

DOI: 10.11779/CJGE202201001

# 软土地区基坑工程变形控制方法及工程应用

郑 刚

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室(天津大学), 天津 300072;  
3. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

**摘要:** 基坑变形控制是软土地区基坑工程的核心内容, 不仅与自身工程安全密切相关, 更涉及到对周边环境的影响。随着城市地上、地下各类建(构)筑物越来越密集, 基坑工程施工产生的变形对环境影响的控制愈加成为基坑工程的焦点问题。首先, 从基坑施工全过程控制的视角, 分析了基坑施工全过程各阶段的变形特征、机理以及对环境的影响。进而, 将基坑变形及其对环境影响的控制划分为“基于基坑支护体系的变形控制”和“基于邻近基坑保护对象的变形控制”两类方法。针对基于邻近基坑保护对象的变形控制, 提出了不是基于对基坑支护体系, 而是直接着眼于保护对象的变形主动控制理论, 通过对关键区域土体的应力和变形的控制, 实现对保护对象的测控一体化靶向控制。此外, 提出了基坑无支撑支护理论并发展了一系列软弱土地区基坑绿色无支撑支护技术, 实现了在较大的深度条件下也可进行坑无支撑支护设计。通过“基坑施工全过程控制”“基坑变形主动控制理论”“基坑无支撑支护控制体系”的变形控制理论及工程应用, 努力推动基坑工程变形控制向“高效、智能、绿色、低碳”方向发展。

**关键词:** 基坑工程; 变形控制; 全过程; 无支撑支护; 主动控制

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2022)01-0001-36

作者简介: 郑 刚(1967—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事城市岩土工程的教学与科研工作。E-mail: zhenggang1967@163.com。



## Method and application of deformation control of excavations in soft ground

ZHENG Gang

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Ministry of Education(Tianjin University); 3. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** The main task of excavations in soft ground is the deformation control, which is closely rated to their safety and environmental impact. With the increase of the buildings and structures in the urban areas, the construction-induced deformation has become the focus of the excavations. The characteristics, mechanism and environmental impact of the deformation caused by each excavation phase are analyzed in a view of the whole-process control. Furthermore, the control methods for the deformation and environmental impact of the excavations are classified into two types, i.e., the control based on the retaining system of the excavations and that based on the protected objects adjacent to them. For the latter type, the active control theory is proposed focusing on the deformation of the protected objects instead of the retaining system. This active targeting technology integrated with the measurement and control for the protected objects is realized by controlling the stress and deformation of the key zone. Finally, the strut-free retaining theory is proposed and a series of strut-free retaining technologies are developed for the excavations in soft ground. The design of strut-free retaining for the excavations with relatively large depth can be realized using these technologies. The theories and applications of the whole-process control, the active control and the strut-free retaining system promote the deformation control of the excavations towards the efficient, intelligent, green and low-carbon aim.

**Key words:** excavation; deformation control; whole process;  
strut-free retaining; active control

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(41630641)

收稿日期: 2021-12-01

## 0 引言

基坑工程是城市发展、地下空间开发的重要手段。进入21世纪后,伴随着城市地下轨道交通、重大交通枢纽的大规模建设,基坑工程向“深、大、长”发展的趋势愈发明显<sup>[1]</sup>。例如,天津站交通枢纽地下工程,其中的三角形超深基坑边长分别为500, 530, 220 m;天津机场交通中心基坑深度24.2 m,其长度达770 m。

基坑施工会引起基坑支护结构变形和周边地层变形,如图1所示,并由此对基坑周边的建(构)筑物、道路、地下管线及其它基础设施产生影响。在新建的基坑的影响范围内存在既有建筑物、立交桥、道路、地下管线等,此时,基坑自身变形及引起周边影响的变形的控制标准一般都为cm级别。对于cm级别的变形控制,长期的相关研究和工程实践已经积累了大量的经验。

