

目 次

论 文

- 粘土地基中隧道掘进过程中桩基荷载传递机理..... 严佳佳, 龚晓南, 洪义 (3)
- 岩土中爆炸波与结构相互作用计算方法综述(二).....王明洋, 高康华 (14)
- 温州平阳万达广场基坑围护设计.....杨益洪, 裴伟伟 (31)
- 岩溶地区桩基岩土工程勘察常见问题及预防处理措施.....
.....韦兴标, 邓忠, 林建格, 冯周飞 (43)

地基处理新技术

- 现浇 X 形桩技术开发与应用.....刘汉龙, 丁选明, 孔纲强 (48)

译 文

- 真空预压法处理地基综述.....王宝峰 译; 周建 校 (57)

粘土地基中隧道掘进过程中桩基荷载传递机理

严佳佳, 龚晓南, 洪义

(浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心 杭州 310058)

摘要: 城市隧道开挖可能使邻近桩基产生附加的沉降和倾斜。已有的研究中, 通过现场监测、离心机实验以及数值模拟等方法对隧道-土-桩之间的相互作用进行了分析, 但对于隧道开挖过程中群桩基础的荷载传递机理、桩基的附加沉降和倾斜的认识还不是很清楚。本文通过三维弹塑性固结耦合有限元分析, 对硬粘土中隧道开挖对邻近 2×2 群桩的影响进行了分析。隧道和既有群桩之间的净距为 2.1m, 隧道直径 6m。分析了三种不同的 C/D = 1.5, 2.5 和 3.5 工况。计算结果表明当隧道掘进至桩基位置附近时, 桩基的附加沉降、倾斜值最为显著。隧道的埋深对桩基的附加沉降、倾斜值以及荷载传递有显著影响。

关键词: 三维; 隧道; 荷载传递; 群桩

1 前言

为了解决大城市的交通拥堵问题, 隧道已经越来越受到各个国家的青睐。由于隧道的建设会不可避免地导致地基变形并改变地基应力场, 可能会对现有的桩基础产生附加的沉降并导致倾斜。因此, 隧道工程在岩土工程中仍然具有巨大挑战性, 尤其是在软土地基中进行开挖掘进。

许多学者通过现场监测的方法对隧道-土体-桩基的三者相互作用进行了研究。Mair (1993) 研究了伦敦硬黏土中某一 7.5m 直径隧道开挖对钻孔灌注桩的影响, 隧道的起拱线与桩 (直径 1.2 米) 之间的最小净距只有 1 米, 实测结果表明桩的水平运动和地面的运动是相似的, 离隧道最近的桩的最大水平位移为 10mm。Forth 和 Thorley (1996) 对位于香港一个 7.9m 直径隧道开挖引起的建筑物沉降进行了测量。建筑的基础为直径 2m 的钻孔灌注桩, 桩长为 41m~64m, 隧道位于桩底平面之上, 隧道开挖引起建筑最大沉降为 12mm。Coutts 和 Wang (2000) 研究了位于新加坡的 6.5m 直径的盾构隧道对邻近桥墩桩基础的影响, 桥墩由直径 1.2m, 桩长 62m 的 2×2 群桩支撑的, 桩端嵌入完全风化层 (残积土)。隧道与桩基础中心最近距离为 1.6m。隧道埋深为 21m, 隧道开挖导致的最大体积损失高达 1.5%。监测结果表明, 隧道开挖使桩受到很大的拉力, 桩产生的最大弯矩位于隧道起拱线处。

Bezuijen 和 van der Schrier (1994); Loganathan 等 (2000); Jacobsz 等 (2004); Ng 等 (2013); Ng 和 Lu (2014) 通过离心机模型实验来研究隧道和桩的相互作用, 通

收稿日期: 2015年3月

过离心模型实验提出了一些新的见解。此外,Chen等(1999);Loganathan和Polous(1999);Mroueh和Shahrour(2002);Lee和Ng(2005)等提出了隧道开挖对桩基影响的解析解,并作了有限元分析。Mroueh和Shahrour(2002)对不同 C/D (隧道埋深与直径比)条件下隧道开挖对单桩和 2×2 群桩的影响进行了三维弹塑性分析。计算结果表明,由于群桩效应,隧道开挖对最远的桩基产生的轴力和弯矩显著低于距离近的桩。但并未给出在隧道挖开过程中群桩的沉降和倾斜、群桩之间荷载传递机制。

通过对已有的研究总结发现,研究的重点主要是隧道开挖对桩基产生的轴力和弯矩。群桩的荷载传递以及隧道开挖产生的桩基倾斜却没有得到很好的研究。除此之外,基于相对桩基位置不同的隧道也尚未系统地进行研究。

因此本文主要对与桩基相对位置不同的隧道进行三维固结耦合有限元分析,对 $C/D=1.5$ 、 2.5 和 3.5 的情况进行了计算研究。隧道开挖面直径为 6m ,桩基础为 2×2 群桩,土层为饱和硬粘土。本文主要对隧道在不同开挖阶段的群桩的沉降、倾斜和荷载传递进行了分析和讨论。

2 三维固结耦合有限元分析

本文对三种不同隧道桩基相对位置情况进行了数值模拟,图1给出了三种计算模型的位置关系及尺寸。隧道直径 D 为 6m ,三种条件下隧道上覆土层厚度 C 分别为 9m 、 15m 和 21m , C/D 分别为 1.5 、 2.5 和 3.5 。隧道和群桩之间的净距为 2.1m ($0.35D$)。桩长度为 19m ,直径(d_p) 0.8m 。所有四个桩的桩顶完全嵌入 $4.5\text{m}\times 4.5\text{m}\times 1.0\text{m}$ (长 \times 宽 \times 厚度)的桩帽中。桩间距为 $3.2d_p$ (2.56m)。桩帽位于地面以上 1m ,桩入土深度为 18m 。需要指出的是,在实际工程中桩帽一般与表面结构相连,具有更大的约束。本文采用独立的桩帽模型主要基于工程实践中遇到的最坏情况考虑。本文采用的有限元程序为ABAQUS 6.8-2(2008)。

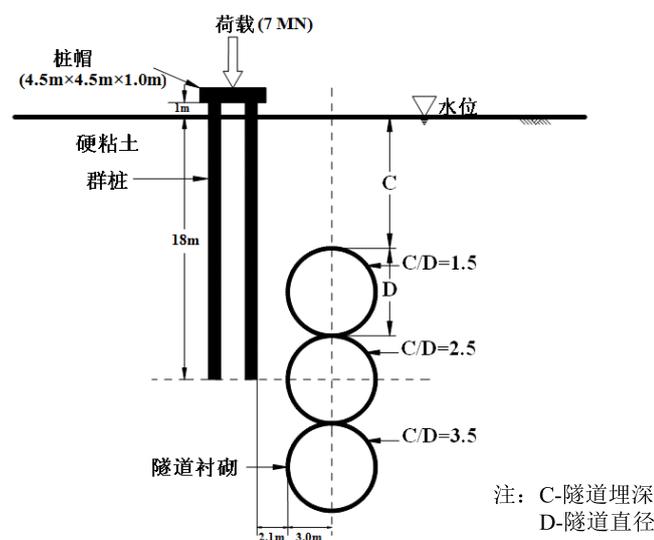


图1 计算模型示意图

2.1 有限元模型

图 2 给出了 $C/D=2.5$ 时的三维有限元模型的网格划分。假设隧道的两边都有同样的一组群桩基础，因此，本文采用对称的模型进行分析。模型的尺寸为长度（沿 y 轴）60m、宽度（沿着 x 轴）60m 和深度（沿 z 轴）36m。为了减小边界效应对数值模拟产生的影响，通过改变模型尺寸进行分析，以上模型尺寸认为是足够大的，进一步增加有限元网格尺寸，对计算结果没有任何影响。该模型网格由 17732 个单元和 20072 节点组成。土体采用八节点实体单元，桩帽采用四节点壳单元，桩采用两节点梁单元进行模拟。选取群桩中心线所在位置为观测面（即 $y = 0$ ）。

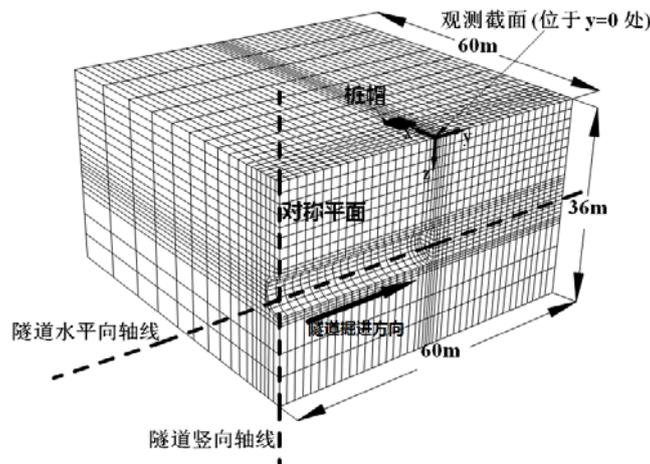


图 2 C/D=2.5 时三维有限元模型网格划分示意图

图 3 给出了有限元模型的边界条件。竖向平面为滚动支座，底面为固定支座，土体各个方向的边界运动都得到了约束。地下水位假定位于地表。初始孔隙水压力分布假定按一般的静水压力分布，地表为排水边界，隧道衬砌假定为不透水。在桩与土相互作用界面，土单元的节点与桩单元节点相互绑定，即桩土间没有相对滑动。采用这种假设是基于 Lee（2012）的研究成果，Lee 采用桩土间相互作用界面单元来模拟得到的计算结果显示由隧道开挖导致的桩土相对位移不到 4.5mm。考虑到本文隧道开挖导致的体积损失仅为 1%，而 Lee（2012）的模型中体积损失为 4.7%，所以本文认为桩土之间的滑动可以忽略。

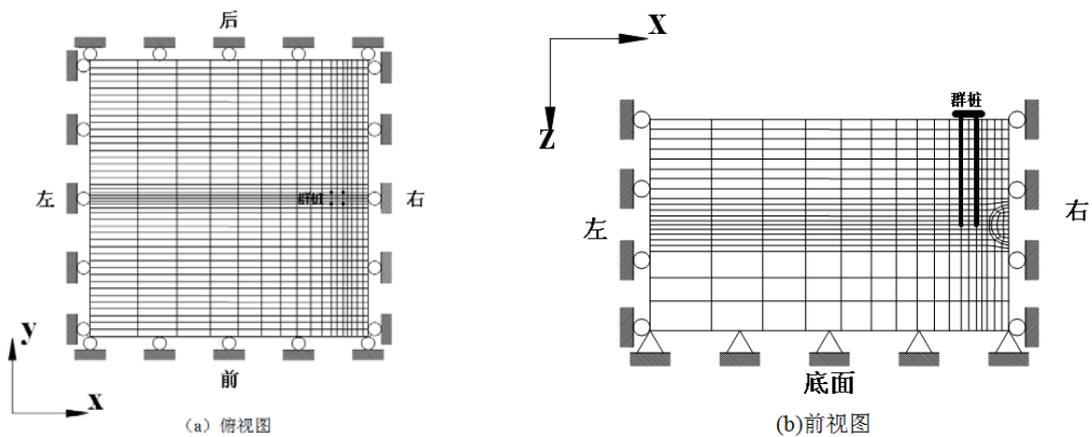


图 3 模型边界条件

2.2 本构模型和模型参数

土体本构模型采用弹塑性模型，破坏准则为 Drucker-Prager 准则，采用非相关联流动法则来模拟硬粘土。Tang (2001) 指出该模型能够合理预测在伦敦硬粘土中隧道开挖导致的土体变形（横向、纵向沉降和侧向土运动）。此外，该本构模型相对简单，模型参数有明确的物理意义。但是，它不能考虑土体刚度随着应变的变化。因此，该模型往往过高地估计了由于隧道开挖导致的沉降宽度 (Tang, 2001)。但是，该模型的这一局限并不影响本文对比研究得到的结论。

本文研究中采用的土体参数是基于前人对伦敦硬粘土的研究，Burland 和 Kalra (1996) 对伦敦硬粘土的刚度各向异性进行了分析，Bolton 和 Powrie (1987) 指出对于伦敦硬粘土 $K_0=1$ 。表 1 列出了有限元分析采用的硬粘土模型参数及参考来源。

表 1 土体参数

| 参数 | 取值 | 参考来源 |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 干密度 (ρ_d) | 1500 ^a kg/m ³ | Burland and Kalra, 1986 |
| 孔隙比 (e) | 1.0 | |
| 竖向弹性模量 (E'_v) | 7500+3900·z ^b kPa | Burland and Kalra (1986) |
| 水平向弹性模量 (E'_h) | 12000+6240·z ^b kPa | |
| 竖向平面弹性模量 (G_{vh}) | 0.44E' _v kPa | |
| 泊松比 (ν) | 0.125 | |
| 渗透系数 (k) | 1×10 ⁻⁹ m/s | Hight et al. (2007) |
| 有效粘聚力 (c') | 5 kPa | Assumed |
| 有效摩擦角 (ϕ) | 22° | Burland and Kalra (1986) |
| 剪胀角 (ψ) | 11° | Masin and Herle (2005) |
| (K_0) | 1.0 | Bolton and Powrie (1987) |

注：a 饱和重度 20kN/m³； z^b 距离地表的深度

混凝土桩帽和隧道衬砌假定为线弹性材料，弹性模量为 35GPa，泊松比为 0.25。衬砌的厚度为 0.25m。混凝土的单位重度为 24kN/m³。隧道衬砌、桩帽和桩的参数列于表 2 中。

表 2 衬砌、桩帽和桩的参数取值

| 参数 | 取值 |
|---------------|------------------------|
| 弹性模量 (E) | 35 GPa |
| 泊松比 (ν) | 0.3 |
| 密度 (ρ) | 2400 kg/m ³ |

2.3 数值模拟过程

本文的研究目的是分析一条直径 6m 的隧道在开挖过程中对处于工作荷载下的 2×2 的群桩基础的影响。在模拟隧道开挖前，需要确定桩的极限承载力。工作荷载可以通过安全

系数 FOS=3.0 得到。因此,在两个不同的有限元模型中,进行了两个数值模拟。第一个模型是用于获得桩的荷载沉降关系,没有隧道存在。第二个模型是用于研究隧道-土体-桩基三者的相互作用。此外,对于没有群桩的情况下,同样也进行了数值分析,为了研究群桩的存在对土体的影响。

数值模拟的过程如下:

- (1) 为两个模型建立初始地应力场 ($K_0=1.0$);
- (2) 用第一个模型来计算群桩的极限承载能力;
- (3) 采用 FOS=3.0 来计算出工作荷载,加到第二个模型中的群桩上;
- (4) 在施加工作荷载以后,土体的超孔隙水压力持续消散;
- (5) 在无支护条件下快速开挖 1.5m (0.25D) 长的隧道(假设隧道开挖过程为不排水的,不考虑分步开挖);
- (6) 在开挖之后迅速施加 250mm 厚的喷射混凝土,掌子面仍然未加固;
- (7) 停止所有的施工一天,等待超孔隙水压力消散。这样是为了和现实当中的掘进速度相匹配,因为现实当中用新奥法施工的速度大约为 1.5 米每天(Schubert 和 Richardson, 1988);
- (8) 重复步骤 5~7 直到完成整个开挖过程。

本文对一个连续的敞开式隧道开挖进行了模拟。隧道的开挖采用关闭开挖区域的单元来实现,隧道衬砌则通过激活预先设置的衬砌单元来进行模拟。

3 计算结果

3.1 土表面的沉降发展

图 4 给出了有群桩情况下和无群桩情况下隧道开挖引起的观测面(图 2)上的土的归一化沉降。此时,掌子面位于 $y/D = 3.0$ 处,在每种情况分别考虑了 $C/D = 1.5, 1.5$ 和 3.5。虽然土体沉降的一部分是由于群桩的工作负荷,但是图中只显示隧道开挖产生的沉降。一般来说,在有群桩的和无群桩的情况下,都是隧道埋深越大,最大沉降越小,沉降的影响范围越大。当 $C/D = 1.5$, $x/D \leq 2.1$ 时,有群桩的情况下相对于无群桩的情况沉降更小。群桩的存在对土体提供了加固的效果。然而,当隧道位于 $C/D=2.5$ 或 3.5 时,有群桩的情况下的沉降远远大于无群桩的情况。这是因为 $C/D = 2.5$ 和 3.5 时,隧道开挖引起群桩沉降的影响范围比 $C/D=1.5$ 时大。因此,在 $C/D=2.5$ 和 3.5 情况下,地表的沉降会比 $C/D=1.5$ 时大。

从图中可以看到在无群桩时,隧道开挖引起的地表沉降可以用高斯分布曲线来拟合(Pack1969)。位于偏移隧道中心 x 处的土体沉降为 $S(x)$, 定义为:

$$S(x) = S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

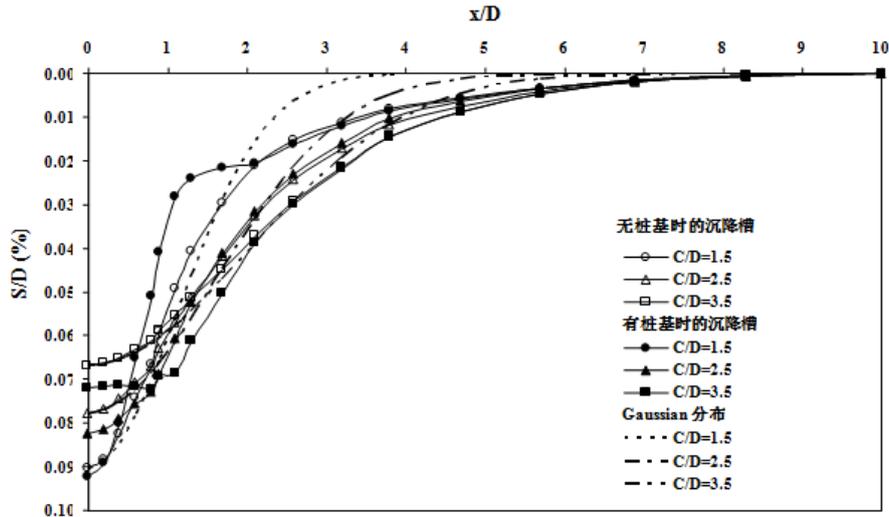


图4 有群桩情况下和无群桩情况下隧道开挖引起观测面的归一化沉降

S_{\max} 为最大地表沉降, i 为隧道中心与拐点的距离。无群桩的情况下高斯分布曲线拟合数据与有限元模拟计算得到的结果在隧道中线附近几乎一致。这是因为本构模型采用的是简单的弹塑性本构模型。在 $C/D=1.5$ 、 2.5 和 3.5 情况下, 反分析得到的 i 分别为 6.7m 、 9.7m 和 12.2m ($x/D = 1.1\text{m}$ 、 1.6m 和 2.0m)。O'Reilly 和 New (1982) 提出了一个用来估算位于地表 z_0 处隧道 i 值的线性函数:

$$i = Kz_0 \quad (2)$$

其中, K 是沉降槽的宽度。对于粘土, K 值一般为 $0.4 \sim 0.6$ 。通过反分析得到本文三个工况下的 K 值大约为 0.6 。基于沉降槽的范围, 隧道开挖引起的土体体积损失大约为 0.6% 。

3.2 隧道开挖引起的群桩沉降以及承载力损失

图5为在 $C/D=1.5$ 、 2.5 和 3.5 三个工况下, 群桩中线处的沉降增量 Δ 随着隧道开挖面掘进变化的分布。沉降增量 Δ 和与桩群中心的距离 y 分别采用桩直径 d_p 和隧道直径 D 进行归一化处理。它可以看出在开挖面与群桩中心 y 方向距离到达 $3D$ 之前 ($y/D = -3.0$), 群桩沉降可以忽略不计。然而, 在开挖面处于 $y/D = -3$ 和 $y/D = 1$ 之间时, 群桩的沉降有着明显增加。因此, 影响区被确定为 $-3.0 < y/D < 1.0$ 。在隧道开挖面达到 $y/D = 2.0$ 之后, 三个工况的计算结果显示并没有沉降增长。在 $C/D = 1.5$ 、 2.5 和 3.5 的工况下, 最后的附加沉降量分别 $0.23\% d_p$ 、 $0.53\% d_p$ 和 $0.58\% d_p$ 。在 $C/D = 3.5$ 的工况下, 产生的附加沉降为最大。

群桩在工作荷载下产生的沉降量为 $0.80\% d_p$ 。因此, 在 $C/D = 1.5$ 、 2.5 和 3.5 的工况下, 群桩最终的沉降量分别为 8.2mm 、 10.6mm 和 11mm 相当于 $1.03\% d_p$ 、 $1.03\% d_p$ 和 $1.38\% d_p$ 。群桩的沉降量低于普通住宅的容许沉降(25mm)的一半(Wahl 1994; Zhang 和 Ng 2005)。这个结论可能并不适用于场地条件或隧道开挖导致的体积损失不同于本研究的工况。

考虑到桩承载力通常采用沉降作为计算条件, 隧道开挖导致桩体沉降可能与表观桩承载力损失有关。在本文中, 群桩由于工作荷载导致的沉降约为 $0.80\% d_p$ (6.4mm)。在 $C/D = 1.5$ 的工况下, 由于随后的隧道开挖导致的群桩附加沉降为 1.8mm 。这个附加沉降的大小, 相当于在群桩的桩帽中心施加一个 10 MN 的轴向力, 即额外的荷载占用了 14% 的桩的极

限承载力（根据 Ng 等（2001）破坏判定准则）。也即，在 $C/D = 1.5$ 的工况下，由于隧道开挖导致的表观桩承载力损失为 14%。同样，在 $C/D = 2.5$ 和 3.5 工况下，可以方便地计算出表观桩承载力损失值大约为 23%。

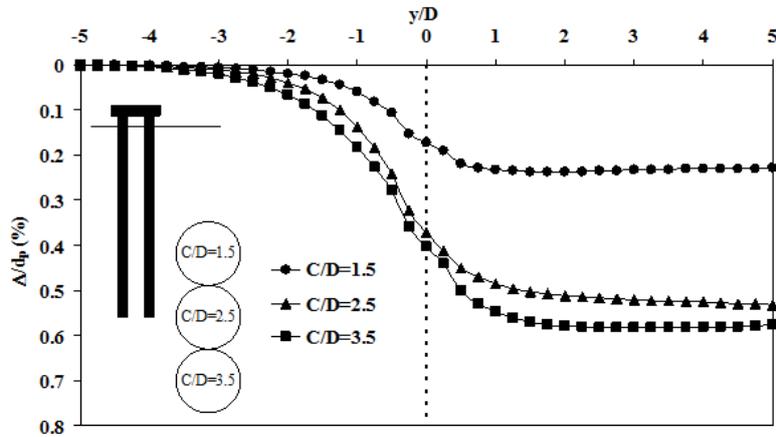


图 5 群桩中线处沉降增量 Δ 随着隧道开挖面掘进变化的发展规律

3.3 隧道开挖导致的桩帽倾斜

图 6 表示桩帽向隧道方向倾斜，倾斜的定义为 P1 和 P2 两桩之间的差异沉降与两桩间距的比值。定义当前排桩（P1 和 P3 桩）的沉降大于后排桩（P2 和 P4 桩）的沉降时，倾斜值为正，反之为负。可以看到，当隧道开挖面到达 $y/D = -3.0$ 时，桩帽开始倾斜。三种工况下当隧道开挖面处于 $y/D = -1.0$ 和 $y/D = 0.75$ 之间时，桩帽的倾斜度急剧发展。

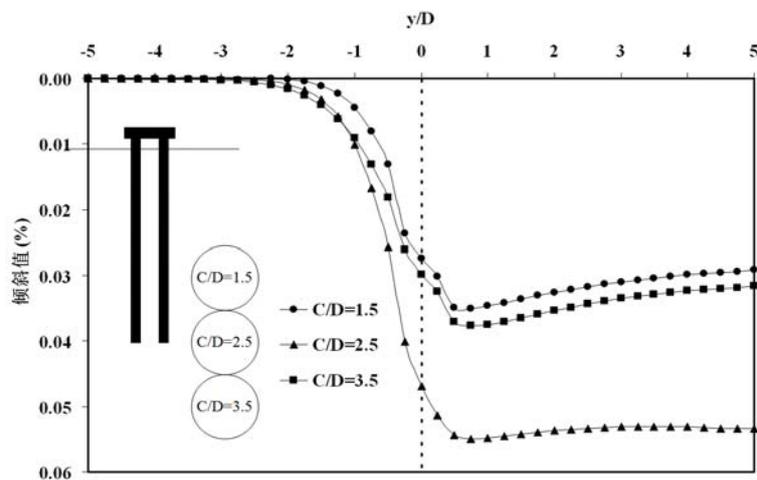


图 6 隧道掘进过程中桩帽的倾斜值

在三种工况下当隧道开挖面到达 $y/D = 0.75$ 时，桩帽会出现轻微的向后倾斜现象。当隧道开挖面到达 $y/D = 0.75$ 时，倾斜度达到最大。很明显，最关键的阶段是当隧道的开挖面接近群桩的时候，而不是在隧道开挖面达到尽头（ $y/D = 5.0$ ）时。而采用平面应变的模型来做隧道-土体-桩体相互作用数值模拟不能得到这种现象。

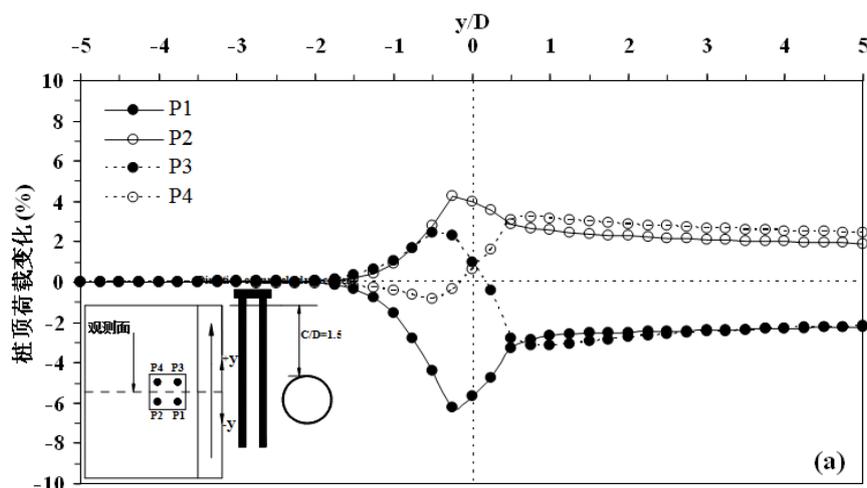
在 $C/D = 1.5、2.5$ 和 3.5 这三种工况下，倾斜度的最大值分别为 0.035%、0.055%和

0.038%。这些值同样在高层建筑标准的 0.2% 的倾斜度限值之内 (Wahl 1994、Zhang 和 Ng 2005) 中。应该注意的是, 当开挖导致的土层损失变化或者土层条件改变时, 这一结论可能也会随之改变。在 $C/D = 2.5$ 的情况下, 桩帽的倾斜度比其他两种情况还要大。如图 5 所示, 在 $C/D = 2.5$ 时, 群桩的附加沉降也相对较大。所以, 相对于另外两种工况来说是一个极限情况。

3.4 不同工况下群桩的荷载传递

为了研究由于隧道开挖引起的荷载传递机制, 图 7a 所示为, 在 $C/D = 1.5$ 时隧道开挖的各个阶段, 各个基桩的桩顶荷载变化曲线。在隧道开挖之前, 每个桩的工作负荷是相同的。当隧道开挖面位于 $y/D = -2.0$ 时, 桩的工作荷载分配在四个桩 (P1~P4 桩) 之间发生了重分布。当隧道开挖面位于 $y/D = -2.0$ 和 $y/D = -0.25$ 之间时, 隧道开挖面最接近 P1 桩。在这个阶段中, 荷载由 P1 桩转移到了相邻的 P2 桩和 P3 桩。P1 承担的荷载减少了 6%, 由 P2 桩和 P3 桩承担的荷载分别增加了 4% 和 2%。随着隧道开挖面到达 $y/D = -0.25$ 和 $y/D = 0.50$ 之间, 此时开挖面最接近 P3, 由 P3 桩承担的荷载减少。荷载由 P3 桩转移到两个相邻桩 P1 桩和 P4 桩。隧道开挖面超过 $y/D = 0.50$ 之后, 前排的两桩 (P1 桩和 P3 桩) 承受着几乎相同的荷载, 后排的两桩 (P2 桩和 P4 桩) 承担更大的荷载。如图 7 (a) 所示, 这导致桩帽的倾斜。当隧道开挖面到达 $y/D = 0.75$ 时, 前排的两桩 (P1 桩和 P3 桩) 承受的荷载有轻微增加, 而后排的两桩 (P2 桩和 P4 桩) 承受的荷载略有下降。这就是为什么, 在隧道开挖面到达 $y/D = 0.75$ 时, 会出现桩帽的一个向后的倾斜, 同时最大的倾斜度发生于隧道开挖至 $y/D = 0.75$ 时。

