下桩的容许沉降标准,实际上,目前人们所“认可”的桩的荷载试验的“容许沉降”值非常低,并不恰当。实际情况是,桩基础沉降由桩群控制,很难和单桩的沉降曲线联系起来。

4. 地基加固

在过去十年,可用的地基加固技术范围变得明显广阔,现可将这些方法分为四类(表 9);

地基加固方法分类

表9

| 临时地基加固技术 | 不添加材料的永久性地基加固 | 添加材料的永久性地基加固 |
|---|---------------------------------------|--|
| 一降低地下水位 一冻结 一电渗 | 一表层压实 一重锤夯实 一爆炸 一振动挤密,包括共振挤密 | 一分层中石灰及水泥处理 一碎石柱或砂柱 一石灰及水泥柱 一换土法 一土钉法 一灌浆法 一用VHP水泥浆灌浆法 一加筋土 一微型桩和锚杆 一土工织物和纤维加固法 一深层搅拌法 |
| 环境土质加固技术 一(化学物质)深层搅拌及灌浆形成囊状包裹 一化学物质渗透 一原位烧结 一水力变更 一土中气体抽吸 一电泳 一注入热空气或蒸气 一冻结 | | |

纵观以上地基加固方法的调查资料,总的发展趋势在于:

1. 每类述及方法的使用范围均有相当稳定的份额
2. 在下列方法中,已有技术已引起设计者越来越浓的兴趣:“地基处理”类中的高压灌浆法,“地基加筋”类中的土钉技术和“地基加固”类中的振动挤密法。(表10、图14~16)

所有这些方法都是地基加固中如此明显吸引新发展的焦点的例子。

深层动力挤密法的优点是多方面的,因此它的应用扩大与增多成为新趋势,它的优点是

- (1)处理过程结束后就可以进行基础施工;
- (2)处理得是否成功,亦即是否取得预定或期望要求能够通过CPT、PMT、DMT或SASW原位测试就可验证;
- (3)它们是派克(Peck)的“观察方法”的理想例子,即在施工过程中易于进行参改。
 - I. 以处理场地的特殊的异常现象;
 - II. 与变化的土质条件相配合;
 - III. 容许项目的设计布局有所变动,所需做的只是对“处理深度、处理点的间距、落锤的击数或者振动器频率”做相应的调整。
- (4)一般施工时间短,可减少合同工期和造价;
- (5)地下水位深度,水位与水质的波动对大多数这类处理方法没有影响;
- (6)对土、砂砾乃至泥炭的各类问题(如承载力低、沉降过大、稳定性问题、可能液化问题等等)都能用这种地基处理方法处理。

地基加固方法的应用情况

表10

| 方法 | 利用率(%) | 评述 |
|---------|--------|-------------|
| 临时性地基加固 | | |
| 排水 | 22 | 使用土工织物,放砂砾层 |
| 冻结 | 3 | |

| 电渗透 | 0 | 可选的方法 |
|----------------|-----|--|
| 永久性地基加固 | | |
| 重锤夯实 | 8 | 深度在土 15m 内效果良好 振冲+新趋向:MRC 海上,浅水条件 12m 厚度内效果极为良好 |
| 振动挤密 | 16 | |
| 爆炸 | 0~1 | |
| 真空固结 | 8~5 | |
| 碎石及石灰柱 | 43 | |
| 预压加载 | 0~2 | |
| 地基加固(临时性+永久性) | 47 | |
| 加筋土 | 0 | 主要限于路堤 开挖深度在 12m 内效果良好 |
| 土合成层 | 45 | |
| 土钉 | 36 | |
| 锚杆 | 10 | |
| 微型桩 | 9 | |
| 地基加筋 | 14 | |
| 压密灌浆 | 13 | 效果不好 世界各地应用越来越广泛 认为效果仍良好 |
| 灌浆(有时也和土钉结合使用) | 35 | |
| 渗透灌浆 | 33 | |
| 水力劈裂灌浆 | 2 | |
| 土钉 | 16 | |
| 地基处理法 | 39 | |