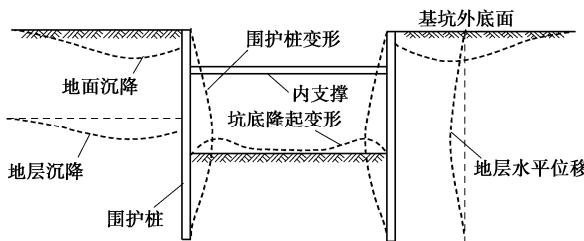


图1 基坑支护结构及周边地层变形

Fig.1 Deformations of excavation retaining structures and soils

但是,对于某些对变形有特殊要求的建(构)筑物,以及随着大量地铁的建成和投入运营而出现的越来越多邻近已运营地铁的基坑近接施工,甚至邻近高速铁路的基坑近接施工,此时,基坑施工引起周边环境变形的控制要求可达到mm级。mm级变形精细控制要求,给传统的基坑cm级变形被动控制理论、方法和技术带来了挑战<sup>[1]</sup>。

针对上述问题,笔者团队,开展了基坑施工全过程的变形机理研究,揭示了基坑工程相关的三类变形机制(施工扰动、水位降低、开挖卸载),提出了将基坑施工环境的影响控制分为“基于基坑支护体系的变形控制”和“基于邻近基坑保护对象的变形控制”两类主要控制方法,提出了“变形影响区域”及“变形控制关键区域”的概念,建立了基坑变形主动控制理论和方法。进一步,在基坑变形控制理论基础上,提出和发展了系列基坑无内支撑支护技术体系,在适当的深度范围和环境条件下,实现大面积基坑的无支撑支护施工。

大量工程实践表明,软弱土地区的基坑工程变形主动控制技术和基坑工程无支撑支护技术,在适当条件下,可显著降低基坑工程造价、缩短工期、减少钢

筋水泥等材料消耗,推动了基坑工程迈向“智能、高效、绿色、低碳”方向发展。

## 1 基坑施工全过程的环境变形

软土高水位地区采用内支撑支护体系的基坑工程,其施工全过程可包括:①支护结构施工,②基坑开挖前的预降水,③基坑分层设置内支撑并分层降水开挖,④基坑底以下的承压水抽水减压,⑤分层施工地下结构,⑥分层回填并拆除内支撑。因此,基坑施工过程中变形的3个主要原因可概括为施工扰动、水位降低、开挖卸载,现有的研究主要考虑了第③、⑥阶段的变形。

然而,在软土、高水位地区的深基坑工程,支护结构施工、基坑开挖前的预降水、基坑底以下承压水抽降阶段均可能产生可观的变形,当变形需要精细控制时,这些施工阶段产生的变形必须加以重视<sup>[2-12]</sup>。此外,一些条件下,基坑内工程桩施工也会引起基坑周边变形和环境影响<sup>[13-15]</sup>。因此,当基坑周边环境条件对变形要求严格时,应考虑对基坑施工全过程的变形进行分析与控制。

### 1.1 支护结构施工引起的变形

图2为地下连续墙成槽引起的不同距离处的土体水平位移。监测结果表明:在地连墙施工期间,土体水平位移占整个施工期间的水平位移的27.82%~76.68%,平均为57.49%,即地连墙施工引起的土体水平位移占到了施工总区间的一半以上<sup>[16]</sup>。这说明围护结构施工引起的土体变形不容忽视。