图 7 (b) 和 (c) 分别表示在 $c/D = 2.5$ 和 3.5 两种工况下, 各个基桩桩顶荷载随隧道开挖的变化规律。一般来说, 桩荷载传递的模式应类似于 $C/D = 1.5$ 。然而, 在 $C/D = 2.5$ 的情况下, 前排两桩 (P1 桩和 P3 桩) 的荷载降低大于 $C/D = 1.5$ 的情况。这说明, 在这种工况下, 桩荷载传递的大小受到隧道开挖影响更大。



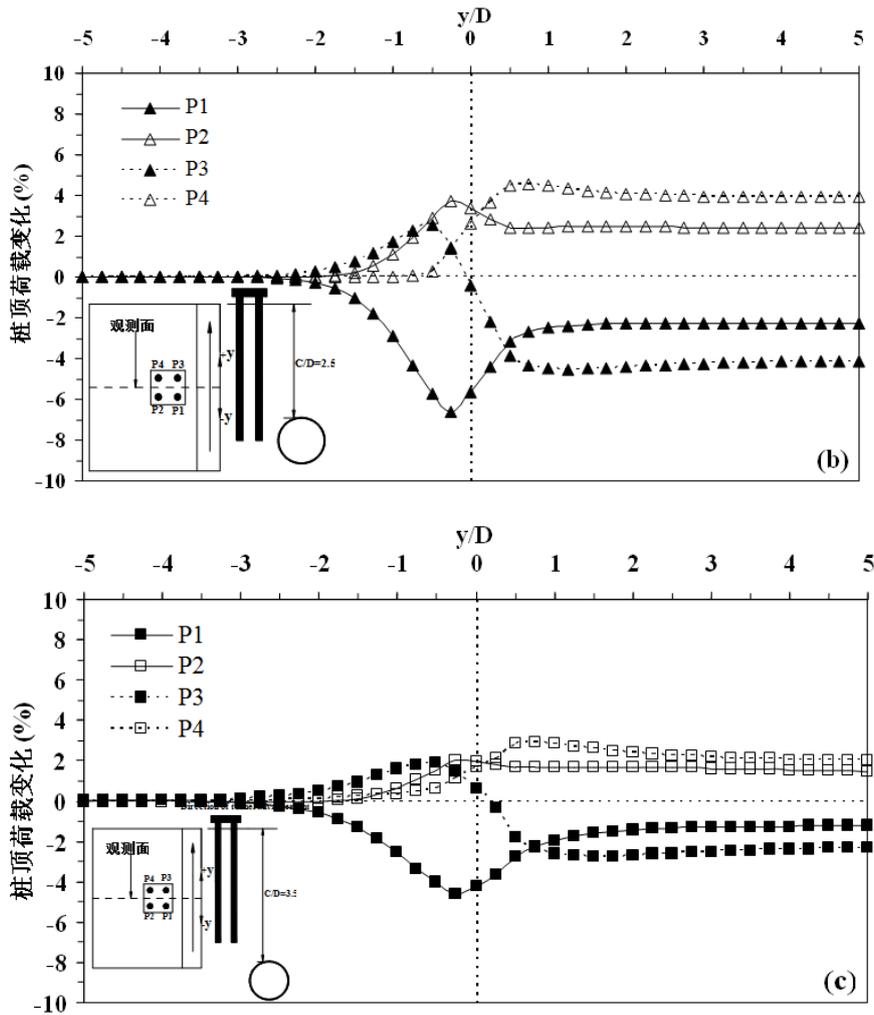


图7 不同工况下桩顶荷载随隧道掘进的变化规律

4 结论

本文通过三维弹塑性固结耦合有限元分析，研究了硬粘土中隧道开挖对邻近 2×2 群桩基础的影响。根据计算结果的分析，可以得到以下结论：

(1) 三个工况的计算结果显示，隧道开挖的对群桩区域影响区被确定 $y/D=-3$ 和 $y/D=1$ 之间。当隧道开挖进入此区间时，群桩的沉降有着很大的发展。当隧道开挖面到达 $y/D=2$ 以后，沉降几乎保持不变。

(2) 在 $C/D=1.5$ 、 2.5 和 3.5 这三个工况下，最终的群桩附加沉降分别为 $0.23\% d_p$ 、 $0.53\% d_p$ 和 $0.58\% d_p$ 。基于 Ng 等 (2001) 提出的位移荷载破坏标准，在 $C/D=1.5$ 、 2.5 和 3.5 三个工况下，群桩的表观承载力损失分别为 14%、23%和 23%。

(3) 当隧道开挖面处于 $y/D=1$ 与 $y/D=0.75$ ，桩的中心集团的桩帽是倾斜的 0.05% 。在隧道开挖面达到 $y/D=0.75$ 时，桩帽有微微向后倾斜的趋势，这意味着当隧道开挖面在群桩附近时 (本文中为 $y/D=0.75$)，为最危险状态，也就是我们最需要研究的情况，而不

是在隧道开挖结束时。

(4) 隧道开挖的深度对群桩的影响至关重要。当隧道开挖深度接近桩中间(例如 $C/D=1.5$) 时, 群桩的附加沉降和桩帽的倾斜都相对较小。另外, 前排桩和后排桩之间的载荷重分配在隧道开挖面与桩底平行 ($C/D=2.5$) 时较大, 在这种工况下, 桩帽的倾斜是起到关键性决定因素。当隧道开挖面低于桩底面 ($C/D=3.5$) 时, 群桩的受力状态更加接近大直径单桩。

参考文献:

- [1] Bezuijen, A., Van der Schrier, J.S.. The influence of a bored tunnel on pile foundations. Proceedings of Centrifuge'94, Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 1994, pp. 681-686.
- [2] Bolton, M. D. & Powrie, W. The collapse of diaphragm walls retaining clay. *Géotechnique*, 1987, 37 (3): 335-353.
- [3] Burland, J.B., Kalra, J.C. Queen Elizabeth II Conference Centre: Geotechnical aspects. In Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, 80, Dec., 1986, 1479-1503.
- [4] Chen, L.T., Poulos, H.G., Loganathan, N.. Pile responses caused by tunneling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 1999, 125(3): 207-215.
- [5] Coutts, D.R., Wang, J.. Monitoring of reinforced concrete piles under horizontal and vertical loads. Proceeding of the International Conference on Tunnels and Underground Structures, Singapore, 2000, 541-546.
- [6] Forth, R.A., Thorley, C.B.B.. Hong Kong Island line predictions and performance. In Proceedings International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1996, 677-682.
- [7] Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc., ABAQUS user's manual, version 6.8-2, 2008.
- [8] Hight, D. W., Gasparre, A., Nishimura, S., Minh, N. A., Jardine, R. J. and Coop, M. R.. Characteristics of the London Clay from the Terminal 5 site at Heathrow Airport. *Géotechnique*, 2007, 57 (1): 3-18.
- [9] Jacobsz, S.W., Standing, J.R., Mair, R.J., Hahiwara, T., Suiyama, T.. Centrifuge modeling of tunneling near driven piles. *Soil and Foundations*, 2004, 44(1): 49-56.
- [10] Lee, G.T.K., Ng, C.W.W.. Effects of Advancing Open face tunneling on an existing loaded pile. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2005, 131(2):193-201.
- [11] Lee, C.J.. Numerical analysis of the interface shear transfer mechanism of a single pile to tunnelling in weathered residual soil. *Computers and Geotechnics*, 2012, 42: 193-203.
- [12] Loganathan, N., Poulos, H.G., Stewart, D.P.. Centrifuge model testing of tunneling-induced ground and pile deformations. *Géotechnique*, 2000, 50(3): 283-294.
- [13] Mair, R.J., Developments in geotechnical engineering research: Application to tunnels and deep excavations. In Proceedings Institution of Civil Engineers, 1993, 93: 27-41.
- [14] Masin, D., Herle, I.. Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models. In Proceedings of the 5th International Symposium TC28. Amsterdam, the Netherlands, 15-17 June, 2005,

- 595-600.
- [15] Mroueh, H., Shahrour, I. Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunneling and pile foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2002, 26: 217-230.
- [16] Ng, C.W.W., Yau, T.L.Y., Li, J.H.M., Tang, W.H.. New failure load criterion for large diameter bored piles in weathered geomaterials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 2001, 127(6): 488-498.
- [17] Ng, C.W.W., Lee, G.T.K.. Three-dimensional ground settlements and stress transfer mechanisms due to open-face tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 2005, 42(4): 1015-1029.
- [18] Ng, C.W.W., Lu, H. & Peng, S.Y.. Three-dimensional centrifuge modelling of twin tunnelling effects on an existing pile. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2013, 35: 189-199.
- [19] Ng, C.W.W. & Lu, H.. Effects of the construction sequence of twin tunnels at different depths on an existing pile. *Canadian Geotechnical Journal*. 2014, 51(2): 173-183.
- [20] O'Reilly, M.P., New, B.M.. Settlement above tunnels in United Kingdom- their magnitude and prediction. *Tunneling*, 1982, 82: 173-181.
- [21] Peck, R.B.. Deep excavations and tunnelling in soft ground. In *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 25-29 August 1969*. A.A. Balkema Rotterdam, The Netherlands. State-of-the-art, 1969, 3: 225-290.
- [22] Poulos, H.G. Prediction of behaviour of piled foundations due to tunnelling operations. *Proc. of Symp. On Geotechnical Aspect of Underground Construction in Soft ground*. IS-Toulous, 2002, 341-347.
- [23] Schubert, T., Richardson, T.L.. Soft Ground Tunneling on the Seoul Subway Using NATM. In *Proceedings: Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. louis, Mo., 1-5 June, 1988*, 1011-1018.
- [24] Selemetas, D.. The response of full-scale piles and pile structures to tunnelling. PhD thesis, Cambridge University, 2005.
- [25] Tang, K.W.D.. Numerical studies of multiple NATM tunnel interaction in soft ground. M.Phil. thesis, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, 2001.
- [26] Wahl, H.E.. Tolerable deformations. In *Proceedings of Vertical and Horizontal deformations of Foundations and Embankments*. Geotechnical Special Publication No 40, Vol 2, A. T. Yeung and G. Y. Felio, eds., ASCE, New York, 2004, 1611-1628.
- [27] Zhang, L.M., Ng, A.M.Y.. Probabilistic limiting tolerable displacements for serviceability limit state design of foundations. *Géotechnique*, 2005, 55(2): 151-161.

岩土中爆炸波与结构相互作用计算 方法综述 (第二部分)

王明洋, 高康华

(解放军理工大学爆炸冲击防灾减灾国家重点实验室, 江苏 南京, 210007)

(接第25卷第4期48页)

4 爆炸波与结构相互作用

4.1 地面结构

岩土中爆炸波与地面结构相互作用主要体现在地面震动的影响, 这一影响通常是通过结构的支座运动而产生的, 地面扰动对结构产生的荷载形式可以是位移、速度和加速度等, 对同一爆炸, 不同的输入结构响应是一样的。

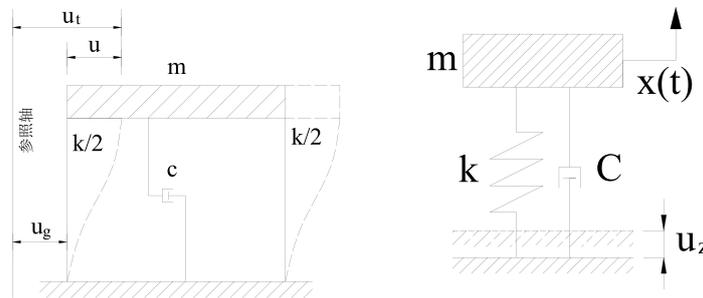


图 12 单自由度结构体系简化模型

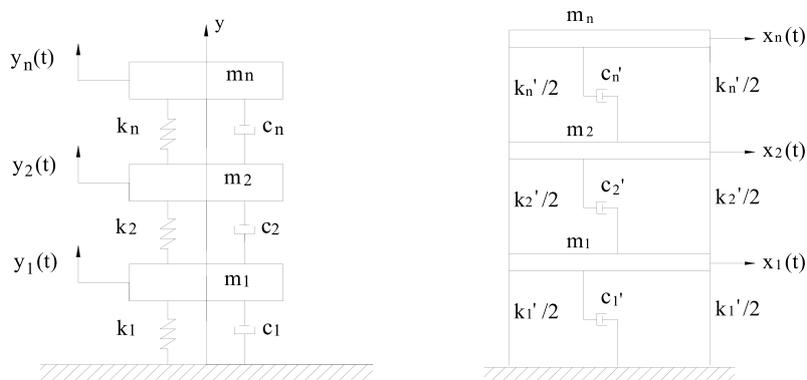


图 13 高层建筑物简化模型

地面单层结构可简化为水平方向自由度和垂直方向自由度两种单自由度模型^[67], 如
收稿日期: 2014年11月

图 12; 高层建筑物可简化为彼此以无惯性粘弹性关系相连的质点线形链模型^[68], 该模型在初始时就刻承受着已知的垂直方向和水平方向的动态扰动, 如图 13; 对单层矩形截面的长结构物模型, 可认为矩形下边界与按给定规律振动的基础相连, 考虑重力矩形质心的水平位移值、垂直位移和绕通过其质心的水平轴的转动角度的变化, 如图 14; 对核反应堆安全壳、储油罐一类垂直地面的圆柱壳型建筑, 可视为下端被固支在按给定规律作水平和垂直振动的弹性基础上, 即给定圆柱壳下端各点的动力扰动, 如图 15。

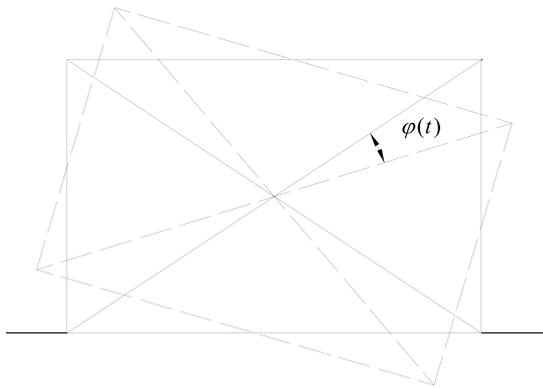


图 14 重力矩形结构物模型

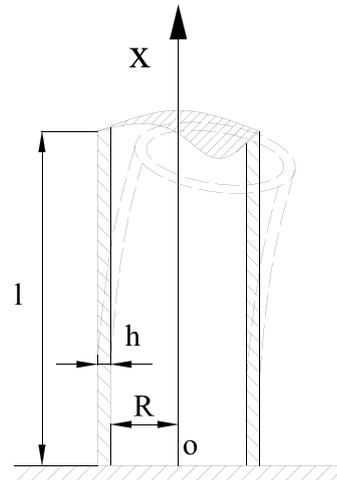


图 15 地面圆柱壳结构模型

考虑将地面支座的位移、速度或加速度, 建立地基扰动下的地面结构的运动微分方程, 联立初始和边界条件运用解析或数值方法即可求得结构动力响应。常用的计算方法有动力分析法、反应谱法和数值模拟等, 其中动力分析法常采用线性加速度法、Willson- θ 法、Newmark- β 法等数值积分进行计算; 反应谱法则是将建筑结构简化为单自由度体系, 研究其在给定地面激励、考虑阻尼时的最大反应与系统自振频率的关系曲线。研究表明^[68], 建筑物的地面以上部分有放大地面运动的趋势, 振动响应的衰减滞后于地面振动的停止, 响应取决于结构固有频率、阻尼和地震动频率、振幅, 结构自振频率接近地表荷载频率时体系响应达到最大; 对双层建筑物, 结构第二个质量不稳定运动有大振幅的特点, 且响应随其刚度增加而减小。

自由表面对于波的持时影响比对质点速度影响要大, 考虑这种情况在评价波对建筑物作用时非常重要。研究表明, 爆炸波与地表结构相互作用特征为^[4,25,69]: 较小装药量在较小深度爆炸时, 地震时间短, 相当于瞬时冲量作用; 地表震动频率对结构影响很小, 对建筑物最危险的主要是表面波; 大规模爆炸条件下, 短周期纵波和表面波群交替起到决定性的作用, 这些波群在至爆心不同距离处起主导作用。由于表面波周期要比一般建筑物固有周期高数倍, 而震动速度低于体波, 其引起的地基震动可不考虑; 爆炸规模的增加会使动力系数增加, 对地面建筑的影响也响应增大, 对建筑物最危险的地震作用是在高频范围(周期为 0.1~0.5s)内具有最大震动速度的纵波群。大当量爆炸地震中关于频率影响的问题仍未解决, 现今流行的一些准则是从平稳过程中借用来的, 而爆炸波对

于建筑物的一次性作用是一个非平稳的过程，在非平稳过程中振动频率的影响与在平稳过程中的相比会更大。

此外，爆炸条件下地面结构往往需要考虑空气冲击波、感生地冲击波和直接地冲击波的共同作用，可根据几种波的传播速度和到达结构的时间，依次考虑对结构的振动响应，若在弹性范围内则可先分别求解各种波的作用再将振动响应线性叠加。文献[70]通过试验数据和数值计算的结果对比，认为对拱、壳一类具有较大刚度和强度的地面结构，近地化爆条件下地冲击是结构振动的主要因素，而空气冲击波效应很小，原因在于地面爆炸的有效空气冲击波压力只作用在壳体很小的表面积上，而地冲击形成的地震波可传播到整个结构的基础。

4.2 半埋结构

半埋式建筑将部分结构沉入地下，随着埋深的增加，土的动力阻抗函数和土—结构体系的固有频率、阻尼均会增加^[71]，从固定基底起参与体系的质量数也会增大，爆炸地冲击的影响将由地面结构的基底震动逐渐转为与波与埋入结构的相互作用，相应的结构地震荷载和加速度也会降低。当前该方面的研究多见于地震波作用下核反应堆建筑的动力分析方面，此类建筑一般为基频低、刚度大的重型钢筋混凝土结构，常半埋于地下以降低其地震响应。文献[10]总结了地震荷载作用下核电站工程中土与结构相互作用的几个关键问题，包括地基附近土壤非线性行为、具有局部非线性结构体系动力相互作用分析、埋深对土—结构相互作用影响和不同土—结构相互作用参数对楼层响应谱的影响等。文献[72]则以埋深 10m 的真实核安全壳为例，运用有限元分析了 5000kg 等效 TNT 当量装药在 100m 外触地爆炸条件下结构基底的振动响应，计算时仅考虑爆炸地冲击的作用，把地冲击球面波简化为平面波，安全壳地下结构部分简化为平面应变问题来处理，如图 16。

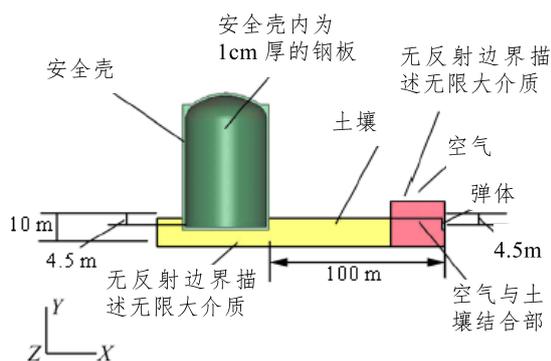


图 16 核反应堆安全壳计算简图^[72]

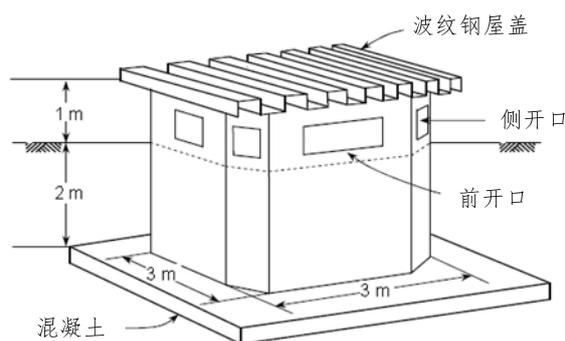


图 17 半埋式钢结构示意图^[73]

对碉堡等的半埋式单层野战工事，结构沉入地下可提高防护能力。文献[73]运用有限元法分析了各种比例距离地面爆炸条件下钢结构机枪工事在不同埋深、不同土质中的动力响应（如图 17），计算时认为结构地面部分遭受空气冲击波作用，地下部分则承受土中压缩波作用，结果表明考虑土与结构相互作用，结构位移及等效应力随着埋深的增

大明显降低,但在较浅埋深条件下二者的值要高于结构置于地面的情况。对地面建筑中含有防空地下室一类的半埋结构,岩土中爆炸波主要还是与埋入土中的结构相互作用,但要考虑地面结构的影响。如在核空爆条件下,地面建筑从冲击波到达倒塌要经过数百毫秒,此间若地面建筑墙体强度较大会使空气冲击波发生反射、环流,使防空地下室外墙地面的冲击波超压升高,进而影响由此确定的感生地冲击波参数,为此文献[74]在地下室外墙计算时所采用的空气冲击波峰值超压按防护抗力级别增大 1.1~1.25 倍。

4.3 地下结构

地下结构的主要有矩形、圆形、直墙圆拱形等断面形式。动力分析方法主要可分两类:一是先确定结构周边动载,再按结构振动理论计算;二是在爆炸作用下将介质和结构视为统一整体,运用波动理论或数值模拟求解问题^[16]。前者在确定荷载中考虑波与结构相互作用,结构整体沉陷和构件变形是主要影响因素,常用于工程结构抗爆设计;后者则考虑整个系统的相互作用,多用于分析爆炸波作用下岩土和结构内部的位移场和应力场。

(1) 箱型结构

箱型结构是地下防护结构常见形式之一,图 18 给出了常规武器作用下此类结构的示意图。

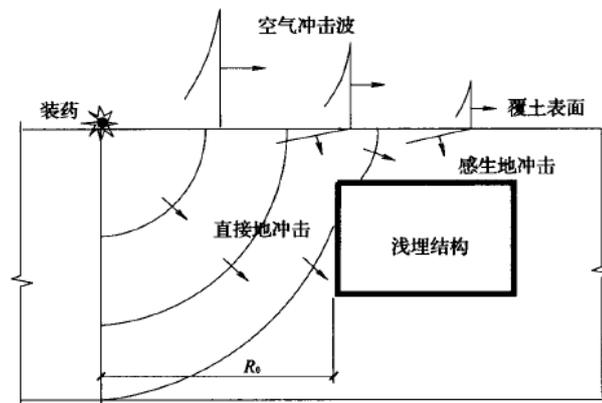


图 18 常规武器爆炸地冲击示意图

对位于超前区的浅埋结构所受核爆荷载,一般仍主要由核爆空气冲击波产生的感生地冲击荷载作用^[16]。而在地面化爆条件下,由于覆土厚度较小,炸药距结构外墙一定距离爆炸时,直接地冲击方向与顶部法线几乎垂直,顶部爆炸荷载主要是感生地冲击,故文献[75]中对防空地下室顶板只考虑空气冲击波的感生地冲击,而对外墙则主要考虑直接地冲击荷载作用。在近地表浅埋爆炸时,浅埋结构会受到直接地冲击波和感生地冲击波的联合作用^[76],若岩土介质为线弹性模型,则可在分别求解的基础上用叠加法得到总效应,对非线性弹性模型的介质,要同时考虑各类地震波的效应,但数学计算十分复杂,需引入合理假设进行简化,但有些工程计算也常近似应用叠加方法处理。确定箱型结构动载方法有半经验半理论法和相互作用法。前者使用简便,但难以准确描述爆炸压缩波

作用下土与结构相互作用机理,相关公式适用范围受到限制;后者将土与结构视为整体,采用耦合分析的方法,通过压缩波在土中传播、遇结构反射和卸荷等效效应确定结构动载,受波动方程解析计算复杂的限制,现有研究大多在核爆条件下基于一维平面波理论分析并适当考虑二维修正,得到的公式已成熟运用到当前防护结构设计中。

a) 半经验半理论法

半经验半理论法有系数法、等效静态加载法和拱效应法等。“三系数法”考虑波与结构及自由表面相互作用并联合试验结果,引入综合反射系数确定顶板荷载,适用于整体式中跨度的平顶钢筋混凝土结构,但由于忽略结构整体运动产生的惯性荷载,未充分考虑地表与结构卸载影响,与实际动载波形相差较大,且覆土层越薄误差越大^[1]。平行于地表的压缩波作用下,浅埋结构承受最大荷载 σ_{\max} 为^[77]:

$$\sigma_{\max} = \Delta P_m K_{\Psi} K_{\Theta} K_{OTP}, \quad K_{OTP} = K_{OTP}^* \sin^2 \alpha / K_{\Theta} + \cos^2 \alpha \quad (9)$$

式中 K_{Ψ} 为衰减系数, K_{Θ} 为侧压力系数, K_{OTP} 为广义反射系数, α 为结构墙壁与水平面的倾角; K_{OTP}^* 为波在不动障碍物上的正反射系数,当土按Prantle曲线计算时,有 $K_{OTP}^* = 2 - (1 - c_1/c_0) \sigma_s / \sigma_{\Phi}(x)$, σ_s 为“Prantle模型中土体的弹性屈服极限”, $\sigma_{\Phi}(x)$ 为土深 x 处的应力。

土中TNT装药爆炸波作用下,深埋结构承受动载可按等效静态加载^[78]确定:当 $\sqrt{Q}\sqrt{R}/T \leq 1000$ 时:

$$q_e = k_A k_B Q^{2/3} \omega f(\beta) / R^2 \quad (10)$$

式中: q_e 为等效静载; Q 为装药量; R 为装药中心到障碍物距离; k_A 为土壤特性系数,对自然湿度砂取0.0011,对饱和水砂取0.0013,对自然湿度粘土取0.0014; k_B 为填塞系数,装药爆炸深度 $h \geq 5r_0$ 时取1,在地表爆炸时取0.2,在其他高度爆炸时取0.5; ω 为不考虑土壤影响时障碍物固有振动第一振型频率; $f(\beta)$ 为考虑障碍物法向和波运动方向间夹角 β 加载关系的系数, $15r_0 \leq R \leq 25r_0$ 时取 $f(\beta) = 1$, $R > 25r_0$ 时取 $f(\beta) = 0.3 + 0.7 \cos \beta$; r_0 为炸药平均半径; T 为不考虑土壤的结构固有振动周期。

拱效应法是利用土的成拱效应确定地下结构荷载分布,强度取决于结构变形程度和土的抗剪能力^[79],成拱系数 k_g 可按式(11)确定^[80]:

$$k_g = P_q / P_{s0} = \exp\left(\frac{-2K_0(\tan \phi)(a+1)bL^2}{aL^2}\right) \quad (11)$$

式中: P_q 为作用在结构顶板的应力, P_{s0} 为地面超压, K_0 为静土压力系数, ϕ 为土的内摩擦角, L 为结构跨度, a 、 b 分别为结构长度和深度与跨度的比值,系数 a 表明拱效应法考虑了二维效应的影响。当 ϕ 接近零时土的剪切抗力很小,基本不产生拱效应;当压缩波未到达结构表面或结构产生变形以前,或外加压力超过土壤抗剪强度时(通常在3.5MPa以上^[16]),也可不考虑成拱效应。拱效应法概念和表达式较为简单,但无法反

映波在介质中的传播过程，也无法解释爆炸波作用下岩土介质与结构的相互作用现象。

b) 土与结构相互作用法

相互作用理论认为，地下结构的荷载既是自由场压力的函数，又是结构速度及加速度的函数，结构的运动由动载产生，又反过来影响作用于结构动载的大小，二者在整个动态过程中同时存在并相互影响^[81]。在国内外防护工程文献中^[6-9]，美国起初用“拱效应法”计算，稍后在相互作用原理基础上建立结构顶板动压力计算方法，但未考虑相互作用过程中地表卸载、结构变形及结构上覆土与地基土波阻抗不同的影响；前苏联则最早运用波与结构相互作用的分析方法，给出了考虑结构沉陷、变形及地表卸载影响下的相互作用系数曲线；我国学者钱七虎等^[1]则在此基础上深入研究覆土中由结构卸荷以及地表卸荷引起的各种卸荷波的发生和发展，将相互作用理论推广到层状地基以及成层式结构等多种常用结构形式。上述研究主要针对核爆时土中压缩波与结构相互作用，且以一维平面波理论为基础。

土中压缩波与结构相互作用时，结构的变形和沉陷是其顶、底板上动荷载的两个影响因素。地基土壤为柔性时，结构整体沉陷为主要因素，确定结构动荷载时可忽略构件变形，视作刚性结构；对构筑在基岩上的结构物，由于基岩不产生沉陷，结构动力计算可归结为柔性顶板在爆炸冲击波作用下的变形与土中压缩波的相互作用。对常见的刚性结构在核空爆条件下的动压力可按下式确定：

加载阶段($0 \leq t \leq t_0$):

$$P_j(t) = 2P(t) - \rho c_1 v(t), P_g(t) = \rho' c_1' v(t) \quad (12a)$$

卸载阶段($t_0 < t \leq t_p$):

$$P_j(t) = P^*(t) - \rho H_j(t) \dot{v}(t), P_g(t) = \rho' c_1' v(t) \quad (12b)$$