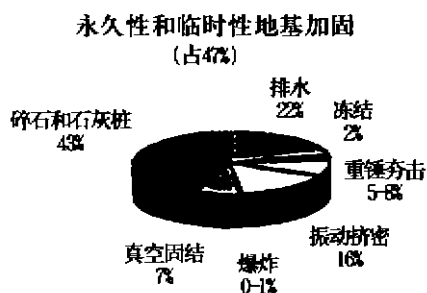


图 14

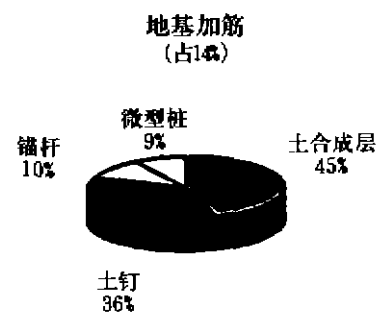


图 15

现代动力地基加固方法的最新分类如图 19 所示。一种有别于其它方法的方法是在地基深处给以脉冲荷载。例如用炸药,被称为爆炸密实法(BD)。动力压密法(DC)和重锤夯击法(HT)是通过重复的夯击从地表将能量传给地基。动力压密法(DC)如结合加入新的材料,将产生两种下属方法:动力挤密置换法(DR)和动力挤密置换与搅拌法(DRM)。在击实碎石柱(RSC)方法中,密实的砂砾填充物在套管中形成,并在重复锤击下进入地基的。

另外,通过稳定或变化的振动能,通过贯入管(套管打入装置 CD)或振动器(VP),能量被传到地基中,打入套管经常同时添加的颗粒材料,因而被称为压密砂桩(SCP)或压密粒料桩(GCP)(砂或砂砾作为置换材料)。

最近几年出现了用变频率振动法压实粒状沉积的情况,即共振压密法,探头以比共振频率高得多的频率贯穿进入沉积物,但在探头回拔时,可在每个深度上在密实过程中通过切断电源,精确测出变化的振幅来确定不同深度的共振频率来(Massarsch, 1991)。进行共振压密,实际上用地震测量方法直接在工地测量 $f_{共振}$ 值相对来说要简单些。在开关振动探头的过程中,地基的响应可以通过距离探头一定距离的速度传感器的测值来确定。

过去十年来,常用 CPT 和 DMT 法来评

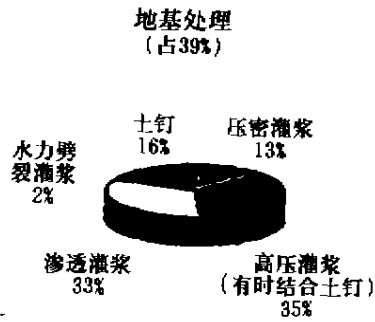


图 16

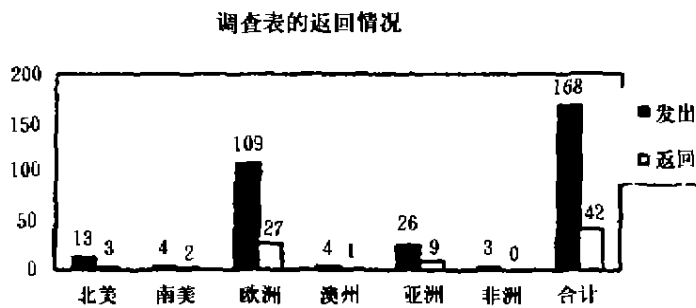


图 17

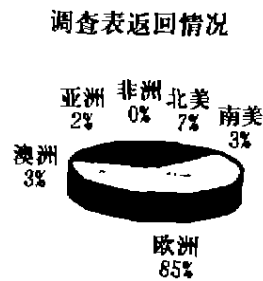


图 18

价经过 RC 处理过的地基。然而最近几年来,在常用的机械控制方法(CPT 和 PMT 或 DMT 试验),现在常用一系列的地震测试方法补充,如跨孔法、地震贯入仪法或更常用的 SASW 法,后面的这些方法非常受欢迎,只不过费用较高,甚至对一些城市废弃物堆场经过 DC 法处理后的地基加固程度进行评估,用 SASW 法(剪力波的谱分析法)也相当快捷方便图 20。