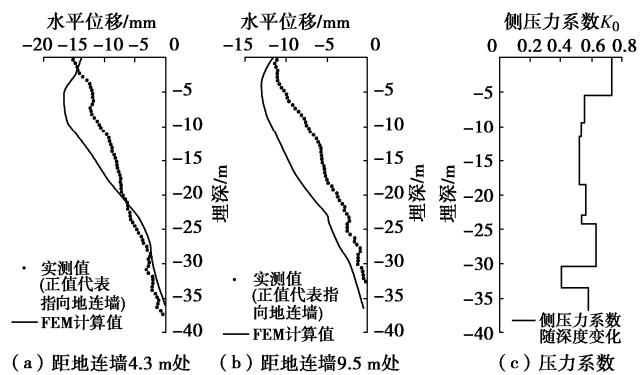


图2 地下连续墙成槽引起土体水平位移

Fig. 2 Horizontal displacements of soils due to trenching

### 1.2 工程桩施工引起的变形

某地粉土地层上拟建一栋地上10层地下2层的建筑,基坑面积约5200 m<sup>2</sup>,挖深12 m,采用钻孔灌注桩作为围护桩,设置两道钢筋混凝土水平内支撑。建筑桩基采用CFG桩,长螺旋钻管内泵压法施工,桩径400 mm,间距1600 mm,共计两千余根。现场首先施工钻孔灌注桩围护桩,然后施工CFG桩工程桩,根据

设计要求, CFG 桩灌注至基坑底部以上 4 m。桩顶上部 8 m 深的空桩孔由于桩径较小且土质较弱, 回填困难, 未能及时回填, 导致基坑周边建筑物产生了不同程度的沉降, 如图 3 所示, 其中基坑南侧 7 层建筑物最大沉降超过了 50 mm 距离, 基坑东侧 15 m 外的一幢 6 层建筑物也产生了 30 mm 以上的沉降。当大量空孔同时存在时, 其在土层中产生的应力释放作用会对周围环境造成较大影响, 即群孔效应<sup>[13-15]</sup>。

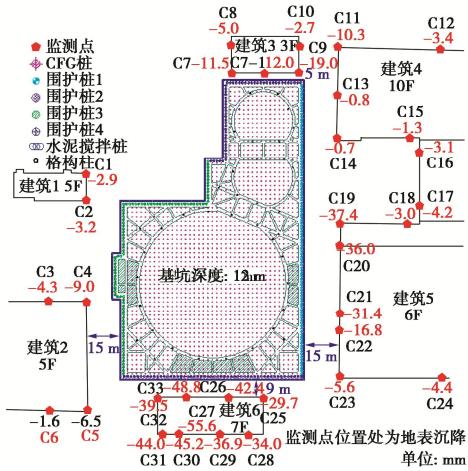


图 3 某工程中群孔效应引发的周边建筑物沉降

Fig. 3 Settlements of adjacent buildings induced by group borehole effects

图 4 为群孔效应离心机试验。试验选用弱超固结土, 共研究 3 种工况, 如所示。其中工况 1 模拟直径 1.6 m, 孔深 8 m 单个空孔成孔; 工况 2 则利用轴对称模拟 64 个直径 0.4 m, 孔深 8 m 空孔成孔; 工况 3 利用轴对称模拟 4 个直径 1.6 m、孔深 8 m 空孔, 可研究孔数对群孔效应的影响。

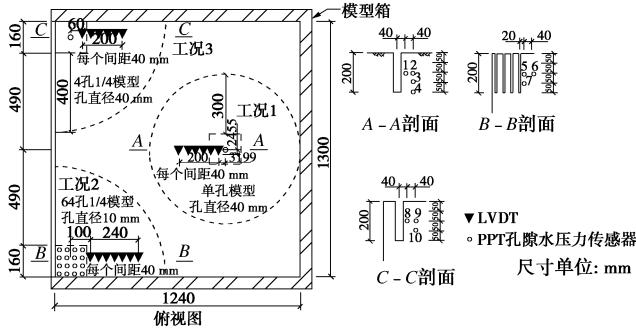


图 4 单孔和群孔成孔效应离心机试验

Fig. 4 Centrifuge tests on single and group borehole effects

图 5 是成孔结束时 3 组工况地表沉降曲线对比, 对比工况 1 (单孔) 和工况 3 (4 孔) 可知, 4 孔引起地表沉降值与影响范围远大于单孔。同时, 多孔共存导致空孔内缩变形较单孔时增大。单孔及群孔精细化数值模拟结果表明, 单孔情况下, 孔周土体中会出