卸载阶段($t_0 > t_p$):

$$P_j(t) = p(t) - \rho_1 H \dot{v}(t), P_g(t) = p(t) - (m + \rho_1 H) \dot{v}(t) \quad (12c)$$

式中， $P_j(t)$ 、 $P_g(t)$ 分别为结构顶板和底板受到的压力； t_0 为入射压缩波升压时间； t_p 为地表卸载波与结构卸载波相交时刻，此时刻后结构上整个覆土层变为“刚体”，不再在其中传播变形波，仅起附近质量的作用； $v(t)$ 为结构整体沉陷位移速度； c_1, ρ 分别为顶板上土壤的塑性波速和密度； c_1', ρ' 分别为基地土壤塑性波速和密度； $P(t)$ 为入射压缩波压力； $P^*(t)$ 为作用在卸荷土顶的土压力； $p(t)$ 为作用在地表面的核爆冲击波荷载； $H_j(t)$ 为不同时刻结构卸载波的高度； ρ_1, H 分别为覆土的密度和厚度； m 为刚性结构单位面积质量。

对埋设在柔性地基土中的齐地表刚性工事，冲击波正压作用时间较短时，小跨度工事侧壁剪切效应对工事底部动反力及顶、底动力设计荷载具有不可忽视的影响^[82]。若考虑结构侧墙与周围岩土介质的粘结力和摩擦力，则应计入剪切力 $\tau(h, t)$ 影响，表达式为：

$$\tau(h,t) = \rho_1 c_s [v_0(t) - v_h(h,t)] \quad (12d)$$

式中： c_s 为侧壁外土壤剪切波速； $v_h(h,t)$ 为侧墙外深度处土壤介质质点运动速度。

对地基为双层介质，即上层介质较松软，下层介质较坚硬，甚至为基岩的情况。核爆冲击波作用下，由于结构运动而在上层软土中产生的应力波，将在两层介质界面上产生反射，而且当软土层不太厚时，将在界面与结构底板之间来回产生多次反射。根据一维平面波理论，当软土层处于加载情况下，结构顶板压力仍按式(12a)确定，底板反力的表达式为：

$$0 \leq t \leq 2H_2 / c_2, \quad P_g(t) = \rho_2 c_2 v(t) \quad (13a)$$

$$t > 2H_2 / c_2, \quad P_g(t) = \frac{2 \frac{\rho_2 c_2}{\rho'_2 c'_2} \rho_2 c_2 v(t) + \frac{\rho_2 c_2^2}{H_2} (1 - \frac{\rho_2 c_2}{\rho'_2 c'_2}) W_0(t)}{1 + \frac{\rho_2 c_2}{\rho'_2 c'_2}} \quad (13b)$$

式中： H_2 为软土层厚度； ρ_2, c_2 和 ρ'_2, c'_2 分别为地基上、下层介质的密度和塑性波速； $W_0(t)$ 为底板的整体位移。当地基上层介质不太厚，即 $t = 2H_2 / c_2$ 较小时，式(13b)也可近似应用于 $0 \leq t \leq 2H_2 / c_2$ ，误差不大。上式表明，当 ρ'_2, c'_2 趋近于无穷大时，相当于地基下层介质为基岩，式(13b)变为 $P_g(t) = \frac{\rho_2 c_2^2}{H_2} W_0(t)$ ，即为文献[83]中的相应公式；当 $\rho_2 c_2 = \rho'_2 c'_2$ ，相当于无限深软土地基（均匀介质地基）情况，式(13b)即变为(13a)。

在卸载条件下，结构顶板上的相互作用的压力按式(12b)、(12c)确定；由于结构复土层中形成结构卸载波和地表卸载波时，地基土层中并未出现底板压力减少的情况，底板相互作用动压力计算公式和加载条件下的相同。

一维平面波理论将核爆冲击波简化为平面波，对地下结构的顶板计算具有一定精度，能够满足工程需求。但其将结构平面尺寸视为无限大也必将造成误差，实际结构跨度尺寸有限，压缩波与结构相互作用时会在结构角点发生衍射现象并引发能量耗散，这是一维平面波理论无法考虑的，因此会造成某些情况下顶板荷载、结构位移等计算结果偏大。此外，试验得到的结构顶板荷载波形“变窄”现象用一维平面波理论也难以解释。为此在结构计算中考虑结构—介质相互作用的二维效应十分必要，当土中浅埋结构纵长方向远较其他二个方向大时，可按平面应变问题求解。根据二维弹性波动理论，结构底部荷载不仅与结构运动速度有关，还与结构位移项及位移积分有关^[84]。对受冲击荷载的地表无限长条刚性基础，均匀分布的底部反力 $R(t)$ 可按式(14)确定，式中 ρ, c_p 为介质密度和压缩波速度； D_w, A, α 为介质常数；对平面问题取 $L=2$ ； F 为结构顶、底板受载面积； $w(t)$ 为土体位移。

$$R(t) = F \cdot P_g(t) = \rho c_p F \frac{dw(t)}{dt} + \rho c_p^2 L A_v w(t) + \frac{\rho c_p^2 L (D_w - A_v)}{2[\alpha F / (L c_p)]^3} \int_0^t w(t-\tau) \tau^2 e^{-\tau \frac{L v_p}{\alpha F}} d\tau \quad (14)$$

上式右边第一项反映了一维效应，第二项反映地基动刚度，第三项则反映辐射阻尼和地基效应的积分项，在工程范围内该积分项可忽略不计。试验数据和数值计算表明^[85,86]，用一维波平面理论确定顶盖荷载在数量上能够与实验结论相吻合，但对底板荷载则误差较大，随结构跨度减小，二维效应越发显著，表现为位移项的影响越来越大，此时浅埋结构底板荷载应按式（14）前两项近似表示。文献[81，87-88]将土体视为无限、均匀、各向同性线弹性介质，结构视为只考虑整体沉陷、忽略构件变形的刚性均质夹塞物，将问题转化为求解无限弹性介质中平面入射波作用下可动刚体的散射问题。文献[89]将系统总波场视为由入射波场、结构边长处反射波场和转角处衍射波场组成的加载波场和结构平动、转动形成的卸载波场的线性叠加，分析了无限介质中爆炸波与地下箱型结构的相互作用，推导了顶板和底板荷载公式。其中的位移项即考虑了二维效应。但该方法认为结构与介质刚性接触，没有考虑弹性垫层的影响，且在波传播受到较多干扰的情况下应用受限。

顶板荷载：

$$\sigma_j(t) = \frac{\rho_s c_p}{L} \left\{ 2L \left[u^{(i)}(t) - U(t) - v(t) \right] - 2t c_p \left[u^{(i)}(t) - U(t) - v(t) \right] + c_p \left[\chi u^{(i)}(t) - A' U(t) - A' v(t) \right] \right\} \quad (15a)$$

底板荷载：

$$\sigma_g(t) = 2\rho_s c_p \left[U(t) + v(t) \right] + \frac{1}{L} \rho_s c_p^2 \left\{ A' \left[U(t) + v(t) \right] - 2t \left[U(t) + v(t) \right] \right\} \quad (15b)$$

式中： L 为刚性结构顶板宽度； $u^{(i)}(t)$ 为入射波位移矢量分量； $U(t)$ 、 $v(t)$ 分别为结构整体沉陷和弹性变形引发的位移； A' 为可动刚体合力系数； χ 为转角处衍射柱面波序列； ϑ 为结构边缘与波前法线间的夹角。

按文献[90]中试验条件分别运用式（12）和式（15）进行计算，得到的结构压力曲线与试验压力对比列于图 19。图中显示对于顶板压力，一维弹塑性波动模型计算压力在加载段与试验吻合较好，但无法反映荷载“变窄”现象，而考虑二维效应的模型计算在该阶段则能较好的与试验吻合；对底板压力，不仅与结构速度有关，还与结构位移项、位移积分项有关，一维波动模型计算压力与试验偏差较大，而二维模型计算压力曲线则与试验波形基本吻合，但没有出现第二峰值，原因在于底板荷载主要由地基反力决定^[81]，波动效应不太明显，而试验曲线出现第二峰值是由于试验中结构基坑回填土层下尚有未扰动的原状地基土，底部荷载在二者分层界面上反射所致^[85]。

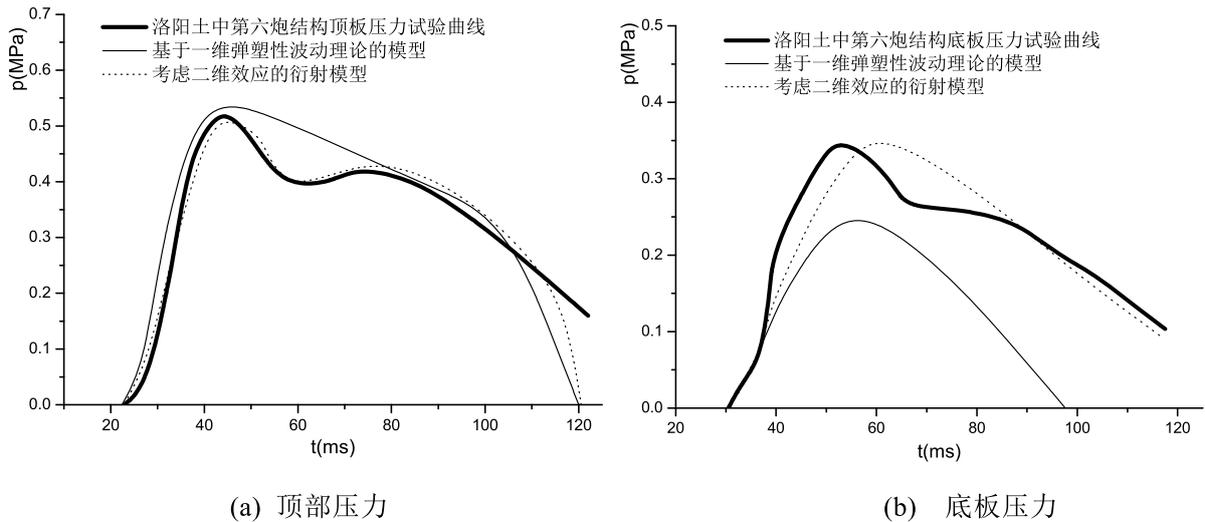


图 19 两波动理论模型计算压力与试验压力波形的对比图

从理论上分析, 图2 (见25卷第4期37页) 给出了介质近区应力波图形, 浅埋刚性结构顶板峰值荷载出现在入射压缩波升压时刻 t_{ch} , 在 $t < t_{ch}$ 时刻不考虑覆土中卸载波的影响^[1], 图2显示在应力 σ 和速度 v 达到峰值前, 介质位移 w 很小, 故确定顶板荷载峰值时不考虑二维效应与试验结果相差不大, 但随着顶板荷载的进一步发展, 由于土介质位移的相对增加, 摩擦作用承担了部分荷载, 出现荷载下降的所谓“变窄”现象。而底板荷载达到最大值时, 卸荷波已充分发展, 图中曲线表明在应力和速度下降阶段介质位移不断增大, 并在受限变形下进一步克服摩擦力做功, 此时确定底板荷载时忽视二维效应则会产生较大误差。

(2) 圆柱型、直墙圆拱型结构

对圆柱型或直墙圆拱型地下结构, 当前动力分析时常假设爆炸波阵面曲率半径很大、结构几何尺寸相对较小且各点同时受载, 按一维波平面^[91]传播和反射理论, 结合试验数据确定结构荷载。文献[92-94]依据集中质量法将结构简化为有限数量自由度的离散体系, 将爆炸波荷载以一系列作用在集中质量上的等效节点力来替代, 运用链杆法以合理数目的弹性链杆表征围岩弹性抗力, 以此考虑岩土与结构相互作用, 构建结构振动理想化模型, 建立体系的动力平衡矩阵方程。图 20、图 21 给出了地下圆柱形和直墙圆拱结构集中质量体系计算简图, 每个爆炸波作用都以一系列作用在集中质量上的动力来代替, 每个力都用波的到达时间 t_{oi} 、波中最大压力 σ_{mi} 及其随时间的变化规律 $\tau_i(\tau)$ 来表示。动载列向量 $P = \{P_i\}_{32}$, 同时 P 也可表示为每个波 k 的列矩阵总和 $P = \sum^n P^k$, n 为同时考虑波的数量, 则每个向量元素可表示为 $P_i^k = S_i^k F_i^k$, $i = 1, 2, \dots, 32$ 。向量 $S^k = [S_i^k]_{32}$ 是第 k 个波作用在结构集中质量上的集中动载的最大值, 可根据沿结构周边分布的波的最大压力 σ_i 确定, 有^[92]:

$$\sigma_i^k = \sigma_m^k [k_0 \cos^2(\alpha^k - \phi_i) + \frac{\nu}{1-\nu} \sin^2(\alpha^k - \phi_i)] \quad (16)$$

式中: σ_m^k 、 α^k ——第 k 个波到达时的最大压力和角度; ν ——泊松比; k_0 ——与刚

性障碍物相遇时波的反射系数，按 $k_0 = 2/[1 + C_1\rho_1/(C_2\rho_2)]$ 确定， C_1, ρ_1 —— 分别表示土中波的传播速度和土壤的密度； C_2, ρ_2 —— 分别表示结构中波的传播速度和材料的密度。 ϕ_i 为结构垂直轴线与各个点上结构表面的法线间的夹角。

向量 $F^k = \{F_i^k\}_{32}$ 的各个元素代表第 k 个波产生的动载荷随时间变化的规律，它可以写成以下形式：

$$F_i^k = \left[\frac{t - t_{0i}^k}{\tau_{1i}^k} \delta(\tau_{1i}^k - t_{0i}^k - t) + \frac{\tau_{2i}^k + t_{0i}^k - t}{\tau_{2i}^k - \tau_{1i}^k} \delta(t - \tau_{1i}^k - t_{0i}^k) \right] \times \delta(t - t_{0i}^k) t_{0i}^k (\tau_{2i}^k - t_{0i}^k - t) \quad (17)$$

式中： t_{0i}^k 、 τ_{1i}^k 、 τ_{2i}^k 分别表示所研究的 i 点上第 k 个波的达到时间、增长时间和波的持续作用时间。第 k 个波的达到时间适合于在角度为 Ψ 的点上确定，它们最接近于波达到时的角度值 α^k ； $\delta(t)$ 函数形式为： $t > 0$ 时， $\delta(t) = 0$ ； $t \leq 0$ 时， $\delta(t) = 1$ 。

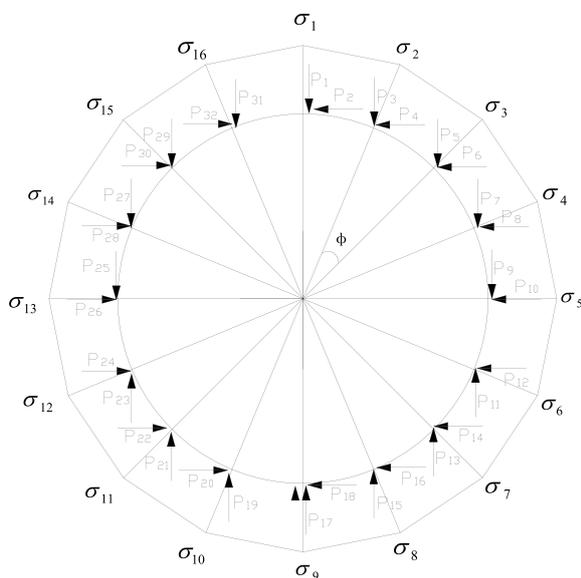


图 20 圆柱形结构集中质量体系计算简图

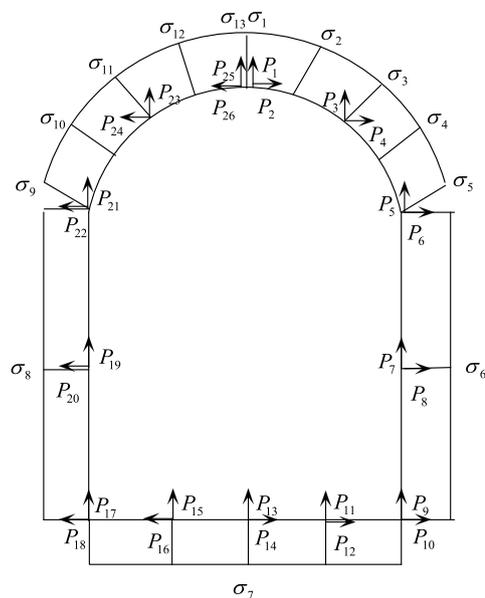


图 21 地下直墙圆拱结构集中质量体系计算简图

上述方法在确定结构动载时考虑了各种爆炸波的组合作用、各个波传到结构入射角的不同、各个波不同时刻具有不同计算参数等因素，忽略结构自身柔性特征，认为波与结构开始作用时结构完全刚性且静止不动，舍弃了结构初期整体运动卸载和局部变形耗能的有利影响，计算得到荷载数值虽然偏大，但从结构抗爆设计角度是安全可靠的。对爆炸波与此类结构相互作用的二维、三维问题，常将介质与结构视为整体系统，根据边界条件和界面耦合条件求解动力学方程，得到系统应力场和位移场。此类问题多属瞬态反应问题，常采用 Laplace 变换处理时间变量，运用数值法求解逆变换^[94,95]。为克服研究非线性问题时数学计算困难，房营光、孙均等^[96]针对爆炸条件下非线性弹性岩土中波与地下单层、多层圆柱形、直墙圆拱形结构的相互作用，提出简化解析计算方法：不考虑自由面影响，把系统基本方程按入射波场小参数展开为各阶线性渐近方程，引用位移函

数解耦方程,利用保角变换函数将非圆周边界变换成圆周边界,采用谐振波叠加法将单个冲击波对结构作用转换为长周期简谐波对结构作用,从而计算整个系统应力场和位移场。该方法避免积分变换求逆困难,减小计算量,计算精度与 Laplace 变换法较一致,适用于分析无限介质中各种形式入射波与结构相互作用。

5 结语

(1) 岩土弹塑性动力本构模型在工程计算中应用广泛,其中综合弹塑性模型考虑了岩土的松弛效应,可较为真实地反映爆炸波传播时介质的变形特性;内摩擦模型能较好地描述爆炸波在岩石近区的衰减;而深部岩体的动力本构模型,则需考虑卸荷条件下能量释放、消耗和转移过程中,体积变形经历弹性回弹和扩容,剪切变形经历峰值前(弹性和内摩擦强化阶段)和峰值后(软化及残余破坏阶段)阶段的性状等岩土破坏机理。

(2) 分析岩土中爆炸波的传播,主要归结为在合理的介质动力本构基础上求解相应波动方程。一维波传播时出现的入射荷载峰值随深度增大而增大的“倒衰减”现象,原因在于传播方向上介质波阻抗的逐渐增大;化爆条件下岩土中压缩波为非平面波,对深埋封闭爆炸可视为无限空间内的膨胀的球对称问题,爆炸波在岩石中的衰减主要位于内摩擦状态区,对浅埋爆炸则需考虑地表面反射对地冲击效应的影响;运用爆炸震塌和贯穿模型研究浅埋爆炸的地面鼓包和成坑效应,可避免求解自由面影响下岩石中复杂的波场问题;爆炸液化的研究的关键在于孔隙水压力的产生、增长和消散,通常以人工合成模拟爆炸地震波,并运用饱和砂土的有效应力平面弹塑性模型求解孔隙水压力。

(3) 深部岩体具有块系构造、高地应力赋存含能等特点,在大规模地下爆炸作用下将表现出不同于浅部岩体的动力学与运动学特征,如超低摩擦现象、摆形波现象和低频准共振现象等,面对复杂的岩体块系构造特性,高地应力特性以及加卸载扰动实际影响,传统的力学理论与方法或多或少呈现出对深部岩体特有科学现象内在机理解释的不尽人意,地冲击能量因子特征参数密切了揭示深部岩体非线性动力现象如超低摩擦现象、准共振及其动力事件如岩爆、诱发地震等相互关联的本质规律,为探明深部岩体力学复杂的静动力学现象与工程响应关键机理开辟了新的研究途径。

(4) 对岩土中爆炸波和结构的相互作用,防护结构设计中体现在结构的爆炸荷载上。现有半经验半理论公式使用简便,但适用范围受限;理论计算中常按一维平面波运动理论,选取合理介质模型确定动载,由于未考虑结构角点衍射带来的能量耗散,计算结构可能偏大;二维衍射模型考虑了低频下位移引起的摩擦效应,计算结果与试验吻合较好,并可解释浅埋框架结构顶板跨中荷载“变窄”是由二维辐射效应所致,可对当前一维平面波计算结果进行误差评估和修正;对爆炸波与地下结构相互作用的二维、三维问题,可考虑自由场动力响应及介质边界、结构对波的散射的影响,将岩土与结构视为整体系统,分析爆炸作用下系统内部的位移场和应力场。

实际上,岩土是多相多组分介质,实际岩体中广泛存在着节理裂隙、地层断裂构造等软弱结构面,理想的本构模型应当能够反映在复杂应力路径和不规则加载情况下,土

的刚度折减、能量耗散、体积变形和剪切畸变耦合以及液化和失稳等全过程^[97]，而当前应用的动力模型大多是在某些方面对实际问题的简化近似。其次，现有理论计算模型中常将结构遇到的较大曲率的压缩波近似为平面波，这在爆源距结构较近的情况下会产生误差，当前对波阵面曲率及其传播方向对结构的影响研究不多。此外，岩土中爆炸波与结构相互作用的影响因素众多，如结构整体沉陷与顶底板变形的耦合、土与结构接触界面的耦合条件、自由边界的影响以及介质变形应力状态的二维、三维性质等，因此二者相互作用问题在这些方面还有待深入的研究。

参考文献：

- [1] 钱七虎, 王明洋. 高等防护结构计算理论[M]. 南京: 江苏科技出版社, 2009.
- [2] 梁霍夫. 岩土中爆炸动力学基础[M]. 刘光寰, 王明洋译. 南京: 工程兵工程学院, 1993.
- [3] 亨利奇. 爆炸动力学及其应用[M]. 熊建国译. 北京: 科学出版社, 1987.
- [4] 钱七虎, 王明洋. 岩土中的冲击爆炸效应[M]. 北京: 国防工业出版社, 2010.
- [5] Baker W E, Cox P A, Westine P S. 爆炸危险性及其评估[M]. 张国顺, 文以民, 刘定吉译. 北京: 群众出版社, 1988.
- [6] Krauthammer T. Modern protective structures (civil and environmental engineering) [M]. Boca Raton: CRC Press, 2008.
- [7] TM5-855-1, Fundamental of protective design for conventional weapons [S]. Washington D C: U S Department of the Army, 1986.
- [8] TM5-1300, Design of structures to resist the effects of accidental explosions[S]. Washington D C: U S Department of the Army, 1990.
- [9] Боданский М Д, Горшков Л М, Морозов В И, Расторгуев Б С. 掩蔽所结构计算[M]. 蔡益燕, 任玉光译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1978.
- [10] 翁智远. 在核工程中考虑土—结构相互作用研究的若干发展[A]. 结构与介质相互作用理论及其应用[C]. 曹志远. 河海大学出版社, 1993:28-37.
- [11] 刘康和, 段伟, 王光辉, 王志豪. 深埋长隧洞勘测技术及超前预报[M]. 北京: 学苑出版社, 2010.
- [12] 郝保田编著. 地下核爆炸及其应用[M]. 北京: 国防工业出版社, 1999.
- [13] 奥尔连科. 爆炸物理学[M]. 孙承纬译. 北京: 科学出版社, 2011.
- [14] 李亮, 赵成刚. 饱和土体动力本构模型研究进展[J]. 世界地震工程, 2004, 20(1): 138-148.
- [15] 赵成刚, 刘艳, 周贵荣, 杜修力. 非饱和土本构模型研究进展[J]. 北京工业大学学报, 2008, 34(8): 820-829.
- [16] 方秦, 柳锦春. 地下防护结构[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010.
- [17] Biot M A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid saturated porous solid [J]. Journal of Acoust, 1956, 28(2):168-191.
- [18] Ляхов Г М. Основы Динамики Взрывных Воли В Грунтах И Горных Породах [M]. Москва: Недра,

- 1974.
- [19] 王明洋,杨林德,钱七虎.爆炸波在饱和土中与障碍物相互作用的解析法[J].同济大学学报, 1997, 25(2): 200-205.
- [20] Humberto Puebla, Peter M. Byrne, and Ryan Philips. Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models[J]. *Can. Geotech. J.* 1997. 34:641~657
- [21]王明洋, 赵跃堂, 钱七虎, 国胜兵. 饱和砂土爆炸液化模型研究[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2001, 2(2): 50-54.
- [22] Ставрогин А Н, Протосеня А Г. Механика деформирования и разрушения горных пород [М]. Москва: Недра, 1992.
- [23] Замышляев Г В, Евтерев Л С, Чернейкин В А. Об уравнении состояния горных пород при эривных нагрузках. ДАН СССР, 1980, 25(2): 322-326.
- [24] В.В. адушкин, А.А. спивак. Подземные взрывы [М]. МОСКВА: НЕУКА, 2007.
- [25] 戚承志, 钱七虎. 岩体动力变形与破坏的基本问题 [M]. 北京: 科学出版社, 2009.
- [26] 解东升, 宋春明, 王明洋, 曹向明, 甄树新. 爆炸荷载下深地下硬岩的动力模型及其数值分析 [J]. 解放军理工大学学报 (自然科学版), 2012, 13(3): 305-310.
- [27] Христианович С А, Шемякин Е И. О динамической сжимаемости прочных горных пород и металлов. ПМТФ, 1964, 3: 9-15.
- [28] 王思敬. 论岩石的地质本质性及其岩石力学演绎 [J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(3): 433-450.
- [29] 龚晓楠, 叶黔元, 徐日庆. 工程材料本构方程 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995.
- [30] WANG Ming-yang, FAN Peng-xian, QIAN Qi-hu, et al. Elastoplastic model for discontinuous shear deformation of deep rock mass [J]. *Journal of Central South University and Technology*, 2011, 18(3): 866-873.
- [31] 王明洋, 解东升, 李杰, 张宁. 深部岩体变形破坏动态本构模型, 岩石力学与工程学报, 2013, 32(6), 1112-1120
- [32] 王明洋, 周泽平, 钱七虎. 深部岩体的构造和变形与破坏问题 [J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(3): 448-455.
- [33] 王礼立. 应力波基础 [M]. 北京: 国防工业出版社, 2005.
- [34] Фомин В М, Гулидов А И, Сапожников Г А. Высокоскоростное взаимодействие тел [М]. Новосибирск: Издательство Соран, 1999.
- [35] Starfield A M, Pugliese J M. Compression waves generated in rock by cylindrical explosive charges: a comparison between a computer model and field measurements [J]. *Int. J. Rock Mech. Min. Sic. & Geomech. Abstr.* 1968, 5(1): 65-77.
- [36] Favreau R F. Generation of strain waves in rock by an explosion in a spherical cavity [J]. *Journal of Geophysical Research*, 1969(74): 4267-4280.
- [37] 王明洋, 葛涛, 戚承志, 钱七虎, 爆炸荷载作用下岩石的变形与破坏研究(I). 防灾减灾工程学报, 2003, 23(2): 43-54.