以下是深层动力压密法分类图

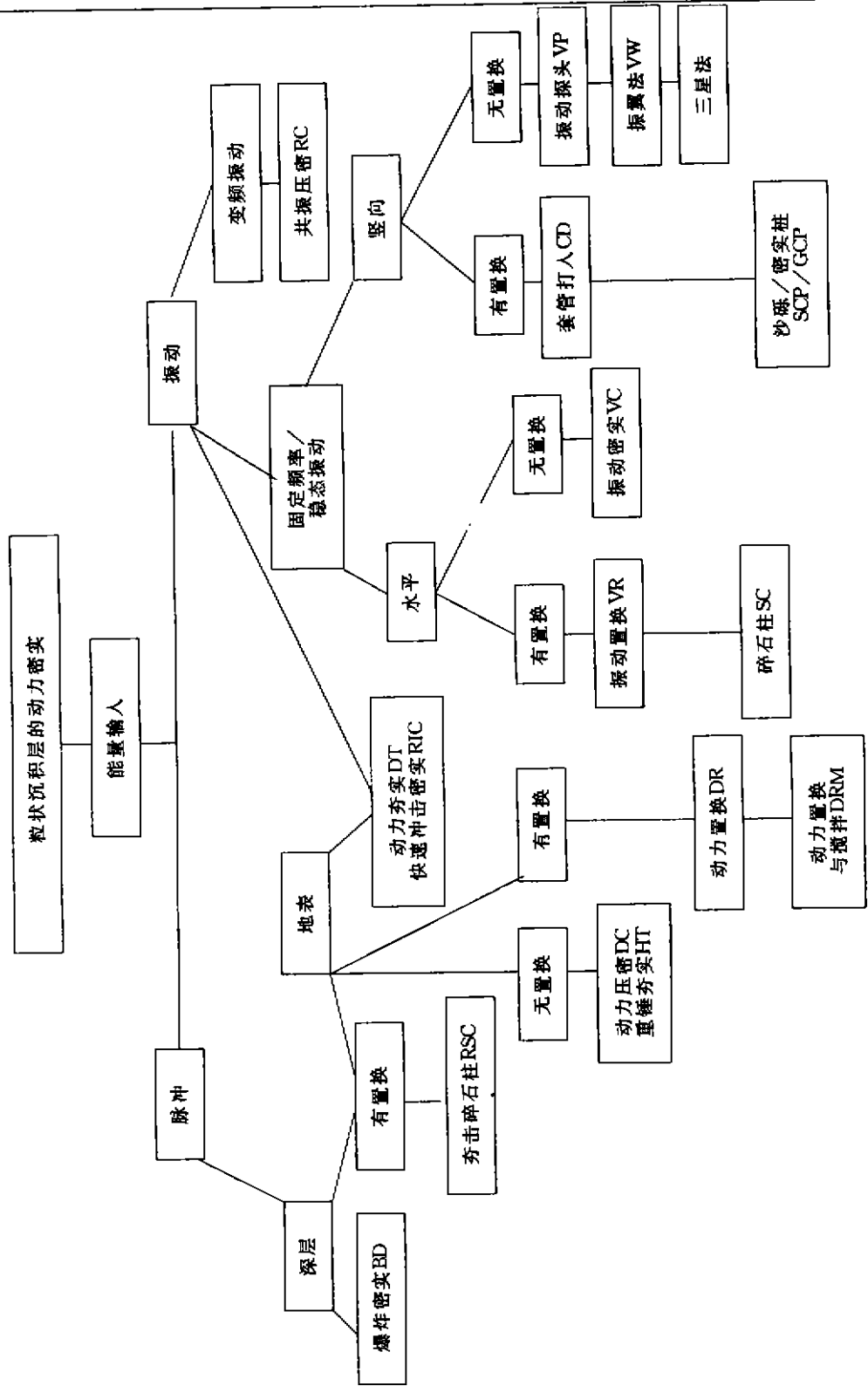


图19 深层动力压密法分类图

以下是运用 SASW 法来评估废料填土层压实情况图

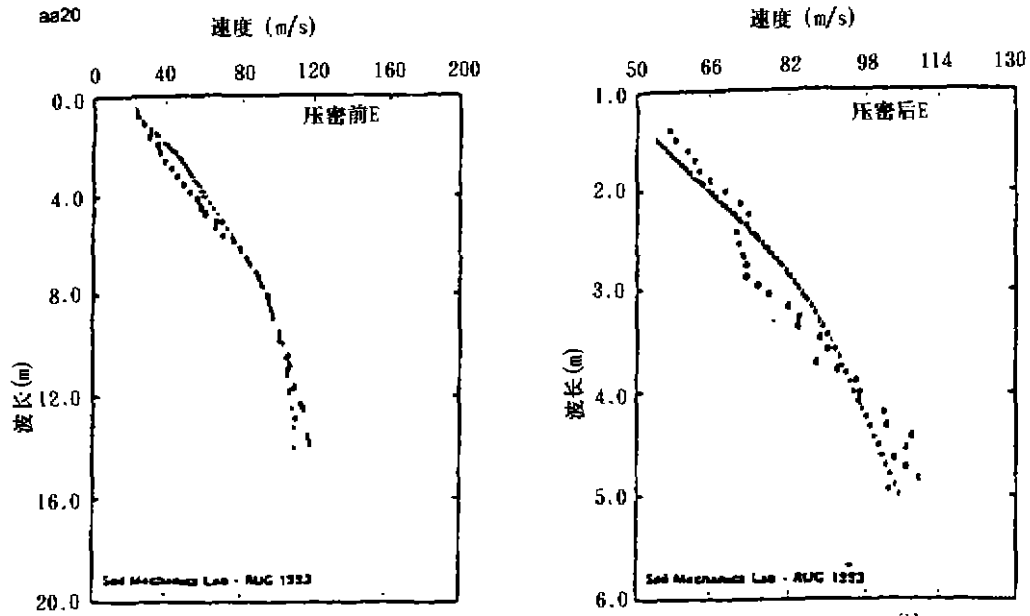


图 20

| 层 | V_p (m/s) | | E_p (MPa) | | E_{PER} (MPa) | |
|----|-------------|-----|-------------|-------|-----------------|-------|
| | 前 | 后 | 前 | 后 | 前 | 后 |
| 浅层 | 25 | 45 | 0.75 | 2.43 | 0.28 | 0.90 |
| 深层 | 130 | 160 | 20.28 | 30.72 | 7.51 | 11.38 |

用 SASW 试验评价废物填埋场密实效果(据 Van Impe et al. 1994)

5. 地下隧道

每次有关基础工程技术最新发展的讨论缺陷都是由于未能把过去十年来地下隧道的显著进步列入而造成巨大空白点。地下隧道的发展明确地说是指与此相关的泥浆,土压力以及混合盾构的发展。(混合盾构是把泥浆盾构的优点和土压平衡盾构技术结合起来的一种技术)。

地下隧道挖掘技术概况

表 11

| 开挖面支撑 | | 挖掘方式 | 土质条件 | | | | | 土的运输 | | | 衬砌系统 | |
|------------------|----------|------|-----------------------------|-----|----------|----------------|----------------|----------|---------|---------|----------------|----------|