现水平环向应力拱和竖向应力转移, 有效限制孔壁内缩变形; 多孔时, 后续孔对先行孔周边应力拱的相互削弱作用是群孔效应的重要原因。

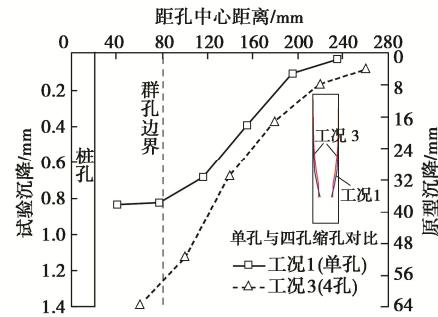


图 5 单孔和群孔成孔引起地表沉降

Fig. 5 Ground surface settlements induced by single and group borehole

如图 6 所示, 工况 2 和工况 3 中孔的总面积相同, 在距离群孔边界 120 mm (原型中为 4.8 m) 的范围内, 工况 3 中的地表沉降大于工况 2; 但在距离群孔边界 120 mm (原型中为 4.8 m) 范围外, 工况 3 中直径 40 mm 的 4 孔产生的地表沉降与工况 2 中直径 10 mm 的 64 孔产生的沉降基本吻合, 说明可将等面积多孔合用法用于距离空孔一定范围外群孔引发的地层变形提供了思路。这为简化分析大量群孔引发的地层变形提供了思路。

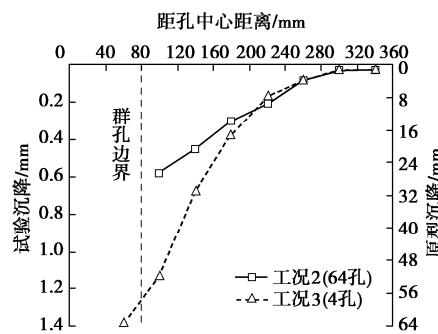


图 6 多孔合并前后地表沉降曲线对比

Fig. 6 Comparison of ground surface settlements with and without simplification of group borehole

为解决工程中大量空孔情况下群孔效应数值模拟难题, 提出了孔型转化和多孔合并法的简化模拟方法, 如图 7 所示。在前文所述的工程案例模拟中, 2000 余个深 8 m 空桩孔采用 25 孔合为 1 个六边形大孔的方式进行多孔合并简化, 如图 8 所示, 由此使得数值计算规模大幅减小。如图 9 所示, 数值模拟结果与实测结果中邻近建筑物的沉降分布与量值均较为接近。