- [38] Lee I M. Transient ground motion in an elastic homogeneous half space to blasting loading [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996 (15):151-159.
- [39] Achenbach J. Wave propagation in elastic solid [M]. North-Holland Publishing Company, 1984.
- [40] 唐廷. 地下爆炸的地表运动和结构安全评估[D]. 南京: 中国人民解放军理工大学, 2008.
- [41] 戚承志译, 舍米亚金著. 弹塑性理论的动力学问题[M]. 北京: 科学出版社, 2009.
- [42] M. R. Saharan and H. S. Mitri. Numerical Procedure for Dynamic Simulation of Discrete Fractures Due to Blasting[J]. Rock Mech. Rock Engng. 2008,41(5): 641-670.
- [43] 谢定义. 土动力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2011.
- [44] 王明洋, 国胜兵, 赵跃堂, 杨海杰, 赵毅. 饱和砂土动力液化研究进展[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2002, 3(1): 13-18.
- [45] 鲁晓兵, 谈庆明, 王淑云, 张金来. 饱和砂土液化研究新进展[J]. 力学进展, 2004, 34(1): 87-96.
- [46] 李立云, 杜修力. 动载作用下饱和土壤液化的研究述评[J]. 世界地震工程, 2006, 22(2): 39-49.
- [47] 国胜兵. 饱和砂土爆炸液化研究[D]. 南京: 解放军理工大学博士学位论文, 2004.
- [48] Bretz T.E., Soil liquefaction resulting from blast-induced spherical stress waves. AD-A218981,1990.
- [49] Huabert,M.E. Shock Loading of Water Saturated Eniwerek Coral Sand[D]. Colorado State University, Fort Collins, Colorado. 1986.
- [50] Bolton,J. Undrained Conference Compression Behavior of Saturated Sand and Silt[D]. Colorado State University, Fort Collins, Colorado. 1989.
- [51] Geroge E. veyera and Wayne A. Charlie. An experimental laboratory facility for studying shock-induced liquefaction[J]. Geotechnical Testing Journal. GTJODJ. 1990. 13(4): 312-323.
- [52] Jacobs, P. Blast Induced Liquefaction of an Alluvial Sand Deposit[D]. Colorado State University, Fort Collins, Colorado. 1988.
- [53] Prater, E.G., Pressure wave propagation in a saturated soil layer with special reference to soil liquefaction[C]. Proceedings 5th international symposium on military application of blast simulation, Royal Swedish Fortifications Administration, Stockholm, Sweden, 1977.
- [54] Rischbieter, F., Corvin P., Metz, K.and Schaepermeier, E. Studies of Soil Liquefaction by Shock Wave Loading[C]. Proceedings 5th International Symposium on Military Application of Blast Simulation, Royal Swedish Fortifications Administration, Stockholm, Sweden, 1977.
- [55] Charlie, W.A. and Veyera, G. Doehring, D.,and Abt, S. Blast Induced Liquefaction Potential and Transient Porewater Pressure Response of Saturated Sands[R]. Final Report to Air Force Office of Scientific Research, Granc No. AFOSR-30-0260, Belling Air Force Base, Washington, D.C., 1985.
- [56] Allen, N.F., Richart, F.E. and Woods, R.D., Fluid wave propagation in saturated and nearly saturated sands[J]. Journal of the Geotechnical engineering division, ASCE, 1980, 106(GT3): 235-254.
- [57] 国胜兵, 潘越峰, 高培正, 王明洋, 钱七虎. 爆炸地震波模拟研究[J], 爆炸与冲击, 2005, 25(4), 335-340.
- [58] 王明洋, 赵跃堂, 钱七虎. 饱和砂土动力特性及数值方法研究[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(6),

- 737-742.
- [59] Kurlenya M V, Oparin V N, Vostrikov V I. Effect of anomalously low friction in block media[J]. Journal of Applied Mechanics and Technical Physics, 1999, 40(1): 1116-1120.
- [60] 王明洋, 戚承志, 钱七虎. 深部岩体块系介质变形与运动特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2825-2830.
- [61] 范新. 深部岩体的变形与动力破坏效应研究[D]. 解放军理工大学工程兵工程学院, 2006.3
- [62] Kurlenya M V, Oparin V N, Vostrikov V I. Pendulum-type waves, Part I .State of the problem and measuring instrument and computer complexes[J]. Journal of Mining Science, 1996, 32(1): 159-163
- [63] Kurlenya M V, Oparin V N, Vostrikov V I. Pendulum-type waves, Part II . Experimental methods and main results of physical modeling[J]. Journal of Mining Science, 1996, 32(5): 245-273
- [64] Kurlenya M V, Oparin V N, Vostrikov V I. Pendulum-type waves, Part III .Data of on-site observations[J]. Journal of Mining Science, 1996, 32(7): 341-361
- [65] M.V.Kurlenya and V.N.Oparin. Problems of Nonlinear Geomechanics. Part II[J]. Journal of Mining Science, 2000, 36(4):304-326.
- [66] 王明洋, 李杰. 深部岩体非线性力学能量原理与应用, 岩石力学与工程学报, 已录用
- [67] Clough R, Penzien Joseph 著, 王光远译校. 结构动力学[M]北京: 高等教育出版社, 2006.
- [68] 唐廷. 地下爆炸的地表运动和结构安全评估[D]. 南京: 中国人民解放军理工大学, 2008.
- [69] В.В.адушкин, А.А.спивак. ГЕОМЕХАНИКА КРУПНОМАСШТАБНЫХ ВЭРЫВОВ[M]. МОСКВА: НЕДРА, 1993.
- [70] 毕佳, 严松源, 唐德高. 接地爆炸条件下 RC 柱壳动力响应的研究[J]. 工程力学增刊, 1996: 436-438.
- [71] T.Kobayashi.et al, Forced vibration test on large scale model on soft rock site (embedment effect test on soil-structure interaction) .Transactions of SMIRT-11 Vol.K,pp. 129-134.
- [72] 申祖武, 刘国强, 王天运, 刘水江. 炸药触地爆炸后核电站安全壳基底振动响应分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(8): 2540-2544.
- [73] M. Kumar, V. A. Matsagar, K. S. Rao. Blast Loading on Semi-Buried Structures with Soil-Structure Interaction[J]. Proceedings of the IMPLAST 2010 Conference. October 12-14 2010 Providence, Rhode Island USA, 2010 Society for Experimental Mechanics, Inc.
- [74] 曹继勇, 张尚根. 人民防空地下室结构设计[M]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
- [75] GB50038-2005, 人民防空地下室结构设计规范[S]. 2005.
- [76] 李国豪. 工程结构抗爆动力学[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1985.
- [77] Котляревский В А, Ганушкин В И, Костин А А, Котляревского В А. Убежища гражданской обороны. Конструкции и расчет [M]. Москва: Стройиздат, 1989.
- [78] Коренев Б Г, Рабинович И М. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия [M]. Москва : Стройиздат, 1981.
- [79] Crawford R E, Higgins C J and Bultmann E H. The air force manual for design and analysis of hardened

- structures [M]. Washington D C: Air Force Weapons Laboratory,1987.
- [80] Design and analysis of structures to resist nuclear weapons effects [M]. ASCE-Manuals and Reports on Engineering Practice, 1985.
- [81] 田强. 核爆炸条件下土中浅埋结构荷载机理与试验结果的对比研究[D].南京: 工程兵工程学院, 1997.
- [82] 俞儒一, 宗福开. 核爆炸作用下土中浅埋刚性结构的二维有限元分析[J]. 工程兵工程学院学报. 1985(1): 29-34, 44.
- [83] 李国豪, 刘泽圻, 林润德. 冲击波对土中浅埋结构的动力作用[J]. 同济大学学报, 1980(3).
- [84] 严人觉, 王贻荪, 韩清宇. 动力基础半空间理论概论[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1981.
- [85] 钱七虎,王明洋.核爆条件下浅埋结构荷载理论与试验结果的对比研究[J].爆炸与冲击, 1994, 14(1): 9-18.
- [86] Pao Y H, Mow C C. Diffraction of elastic waves and dynamic stress concentrations[M]. New York: Crane Russak and Company, 1973.
- [87] Lee V W, Karl J. Diffraction of SV waves by underground circular cylindrical cavities[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1992, 11: 445-456.
- [88] Lee V W, Karl J. On deformation of near a circular underground cavity subjected to incident plane P waves [J]. European Journal of Earthquake Engineering, 1993,7(1): 29-36.
- [89] 吴永忠. 爆炸地震波作用下地下结构动力计算模型及对比研究[D]. 南京: 解放军理工大学, 2013.
- [90] 总参工程兵防护研究所. 浅埋土中结构荷载模型研究[R]. 1987.
- [91] 王年桥. 防护结构计算原理与设计[M]. 南京: 解放军理工大学, 2002.
- [92] 冯淑芳. 深埋地下结构抗爆动力计算方法研究[D]. 南京:解放军理工大学, 2011.
- [93] 冷星. 爆炸地震波作用下地下圆形衬砌结构的动力响应研究[D]. 南京:解放军理工大学, 2013.
- [94] 高盟. 土与衬砌结构动力相互作用的瞬态问题研究[D]. 上海: 同济大学土木工程学院. 2009.
- [95] 陈成振. 爆炸荷载作用下饱和土及准饱和土中隧道的瞬态动力响应研究[D]. 杭州: 浙江大学.2010.
- [96] 房莹光. 岩土介质与结构动力相互作用理论及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- [97] 吴世明. 土动力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.

Review on the Calculation Method of the Interaction between Explosion Wave in Rock and Soil and Structure

Wang Ming-Yang, Gao Kang-Hua

(State Key Laboratory for Explosion & Impact and Disaster Prevention & Mitigation, PLA University of Science & Technology, Nanjing 210007, Jiangsu, China)

Abstract: The interaction between explosion wave in soil and structure is the key problem of blast-resistant structures design. Based on the tests, the rational media dynamic constitutive relationships were introduced and the wave propagation problems were solved. The recent advancements of calculation models and analytical methods on the interaction between explosion wave in soil and underground structure are reviewed. They are categorized into several parts: the dynamic constitutive models of rock and soil, the explosion wave propagation in free field, the influence of ground surface on effect of underground explosion, explosion liquefaction of saturated sandy soil and the interaction between blast wave and structures such as ground building, semi-buried and underground constructions. The conventional dynamic constitutive models of unsaturated soil, saturated soil and deep rock mass are itemized in details. The integrated elastoplastic dynamic constitutive model for rock and soil is introduced, which can reflect relaxation effects of medium. The research achievements for one-dimensional plane wave propagation in inhomogeneous and layered media, explosion effects in rock and deep rock mass, the explosion load for underground structures such as box-framed structure, circular structure and horseshoe structure are emphatically described. The applicable range and main deficiencies of various calculation models and analytical methods are analyzed.

Keywords: Disaster prevention and Mitigation Engineering; Research and Development; Review; Rock and Soil; Explosion wave; Structure; Interaction.

温州平阳万达广场基坑围护设计

杨益洪, 裴伟伟

(温州设计集团有限公司, 温州, 325003)

摘要: 平阳万达广场地下室部分一层、部分两层, 开挖面积广, 深度大, 土质条件差, 为基坑工程的设计和施工增加了一定难度。本基坑工程的重点和难点在于对两层地下室东北角第一道角撑平面的调平处理, 以及对西侧售楼处的保护和两层地下室第一道支撑在一、二层地下室交界处的反力处理, 并且在尽短的时间内完成土方开挖。通过本文的优化设计, 这些问题都得到了很好的解决, 施工也相当顺利。

关键词: 栈桥; 支撑; 排桩; 重力式挡墙; 支墩; 调平

1 前言

本工程基坑开挖面广, 挖深大, 土方量巨大, 且甲方对工期的要求也相当紧。在基坑围护设计的方案阶段也对比了其他几种方案, 经技术论证最终确定了本文的设计方案: 单层地下室部分大部采用重力式挡墙的支护形式, 土方开挖极为便利; 两层地下室部分采用多道水平施工栈桥, 也大大加大了土方开挖进度。平阳万达广场基坑工程和地下室的施工从2013年4月开始动工到2013年11月基本完成, 取得了巨大的时间和经济效益。

2 工程概况

2.1 工程简介

温州平阳万达广场位于平阳县鳌江镇, 场地西侧为府前路, 其余侧为规划道路, 现为空地。府前路已建成, 道路下有给水、雨水、污水等市政管线, 且有大型和重型车辆通行。另场地西侧紧邻地下室边线为平阳万达广场的售楼处, 售楼处已建成, 为两层的框架结构, 采用管桩基础。基坑总平面图见图1。

平阳万达广场为住宅和商业一体化综合体, 工程北边住宅设一层地下室, 基坑普遍开挖深度为5.10米, 其中靠近售楼处处基坑开挖深度较大, 开挖深度为5.10~9.10米。南边住宅和大商业设两层地下室, 大商业部分靠近售楼处处基坑开挖深度为11.30米, 其余部分开挖深度为10.30米; 两层住宅部分基坑开挖深度为8.90~11.70米。另单层地下室和两层地下室交界处高差为5.20米。根据本工程基坑开挖深度, 按省标^[1]本基坑二层地下室和一层地下室靠近售楼处部分定义为一级基坑, 设计时基坑重要性安全系数按1.1考虑; 其余部分单层地下室为二级基坑, 设计时基坑重要性安全系数按1.0考虑。

收稿日期: 2014年12月

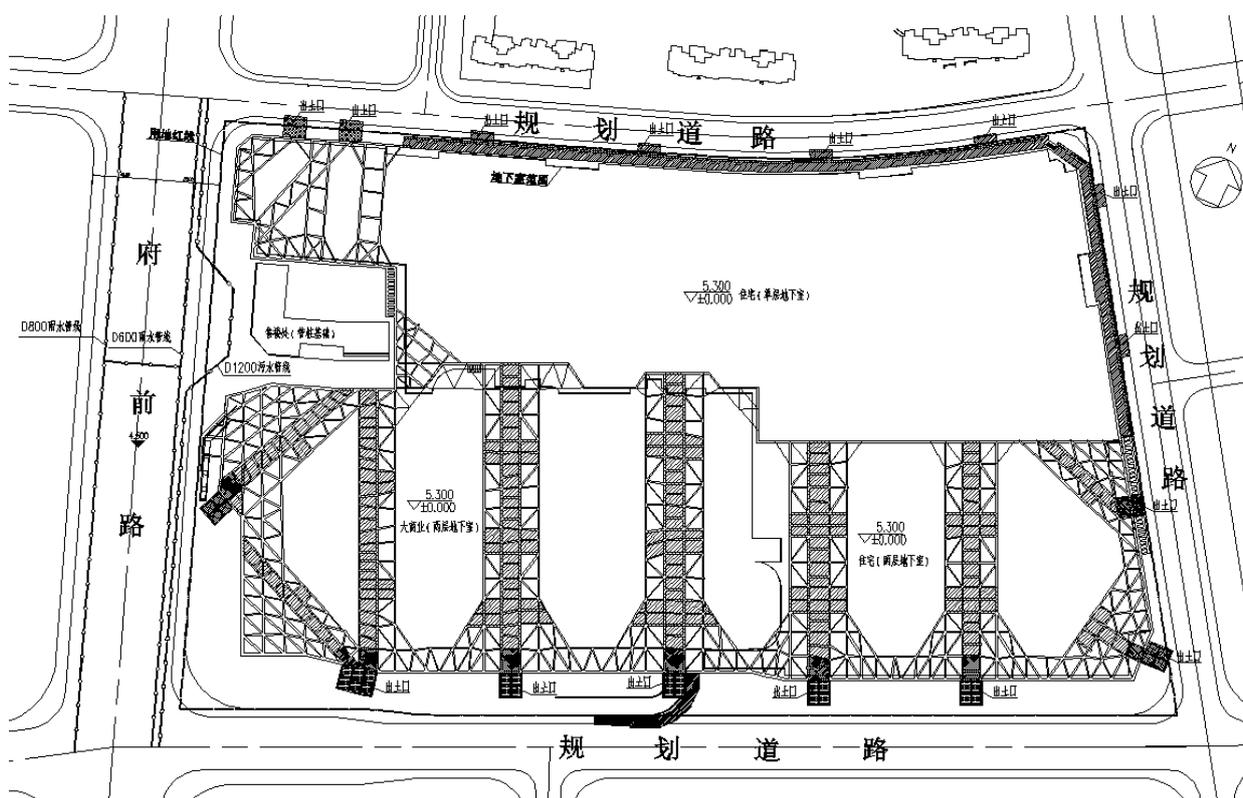


图1 基坑总平面图

2.2 工程特点

平阳万达广场基坑总围护面积约 9.77 万方，围护周长约 1468 米，其中单层地下室部分围护周长约 723 米；两层地下室部分围护周长约 745 米；另单层和两层交界处围护长度约 385 米。属于大型基坑。且周边环境较为复杂，基坑设计、开挖及施工有以下特点：

- (1) 基坑平面面积大（约 9.77 万方），开挖深度大（5.10~11.70m）；
- (2) 地下室层数部分二层，部分一层，且一、二层交界处高差为 5.2 米。
- (3) 基坑西边售楼处为已建建筑，管桩基础，基坑开挖期间需要保护；
- (4) 基坑西侧府前路下埋有较多管线，基坑开挖及施工期间需考虑对道路和地下管线进行保护。
- (5) 本工程土方开挖量巨大，工期紧，基坑支护设计应充分考虑土方开挖及地下室施工方案。

3 工程地质条件

基坑开挖深度影响范围内的土层自上而下分别为：①₀ 杂填土、① 粉质粘土、②₁ 含砂淤泥、②₂ 淤泥、②₃ 淤泥。①₀ 杂填土：结构松散，分布范围小，层厚 0.40~0.80 米；① 粉质粘土：可塑，高-中压缩性，全场分布，层厚 1.20~1.70 米；②₁ 含砂淤泥：土质

不均,流塑,局部软塑,高压塑性,全场分布,层厚 5.70~11.00 米; ②₂ 淤泥:流塑,高压塑性,全场分布,层厚 6.00~14.70 米; ②₃ 淤泥:流塑,揭露厚度 6.60~16.20 米。各土层物理力学性质指标如表 1 所示。

表 1 土层物理力学性质指标

| 层号 | 岩土名称 | 天然含水量 | 重度 | 直剪快剪粘聚力 | 直剪快剪内摩擦角 |
|----------------|------|-------|--------------------|---------|---------------|
| | | w/% | /kN/m ³ | c/kPa | $\phi/^\circ$ |
| ① | 粉质粘土 | 32.0 | 19.1 | 19.0 | 12.0 |
| ② ₁ | 含砂淤泥 | 56.0 | 16.8 | 5.0 | 9.0 |
| ② ₂ | 淤泥 | 61.0 | 16.4 | 5.5 | 8.0 |
| ② ₃ | 淤泥 | 61.0 | 16.4 | 6.0 | 8.0 |

地下水为孔隙潜水和孔隙承压水,孔隙潜水赋存介质主要为粘性土、淤泥,渗透系数一般在 $10^{-6} \sim 10^{-8} \text{cm/s}$ 之间,为弱-微透水层。孔隙潜水水量较小,水位埋深较浅,钻孔中实测地下水稳定水位标高一般在 1.60~3.80m 之间,埋深在 0.20~1.10m 之间。孔隙承压水赋存于冲积圆砾层中,为强透水性层,水迳流条件较好,承压水位埋深一般在 50~60m 左右。

本工程的典型地质剖面如图 2 所示。

4 基坑围护设计方案

4.1 基坑围护方案

地下室局部单层,局部两层,基坑开挖面积大,工期要求紧是本工程的最大特点。结合场地周边情况,本着安全、经济、合理可行的原则,本工程地下室基坑围护采用如下方案:

(1) 单层地下室部分普遍开挖深度为 5.10 米,考虑类似工程经验,可采用重力式挡墙的支护形式,挡墙被动区采用水泥搅拌桩加固。重力式水泥土墙具有最大限度地利用原地基土、不需内支撑、便于土方开挖和地下室施工、材料和施工设备单一特点,且施工时无侧向挤出、无振动、无噪声和无污染,对周边环境影响较小^[2]。另水泥土墙具有止水和支护的双重作用的优点。

(2) 单层地下室西边靠近府前路和售楼处开挖深度大(5.10~9.10 米),且府前路和售楼处在基坑开挖期间需要保护,可采用钻孔灌注桩加一道混凝土内支撑的支护形式,排桩外侧采用双轴水泥搅拌桩止水,被动区采用双轴水泥搅拌桩加固。排桩加内支撑支护方式结构刚度大,对基坑周边影响较小,技术成熟。局部开挖深度较浅且离售楼处较远处采用双排桩的支护形式。

(3) 两层地下室部分开挖深度大(8.90~11.7 米),根据温州地区经验采用钻孔灌注桩加二道混凝土内支撑的支护形式,排桩外侧采用三轴水泥搅拌桩止水,被动区采用三

轴水泥搅拌桩加固。其中中间四道对撑的第一道支撑支撑在一、二层地下室交界处的单层地下室底板支墩上（支墩与单层地下室底板同时浇筑），由于对撑两端有高差，第一道支撑将是倾斜的，倾斜度约 1 度左右。另两层地下室东北角的第一道角撑一边也是支撑在一、二层地下室交界处的单层地下室底板支墩上，角撑两边有 2.2 米的高差，若不采取处理，第一道角撑平面将是一个三维扭曲面，这对支撑受力来说是相当不利的。为保证基坑安全，加做一道倾斜腰梁，将角撑支撑调平到同一个平面上。

高程

(1985 国家高程基准)

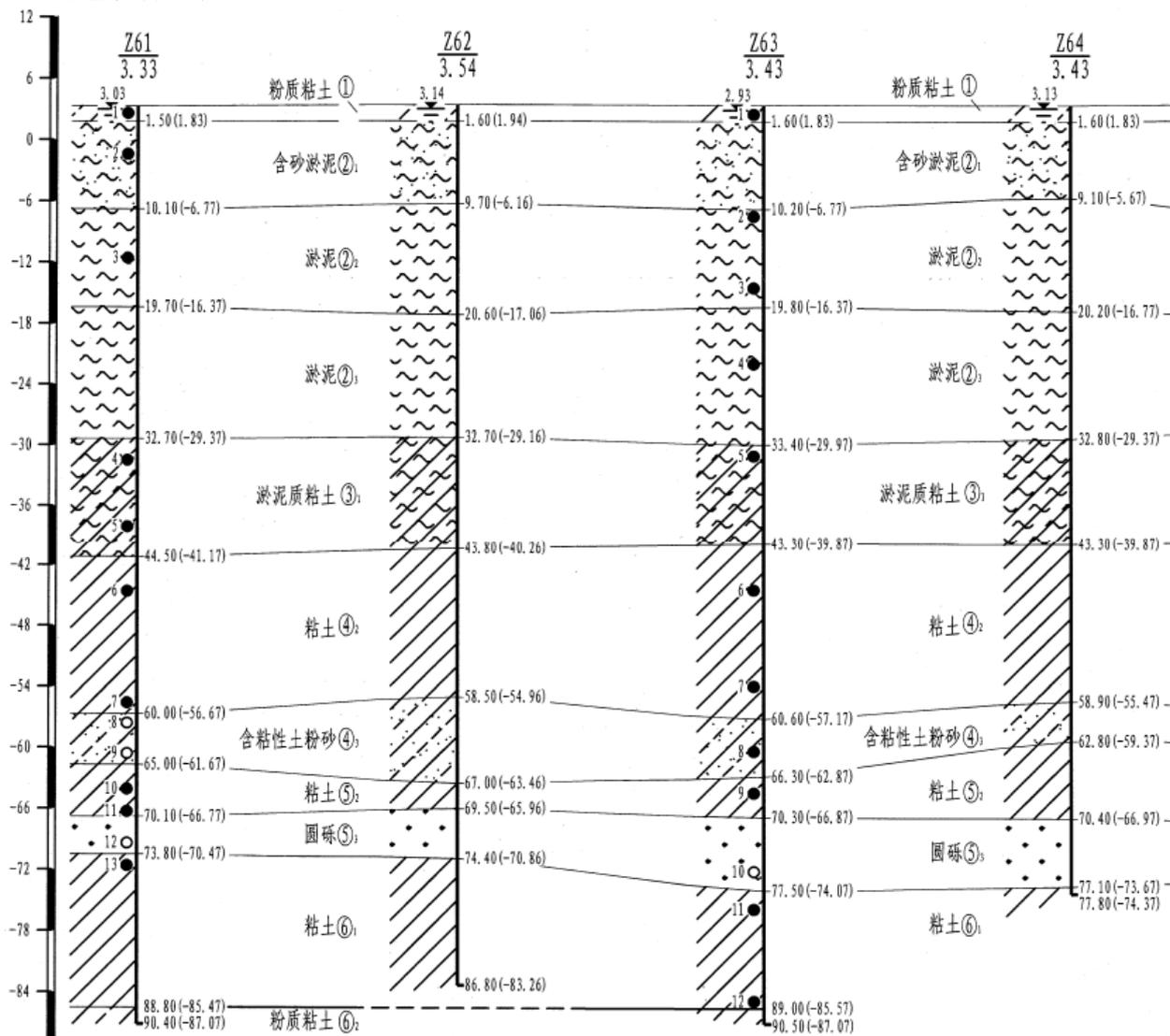


图 2 典型地质剖面图

(4) 由于本工程基坑土方开挖量大，施工工期紧，在第一道支撑上设置水平施工栈桥，可大大加快土方开挖进度。

整个基坑的平面布置图如图 3 所示。

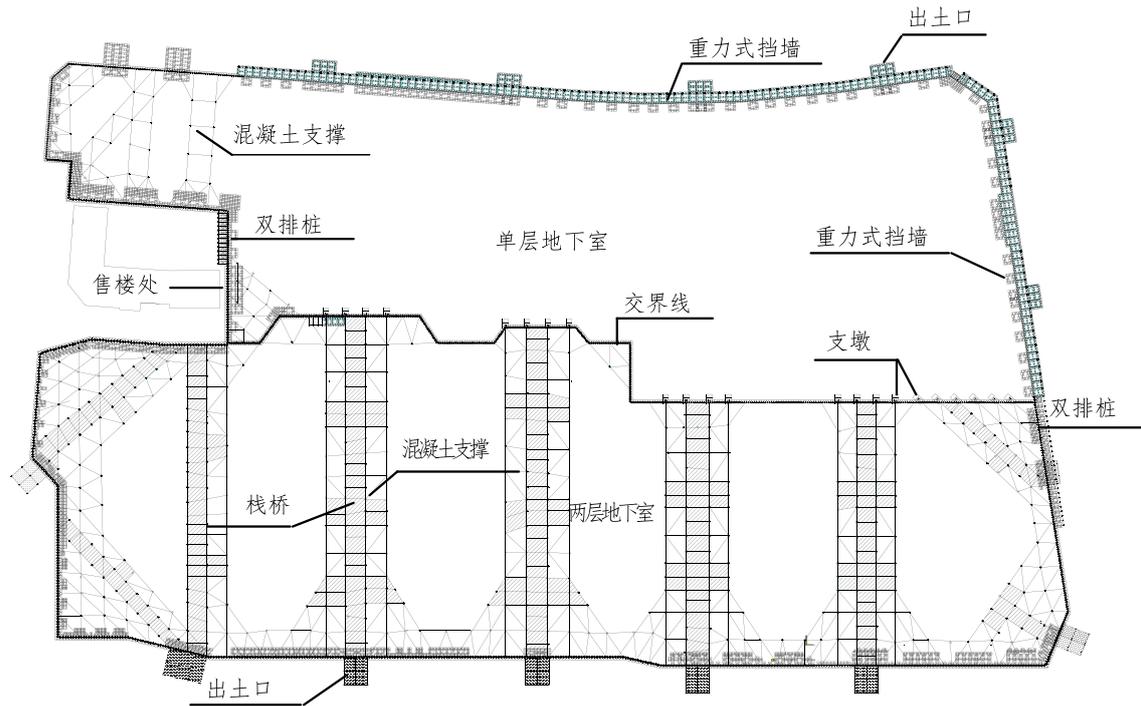


图3 基坑平面布置图

4.2 基坑围护典型剖面图

(1) 单层地下室重力式挡墙典型剖面如图4所示。

从以往的工程实例来看，在温州这个深厚淤泥层地区，单纯的搅拌桩重力式挡墙，不做任何技术处理则基坑深层土体位移较大。目前加固重力式挡墙的技术措施主要从以下四个方面：a) 加设压顶钢筋混凝土板；b) 在水泥土加固体内设置加筋材料；c) 被动区加固；d) 墙体加墩或墙体起拱^[3]。本工程基坑单层开挖深度5.1米，采用的是重力式水泥格栅状挡墙的支护形式。挡墙顶部设置250厚混凝土压顶板，水泥土桩内插毛竹和钢管等加筋体，并在挡墙受拉区打一排 $\phi 600$ 径钻孔灌注桩（每隔3.15米打一根），且重力坝每隔50米左右设置一个出土口（即相当于墙体加墩），通过以上技术处理后，重力坝部分后期监测最大位移仅约5.0cm，取得了良好的效果。

(2) 单层地下室售楼处北边剖面如图5所示。

该剖面围护边线距售楼处外墙壁仅2.3米，且开挖深度大（9.10米），本处采用的是排桩加一道混凝土内支撑的支护形式。排桩采用的是 $\phi 900@1100$ 的钻孔灌注桩，嵌固深度约1:1.97，并对被动区进行了加强。考虑到该剖面距售楼处极近且开挖深，拆撑后排桩悬臂较大，设计采用在拆撑前预先采用钢斜撑换撑，以确保售楼处的安全。

(3) 单层地下室售楼处东侧一、二层交界处的角撑剖面如图6所示。

该剖面位于一、二层交界处，采用的是排桩加内支撑的支护形式，排桩采用的是 $\phi 700@900$ 的钻孔灌注桩。该剖面比较特殊，有两个功能：首先要完成售楼处东边单层地下室（开挖5.10米）的基坑支护，待该处地下室底板浇筑完成且支撑拆除后将桩顶标高凿至-6.15，再在桩顶做暗梁（暗梁顶标高同底板面），作为一、二层交界面（开挖5.20