| | | | 软岩 ($R_{max} < 50MPa$) | 粘性土 | 净砂 砾石 | 地下 水位 以下 | 地下 水位 以上 | 水力 挖土 | 传送 带 | 真空 泵 | 预制 连续 衬砌 | 分块 衬砌 |
| 开 敞 挖 掘 | 开敞 | 定时开挖 | X | X | X | | X | X | X | X | X | |
| | 开敞, 气压支撑 | 定时开挖 | X | X | X | X | X | X | | X | X | |
| | 开敞 | 全面挖掘 | X | X | | | X | X | | X | X | |
| | 开敞, 气压支撑 | 全面挖掘 | X | X | | X | X | | | X | X | |
| 闭 合 盾 构 | 泥浆盾构 | 全面挖掘 | X | X | X | X | X | | | X | X | |
| | 土质平衡式盾构 | 全面挖掘 | X | X | | X | X | X | | X | X | |
| | 混合盾构 | 全面挖掘 | X | X | | X | X | | | X | X | |

分析以上调查表(表 11)“闭合”盾构隧道挖掘似乎与开敞式挖掘法是平衡的,开敞式挖掘法仍由 NATM 主导并且由于“K-NTL”(一种新的快速硬化衬砌系统)的出现效果有所提高。在“闭合”隧道挖掘系统类中,土压平衡式盾构(EPB)(由隧道钻进机(TBM)和开挖出的土浆用作为开挖面稳定因子组成)被认为很有价值,并在当前隧道挖掘问题中与泥浆盾构相竞争并看好。