基于上述分析, 采用空孔回填措施时, 回填整个群孔区域外围及中部一定排数空孔就可起到较好的效果, 如图 10 所示; 或者先施工支撑下方的工程桩, 然

后设置基坑第一道支撑后再施工其余工程桩, 可以大幅度增加围护结构的抗侧移刚度, 进一步减小围护结构的水平变形。

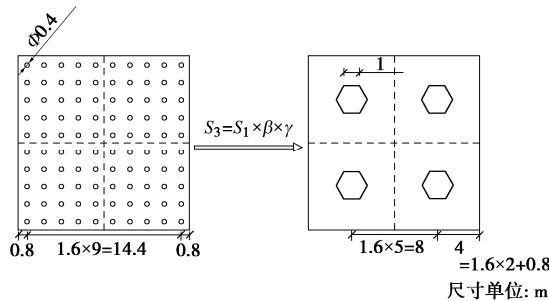


图 7 群孔效应多孔合并模拟简化方法示意

Fig. 7 Simplified simulation of group borehole effects

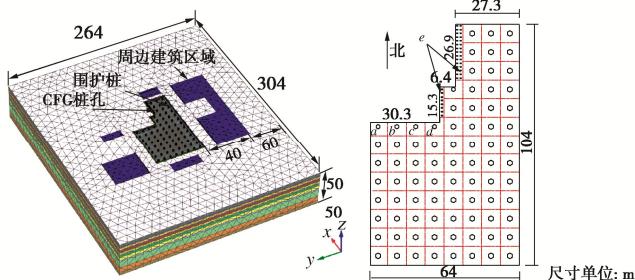


图 8 多孔合并示意图

Fig. 8 Simplified simulation of group borehole effects

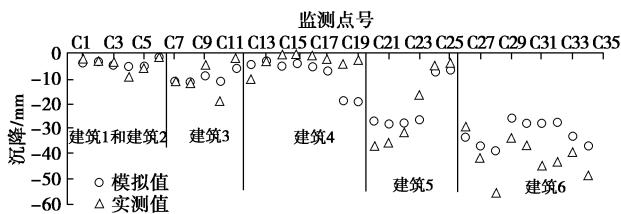


图 9 监测点沉降模拟值和实测值对比

Fig. 9 Comparison of measured and predicted settlements

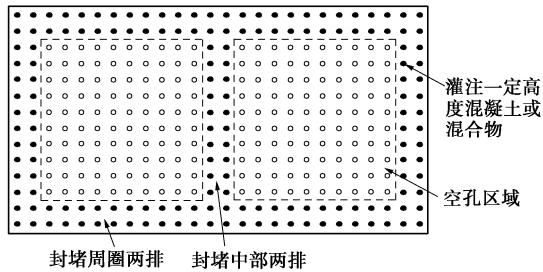


图 10 部分空孔回填控制群孔效应影响

Fig. 10 Filling of partial boreholes to control group borehole effects

### 1.3 预降水施工引起的变形

基坑正式开挖土方前, 一般都要进行降水运行试验(简称预降水)以检验降水设计的有效性和基坑止水帷幕系统是否存在渗漏。工程实践表明, 软土地区的预降水措施可能引起基坑及周边环境显著变形, 但往往没有被工程界注意, 并加以专门监测、研究和控制。

图 11 为某地铁基坑的平面图, 基坑深度为 19.6 m。基坑西南侧有一幢需要重点保护的建筑物, 该建筑物业主单位提出整个基坑和地铁车站结构施工全过程中, 建筑物的最大沉降不超过 10 mm。在大里程基坑开挖土方前, 未设置水平支撑的情况下, 进行了 10 d 大里程段的预降水, 最大预降水深度约 16 m, 发现大里程基坑的地下连续墙出现了明显的水平变形<sup>[2]</sup>, 如图 12 所示, 且地下连续墙的最大水平位移随降水时间延长而不断发展, 最大侧移达 10 mm。地下连续墙的变形与基坑无内支撑时的土方开挖引起的悬臂式支护结构的变形相似。该工程的设计图纸规定, 基坑支护结构的最大水平变形为 30 mm, 而基坑预降水就引起了约占该工程允许变形的 30%。