米)处的围护桩,以完成后续两层地下室的基坑支护。

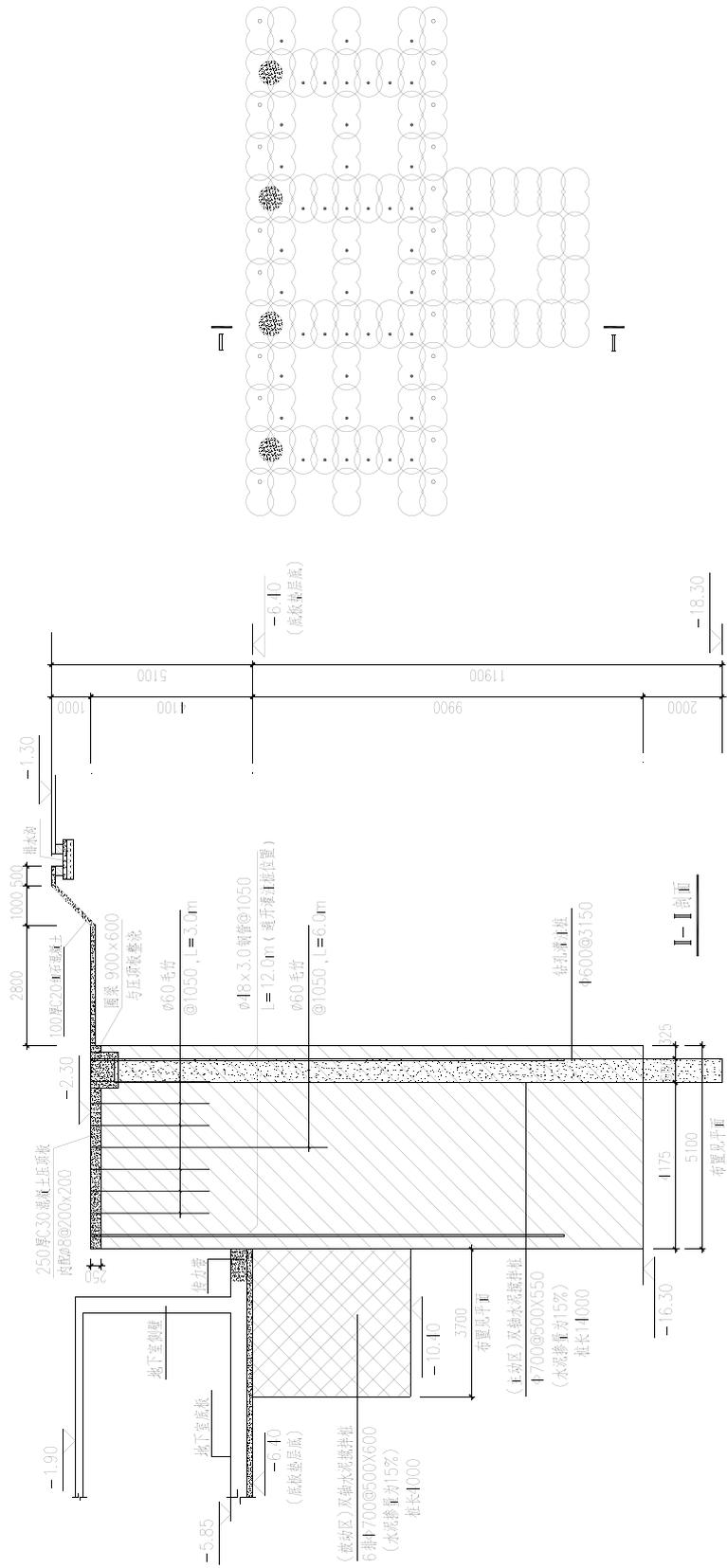


图4 重力式挡墙典型剖面图

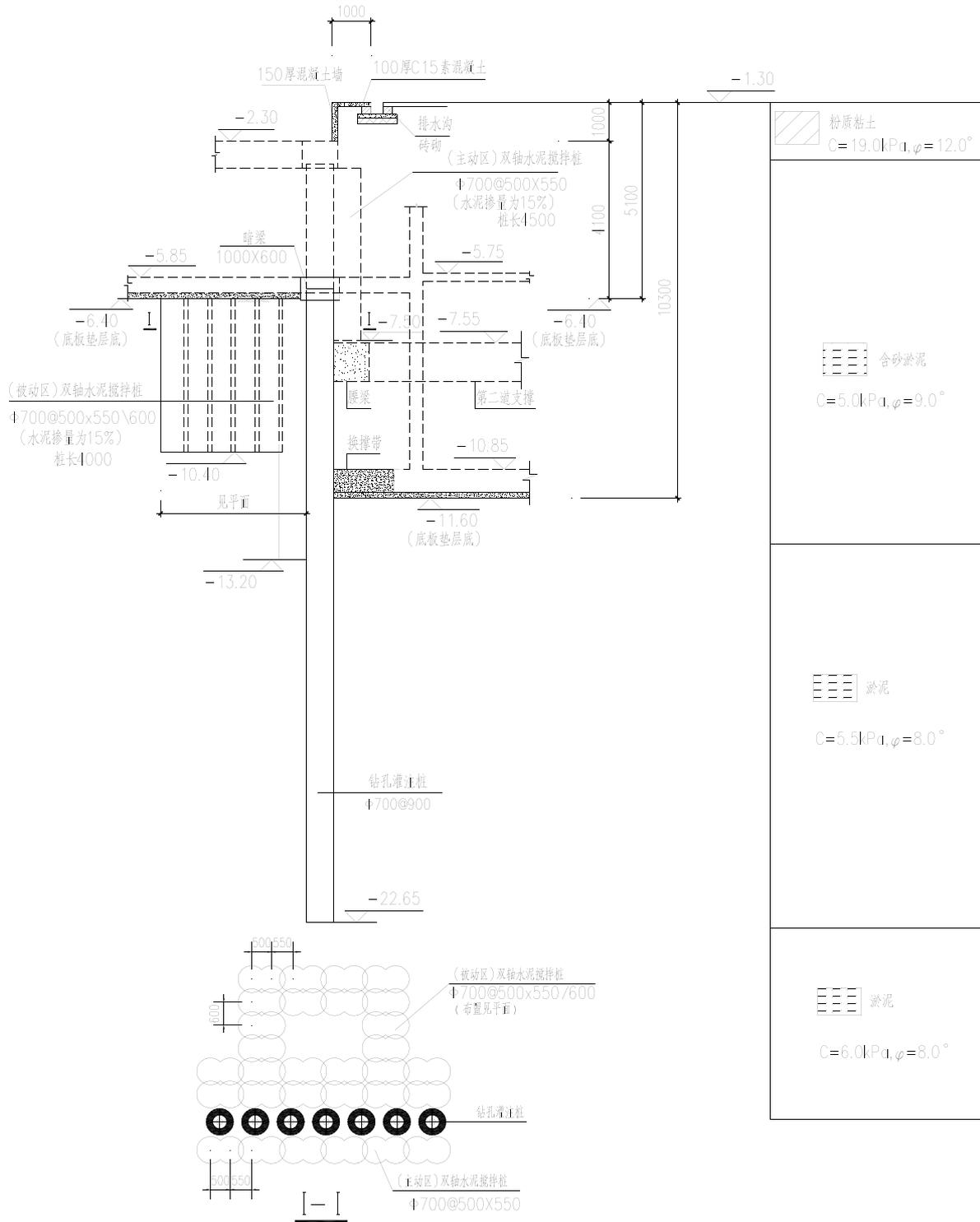


图 6 单层地下售楼处东侧一、二层交界处的角撑剖面图

(4) 两层地下室对撑处剖面如图 7 所示。

本剖面采用的是排桩加两道内支撑的支护形式。北边为一、二层地下室交界处，开挖 5.20 米，采用 $\phi 700@900$ 的钻孔灌注桩；南边开挖 10.30 米，采用的是 $\phi 900@1100$ 的钻孔灌注桩，被动区采用三轴水泥搅拌桩加固。第一道支撑北边支撑在已做好的单层地

下室底板混凝土支墩上，待负一层底板浇筑完成、第一道支撑拆除后，再将支墩凿除，完成底板连接。

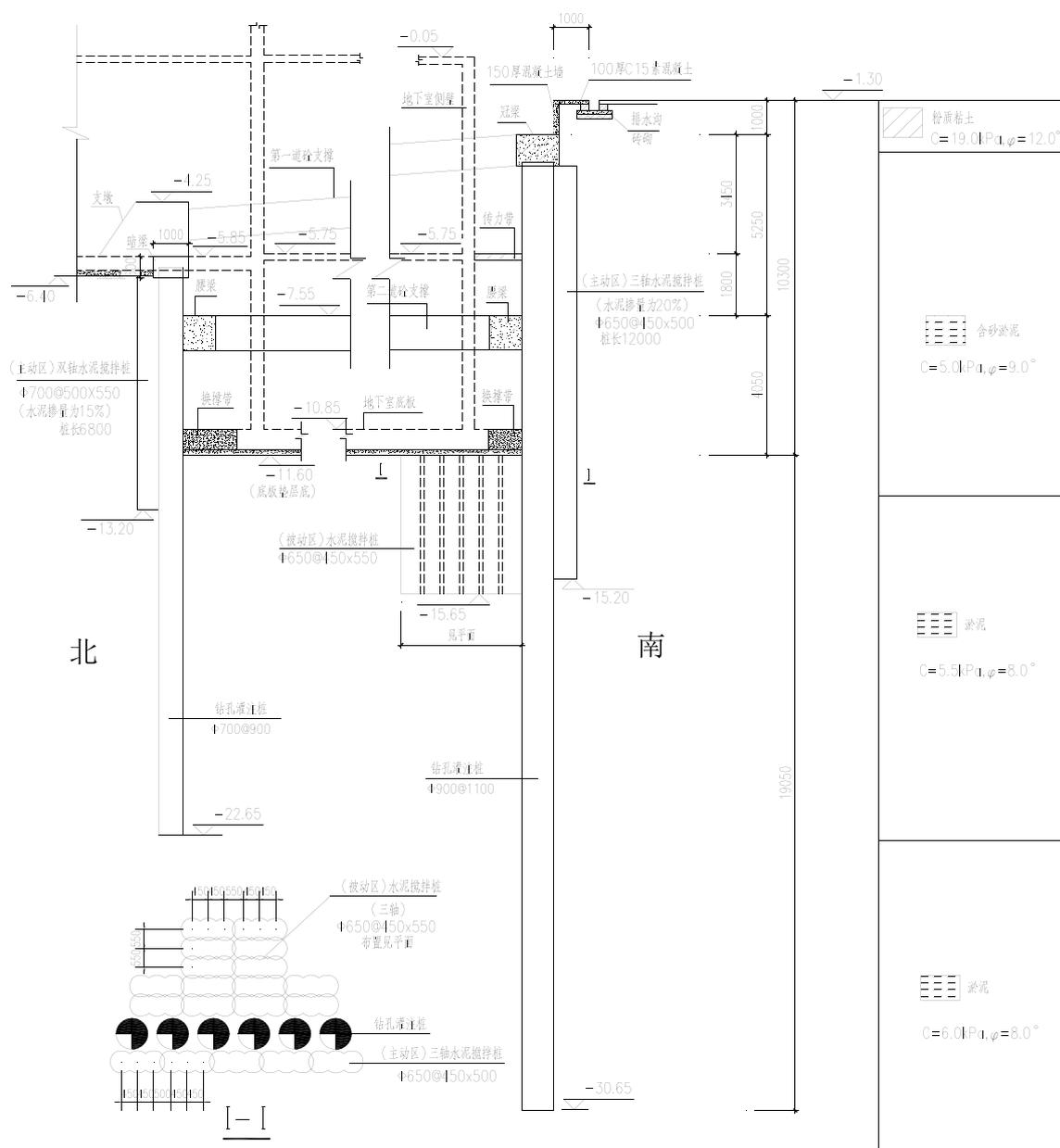


图 7 两层地下室对撑处剖面图

(5) 两层地下室东北角角撑剖面如图 8 所示。

如前所述，该处角撑一端支撑在一、二层交界处的支墩上，若不处理，支撑两边会存在 2.20 米高差，整个角撑平面将是三维扭曲面。该剖面采用调平措施使整个角撑处于同一平面内受力，即做一道倾斜的腰梁，腰梁位于一、二层交界处的一端梁顶标高为-4.50（即与支墩处支撑梁顶标高一致），另一端梁顶标高位于冠梁底。剖面围护桩采用双排桩（内排为 $\phi 900@1100$ 、外排为 $\phi 700@2200$ ），是因为这里腰梁倾斜，导致土方挖到第一道支撑垫层底时，围护桩最大会产生近 4.50 米的悬臂受力，为保证基坑安全这里采用了双排桩加强措施。

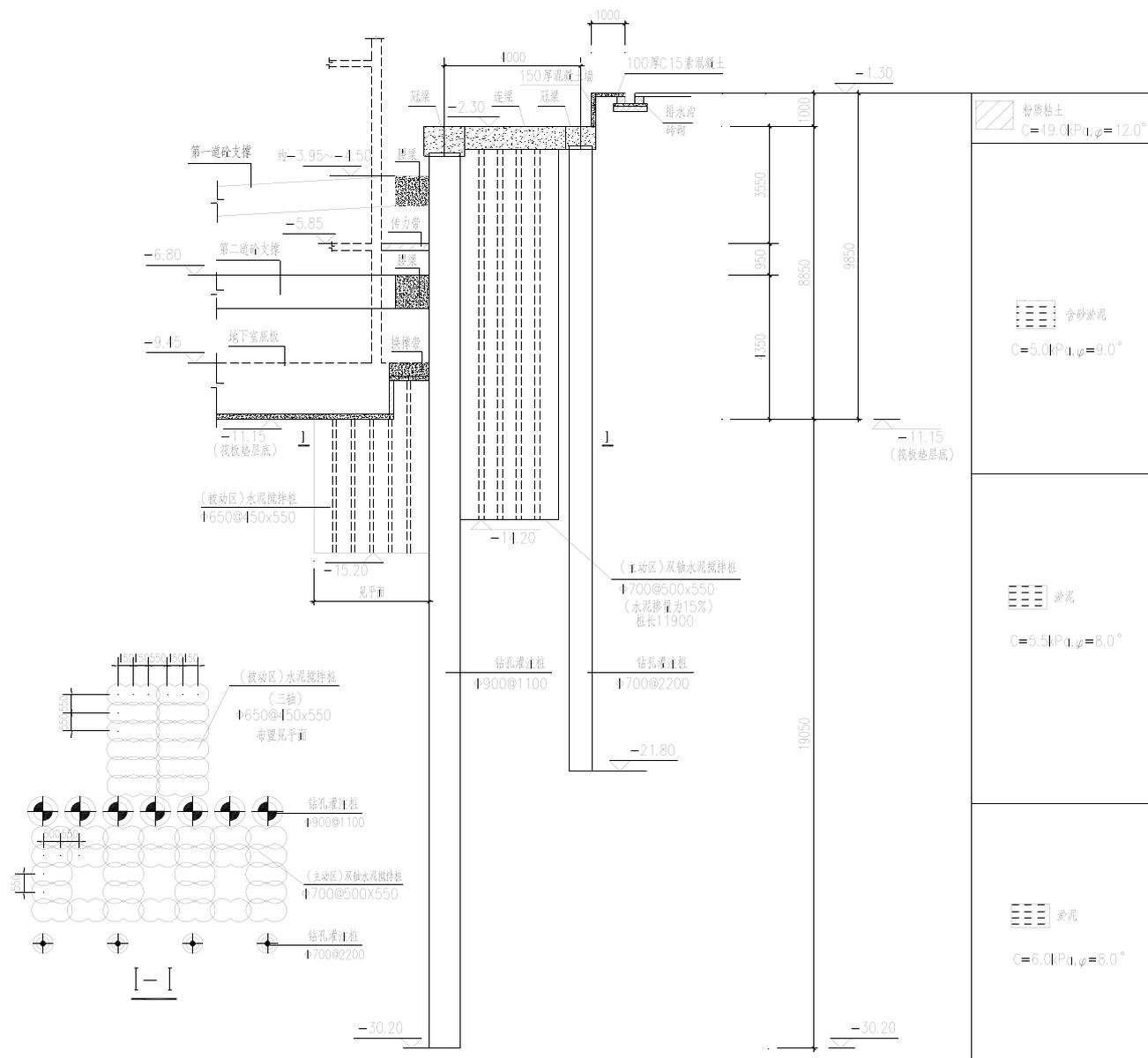


图 8 两层地下室东北角角撑剖面图

5 土方开挖

本工程地下室北边单层南边两层，土方开挖的整体原则是“先浅后深”，即先开挖单层地下室的土方，再开挖两层地下室的土方。这里着重介绍售楼处东侧角撑和两层地下室对撑的土方开挖方案，在施工中应引起重视。图 9 为本工程的土方开挖现场照片。

5.1 售楼处东侧角撑施工工况

场地平整，施工水泥搅拌桩、围护桩、立柱桩→开挖土方至冠梁、支撑梁垫层底→施工冠梁、支撑梁→开挖土方到单层地下室底板垫层底→施工单层地下室底板和传力带→临近售楼处剖面采用钢斜撑换撑→拆除内支撑→将一二层交界处临近两层地下室侧的土方放坡开挖至单层地下室底板垫层底，同时将该处围护桩桩顶标高降至-6.15→施工交界面处的底板、暗梁。



图9 6#~13#主楼施工现场

5.2 两层地下室对撑的施工工况

场地平整, 施工水泥搅拌桩、围护桩、立柱桩→一、二层交界处土方放坡开挖至单层地下室底板垫层底→施工单层地下室底板、暗梁、和支墩→开挖土方到第一道支撑梁垫层底→施工冠梁和第一道支撑梁→开挖土方到第二道支撑梁垫层底→施工腰梁和第二道支撑梁→开挖土方至两层地下室底板垫层底→施工两层地下室的底板和传力带→拆除第二道支撑, 施工负一层结构和传力带→拆除第一道支撑和支墩, 施工一层结构。

6 基坑监测

本工程基坑面积大、开挖深, 在施工过程中应进行监测, 做到信息化施工。施工监测内容包括^[4-5]:

- (1) 土体深层水平位移 (测斜);
- (2) 支撑立柱桩的竖向位移;
- (3) 混凝土内支撑杆件的轴力;
- (4) 支撑杆件的水平位移;
- (5) 基坑周边道路管线以及周边地表的沉降。

这里简要介绍测斜孔的监测, 本基坑边线周长较大, 单层地下室部分布置了 19 个测斜孔, 两层地下室部分布置 17 个测斜孔。在基坑的整个施工过程中, 单层地下室重力式挡墙部分最大累计位移为 49.88mm, 内支撑处最大累计位移为 46.12mm。两层地下室最大累计位移为 90.97mm, 深度位于 12.50 米处。该测斜孔位于售楼处南侧, 此处开挖深 11.30 米, 但位移基本稳定, 来回波动, 没有发生突变, 并不影响售楼处的正常使用。

7 结语

本工程的成功也是一种经验积累, 可为类似工程提供以下值得参考和借鉴的地方:

(1) 在重力式挡墙的受拉区打一排钻孔桩可有效增强挡墙的整体稳定, 显著减小土体深层位移。从温州地区以往的工程实例来看, 重力式挡墙的深层土体位移一般都很大, 基本都有十几公分甚至几十公分而不得不采取临时补强措施。本工程的优化设计使得重力式挡墙部分最大土体深层位移仅约 5 公分, 值得借鉴。

(2) 对于基坑周边建筑物较近或开挖深度较深的地方, 在拆撑之前预先用钢斜撑换

撑,可有效保证建筑物的安全。

(3) 在一、二层地下室交界处的单层地下室底板上设置混凝土支墩可巧妙解决两层地下室第一道支撑的反力问题。

(4) 当角撑两边存在高低差时,做一道倾斜的腰梁可将扭曲的角撑平面调整到同一平面受力。

参考文献:

- [1] (DB33/T 1096-2014) 建筑基坑工程技术规程[S]. 浙江省标准设计站, 2014.
- [2] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [3] 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会. 深基坑支护技术指南[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [4] (JGJ120-2012) 建筑基坑支护技术规程[S]. 中国建筑工业出版社, 2012.
- [5] (GB50479-2009) 建筑基坑工程监测技术规范[S]. 中国计划出版社, 2009.



第六届中日岩土工程学术会议

第六届中日岩土工程学术会议 (The Sixth China-Japan Geotechnical Symposium) 将于 2015 年 08 月 31 日~9 月 1 日在日本北海道 (Hokkaido, Japan) 举行。会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会和日本地盘工学会共同主办。会议主题是“中日岩土工程新进展”, 会议采用英语交流。会议专题包括: 地下空间技术; 环境岩土工程; 地基处理; 防灾减灾; 桩基工程; 隧道工程; 土的特性及其模拟; 地震工程; 数值模拟。

- 重要日期: ① 2015 年 04 月 15 日前, 提交论文全文;
② 2015 年 6 月 15 日前, 论文录用通知;
③ 2015 年 08 月 31 日~09 月 1 日, 会议召开。

- 注意事项: ①直接提交全文 (.doc 和.pdf 文件);
② 论文格式按照本次会议版式排版 (稍后通知);
③ 所有论文将正式出版(注: 第三届中日岩土工程会议论文集已被 ISTP 检索, 第五届岩土工程会议论文集已被 EI 检索。本次会议论文争取 EI 检索)。

投稿信箱: chinajapanconf6@163.com;

联系人: 姚仰平, 胡伟 (电话: 18628195933), 韩剑 (电话: 18696458497);

联系地址: 清华大学水利系岩土所土力学及岩土工程分会, 邮编: 100084; 北京航空航天大学交通学院机场系, 邮编: 100191。

岩溶地区桩基岩土工程勘察常见问题及预防处理措施

韦兴标, 邓忠, 林建格, 冯周飞

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西柳州, 545006)

摘要: 本文结合岩土工程勘察施工实际情况, 介绍在岩溶地区进行桩基岩土工程勘察施工时, 因岩溶发育等复杂地质条件, 出现未查明溶洞、溶沟或溶槽、破碎带、未处理的事故钻具和未封闭的勘察孔等常见问题及预防处理措施。

关键词: 岩溶发育地区; 桩基岩土工程勘察; 常见问题; 原因分析; 预防处理措施

1 概述

近年来全国大中城市地标性建筑物拔地而起, 其高度不断攀升, 建筑物对地基承载力不断提高, 天然地基远远不能满足现代高层建筑物和重要建筑物等对其承载力的要求, 其基础多采用大直径嵌岩钻(冲)孔灌注桩桩基础; 然而在兴建现代高层建筑物和重要建筑物前, 必须进行岩土工程勘察。在岩溶地区进行岩土工程勘察, 由于岩溶发育等原因导致在钻(冲)孔灌注桩施工中发现勘察时未查明溶洞、溶沟或溶槽和破碎带; 在人工挖孔灌注桩施工中大量岩溶地下水从未封孔的勘察孔涌出来, 造成桩孔内积水无法抽干, 人工挖孔无法进行; 在勘察中因勘察孔深、地质条件复杂而发生钻具埋于孔内无法处理起来, 且在勘察报告未说明, 常给钻(冲)孔灌注桩施工带来难题, 不时遭到建设单位或桩基施工单位的投诉。为提高岩土工程勘察质量, 作为从事岩土工程勘察多年的工作者, 积累岩土工程勘察施工经验与教训, 尤其是岩溶发育地区的岩土工程勘察施工经验, 为同仁在岩溶发育地区的岩土工程勘察施工中提供借鉴。

2 桩基岩土工程勘察的主要目的

(1) 查明建筑场地内各岩土的类型、深度、分布、工程特性和变化规律, 分析和评价场地稳定性和适宜性, 地基的稳定性、均匀性和承载力;

(2) 查明建筑场地内及其附近有无影响建筑场地和地基稳定性的不良地质作用及其类型、成因、分布、规模、发展趋势和危害程度, 查明有无暗滨、暗塘、墓穴、防空洞等对工程不利的埋藏物, 评价其对建筑地基稳定性的影响, 提出整治方案的建议;

收稿日期: 2014年6月

(3) 查明建筑场地内基岩的岩性、构造、基岩面起伏和埋藏深度、岩石风化程度, 确定其坚硬程度、完整程度和基本质量等级, 判定有无溶洞、溶沟或溶槽、临空面、破碎带或软弱互层, 溶洞顶板厚度、溶洞充填情况、充填物性质;

(4) 查明场地的水文地质条件, 具体为查明地下水类型、地下水位及其变化幅度、地下水的补给、迳流、排泄条件及地层的渗透性, 提供防洪设计水位、抗浮设防水位; 判定地下水和地基土对建筑材料的腐蚀性;

(5) 查明场地内不良地质作用, 可液化土层和特殊性岩土分布及其对桩基的危害程度, 并提出防治措施。

3 岩溶地区桩基岩土工程勘察常见问题及预防处理措施

3.1 未查明溶洞等及预防处理措施

(1) 未查明溶洞等的主要原因

a) 岩溶发育, 地质条件复杂; 如柳州市某水泥厂窑尾烟囱扩建工程中, 该烟囱直径 ϕ 5000mm, 扩建后烟囱直径 ϕ 8000mm, 在“一桩一孔”桩基施工勘察中, 共布置8个勘察孔, 其中6个勘察孔遭遇溶洞, 且存在3~5个“串珠溶洞”有4个。

b) 岩溶地区岩层倾角较大, 存在“鹰嘴岩”; 如在柳州某厂技改项目中, 在桩径 ϕ 1500mm的同一根桩内呈“品字形”布置3个勘察孔, 孔距仅为50~70mm, 其中2个孔遭遇溶洞。

c) 建设单位为节约成本, 缩短工期, 在规范允许的基础上, 将详细勘察资料替代桩基施工勘察资料, 而非“一桩一孔”的施工勘察, 如桂林市某房地产项目采用详细勘察资料替代桩基施工勘察, 在桩基施工过程中部分未布置勘察孔的桩孔发现溶洞, 且局部桩孔存在“串珠溶洞”; 又如在柳州市某建筑物同样仅进行详细勘察而没有进行桩基施工勘察, 部分桩孔遭遇上世纪五六十年代的地下防空洞, 在桩身混凝土浇灌过程中, 在灌浆管内外压力差作用下, 部分桩身混凝土流入与桩孔相通的防空洞内, 造成桩身混凝土面骤然下降, 险些造成灌浆管脱离混凝土面, 形成断桩。

d) 在桩基施工勘察中, 尽管在桩位上布置勘察孔, 勘察孔钻入溶洞的底板以下3~5D (D为设计桩径) 且在此范围内岩石完整, 但在桩孔施工过程中, 因桩孔超过设计桩长0.50m却遭遇溶洞, 如柳州市某厂技改项目钻孔灌注桩工程施工中3个桩孔存在这种情况。

e) 在丰水季节进行桩基施工勘察, 大部分清水或泥浆从勘察孔口返出地面, 不容易发现溶沟或溶槽, 而在枯水季节进行钻(冲)灌注桩施工时, 桩孔内泥浆会发生流失, 即泥浆池内泥浆不断减少, 桩孔内泥浆面不断下降。

f) 钻机操作人员上班时间精力不集中, 钻机掉钻没有发现, 没有“守好”溶洞顶板和底板准确位置。

(2) 预防处理措施

a) 为确保勘察资料的准确性, 在岩土详细勘察施工的基础上应进行“一桩一孔”的桩基施工勘察; 尤其是在岩溶发育地区, 还应在“一桩一孔”的桩基施工勘察的基础上进行“一桩多孔”的勘察。

b) 为避免因钻机操作人员精力不集中造成的溶洞顶板控制不准确, 操作人员应严格劳动纪律, 同时加强对钻探操作规程的学习与培训。

c) 尽管勘察孔严格按照规范要求布置, 但由于岩溶地区溶洞、溶沟或溶槽分布的不均匀性和勘察孔布置的局限性, 在桩基施工过程中发现溶洞、溶沟或溶槽, 或地下防空洞, 也是正常的现象, 应按照桩基设计的嵌岩深度进行控制桩长, 确保单桩竖向极限承载力。

3.2 未查明破碎带及预防处理措施

(1) 未查明破碎带的主要原因

a) 工程技术人员对破碎带的认识不足: 什么是破碎带呢? 破碎带是由于断层两盘相对运动的结果, 常使两盘面附近岩石破碎成碎石和粉末, 形成断层角砾岩和断层泥, 再经地表水和风化作用, 岩体破碎严重, 由于其多呈带状分布, 故称破碎带。在岩溶地区进行岩土工程勘察施工, 少见破碎带, 但地质构造作用频繁地区仍存在破碎带, 缺乏对破碎带认识的工程技术人员在野外工作中常无法判定破碎带的情况。

b) 钻探工艺方面的原因: 岩溶地区桩基岩土工程勘察勘探方法主要采用岩芯钻探和土层钻探, 小口径钻探常采用硬质合金钻头和金刚石钻头; 而采用硬质合金钻头钻进的, 因取芯钻机的机械振动而造成岩芯机械破碎要比采用金刚石钻头钻进的严重得多, 编录人员容易将完整性较好岩石误判为破碎岩石, 缺乏经验的编录人员甚至误判为破碎带。

c) 钻机操作人员操作不符合操作规程要求: 操作人员不按照规范要求进行勘察施工, 该起钻不起钻, 造成岩芯在岩芯管内长时间受岩芯管的磨损, 机械破碎严重。

d) 建筑场地内地质条件复杂, 存在破碎带, 如华润(平南)水泥有限公司 $2\times 4500t/d$ 熟料新型干法水泥生产线技改项目主厂房 ZK12~ZK15 孔在 25~35m 存在破碎带, 其中 0~2.5m 为新近填土, 1.3~8.9m 为可塑状~硬塑状红粘土, 6.7~10.2m 为软塑状红粘土, 9.3~15.7m 为强风化灰岩, 14.6~25.2m 为中风化灰岩, 25.0~35.0m 为破碎带, 35.0~43.5m 以下为微风化灰岩, 未外钻穿。