关于地下隧道挖掘技术的新进展,我们认为它们将主要在以下两个领域内发展:

1. 不断改善监测,盾构的性能将得到更精确的控制,体积损失因此而降低地面沉降将降到 0.5%。

2. 事实上,在现代 TBM 盾构技术中解决适当的开挖面压力问题就是要做到对挖掘过程的连续不断地监测,这样就能够把监测结果与操作细节结合起来(操作细节比如所需要扭矩大小),并能够使压力室和土开挖面间的压差降到最小,并防止在传送带入口处腐质土成拱,并能经常检查切割头的磨损情况。

在 EPB 盾构技术中,近年来普遍采用在盾前面的重塑土中注入特殊的泡沫,使用这种泡沫主要是为了增加将被运走的重塑的土浆的操作性和均匀性。不过这仅仅是个开端,还有许多技术问题仍未解决。但是这个观点值得重视。被称为“混合盾构”的技术正越来越多地应用在各类土中,因为这种技术可以将 EPB 技术的优势和泥浆加压盾构技术结合起来,在 TBM 设计细节的技术发展中和它们对地面沉降的冲击,最大程度地减少盾背面空隙,应极大地引起人们的注意力,使用背面空隙灌浆堵塞的技术不总是能确保地面位移是在可接受的水平之内。

值得强调的是,许多旅游景点得益于现代地下隧道工程,最近的突出典型如布鲁塞尔机场大楼的 1995~1996 隧道工程、巴黎 EOLE 铁路的地下建筑工程、伦敦的五十周年纪念线,还有另外一些。主要来自承包商方面的综合报告已经出版或正在准备之中。

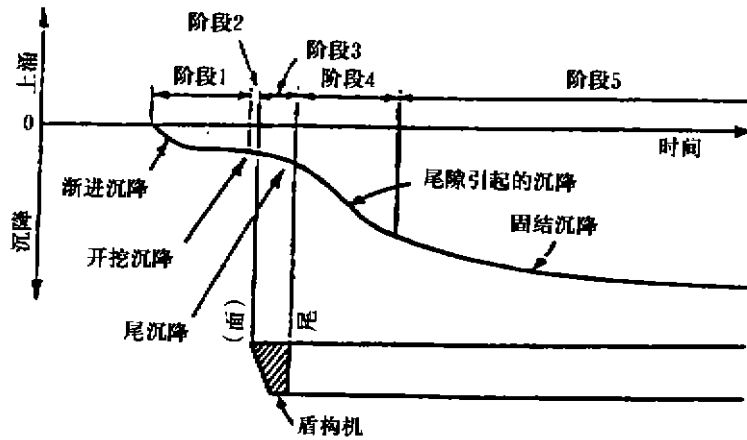


图 21 盾构法挖掘隧道工程引起的地基位移说明

结论

此稿件目的是对岩土工程技术的最新发展做综合的简要的说明。通过以上概述,显而易见在困难的经济条件下由于激烈竞争以及由于承包商、设计者和岩土工程研究专家之间的新思想交流,过去十多年来,在岩土工程技术的许多方面都取得了很大成就,这些成就必然导致了一些有益的想法和新技术。同样认识到国际土力学基础工程学会(ISSMFE),通过它的许多技术专门委员会明显地对我们学科的这些主要进展及其对岩土工程界日常工作的影响都作出了很大程度的贡献。

周琳 于小军译 唐念慈 刘松玉校

德阳“12.8”特大事故的技术原因分析讨论

黄振氏

(四川省建筑工程学校 德阳市 618000)

1995年12月8日,德阳市棉麻总公司新建“中华楼”工程七层框架办公楼突然整体倒塌(简称12.8特大事故)。造成的人身伤亡和经济损失是十分惨重的。对这一事故原因进行分析讨论,吸取教训,是十分必要的。

工程概况及事故情况

该工程位于德阳市旌湖开发区庐山南路与西湖街的交汇口,由一栋办公楼和一栋商住楼两部分组成,其中办公楼为七层钢筋混凝土框架结构,建筑面积为2889.73m²,商住楼为六层底框砖房结构,两栋之间设有变形缝,工程采用振动冲击沉管灌注桩基础。