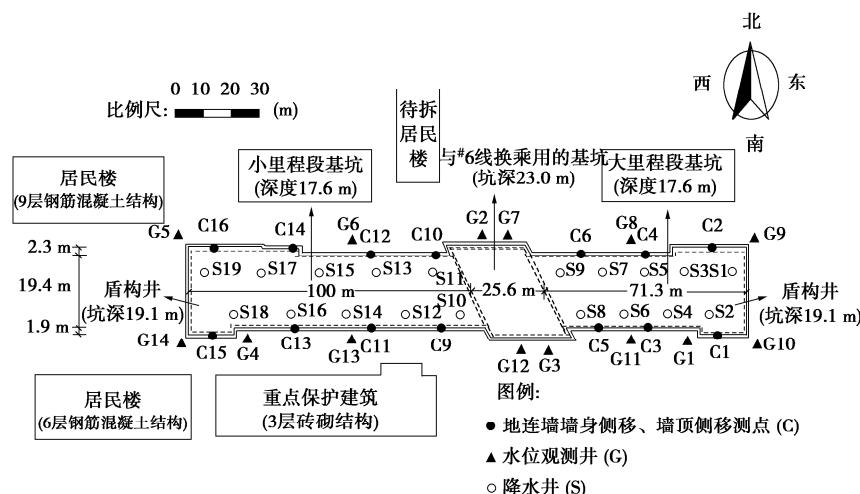


图 11 基坑平面图

Fig. 11 Plan of excavations

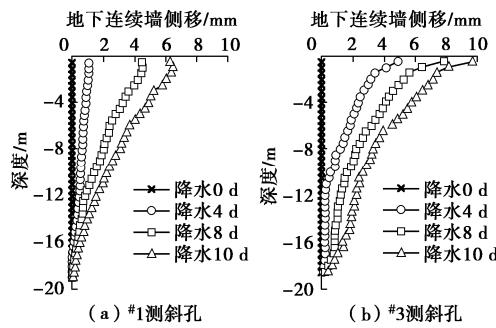


图 12 基坑预降水引起地下连续墙变形

Fig. 12 Wall deflections induced by pre-dewatering of excavations

为了进一步研究基坑预降水引起的支护结构变形和环境影响,区别于大里程基坑全部降水井同时开启抽水,在小里程段基坑分段启动降水井进行预降水试验,其中第一段启动 S10、S11、S12 三口降水井,抽水 3 d,然后停止降水等待水位恢复。按照第一段的预降水试验方法,依次进行第二段的 S13、S14、S15 三口降水井和第三段的 S16、S17、S18 和 S19 四口降水井的预降水试验。考虑到小里程段基坑南侧 6 m 外的重点建筑物的沉降控制,小里程段基坑的第一道钢管水平支撑安装后,再进行分段预降水试验。与大里程基坑相同,总试验时常也为 10 d。

预降水试验结束后,小里程段地下连续墙的水平位移如图 13 (a) 所示,图中还给出了大里程段一次性预降水试验的地下连续墙变形。可以看出,在先设置水平支撑后分段预降水,地下连续墙的水平变形分布模式发生了改变,类似于设置内支撑的基坑开挖引起的地下连续墙变形,且地下连续墙的变形最大值减小了约 50%。小里程的预降水试验再次表明,基坑开挖前的预降水确实可引起地下连续墙可观的水平位移,并由此产生对周边环境的影响,如图 13 (b) 所示,可见,小里程基坑分段预降水试验中,各阶段都引起了建筑物的沉降,且累计沉降在预降水试验结束时超过了 8 mm,并在 20 d 后进一步发展到超过 10 mm。

上述试验表明,基坑预降水阶段可引起支护结构可观变形和环境影响,并应在基坑施工全过程产生变形预测及控制中加以针对性考虑。

考虑到地铁车站基坑的宽度、面积均较小,因此,进一步对某开挖面积为 4.5 万  $m^2$  的大面积建筑基坑 7~10 d 有效预降水过程中支护结构的水平变形进行了监测<sup>[3]</sup>。如图 14 所示,基坑开挖深度 15.7 m,采用地下连续墙结合反压土进行支护,没有设置内支撑。同样地,在预降水阶段,观测到地下连续墙的侧移随降水时间延长而不断增大,最大侧移达 15 mm,如图