(2) 预防处理措施

a) 现场工程技术人员和编录人员应加强对破碎带相关知识的学习和现场对破碎带的感性认识, 应能依据钻探取上岩芯及其特征判定是否是破碎带。

b) 在破碎带进行小口径岩芯钻探, 为确保采取上的岩芯的完整性和减少钻探设备等振动对岩芯的机械破碎, 钻探工艺上应采取单动双管金刚石钻进工艺和孔底无泵反循环钻进工艺进行勘察施工。

c) 应加强钻机操作人员对操作规程的培训学习, 提高钻机现场操作能力, 严格按照操作规程进行钻机操作。对于破碎带钻探严格控制回次钻探进尺, 通常情况下每个回次进尺控制在 1.50m 以内; 同时还应控制岩芯采取率, 其岩芯采取率应控制在 75%以上, 如果某个回次岩芯采取率低于 75%时, 应停止钻进, 采用带钢丝钻头采取无泵干钻进行岩芯捞取, 确保岩芯采取率不低于 75%。

3.3 勘察孔未封的后果及处理措施

(1) 在勘察工作完成后, 没有按照规范要求对勘察孔进行封孔, 在人工挖孔灌注桩成孔施工中, 常出现因无法抽干桩孔内积水而导致无法施工, 如柳州市某商贸城桩基岩土工程勘察施工中, 因勘察完成后未按照规范要求封孔, 因勘察孔涌水量大, 与柳江河水存在水力联系, 同时该建筑场地内地下水丰富, 造成人工挖孔无法施工。处理措施: 建设单位为保证桩基施工质量且不影响工期, 直接改用钻(冲)孔灌注桩代替人工挖孔桩。

(2) 在勘察工作完成后, 没有按照规范要求对勘察孔进行封孔, 桩孔开挖虽满足设计要求, 但大量流砂从勘察孔涌入桩内而导致桩内积水无法抽干和桩底流砂无法清除。如柳州市人民医院搬迁工程主楼桩基岩土工程勘察施工中, 因勘察完成后未按照规范要求封孔, 部分桩孔虽开挖深度、桩端岩性及入岩深度等满足设计要求, 但大量流砂从勘察孔涌入桩内而导致桩内积水无法抽干和桩底流砂无法清理干净, 无法浇灌桩身混凝土。处理措施: 采用 GY-1 型钻机下钻对孔, 在对好钻孔基础上下套管进行固定; 再起拔钻杆, 下入注浆管, 注入 M30 水泥砂浆对未封闭的勘察孔重新封孔处理。

3.4 未处理事故钻具及预防处理措施

(1) 未处理事故钻具可能造成的后果

在岩溶地区, 尤其是岩溶发育地区进行桩基施工勘察, 由于地质条件复杂, 尤其是勘察孔深度超过 100m 的公路勘察时, 卡钻或埋钻等孔内事故时有发生。勘察时发生卡钻或埋钻等事故, 如果无法将事故钻具处理起来, 将会给桩基施工或公路隧道施工时带来难题, 在钻(冲)孔灌注桩施工中, 钻头常会事故钻具憋坏, 甚至造成钻机损坏。

(2) 预防处理措施

a) 在岩溶地区进行桩基施工勘察, 应考虑勘察孔深度和开孔直径, 充分利用钢套管护壁; 在通常情况下, 考虑终孔直径满足设计要求和便利勘察施工, 应预留一级口径以防备用。

b) 在桩基施工勘察过程中, 如确实发生卡钻或埋钻等事故, 应及时组织力量进行处理, 采取“打、顶、反、透”等措施进行事故处理, 力争将事故钻具处理好, 即打一采用打吊锤的方法处理事故钻具及钻杆, 顶一对于采用“打吊锤”无法处理起来的事故, 采用千斤顶处理事故钻具及钻杆, 反一对采用“打、顶”无法处理好的事故, 采用反管器对事故钻具以上的钻杆进行反起来, 透一对于采用“反管器”无法反出事故钻具, 采取小一径钻具钻穿事故钻具的“脑壳”。

c) 在桩基施工勘察过程中, 如确实发生无法处理好的事故钻具, 在岩土工程勘察报告中应说明清楚, 如事故钻具长度和顶部位置及底部位置, 事故钻具的大小等, 以便桩基施工单位做好预防或处理工作。

4 结束语

在岩溶地区进行岩土工程勘察施工, 应在岩土详细勘察基础上进行“一桩一孔”的桩基岩土工程勘察施工, 尤其是岩溶发育地区还应增加“一桩多孔”的桩基施工勘察, 能增加勘察资料的准确性; 但由于勘察孔布置的局限性和岩溶发育的不规则性, 在桩基岩土工

程勘察施工时未发现溶洞、溶沟或溶槽、地下防空洞等不良地质条件,在桩基施工过程中发现上述不良地质条件,因钻(冲)孔灌注桩桩径大,将大直径钻(冲)孔灌注桩视为桩基岩土工程勘察的延续,同时为确保桩端嵌入完整岩石及其入岩深度和桩基承载力,应按照桩基设计入岩要求控制桩长,确保桩基工程质量。



简讯

中国土木工程学会第十二届全国土力学及岩土工程学术大会

中国土木工程学会第十二届全国土力学及岩土工程学术大会将于2015年7月在上海举办。这次会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会主办,上海交通大学、华东建筑设计研究院有限公司、同济大学、上海市力学学会岩土力学专业委员会、上海市土木工程学会土力学与岩土工程专业委员会等承办。第十二届学术大会是继天津(1962)、武汉(1966)、杭州(1979)、武汉(1983)、厦门(1987)、上海(1991)、西安(1995)、南京(1999)、北京(2003)、重庆(2007)和兰州(2011)召开的前十一届系列会议之后我国土力学与岩土工程领域的又一次学术盛会。

当前我国工程建设规模宏伟、建设投资巨大、建设势头迅猛,因此第十二届学术大会的主题是岩土工程安全与创新,并设有十二个专题:(1)土的基本性质与本构关系;(2)岩土工程勘察、测试与评价技术;(3)基础工程与地基处理;(4)地下工程及深基坑工程;(5)岩土工程数值仿真与信息化技术;(6)土动力学与岩土地震工程;(7)土工构筑物与边坡工程;(8)环境岩土工程及灾害效应;(9)岩土工程中的新技术与新材料;(10)地质灾害及预警与防治;(11)重大岩土工程实录;(12)岩土工程机械设备与施工技术。

联系人:陈锦剑博士,周香莲博士。

地址:上海市闵行区东川路800号上海交通大学土木工程系(邮编:200240)。

E-mail : csmge2015@163.com, 电话: 021-34204833 。

近年来,随着我国工程建设的发展,很多高校和企业开发研究了不少地基处理新技术,并在工程中得到了应用。但受到规范和专利以及体制等限制,新技术的研制,推广应用还不够,特别是产学研合作,协同创新不够!本期特别邀请原河海大学刘汉龙教授(现任职于重庆大学),介绍他和他的团队在地基处理新技术方面取得的科研成果。

现浇 X 形桩技术开发与应用

刘汉龙^{1,2}, 丁选明^{1,2}, 孔纲强³

(1. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆, 400045; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆, 400045; 3. 河海大学, 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 南京, 210098)

摘要: 现浇 X 形混凝土桩(XCC 桩)技术是由河海大学岩土工程科学研究所开发的具有自主知识产权的一种新型桩基专利技术。作为新型异形桩,现浇 X 形桩通过等截面异形周边扩大原理,将圆弧正拱变为反拱,最终形成对称的 X 形截面,达到扩大截面周长、提高承载能力的目的。课题组前期已开展了现浇 X 形桩单桩承载特性、桩土复合地基承载性能的足尺模型试验、现场试验和数值模拟等工作。目前该技术已在高速公路、市政道路等工程的地基处理中得到推广应用,有效控制了路基工后沉降,节省了混凝土材料,取得了较好的社会效益。

关键词: 现浇 X 形混凝土桩; 复合地基; 路堤荷载; 工后沉降

1 引言

我国沿江地区分布着大量淤泥、淤泥质黏土和淤泥质粉质黏土,这使得高速公路建设过程中必须对这些性质很差的软土地基进行加固处理,以增加公路路基的稳定性和减少工后沉降。虽然高速公路地基处理措施和方法较多,但是选择使用不同处理方法,对工程质量、工期和经济效益均有重要的影响。在各种地基处理技术中,各种类型桩的复合地基以其工艺简单、施工方便、施工速度快,工期短,加固处理深度不受限制,适宜各种地质条件,造价低廉等优势,在软土地基处理中得到了广泛应用。开发造价低、承载力高、沉降变形小,并且地基的稳定性增加明显的新桩型成为岩土工程界迫切需要解决的问题。

由于普通沉管灌注桩是非置换型桩,随桩长、桩径的扩大,施工机械需要有更高的压桩力,桩成形困难,桩身浇注质量难于保障,从而制约了桩径不能过大,桩长不能过长,也就限制了通过增大桩径、增加桩长提高单桩承载力的范围。单桩承载力的提高主要采取增

加端阻力及侧摩阻力的措施。增加端承力的措施目前已有许多工艺,并在实际工程应用中取得了良好的效果,如:哑铃桩、扩底桩、桩底注浆等;增加侧摩阻力的工艺有桩侧注浆桩、挤扩支盘桩等。与增加端阻力措施相比,增加侧摩阻力措施的研发发展缓慢。

现浇 X 形混凝土桩(简称 XCC 桩)是根据等截面异形周边扩大原理开发的新型桩基专利技术^[1,2]。该技术是利用一种截面如字母 X 形的钢模代替传统的沉管灌注桩圆形钢模,钢模在 X 形活瓣桩靴的保护下沉入地基中形成 X 形空腔,灌注混凝土后边振动边拔管,X 形活瓣桩靴自动打开,使混凝土进入 X 形空腔内,形成一种 X 形状的现浇混凝土桩。与传统灌注桩技术相比,现浇 X 形混凝土桩具有较大的单位体积材料比表面积,因而可以在不增加工程量的前提下大大提高单桩承载力,从而提高性能价格比。课题组前期已开展了现浇 X 形桩单桩承载特性、桩土复合地基承载性能的足尺模型试验、现场试验和数值模拟等工作^[3-13],并且在理论分析、试验研究及工程实践应用的基础上编制了工程建设标准^[14]。本文系统阐述了现浇 X 形桩的施工机具、技术原理和施工工艺,并对现浇 X 形桩的典型工程应用进行了总结。

2 现浇 X 形桩技术开发

2.1 施工机具

现浇 X 形混凝土桩是处理软土地基的一种有效桩基形式。其机械设备(见图 1~图 5)主要包括:底盘,卷扬机,控制台,塔架,振动锤和 X 形桩身模板。底盘由型钢焊接而成,具有整体刚度大,稳定性好等特点,为上部设备提供一个平台,并且可以有效地降低整个机械设备的重心,使整个机械能保持稳定。卷扬机是整个机械的动力核心,不仅在移动桩机时提供动力来源,并且在上拔桩身模板时提供上拔力。振动锤是将电能转化为机械能的核心,在穿越较坚硬的夹层时,依靠桩基的自身重力不能将桩身模板打设到指定标高时,可以开动振动锤,依靠振动锤的激振力穿越夹层。控制台可以控制整个机械设备的移动,设备的开关,振动锤的振动频率,以及桩身模板的上拔速度。龙门架是整个设备的重要组成部分,是振动锤以及桩身模板的运行平台。桩身模板是整个机械的核心。

桩身模板主要由以下几部分组成:法兰盘,加强筋,进料口,内部加强板,活瓣桩靴。法兰盘主要起连接作用,通过法兰盘使得 X 形桩模与上部的振动锤形成一个整体。为了加强法兰盘与下部模板的链接强度,避免发生疲劳破坏在法兰盘与下部模板之间设置加强筋以增强其整体刚度。通过进料口可以将混凝土等填充料添加进桩身模板内部。整个施工过程中,桩身模板的受力过程是比较复杂的,在沉模的过程中由于内部没有填充料,桩身模板只收到外部土体的压力,是一个受压的过程,在灌注混凝土时混凝土的高度往往大于地面的标高,地面以下部分桩模内外压近似平衡,而地面以上部分又处于张拉的状态,由于整个桩身模板由钢板焊接加工而成,在这种复杂的重复荷载作用下,桩身模板很容易发生疲劳破坏,根据已有经验,为了避免在重复荷载作用下发生疲劳破坏,在桩身模板内部设置加强板以增强其整体的抗疲劳荷载强度。

由于新工艺采用了活瓣桩靴，与已有工艺相比，整个施工过程的得到了很大的改善。首先，活瓣桩靴在设备制作时与桩身模板同时制作完成，解决了预制桩尖需要提前预制的问题。其次，活瓣桩尖由于与桩身模板连接成整体，解决了预制桩尖需要设置保护橡胶垫圈或草绳问题，并且可以和桩身模板自由移动，在打桩过程中不需要人工进行搬运及定位，有效地降低了人工成本。由于可重复利用，降低了材料费，运输费，以及打设时的人工成本，从而使得每延米的造价与预制桩尖相比大大降低。



图 1 桩机设备



图 2 活瓣桩尖



图 3 X形桩模



图 4 桩机就位



图 5 现浇 X形桩桩头

2.2 技术原理

现浇 X 形混凝土桩成桩的技术原理为：

(1) 桩模护壁作用

在振动力的作用下由桩尖封闭的 X 型模板沉入土中后，浇注混凝土；当振动模板提拔时，混凝土从 X 形模板下端注入 X 形槽孔内，一次成孔成桩，空腹模板起到了护壁作用。

(2) 桩体置换作用

现浇 X 形桩属于刚性桩，与碎石桩、CFG 桩等相比，具有更高的桩体模量、强度和承载能力；桩体的置换作用显著，复合地基承载力提高幅度较大。

(3) 挤土密实作用

现浇 X 形混凝土桩在施工过程中，由于振动、挤土等原因，可对桩间土起到一定的密实作用，改善桩间土的特性。

2.3 施工工艺

现浇 X 形桩采用常规振动沉管桩机静压辅助振动，将截面如字母“X”形状的钢模打入地基设计深度，投放填充料、振动拔管、空中补充加填充料，填充料固结成桩；同时可根据设计要求设置钢筋笼。现浇 X 形桩的施工流程如图 6 和图 7 所示。

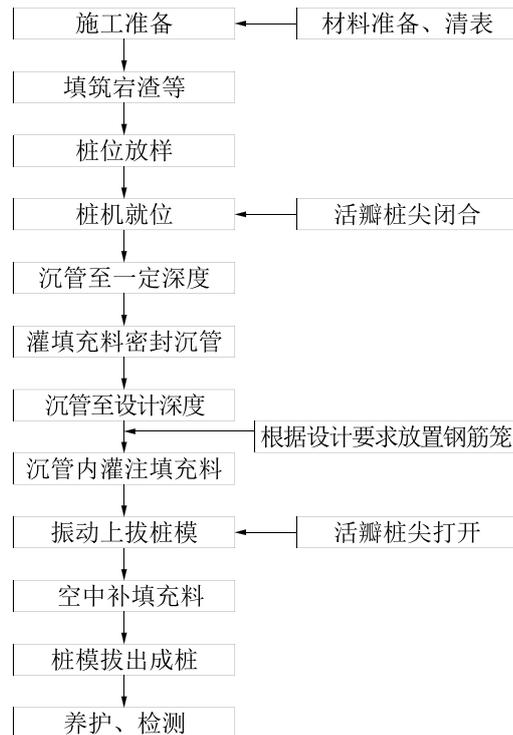


图 6 现浇 X 形桩施工工艺流程

现浇 X 形桩的施工工艺流程主要包括以下工序：

(1) 设备就位。成 X 形孔可以采用常规振动沉管桩机，配装 X 形钢模。设备进场后，按照装配图纸进行组装。根据桩位点，进行振动沉管桩机就位。设备就位后应调整平稳，施工作业人员应从设备正面与侧面两个相互垂直方向，采用吊垂线或利用设备平台用水平尺进行垂直检查，及时调整设备位置，保证机具垂直，并将对准桩位中心点。

(2) 沉 X 形桩模到设计深度。静压辅助振动沉 X 形桩模，开始时先慢后快，同时检查 X 形桩模的偏差并及时纠正。在 X 形桩模沉入过程中发现机具摇晃或难进时，应放慢进尺，防止桩孔偏斜、位移和机具损坏。为达到少扰动地层、低填充料灌入量的目的，沉管穿透表层硬土后，改为静压沉管。

(3) 灌注填充料。通过进料口向桩模内灌注填充料，填充料有足够的自重，使向上拔管时活瓣桩尖能在填充料自重压力下完全打开。

(4) 桩模拔出成桩，移机到下一桩位。桩模完全拔出后，活瓣桩尖使打开的。这时可移机到下一桩位，准备进行下一根桩的施工。

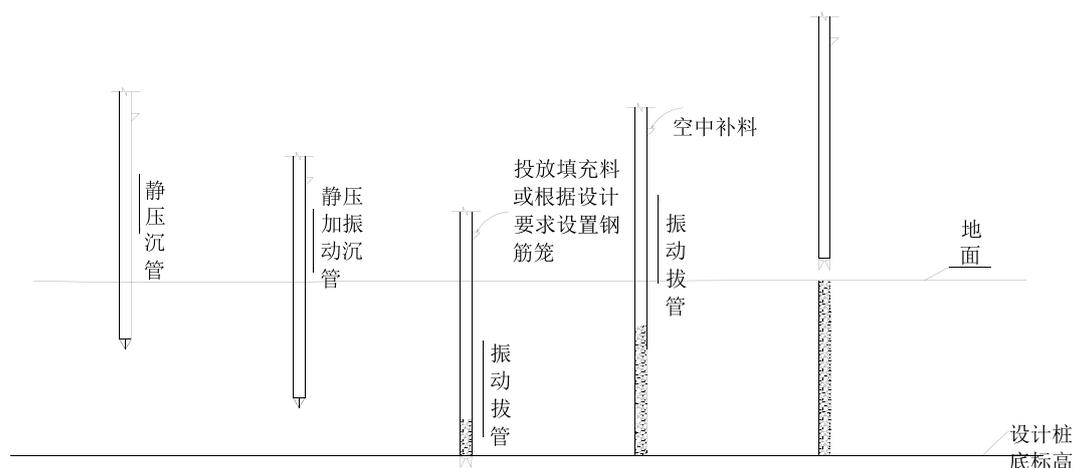


图7 现浇 X 形桩现场施工工艺

3 现浇 X 形桩技术的工程应用

3.1 现浇 X 形桩加固高速公路软基工程

南京长江四桥北接线 N1 标起讫里程桩号为 K2+000~K8+469。其中 K2+235 断面位于桥头过渡段，采用现浇 X 形混凝土桩进行地基处理（如图 8）。



(a) 施工现场



(b) 桩头开挖图

图8 现浇 X 形桩复合地基在南京长江四桥北接线工程的应用

该位置含有较为深厚的①₁层 (Q_4^{al}) 淤泥质（粉质）黏土、淤泥，灰色，流塑，高压缩性，局部含腐植物， $[f_{a0}] = 60 \sim 80 \text{ kPa}$ ， $q_{ik} = 15 \sim 20 \text{ kPa}$ 。该层为本区主要不良地质地层，软土深度近 15m。现浇 X 形桩的设计外包方形边长 a 为 0.61 m，开弧间距 b 为 0.12 m，开弧角度 θ 为 130° ，X 形桩的设计截面面积为 0.1425 m^2 。现浇 X 形桩复合地基桩间距为 2.2 m。图 9 为 K3+235 断面实测沉降数据，图中结果表明：随着路堤填筑荷载的增加，地基

沉降逐渐增加。路堤填筑结束后，地基沉降很快区域稳定，K3+235 断面路堤中心总沉降为 41cm，路堤边缘总沉降为 32cm。

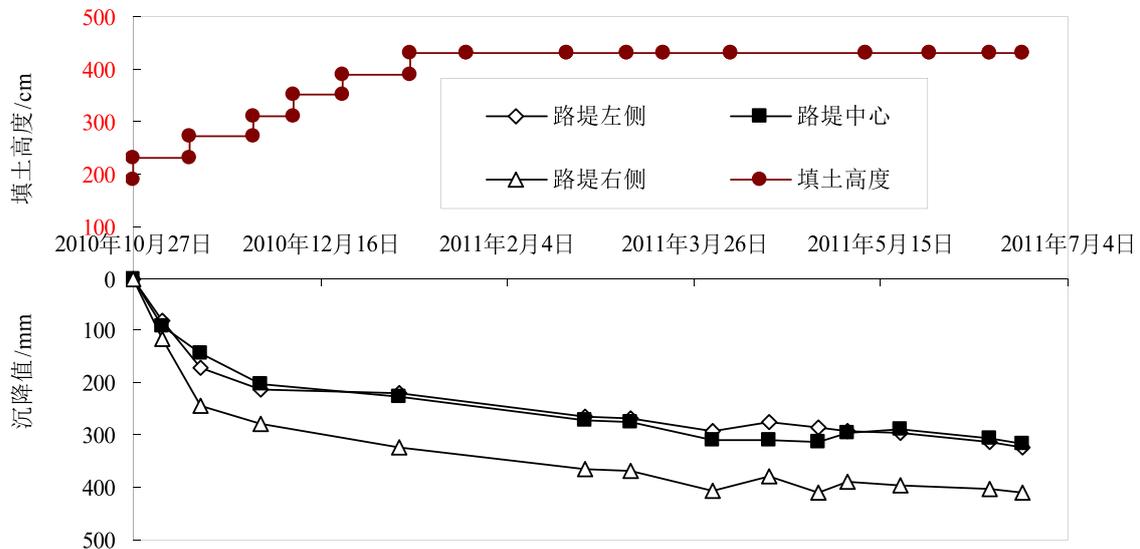


图 9 K3+235 断面实测沉降数据

3.2 现浇 X 形桩加固拓宽路基工程

南京长江四桥南接线栖霞互通位于与 G312 相交处，其中桩号 NK308+880~NK309+080 段为公路拼宽段（如图 10）。



(a) 施工现场



(b) 竣工通车后

图 10 现浇 X 形桩复合地基在高速公路拼宽工程的应用

根据地质资料，路基分布有①₁层软土，层厚 10~12.5 m，深度为 12~17.5 m，压缩性高，强度低，土质较差。由于该路段为公路拼宽段且存在箱涵及其过渡段，应严防新路基与老路基之间的不均匀沉降。现浇 X 形混凝土桩属于刚性桩且施工质量容易控制，检测费用低，适用于该路段软基处理。该路段设计方案为：桩间距 2.0~2.2m，桩长 10~13m。试验段于 2010 年 7 月开始施工，路堤填土高度达 4m，施工期进行了沉降监测（如图 11），监测结果表明，地基经现浇 X 形桩复合地基处理后，路基总沉降量小，稳定速度快，能够

减少路堤的施工工期，避免了路基工后沉降过大引起的新老路堤的不均匀沉降问题，取得了很好的加固效果。

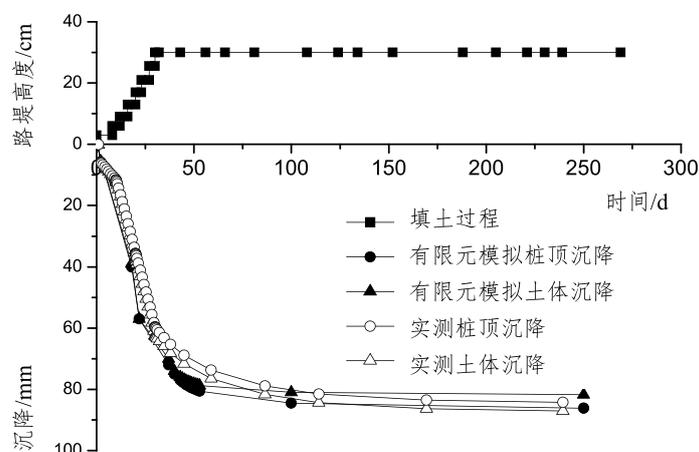


图 11 实测沉降和有限元模拟随路堤填筑的变化曲线

3.3 现浇 X 形桩加固市政道路软基工程

南京河西江山大街，为南京青奥村选址地。江山大街（滨江大道～绕城立交）新建工程经江山广场西延，西连滨江大道，东通绕城高速，为 2014 年南京青奥会的重要公路通道。其中红旗南河桥的东、西桥头（中心桩号 K-1+957.245）和江东南河桥的西桥头（中心桩号 K0+498.729）都采用现浇 X 形桩进行软基处理（如图 12），控制桥头及其过渡段的沉降。



图 12 现浇 X 形桩复合地基加固江山大街路基施工现场

现浇 X 形桩的设计桩长为 13~15m，桩间距 1.8~2.1m（如图 13），桩顶插构造钢筋，并设置 1m×1m 的钢筋混凝土盖板，盖板上铺设加筋碎石垫层形成复合地基。试验段于 2009 年 7 月开始施工，施工结束后进行了低应变检测和静载荷试验，试验结果表明，现浇 X 形桩承载力满足设计要求。对现浇 X 形桩加固桥头软土地基的监测结果表明，地基经现浇 X

形桩桩处理后，路基总沉降量小，稳定速度快，能够减少路堤的施工工期，避免了路基工后沉降过大引起的“桥头跳车”问题。

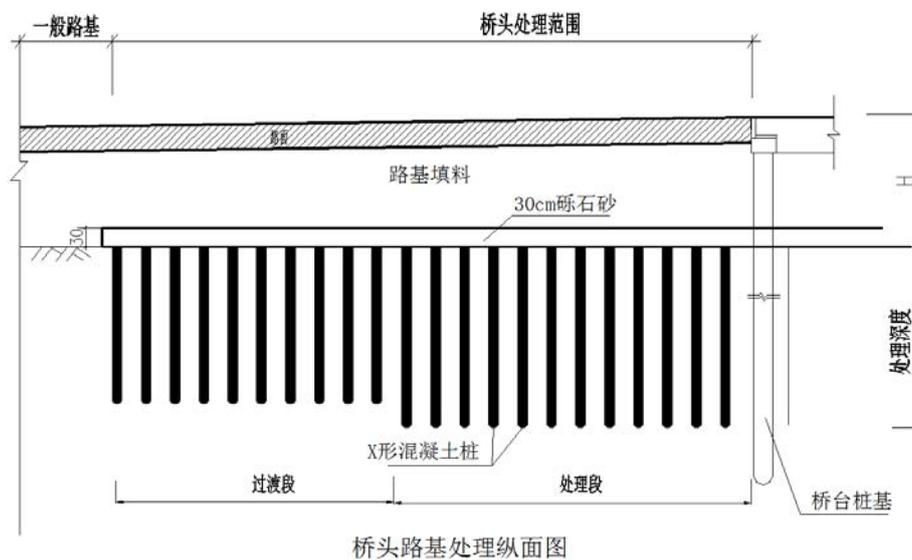


图 13 现浇 X 形桩复合地基加固江山大街路基设计图

4 结语

现浇 X 形桩技术是根据等截面异形周边扩大原理开发的新型桩基技术。该技术是充分利用等截面异形桩侧表面积增加，进而增加桩侧摩阻力、充分发挥桩身材料的潜力的一项新技术，充分贯彻桩基设计的一个重要原则，即最大程度地发挥地基土（岩）和桩本身的承载能力，充分发挥桩身材料的潜力。现浇 X 形桩将传统的圆形桩模改为 X 形桩模（或称为沉管），并在施工工艺上做了调整，保持了传统沉管灌注桩的优点。该技术已在高速公路主线、高速公路拓宽工程和市政道路等工程推广应用，结果表明：现 X 形混凝土桩具有加固机理清晰、施工质量易于控制、成桩质量好、桩体的承载力高、检测方便、经济性优越等优点，有效控制了路基工后沉降，节省了混凝土材料，取得了显著的社会经济效益。

参考文献：

- [1] 刘汉龙. 现浇 X 形桩沉模装置:中国, ZL200720036892.6 [P]. 2008-02-27.
- [2] 刘汉龙. 现浇 X 形钢筋混凝土桩施工方法:中国, ZL200710020306.3[P]. 2010-7-28.
- [3] 刘汉龙, 刘芝平, 王新泉.现浇 X 型混凝土桩截面几何特性研究[J].中国铁道科学, 2009, 30(01): 17-24.
- [4] 王智强, 刘汉龙, 张敏霞, 袁佶, 雍君. 现浇 X 形桩竖向承载特性足尺模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(06): 903-907.
- [5] LIU Zhi-ping, LIU Han-long, TAN Hui-ming. Application of PCC pile in soil improvement of highway[J]. J. Cent. South Univ. Technol, 2008, 15(s2): 108-113.