该工程于1994年10月24日破土动工,1995年9月13日主体工程完成,正处于室内装修阶段,于1995年12月8日中午12时40分左右,七层办公楼突然整体倒塌,同时,对商住楼相邻轴线的底层框架也造成严重损伤。

事故原因分析

为了鉴定事故原因,德阳市安全生产委员会成立了“12.8”特大事故专家调查组,经过专家们认真分析和论证,事故原因查明。

(一)设计中的问题

该工程的结构设计失误是发生这次事故的直接原因。设计单位是一个丁级建筑设计所,结构设计中存在着错误及严重违犯结构设计规范的地方。主要有以下几点:

1. 桩基承台厚度过薄。(仅为500mm),(据设计者本人讲:承台未进行计算,只是参照某桩基工程设计的),这一错误设计导致柱对承台、角桩对承台的冲切及承台板的受弯、受剪承载力都严重不能满足要求,例如28轴与G轴相交处的承台,其受冲切的承载力仅为设计值的23.3%,受弯承载力仅为弯矩设计值的22.5%。从已开挖出的三个基础实例看到,承台板有大面积出现弯曲破坏裂缝及角桩冲切破坏裂缝,柱冲穿承台插入地下分别达2.94m,2.45m,2.04m,这种程度的冲切破坏是极其少见的。

• 收稿日期:1998年1月

2. 在房屋的西南角抽去一个柱,导致该部分形成大跨度连梁及大跨度挑梁结构,因此,该部位的梁、柱内力变化很大,节点内力更趋复杂化,配筋在梁与柱、梁与梁的交叉处多而集中,混凝土很难浇筑密实,这对框架结构来说,是很不合理的。

3. 上部结构在荷载清理过程中发现荷载值偏小,加之在施工过程中,由于设计修改导致荷载的重新分布及增量均未认真对待,使结构的内力分析与实际结构的内力分布不相吻合。

4. 该工程在进行结构设计中虽然采用了建筑结构 CAD 技术,但由于设计者盲目信赖计算机,CAD 应用技能差,因此估计在数据输入中有较大错误(PK 数据文件丢失未发现),加之设计者结构概念差,对计算机输出的成果无能力进行自校和总体控制。所以失误是难免的。

由于设计有上述诸多问题,因此导致上部结构构件断面偏小,配筋不足,节点设计不合理等原则性错误。可以说,即使基础不出问题,上部结构也是不安全的。

(二)施工中的问题

1. 图纸会审有名无实,据查该工程在开工前虽然也进行了图纸会审,但对重大设计错误均未提出异议。

2. 施工技术管理混乱。如基础施工中违犯操作规程,不认真检查基础尺寸,不打垫层,不架模板不检查标高,用土胎模工艺浇筑混凝土,因此导致本来已很薄弱的承台又减少 100mm,且板厚很不均匀,混凝土中有夹渣、夹泥、不密实现象。使承载力比原设计又削弱了约 20%—30% 左右。

3. 桩基施工中也存在严重的质量问题。据检查,在 30—G 轴柱下有一根空心桩,空心长度约 900mm 左右。

4. 工程出现质量问题未及时认真纠正。例如楼面抄平发现地面倾斜,房间尺寸不正,抹灰过程中发现今天抹灰明天裂,裂了又补,补了又裂,特别是沉降观察资料已表明,柱基的沉降已达极限变位,(95年9月13日 30—G 桩沉降达 43mm),12月2日房屋的垂直偏差达 130mm。这么明显的破坏预兆并未引起有关部门和人员的警觉。

经验与教训

1. 主管部门应加强设计市场管理。众所周知,一旦设计失误,其后果相当严重。

2. 设计单位应加强内部管理,建立健全岗位责任制及审核制度,设计人员要有很强的法制观念和高度责任心,严格遵守国家颁布的各项技术法规,同时应加强自身的专业理论学习和设计经验的积累与提高。把各种安全隐患消灭在发图之前,这是保证建筑物安全可靠、经济合理的首要条件。

3. 施工单位应重视施工技术管理,不断提高现场施工人员的技术水平,认真进行质量检查验收工作。

最后,笔者再次呼吁,建筑质量已到了非抓不可的时候,让我们吸取教训、振奋精神,为我国建筑业的千秋大业共同努力吧!