- [6] 张敏霞,刘汉龙,丁选明. 加固软土路基的现浇 X 形混凝土桩力学特性[J]. 中国公路学报, 2011, 24(05): 11-17.
- [7] 张敏霞,刘汉龙,丁选明,王智强. 现浇 X 形混凝土桩与圆形桩承载性状对比试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(09): 1469-1476.
- [8] 王新泉,陈永辉,等. 反拱曲面 X 形异形柱产生附加应力计算方法研究[J]. 工程力学, 2011, 25(4): 65-73.
- [9] 孔纲强,周航,刘汉龙,丁选明. 任意角度水平向荷载下现浇 X 形桩力学特性研究(II): 截面应力分布[J]. 岩土力学, 2012, 33(1): 8-12.
- [10] 周航,孔纲强,刘汉龙,等. 任意角度水平向荷载下现浇 X 形桩力学特性研究(I): 惯性矩[J]. 岩土力学, 2012, 33(9): 2754-2758.
- [11] Yaru Lv, Hanlong Liu, Xuanming Ding and Gangqiang Kong. Field Tests on Bearing Characteristics of X-section Pile Composite Foundation. Journal of Performance of Constructed Facilities. 2012, 26(2): 180-189.
- [12] 吕亚茹,丁选明,刘汉龙,等. 刚性荷载下现浇 X 形桩复合地基桩侧摩阻力数值分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 2134-2140.
- [13] 丁选明,孔纲强,刘汉龙,吕亚茹. 现浇 X 形桩桩-土荷载传递规律现场试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(2): 489-493.
- [14] 刘汉龙,等. 现浇 X 形桩复合地基技术规程 (JG/T047-2011) [S]. 江苏科学技术出版社, 2011.

Development and application of X-section cast-in-place concrete pile

Liu Hanlong^{1,2}, Ding Xuanming^{1,2}, Kong Gangqiang³

(1. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: X-section Cast-in-place concrete pile (XCC pile) is a new patent pile technique developed by Geotechnical Research Institute of Hohai University. In order to enlarge section perimeter and increase bearing capacity of the new special pile, XCC pile is developed based on the principle of changing the direction of circular arc to reversed arch with the same area, which finally becomes symmetrical X shaped section. Previous studies on XCC pile were concentrated on bearing capacity of the single pile and pile-soil composite foundation by model test, field test and numerical simulation. XCC pile has been widely used in ground improvement of highway and municipal road, etc.

Keywords: X-section Cast-in-place concrete pile; composite foundation; embankment load; post-construction settlement

译文

真空预压法处理地基综述

Ground improvement by vacuum consolidation – a review

Harry Griffin, Brendan C. O’Kelly, 选自 Proceedings of the Institution of Civil Engineers
Ground Improvement, 167 November 2014, (GI4): 274-290.

译：王宝峰 校：周建

本文是一篇重点关于真空预压处理技术对泥炭地基特性的影响以及该技术的应用问题的文献综述。虽然广泛认为真空预压技术可以有效减小工后沉降，但迄今为止在泥炭地基这方面的研究大多还局限在现场试验。本文通过对该技术的发展及其背后的理论进行一番概述，指出了影响真空预压系统的效率问题以及预测地基对真空预压的响应规律方面的最新进展。研究了该技术在泥炭土中的应用；概述了泥炭区别于软质矿物土层的某些岩土特性，指出相关案例研究的经验教训。

1 引言

1.1 研究背景

建筑工程中我们需要重点考虑那些工程特性差的土层，特别是在对地基性能要求较高（即具有足够承载能力和低压缩性）的地区。利用预制竖向排水板（PVDs）联合超载预压法是目前最常用的软土地基改良技术之一（Beales, O’Kelly, 2008; Indraratna 等, 2010a）。软土地基中人工插入竖向排水板缩短了排水路径，加快了本来可能需要好多年才能完成最终沉降的固结过程（Bo 等, 2003; Saowapakpiboonet 等, 2010）。然而，要确保地基发生的工后沉降在可接受的范围内所需要的超载非常大，还要保证足够大的滑坡稳定安全系数，换填施工无疑耗时过大。出于此项考虑，使用 PVDs 联合超载预压的真空固结技术可以提高地基特性改良的效率（Chu 等, 2000; Indraratna, 2010; Mesri, Khan, 2012）。真空预压技术最早是由 Kjellman 提出（1952），过去三十年发展至今，已经成为全球地基改良工程中适应性最广，也最节省成本的可行方案（见表 1）。这很大程度上归功于土工合成材料/PVD 的发展和真空泵技术的进步。

真空预压技术通常需要在地基表面铺设一层密封膜，保证向地基中施加的真空压力不会在地表发生损失（如图 1）。真空泵在直接下覆于密封膜的可透水土垫层中产生一个相对于大气压的负压力，并在整个地基处理范围内安装 PVD。软粘土工程中真空压力可高达 90kPa，通常以 80kPa 为设计标准值。

收稿日期：2015 年 1 月

表1 采用真空预压排水固结法处理基地的工程项目一览表

| 项目所在地 | 土的类型 | 预压系统 | 真空泵 | 真空压力 /kPa | 处理面积 /m ² | 参考文献 |
|------------------------|----------------------------|-------|-----------|--------------|----------------------|-------------------------|
| 天津新港 | 粉质粘土 | 密封膜 | NR | 80 | 1250 | (Qian 等, 1992) |
| 东北新铁 | 泥炭层, 粉土 | | | 93 | 1950 | |
| 连云港一工厂 | 海洋粘土 | | | 86 | 4000 | |
| 法国 Ambes 高速公路路基试验 | 泥炭, 高有机化的粘土 | 密封加超载 | 25kW 水-气泵 | 150 真空预压联合超载 | 390 | (Cognon 等, 1994) |
| 法国 Ambes 油库 | 泥炭, 粉土, 有机质粘土 | 密封加超载 | NR | NR | NR | |
| 法国 Lemantin 机场 | 高压缩性冲积层 | 密封加超载 | NR | NR | NR | |
| 泰国第二曼谷国际机场场地实验 | 曼谷软土 | 密封加超载 | 真空和水压泵 | 60 | 各1600, 共两组 | (Bergado 等, 1998) |
| 天津石油储蓄站 | 软粘土 | 密封加超载 | 离心喷射泵 | 80 | 30000 和 20000 | (Chu 等, 2000) |
| 日本 Ishikari 路基稳定试验 | 泥炭, 泥炭性粘土, 粉质粘土, 粉质砂土, 砂土 | 密封加超载 | NR | 60-70 | 20870, 13 个子单元 | (Shiono 等, 2001) |
| 日本 Sapporo 路堤工程 337 标段 | 泥炭, 粘性泥炭, 粘土, 砂土 | 密封加超载 | 两台真空泵 | 60 | 3200 | (Hayashi 等, 2002) |
| 天津港某公路 | 粉土, 粉质粘土 | 密封 | 离心喷射泵 | 80 | 18590 | (Yan, Chu 等, 2003) |
| 天津某存储场地 | 粉质粘土, 淤泥质粘土 | 密封加超载 | 离心喷射泵 | 80 | 7433 | (Yan, Chu 等, 2005) |
| 日本 Saga 某道路工程 | 粘土, 粉质粘土, 砂质粘土, 粗砂, 人工填土 | 密封 | NR | 60-70 | 16796 | (Chai 等, 2006) |
| 广州某地基处理工程 | 砂质粉土, 软粘土, 粉质粘土, 砂质粘土, 冲填土 | 密封 | 喷射泵 | 70 | 28200 | (Qiu 等, 2007) |
| 日本 Kushiro 路堤试验 | 泥炭, 粘土, 砂土 | 密封加超载 | NR | 60 | 1350 | (Tran, Mitachi 等, 2008) |
| 日本 Yamaguchi 某填海工程 | 填海粘土层, 原状粘土, 砂土 | 非密封 | NR | 65 | 11100 | (Chai 等, 2008) |
| 东京填海造陆两试验区 | 填海土层, 粘性土 | 非密封 | NR | 80-90 | 3600 和 3782 | (Chai 等, 2010) |

续表 1

| | | | | | | |
|---------------------|------------|----|------------|--------------|--------------|-----------------------|
| 澳大利亚 Ballina 跑道 | 粘质砂土, 砂质粘土 | 密封 | NR | 70-80 | NR | (Indraratna 等, 2010b) |
| 爱尔兰 Ballydemot 场地试验 | 纤维性泥炭 | 密封 | 喷射泵, 液体环式泵 | 起初 80, 持续 71 | 100 | (Osorio 等, 2010b) |
| 澳大利亚 Brisbane 港 | 粘土, 砂土, 淤泥 | 密封 | NR | 60-75 | 4305 和 10500 | (Indraratna 等, 2011) |
| 斯里兰卡东南某高速公路 | 非结晶泥炭 | 密封 | NR | 初始 55, 平均 35 | NR | (Ariyaratna 等, 2010) |

注: NR 表示未见具体报道。

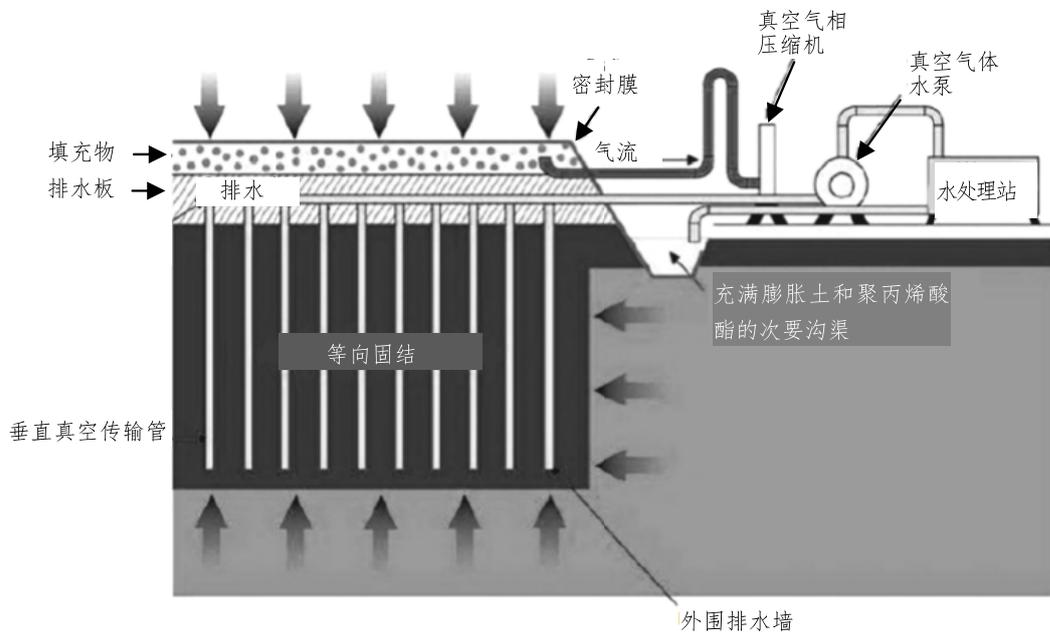


图 1 典型的密封真空固结系统示意图 (Masse 等, 2001)

1.2 理论机理

超载与真空预压方法的力学机理可解释为一个弹簧-活塞的模型 (如图 2)。因为力学分析通常基于平均有效应力 p' , 大气压 p_a 在力学计算中可以忽略。但是必须清楚地理解真空固结理论的原理。真空压力施加之后, 总应力保持不变, 但是由 p_a 引起孔隙水压力降低, 相应地平均有效应力增加 $\Delta p'$ 。考虑到真空泵的机械效率 η , 一般为大气压的 70-80% (Chu 等, 2008), 所以有:

$$\Delta p' = \eta p_a \tag{1}$$

真空预压法与超载预压法联合时, 可利用叠加原理, 即最终产生的孔隙压力等于超载产生的超孔隙水压力加上真空产生的负压。因此, 相比于超载单独作用产生的孔隙水压力最大值较小。

选择真空联合超载预压法比单独采用超载预压法较少 30% 的处理费用 (TPEI, 1995; Yan, Chu, 2003), 同时也降低了边坡可能失稳的风险。相较于其他技术手段, 真空预压法被视为满足环境可持续发展的要求, 主要表现在以下诸方面 (Indraratna 等, 2010c, 2012a):

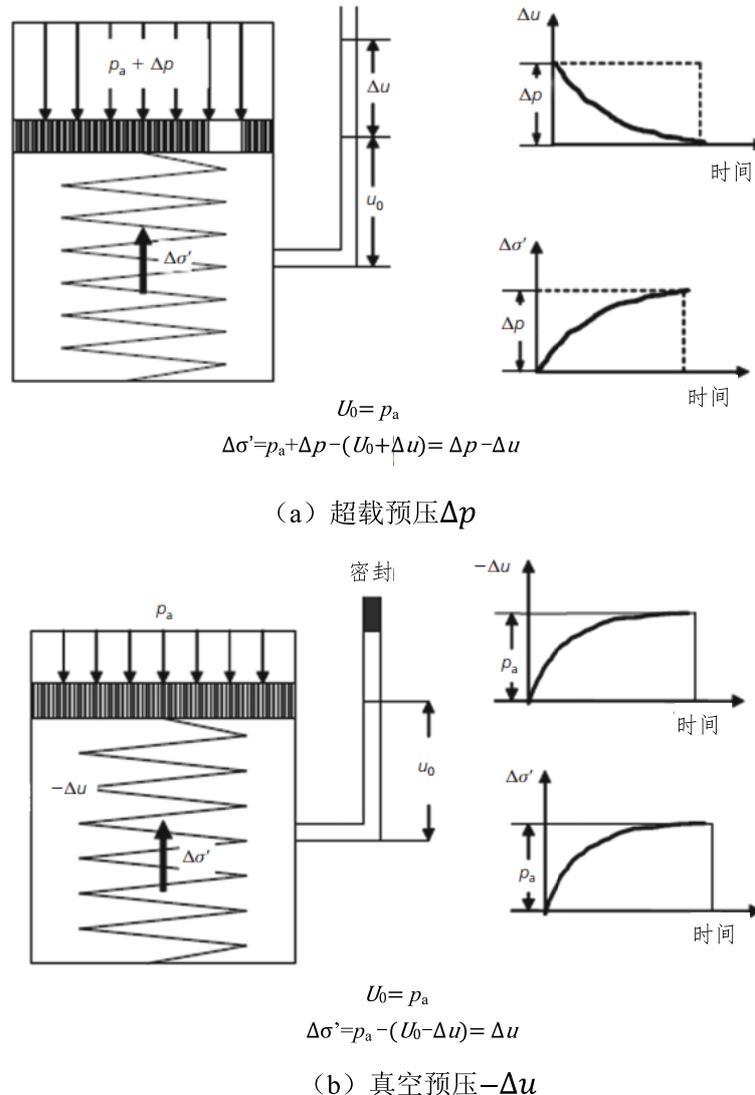


图 2 固结响应的井-活塞模型 (Chu 和 Yan, 2005a)

(1) 相比于单独超载预压法, 真空联合超载法减少超压的荷载意味着减少必须运出场地的填土量。

(2) 虽然排水板最终留在处理后的地基中, 但不会带来化学残渣物, 因此也不会残留化学物于土层中。

(3) 相比于同等的桩基方案, 碳排放量会减少到其 1/30 左右。

(4) 相比于打桩等产生巨大噪音的技术, 其相关噪音在可接受范围以内。

1.3 竖向排水板

真空固结技术中的 PVD 有两个功能, 即平衡沿地基处理深度的真空压力的分布, 同时又将排出的孔隙水输到地基表面的可透水土垫层以上 (Chu 等, 2008)。因为柔性排水

板更便宜, 所以它们已经取代砂井和粗颗粒土桩 (Dam 等, 2006; Indraratna, 2010)。虽然 PVD 动力贯入法比如振动法或者落锤法广泛使用, 但静力法因其对周围土的扰动小而更受偏爱 (Ghandehar-ion 等, 2010)。Indraratna 等人 (2011) 观察到单独采用堆载预压处理地基时带状和圆形的排水管表现性能相似, 但是在真空预压时, 采用圆形排水管的固结速率更大, 这很可能因为其可以更有效地把真空压力传递到地基深处。

Rujikiatkamjorn 和 Indraratna (2007) 在考虑了大量土特性类型和竖向排水板施工类型后提出了一种近似估计排水板间距的设计方法。该方法中, 排水板通常按正方形或三角形网格排列。在高压缩性粘土中, 认为排水管间距 1.2~1.3m 已经足够, 因为考虑到截面上涂抹区的影响, 间距再小时很可能导致固结速率降低 (Indraratna 等, 2011)。排水管间距的设计值取决于竖向和水平向排水固结特性、有效排水路径以及竖向和径向排水情况下达到预期平均固结度的时间周期。

1.4 场地勘察

表 1 总结了过去二十年中采用真空预压施工的工程报道及文献资料, 典型的被称作密封真空排水固结系统如图 1 所示。

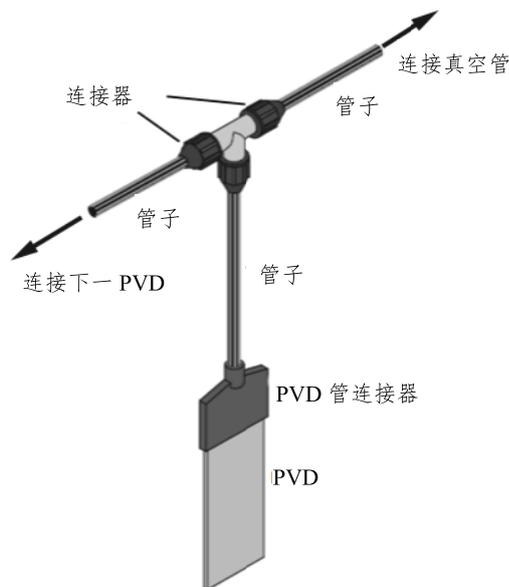


图 3 真空系统各个 PVD 和管道布设 (Seah, 2006) (东南亚岩土工程协会授权仿制)

真空固结如果在开放场地施工, 排水管的施工会是一个很大的挑战。这是因为真空预压处理法需要将场地分成相连的多个子区间, 而这会导致效率损失 (Chu 等, 2008)。可以利用管路将每一个排水管与真空系统直接连接成一条线路来克服这个困难, 比如 Seah 提出的方法 (2006), 如图 3 所示。这样由于排水管顶部与真空线路之间的连接器是完全密封的, 也就不需要砂垫层和密封膜了。但是, 如果系统在整个待处理场地不能保证密闭的条件, 可以想象到效率将会很低, 因为真空压力将不会超过 50kPa (Seah, 2006)。如果是多层地基土, 那么透水性较好的土层也会引起一些实际的问题。在每一根排水管周围缠绕不透水的塑料套筒, 直到穿过透水性较好的土层, 这是一个办法。但是实际中应用这种方法需要熟知底层土的特性 (Chu 等, 2008)。

场地监测通常包含孔隙水压力和不同土层深度处的竖向、水平向位移的测量。不管平均固结度是基于沉降还是孔隙水压力计算的,在设计工作中,数据的监测都是有意义的,也应当记录清楚(Chu和Yan, 2005b)。完成的平均固结度常常被低估,因为监测孔隙水压力的仪器通常都安装在其最大值可能发生的位置(Chu等, 2008)。比如,孔压传感器通常按距邻近的排水板等距离安装。

2 PVD性能的影响因素

预制竖向排水板的效率受一系列因素影响,包括涂抹效应和井阻作用。钻孔插入的排水板邻近的非扰动区的扩展会减小孔隙压力在土体单元中的消散速率,直到这些区域的土又重新恢复饱和状态。真空预压技术中,由于预测上述影响因素比较困难,并且比如在土性和真空压力沿处理区深度分布等方面存在一些不正确的假定,预测值与实际结果之间经常存在差异。

2.1 真空压力的分布

Masse等(2001)指出理论上真空压力沿深度保持不变,并且只受竖向排水板安装的深度限制。但是通常认为,不考虑排水路径真空压力只在地表以下(bgl) 10m范围以内有效。比如,Bergado等(1998)观察到在地表以下15m处真空压力只达到地表处施加值的25%,即使排水板已经打到这个深度。Choa(1989)指出真空固结法在地表以下14m不再有效,即使实际上排水板已经打到20m以下。但是随着技术的进步,可以达到更高的真空压力、更深的处理深度。Chu等(2000)报道指出对于20m深的极软粘土沉积层,施加的真空压力也可以完全保持到地表以下14m处,更深时则近似达到80%。然而,如果土层分层明显则真空均匀性可能会受到影响(Mesri和Khan, 2012)。

对于双面竖向排水的沉积层,PVD应当仅仅部分地穿透待处理区的土层,以免真空压力从底层排水边界损失(Chai等, 2005)。同时,在单面竖向排水的深厚软土沉积层中,贯穿整个深度安装PVD也是不可取的。这种情况下,Chai等(2009)指出,存在一个PVD安装深度与处理区土层深度的最优比值,此时达到的平均固结度与PVD全部贯穿整个土层时一样大。但是,部分贯穿使得安装过程中PVD的锚固更加困难,需要一个更大的锚固板保证软土中PVD的基本位置,而这会造成明显的土层扰动。

Indraratna和Rujikiatkamjorn(2008)利用数值分析方法分析了排水板部分贯穿对可达到的平均固结度的影响。他们发现排水路径减小到压缩层厚度的90%会明显影响固结速率。当土层中PVD部分贯穿时,对于平均固结度的求解,即使最近Ong等人(2012)已经提出更精确的经验结果,但仍然只有少数数值近似解或者半解析解存在。

2.2 涂抹效应

真空预压或者超载预压或者两者联合采用时,和未扰动土相比较,PVD周围产生的涂抹区的土中孔隙水压力的减小与剪切强度的增加将会更大(Bo等, 1998; Saowapakpi boon等, 2011)。涂抹效应取决于土扰动的范围大小、原状区与涂抹区土的水平渗透系数之比 k_h/k_s ,该比值又取决于土的灵敏性和细观结构(Indraratna等, 2010c)。

(1) 涂抹区的大小

关于真空固结法土中PVD的安装,不同的研究者提出不同的涂抹区半径的估计值,

一般在排水板有效半径的 1.5-3 倍之间(Sharma, Xiao, 2000; Ghandeharioon 等, 2010, 2012)。Sathananthan 和 Indraratna (2006) 预测涂抹区的平均半径近似为 3.5 倍的排水板的等效半径。涂抹区的重叠可以解释为什么某一确定的排水间距下固结速率通常将不再增加。利用不同形状的横截面面积更小的排水板, 可以减小涂抹效应的影响范围(Bergado 等, 1991)。

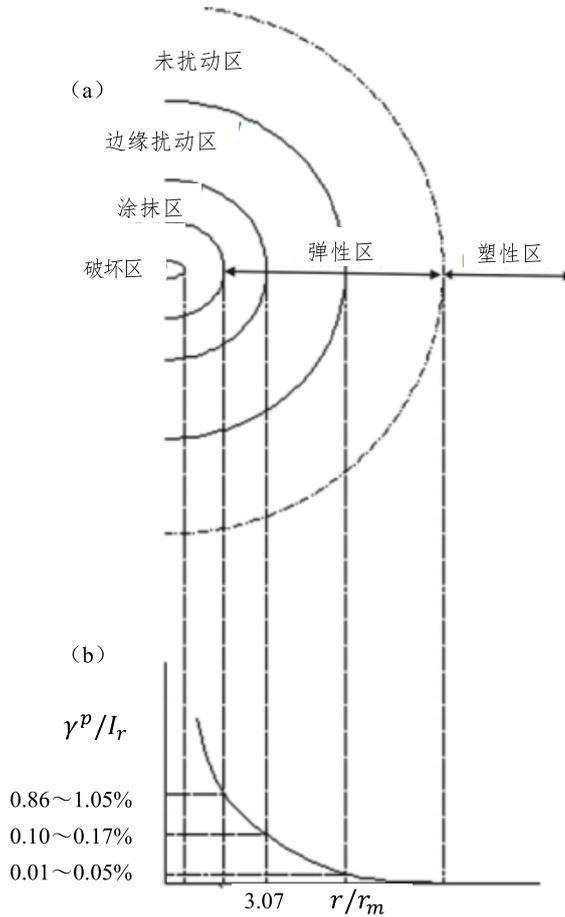


图 4 (a) PVD 周围土不同分区的分布形式; (b) γ^p/I_r 与 r/r_m 的关系(取自 Ghandeharioon 等 2010)

Ghandeharioon 等(2010)指出软粘土中利用长方形的钢板安装竖向排水板会产生椭圆状的空腔膨胀, 在水平面上会有同心累积效果。受影响的区域用塑性剪切应变 γ^p 表征, γ^p 与刚度指数 I_r 的比值通常很好地表征涂抹区范围的大小。因此在实践中, 这些土性参数用于近似估计涂抹区的范围大小, 而不必做复杂的大规模现场试验。基于确定的应变范围, 涂抹区的

半径一般为 3.07 倍的 r_m , 此时 $\frac{\gamma^p}{I_r} = 0.135\%$ 是对应于涂抹区边界的平均值, 如图 4 所示。

渐进位移的有限元方法 (FE) 是模拟排水板安装时土体响应最常用的方法之一, 其基于小应变分析或者大应变分析。Ghandeharioon 等(2012)提出一种修正的固结仪和插板机研究土对 PVD 安装响应。软粘土在插板时发生较大位移, 为实现土与板之间的摩擦作用也需要达到较大的应变值。他们的结果表明, 对于一种确定的土类和安装速率, 原位有效应力随着涂抹区范围的减小而增加。同时他们还发现, 随着土的超固结比 OCR 的增

大, 涂抹区的范围减小。

(2) 渗透性与涂抹作用

对于软粘土, 比值 k_h/k_s 通常在 1~8 之间 (Rujikiatkamjorn 和 Indraratna, 2007)。Saowapakpiboon 等 (2011) 用经过超载预压联合排水板处理过的曼谷软粘土做了一个大规模固结仪试验, 分为施加和不施加真空预压两组。虽然两组的最终沉降值相同, 采用真空法联合超载预压情况时的沉降速率更快。相比较单独采用超载预压, 真空联合超载预压法含水量降低得也更多, 涂抹区内的水力传导系数更高, 其中比值 k_h/k_s 从 3.0 变到 2.7, 降低了 10%。他们同时发现总的来说, 真空法联合超载预压时水平方向主固结系数 C_{vh} 增大了 16%。利用 FE 方法做敏感性分析, 发现当比值 k_h/k_s 减小时, 预测的沉降值呈数量级增大。

Saowapakpiboon 等 (2010) 利用取自相同土层和相同荷载条件的土做了相似的试验, 同样, 两种预压荷载条件下达到的最终沉降值相等, 但相比较于单独采用超载预压法, 联合真空预压法加速了固结过程。涂抹区内的水力传导系数也更高, 相比较于单独采用超载预压法, C_{vh} 值增大 70%, 比值 k_h/k_s 减小 7%。

2.3 井阻作用

沿着竖向排水板向上的水流会受到井阻的抵抗作用, 并且当排水板安装在更深处和排水性能更受限制区域这种作用更明显。理想的排水理论中, 通常利用的分析中假定了, 排水板的透水性能无限高于周围土的渗透性, 并且孔隙水可以不遇到任何抵抗而排出到井 (PVD) 中 (Deng 等, 2013)。然而对于透水性更好的地基, 超孔隙水压力下孔隙水进入 PVD 所需的速度会比它排水能力更大, 从而避免自由流情况的发生 (Hansbo 等, 1981)。Mesri 和 Khan (2012) 指出设计中应当考虑井阻效应, 特别是在深排水板的施工中。

井阻作用显示了排水通道受到堵塞限制, 即排水横截面面积的减小和排水板本身的变形, 这些都导致排水能力的可观减小。但是井阻作用对固结速率的影响却相对较少地被加以关注, 这通常会导致低估了完成预期平均固结度所需的时间。Kim 等 (2011) 模拟了一个随时间变化的井阻作用因子的影响, 并给出了一个很好但不严格的解。Deng 等 (2013) 假设随着时间进行排水能力呈指数型减小。综合考虑阻因子受时间影响, 他们得到一个结论, 即单元体方法 (比如中心带有圆柱 PVD 的均状土圆柱单元体), 倾向于高估固结速率, 这是因为该方法假设排水能力短期内固定不变。这两者的差异随着固结过程的完成时间而更加明显。

2.4 侧向位移

土体单元在真空固结压力下的侧向位移取决于其距离地表的相对深度和到相邻竖向排水板的距离。在待处理地基的中心区, 每根排水管只能影响距离其最近的那部分土 (比如没有发生侧向位移), 土单元体法也适用 (Masse 等, 2001)。但是, 邻近排水板对土体响应的影响在靠近处理区边界部位是很明显的, 在该区域, 单独超载预压在地基中产生剪应力, 导致向外的侧向位移, 如图 5 (a) 所示, 潜在地引起剪切破坏。相反地, 单独真空预压产生向内的侧向位移, 如图 5 (b) 所示, 因为它在土体中产生一个各向同性的固结压力。因此, 真空固结预压时, 沿着处理区土层周围边界会出现张拉裂缝, 但是不会有发生剪切破坏的危险。因此, 真空联合超载预压法中净侧向位移会减小 (Indraratna 等, 2011),

并且理论上是可以完全避免发生的。对软粘土，60%真空加上 40%堆载预压的压力近似可以保证净侧向位移接近于零（Indraratna 和 Rujikiatkamjorn, 2008）。

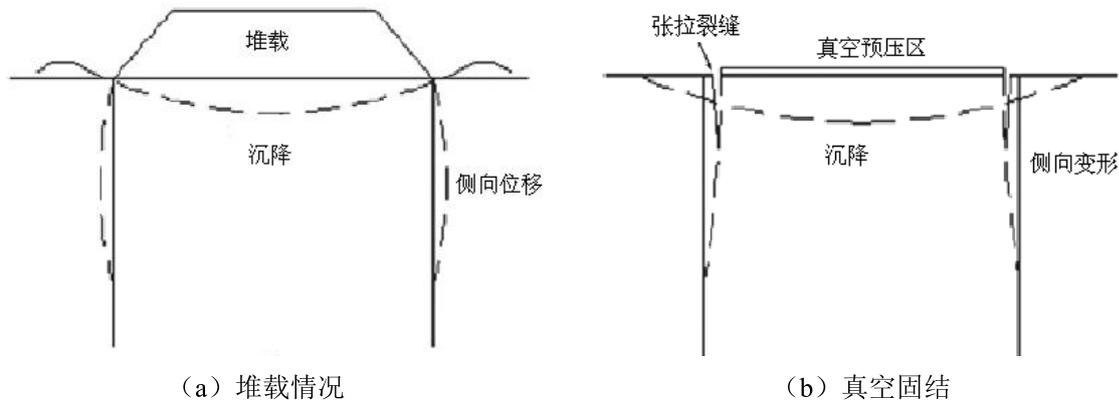


图 5 土体侧向变形

基于改进的水力固结装置的实验结果，Robinson 等（2012）指出真空预压条件下土单元的变形是各向同性的，因此其竖向变形比竖向荷载单独作用下一维压缩变形明显更小。Chai 等（2005）发现，当施加给软土的应力超过其先期固结压力时，真空预压时产生的沉降比超载预压时更小，这也支持了上面的结论。Mesri 和 Khan（2012）基于某一确定深度处的侧向位移与表面沉降之间存在一定关系，提出一种沿着深度剖面的侧向位移的经验估算。这也验证了 Ong 和 Chai（2011）的结论，即侧向位移的大小取决于土层在附加荷载条件下的压缩性能。

3 数值分析

Mohamedelhassan 和 Shang（2002）提出一个真空联合超载预压法的一维解，该解又被 Indraratna 等（2005）改进用于考虑 PVD 的径向排水效应。他们还提出了单个单元土体在平面应变状态的解析解，该方法通过一个有限元模型实现了转换到轴对称条件的过程。大量的研究已经提出三维（3D）径向固结问题的解，但大多数仍然采用转换到平面应变状态的方法。这主要是因为相对于全三维模拟过程，计算一个全平面应变的模拟过程所需要的时间大大减少了（Indraratna, Redana, 2000; Indraratna 等, 2004）。Rujikiatkamjorn 和 Indraratna（2007）提出了综合考虑竖向和水平排水的解，并且考虑了涂抹效应。Walker 和 Indraratna（2009）针对固结问题提出了一个更严格的解，该方法通过涉及一系列矩阵运算的谱分析-无网格法可以应用到多层地基。Indraratna 等（2012a）随后利用谱分析方法提出了一种改进方法，该法考虑到渗透性随深度的变化，和单层或多层地基中产生的平均孔隙压力值。Indraratna 等（2012b）开发了轴对称和平面应变条件下真空固结的分析模型，模拟了土单元体中心插入 PVD 时的固结过程。这个模型应用了椭圆腔扩张理论，并考虑了涂抹效应、非达西流条件和真空压力沿 PVD 方向传播的情况等。基于渗透性和真空压力转化的这一转换过程可以保证二维（2D）和全 3D 分析得到的沉降-加载曲线是一致的。

因为地基处理工程需要安装大规模的排水板阵列，所以土体单元分析法在实践中都受到限制。因此，单个排水板分析法只适用于均匀土层中的真空预压中心区域，因为只有有在

这里侧向位移可以忽略不计的假设才是合理的 (Indraratna 等, 2012a; Seah, 2006)。但是靠近边界区域的土体可能发生相当大的侧向位移 (Indraratna 等, 2005)。Indraratna 等 (2012a) 等提出利用等效平面应变的有限元模型求解复合排水问题的方法, 并应用于中国天津港填海地基上修建码头工程中的地基响应分析。Chu 等 (2000) 以及 Chu 和 Yan (2005b) 详细地报道了这个项目。Indraratna 等 (2012a) 给出了平面应变分析和三维有限元法对地基沉降的相似预测结果, 这也得到现场测量结果的验证, 虽然在最初 2 个月固结期间, 由 2D 分析预测得到的孔隙压力的减小值较高。

Saowapakpiboon 等人 (2011) 从固结仪设备和二维轴对称有限元模型分析的结果得出类似的结论。模拟结果相当准确地预测了沉降值, 虽然模拟的超孔隙水压力比单一荷载早期阶段的测量值大。Saowapakpiboon 等 (2010) 利用一维有限元模型分别预测了采用真空预压和不采用真空预压条件下曼谷软粘土沉降与时间的关系。该模型在固结早期过低地预测了沉降值, 但在接近最终沉降时预测值更加准确。Geng 等 (2012) 考虑涂抹效应、井阻作用及竖向与水平向排水条件, 针对土的非线性特性给出了二维数值解。该结果表明, 基于测量的孔隙水压力计算得到的平均固结度比基于沉降计算的平均固结度要小许多。

能在应变的分布形式方面减小误差则能提高模型的准确性。Wu 和 Hu (2012) 利用轴对称模型, 并假设真空压力随着排水板深度的增加线性减小, 提出应变随半径变化的方法, 应变 ε 与涂抹区半径 r 之间的关系为:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{k}{r^a} \quad (1)$$

其中, k 是一个仅仅取决于 PVD 安装深度和加载时间 t 的因子, a 是代表不均匀沉降的正整数值。

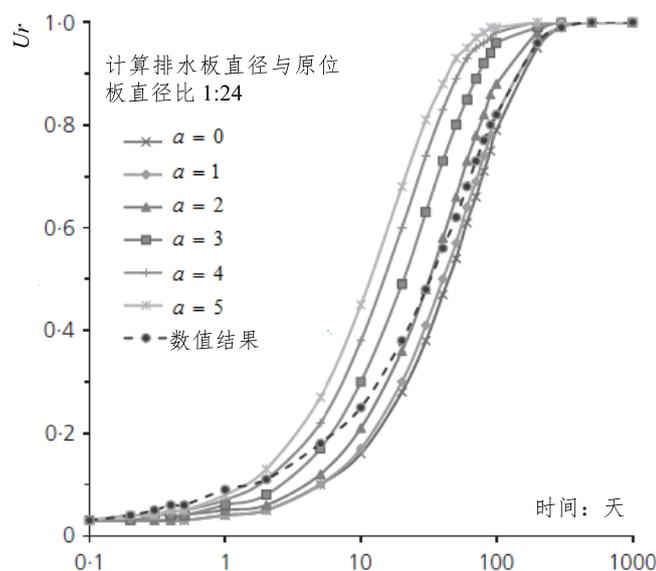


图6 不同解析解与数值模型得到的径向平均固结度与时间的关系比较

a 等于零时即表示等应变假设适用 (比如一维固结)。模型分析时, 径向排水的平均固结度 U_r 随着 a 值增大而增大。因此 $a > 0$ 时, 等应变假设趋向于低估平均固结度。Wu 和 Hu (2012) 的轴对称模型给出的数值预测结果与不同解析模型给出的各个固结阶段的结果

很接近,如图6所示。固结过程中,径向上应变分布在变化,趋向于均匀分布,这要求为了对应数值结果, a 的取值必须随着时间进行而减小。

4 泥炭层

4.1 岩土特性

泥炭沉积层是由没水条件下植物植被的遗体堆积积累形成的(Hobbs, 1986)。纤维性泥炭层范围很广,从零腐殖化或少部分腐殖化,到具有粒状外观的高度腐殖化非结晶质(O'Kelly, Pichan, 2013)。其天然含水量可以相差很大,从其干质量的百分之几百至大于2000%以上。随着纤维含量的增加会形成一个更开放的多孔结构,从而允许更多水保持在孔隙和有机固体之中(Karunawardena, 2007)。泥炭层的植物性组分对其工程特性有重要影响(Farrell等, 2012)。

泥炭被认为是所有基础材料中土性最差的一种(Dhowian, Edil, 1980)。泥炭层的非均质性和各向异性通常意味着其工程性质和水力性能差异很大,即使距离很近的两点(Landva, 1980; O'Kelly, Pichan, 2013)。因此,目前就地基条件而言,在泥炭沉积层上修建道路,堤坝,住宅区,仓储设施,工业园区等存在较大困难,因为需要较高的初始建设成本和(或)频繁的维护(Mesri和Ajlouni, 2007)。其抗剪切强度普遍非常低(通常 $<15\text{kPa}$),因此承载能力也极低,固结沉降和蠕变沉降较大。有效应力局部增加量较小时——不管是表面施加荷载还是地下水位降低引起——都会影响到较大区域(O'Kelly, 2009)。如果不采取适当的地基改善措施,泥炭层上路堤施工时就有可能发生失稳。从一些特殊工程案例中可以看出还存在很大挑战,比如荷兰Wilnis的泥炭堤坝(van Baars, 2005),爱尔兰Edenderry的运河堤坝(Pigott等, 1992),爱尔兰Raheenmore沼泽的泥炭堤岸和水坝(McInerney等, 2006; O'Kelly, 2008),以及公路路基变形过大引起的路面服务性能受损等等(Osorio等, 2008)。通常的超载预压联合PVD是不足以胜任的,特别是处理深泥炭层时,因为完成固结沉降所需的时间过长(Ariyaratna等, 2010),并且PVD对预压过程中的次固结(蠕变)没有作用。对于泥炭层蠕变沉降很明显,通常占设计寿命期间全部沉降的主要部分。

(1) 压缩性

堆载预压时常规的基于实测压缩-时间曲线的一维沉降预测,可能会高估主固结沉降量而低估次固结沉降量,尤其对于纤维性泥炭(Gofar和Sutejo, 2007)。这种方法通常基于沉降分两阶段的概念,即某一确定点开始主固结终止而次固结持续发生(Mesri等, 1997; Vermeer, Neher, 1999)。通过测量孔隙水压力消散程度某种程度上可以确定主固结阶段基本完成的时间。但是一些研究人员认为,对于泥炭层和其他高有机质含量的土层,主固结的同时次固结也在发生(Hobbs, 1986; Robinson, 2003; Yun Tae和Leroueil, 2001)。Gofar和Sutejo(2007)的实验研究结果表明,对于纤维性泥炭,当主固结达到65%时次固结开始。因此假设蠕变是一个连续的过程,对于泥炭在主固结阶段就已经开始,这样更好地来预测实际的沉降(Karunawardena, 2007)。沉降分析中另一个重要的考虑因素是大

应变（变形）效应，以及荷载条件下地质力学参数显著变化，即使有效应力恒定不变。

（2）渗透性

泥炭在持续荷载作用下孔隙比减小，导致渗透性显著减小。开始时泥炭渗透性相对较高，与细砂接近，随着加载其孔隙率显著降低，使得其渗透性降到类似于软粘土（Wong等，2009）。泥炭，特别是纤维性泥炭，渗透率各向异性很明显，例如，开始时水平方向渗透率（ k_h ）与垂直方向渗透率（ k_v ）的比值一般在为1.7~7.5范围内。但是，堆载预压固结后，考虑其组成纤维一般呈水平取向， k_h/k_v 的比值显著增大（Cuddy, 1988）。

4.2 案例分析

真空固结技术应用相当广泛，特别适用于软粘土地层（如表1）。但是，其应用于泥炭层和极软土层还需要相当长的时间，因为目前这类土层的工后沉降预测还有相当难度（Masse等，2001）。经真空预压固结处理的泥炭层的物理化学性质列于表2中。

表2 真空预压处理后泥炭层的物理化学性质

| 项目所在地 | 含水量/% | 有机质含量/% | 腐殖质化程度 | pH |
|--|----------|---------|---------------------------------|---------|
| Colombo,斯里兰卡, (Karunawardena, 2007) | 110-470 | 60-70 | H ₈ -H ₁₀ | <3.0 |
| Ballydermot 沼泽 (Osorio et al., 2010; Osorio-Salas,2012;Pichan and O'Kelly, 2013) | 650-1350 | 93-98 | H ₄ -H ₇ | 4.5-6.2 |
| Ambes,法国 (Cognon et al., 1994) | 430-860 | NR | NR | NR |
| Sapporo,日本(Hayashi et al., 2002) | 200-700 | 10-60 | NR | NR |

（1）Sri Lankan 高速公路堆载试验

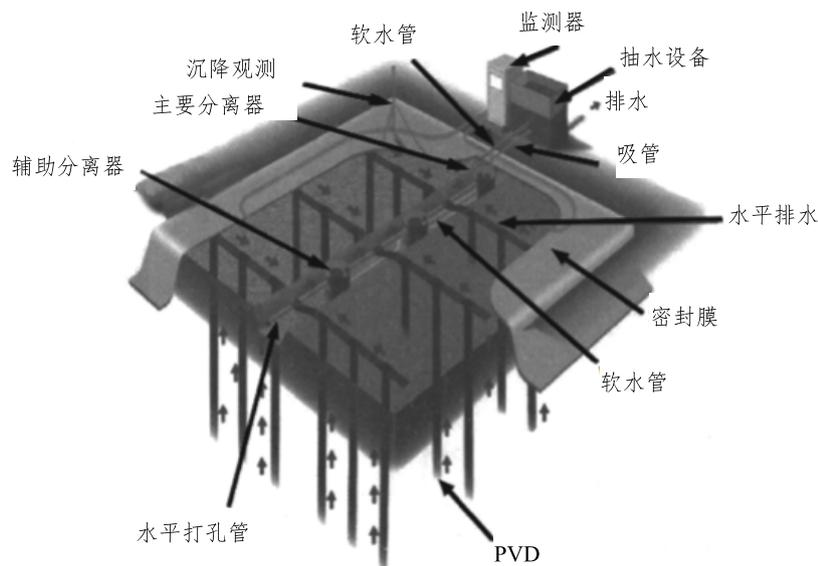


图7 斯里兰卡真空预压系统的示意图

斯里兰卡某公路建设项目中采用真空预压处理高压缩性非晶质泥炭层（Ariyaratna等，

2010)。Karunawardena 和 Nithiwana (2009) 描述了该工程和四个真空固结现场试验区的监测结果。采用分段施加 8m 高的路堤超载联合真空固结技术进行地基处理。该装置后期的示意图如图 7 所示。PVD 板距离中心 1.0m 按正方形排列。地表以下 4.7m 到 7.7m 之间的泥炭层，其下卧层为松散至中密砂，地下水位靠近地面。一般地在这种情况下，很重要的一点是要考虑到随着地表的下沉，路堤部分沉降引起的预压超载的减少。

虽然真空泵可以产生大约 90kPa 的吸力，但实际只能在开始泵送后不久达到最大真空压力仅为 55kPa。因此，还需要堆载 2.5m 高的填土。通常实际达到的平均真空压力为 35kPa，最终堆载高度为 10.5m，不同试验区域深泥炭层由 3m 厚分别沉降 47%~70% 之间。需要注意的是这些应变值非常大，沉降响应的正确评估必须基于大应变理论。四个试验区域中的三个，使用 Asaoka (1978) 提出的方法预测得到的平均固结度，和室内与现场试验数据结果一致，Ariyaratna 等 (2010) 认为该方法适用于许多其他斯里兰卡泥炭沉积层。真空联合超载预压试验还表明，主固结沉降总量的 95% 可能约在 8 个月内得以完成，这在经济上是可行的。但是不利的气候条件和现场填充材料的短缺可能导致施工的延迟。处理后泥炭层的不排水抗剪强度有所增加，从最初的 7~33kPa 增加到 38~79kPa。

(2) 爱尔兰 Ballydermot 沼泽真空预压试验

从 2009 年 11 月开始到 2010 年 10 月，为了研究该技术在泥炭沉积层上公路建设和路面拓宽工程中的可行性，都柏林三一学院针对爱尔兰奥法利郡的 Ballydermot 沼泽采用大型仪器做了真空固结试验 (Osorio 等, 2010; Osorio, Salas 等, 2012)。地质剖面结果给出 4.0m 深的纤维性泥炭层含水量 650~1350%，且沿深度降低，下卧层为冰碛沉积物。Osorio 等 (2010), Osorio-Salas (2012), Pichan 和 O'Kelly (2012), O'Kelly 和 Pichan (2013) 等分别报道了试验区土层的地质特性和水力特性。真空固结系统如图 8 示意。密封膜安装在 1.0m 深的沟槽一周，这样保证了周边气密性，因为根据当时的季节和气候条件，处理区外部天然地下水位在地下 0.25~0.90m。密封膜上放置厚约 0.5m 的泥炭层，防止其长时间暴露于紫外光而风化，也免遭动物破坏。真空系统所用喷射泵起初产生 80kPa 的最大吸力。但是，由于化学水垢问题该值不能保持不变，因此在试验后期喷射泵同时联合使用液环泵，以产生一个更稳定的真空度。试验过程中，仅由喷射泵获得平均吸力为 55kPa，喷射泵联合液环泵产生 52~71kPa 的吸力。

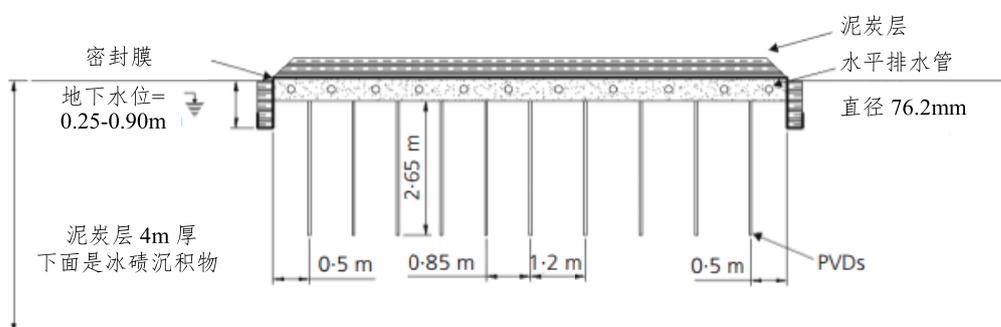


图 8 Ballydermot 沼泽真空预压系统的横截面示意图

10m×10m 的处理区域，PVD 间距分别设置为 0.85m 和 1.20m，均在地表以下 2.65m

按正方形布置，部分穿透上述泥炭层，避免与底层渗透性较高的冰碛层连通。但是发现虽然排水板间距不同，但实测沉降值或现场试验测得超孔隙水压力计算得到的沉降值差别并不大。在真空抽压 11 个月后，PVD 间距分别为 0.85m 和 1.2m 的两个子区域分别达到了最大沉降值，为 1.09m 和 1.10m，应变 $\varepsilon \approx 27.5\%$ 。考虑到边界效应较明显，最大沉降发生在实验区的中心位置。但是，根据 Osorio (2010) 等提出的数据，真空抽压的第 1 个月时 PVD 间距分别为 0.85m 和 1.2m 的子区域，最终沉降分别达到约 78% 和 60%。这是可以预料的，因为理论上平均固结度与有效排水长度呈负相关。

Osorio-Salas (2012) 指出试验期间遇到的一些问题可能已经解决。考虑到泥炭层上部向内的侧向位移，可以通过施加适当的堆载压力联合真空预压来减少或者避免处理区一周可能产生的张拉裂缝。因为冬季开始抽真空，试验早期最上面的泥炭层和地下水由于恶劣天气而冻结。真空管道内的水同样在这 11 周内结冻而使真空系统失效。如果暴露的软管和管道能达到足够的热源保护，则可能避免真空管路冻结，系统得以持续工作。一般建议应用并联泵系统，这样万一其中某一个泵出现故障或需要维护，真空系统不会因此中断。例如，泵内发生氧化铁结垢，需要定期停止泵送，以便采取适当的补救措施的情况。

(3) 其他案例

Cognon 等 (1994) 就取自法国 Ambes 一条公路路基的泥炭层和高有机质含量的粘土层做了真空预压试验，路基下卧层为淤泥质粘土。泥炭层厚度 1.7m，含水量 430~860%，下伏 2.0m 厚的高有机质粘土层，其含水量 140-210%。该试验分两个阶段施加超载，之后抽真空预压，沉降-时间响应如图 9 所示。在第一阶段地表铺设 0.8m 厚的砂垫层，也作为一个排水面。三周半后，正方形排列、间距 1.4m 安装竖向排水板。五周之后，铺设第二层 0.5m 厚的粗颗粒土。第七周开始时施加真空压力。三个月监测期结束时上部 3.7m 厚的高压缩性土层沉降值达到 0.7m， $\varepsilon \approx 18.9\%$ ，这等效于 4.5m 高的堆载引起的沉降。泥炭层的平均固结度达到 80%，下伏的有机质粘土中达到 50%。停止真空抽压之后，地表在前 48h 之内回弹 0.03m 之后达到稳定。这次试验的成功使得真空固结技术成为高速公路路基预压的优先选择方法。

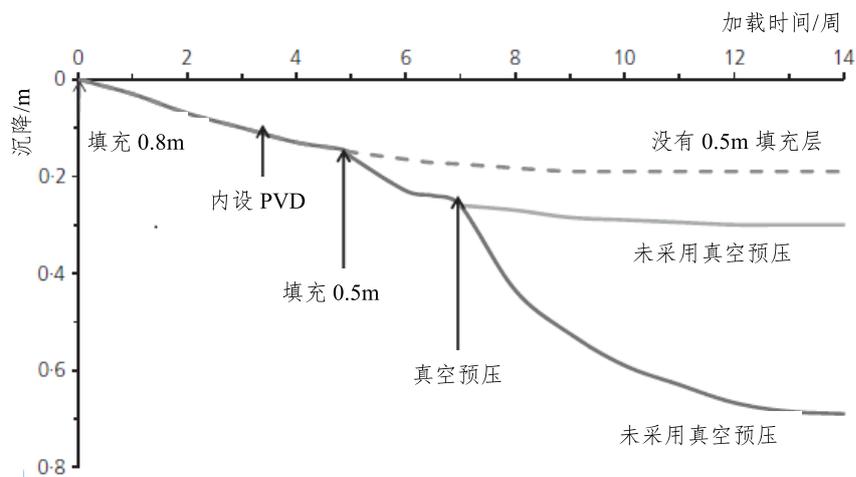


图 9 两阶段堆载后真空预压试验的沉降响应曲线 (自 Cognon 等, 1994)

关于图 9 中沉降响应曲线值得注意的一点是, PVD 板对沉降速率并没有直接明显的影响。从图 9 可以看出, 合理的解释是发生在 0.8m 厚的填土层的主固结沉降实质上已经完成了。因此, 即使有效排水路径大大减小, PVD 的安装(未施加真空压力之前)并没有对沉降速率产生明显的影响, 这是因为 PVD 不会影响到次固结沉降的速率。从 Ballydermot 沼泽试验结果(Osorio 等, 2010; Osorio-Salas, 2012)可以看出另一个可能, 即 PVD 的安装可能导致由下卧层中承压水引起的地基回弹。这实质上抵消了由于有效排水路径的减小引起的固结速率的增加量。

Hayashi 等(2002)针对日本 Sapporo 某高速公路路基的纤维性泥炭层做了真空预压试验, 土层含水量 200%~400%, 下卧层为粘土质泥炭层。PVD 板按间距 0.8m 的正方形排列。纤维性泥炭层中负压值达到 50kPa, 接近设计值 60kPa。但是下卧层中测得的真空压力仅仅为 20kPa。而且相比于纤维性泥炭层, 下卧层的沉降-时间响应也有相应延迟。同时发现固结速率对 PVD 板的间距很敏感, Hayashi 等(2002)从中得出这样的结论, 当 PVD 板的间距大于 0.9m 时地基特性将不会再进一步提高。但是实际工程中, 常常以最小间距作为设计指标, 因为间距太小会导致涂抹区重叠从而减小固结速率。

Ballydermot 沼泽试验(Osorio 等, 2010; Osorio-Salas, 2012)和 Sapporo 大规模真空预压试验(Hayashi 等, 2002)之间关于合理的 PVD 间距问题的明显矛盾表明了解释该技术应用于不同类型土产生的差异还存在较大困难。但至少这些项目的总体成功证明了真空固结技术可以像应用于软粘土一样有效地应用于在泥炭土层, 就像其已经被广泛地应用一样。上述每个项目都证明了真空预压法作为一种改良泥炭沉积层地基的方法是可行的。在评价该技术对泥炭层的有效性时应当考虑的最突出的问题是残留沉降变形的范围。结构物整个设计寿命期间预期的次固结沉降可以通过增加承载层的 OCR 来减少到可接受水平之内。例如, Sri Lankan 高速公路的现场试验就是一个证明(Ariyaratna 等, 2010)。

5 前景与展望

迄今为止, 大多数的真空固结项目是针对软粘质土层的, 尽管也有很多项目涉及改良泥炭层。就泥炭层对真空预压法的响应特性, 可以做进一步的实验和数值研究, 特别是解决以下问题:

(1) 真空预压和同等的堆载预压两者的次固结沉降速率不同吗? 施加的荷载破坏了纤维性泥炭的结构(Mesri, Ajlouni, 2007), 使固体颗粒的结构重新排列(Hobbs, 1986; O'Kelly, 2013), 进而使得次固结开始时更多的水分从有机固体的微孔隙中释放到大孔隙(即固体颗粒之间的孔隙空间)中来(Berry, Poskitt, 1972; Hobbs, 1986)。考虑到颗粒结构的破坏, 在真空预压荷载的帮助下, 微孔隙中排出的超孔隙水可能比超载预压单独施加时更快地排出, 正如 Saowapakpi boon 等(2010, 2011)在主固结阶段观测到的一样。通过原位试验充分研究次固结的响应规律将需要许多年, 但是使用物理模型, 就可以在更短时间内完成。此外, 压力控制、边界条件和排水条件等室内试验可以提供的技术将会使泥炭层在施加不同的真空预压和(或)超载预压荷载条件下的长期沉降响应的比较情况更加

明确清晰。

(2) 对于泥炭层考虑到其很高的压缩性, 真空固结时发生于最高土层处向内的侧向位移可能会更大吗? Ong 和 Chai (2011) 指出, 侧向位移量不仅取决于荷载条件和荷载水平, 还取决于土层的固结特性和变形特性。这也为 Mesri 和 Khan (2012) 提出的水平位移和垂直位移之间的经验关系所支持。

(3) 对软粘土和泥炭沉积层, 相同的真空压力与堆载压力之比, 产生的净侧向位移沿深度分布相同吗? 比如, 基于液压固结的操作原理 (Rowe cell), 可以开发一种专业的大型设备, 用以观测泥炭层和软粘土试样在相同的加载和排水条件下的相对侧向变形。同时也可以观测到超载压力和真空压力的叠加可以避免可能发生的侧向变形。

(4) 泥炭层中的涂抹效应和井阻作用比软土类中更加显著吗? 尽管 PVD 安装期间涂抹区内土层的渗透性因重塑而大大减小, 纤维性泥炭初始渗透率通常很高, 这意味着纤维性泥炭中的 k_h/k_s 比值将比软粘土中更大。

(5) PVD 的安装深度可以减小吗, 以及 PVD 板要靠近处理区中心的什么程度, 以使得——相比于相同深度整个处理区安装 PVD 的情况——排水有效而且经济合理?

(6) 关于施加不同的真空预压和 (或) 超载预压荷载条件可以获得的 OCR 与堆载条件下的蠕变沉降之间的关系还需要进一步的探究。

6 总结与结论

许多探索软粘土对真空预压的响应规律的研究结果增进了我们的理解, 也发展了新的实验设备和发展过程的分析模型。随着技术的日渐成熟, 很明显真空预压技术也适用于其他类型的地基改良工程, 这现在已经被广泛接受。提高沉降预测的准确性的主要问题是评价整个真空固结系统中 PVD 安装引起的土体扰动情况。数值模拟方面的最新进展包括模拟非达西流条件, 非线性土性以及应变径向分布的方法等。对于待处理地基中 PVD 的排列问题平面应变分析已经足够, 并且可以方便地和数值分析方法结合起来。因此, 虽然就真空预压法而言数值法预测值和原位测量结果之间存在的差异需要进一步的关注, 但数值模型可以提高准确性, 这已经得以证明。这些差异归结于预测一些影响因子 (涂抹效应和井阻作用) 的困难性, 以及某些关于土的响应和真空压力分布的不正确假设。

真空预压固结法作为一种有效减小工后沉降的实用技术已经被广泛接受。但是到目前为止, 只有少数研究考虑到其应用于泥炭层和其他高有机质含量土层的情况, 并且其中大部分局限于现场试验。这些研究结果表明这项技术可以成功地应用于这种土性条件如此之差的地基, 尽管其地基响应规律和软粘土中观测到的明显不同。在包括泥炭层的高压缩性土层中, 真空固结系统产生的沉降过大, 会导致最上层发生显著的向内的侧向位移。如果超载与真空预压技术相结合, 净侧向位移可以得以控制。泥炭层在施加不同真空压力和 (或) 堆载压力条件下的次固结响应规律也需要进一步的研究。