15 所示,约为基坑支护设计给出的地下连续墙允许变形预警值的 47%。

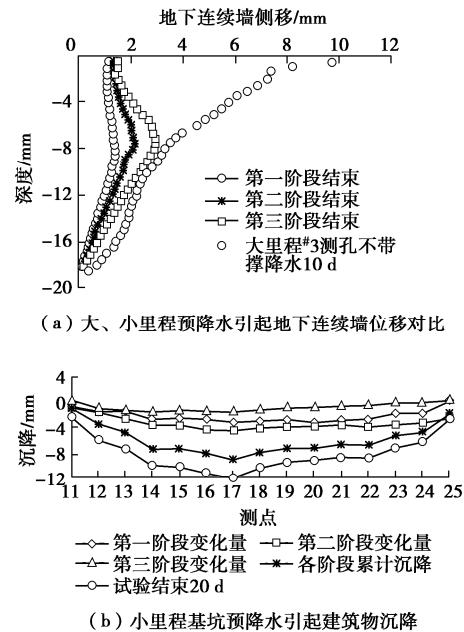


图 13 基坑预降水引起地下连续墙变形和建筑物沉降

Fig. 13 Wall deflections induced by pre-dewatering of excavations

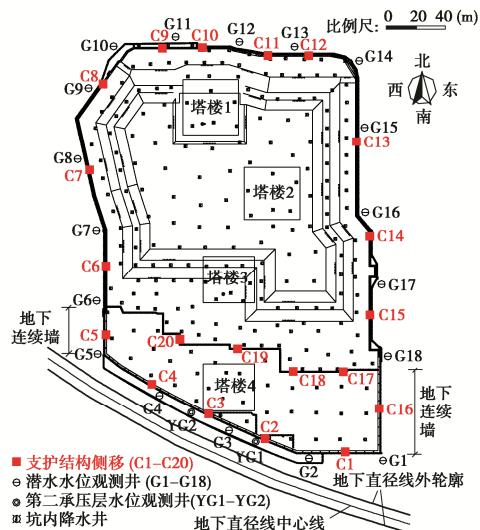


图 14 某大面积基坑降水井及监测点平面布置

Fig. 14 Plan of dewatering wells and field monitoring paints

针对上述两个工程,开展了大量模拟仿真研究,揭示了预降水引发变形问题的 4 个效应:时间效应(变形随抽水时间延长而非线性增大,前 5 d 内变形发展可达最终变形的 90%)<sup>[4]</sup>、尺度效应(变形随基坑宽度增大呈双线性增大,存在临界基坑宽度让变形随基坑宽度的增长而趋于稳定)<sup>[4]</sup>、边角效应(存在特定的边角效应变形区,即 1.2~2.25 倍基坑宽度)<sup>[5]</sup>及增透效应(变形随地层渗透连通性增强而逐渐增大)<sup>[6]</sup>。

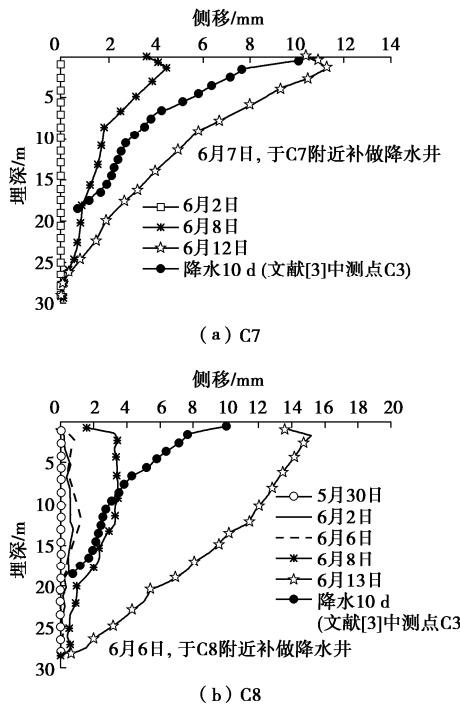


图 15 某大面积基坑预降水过程中围护结构变形情况

Fig. 15 Wall deflections induced by pre-dewatering of excavations

针对前文提出的 4 个效应, 采用非线性回归理论对大量模拟仿真结果进行统计与分析, 构建了反映 4 个效应的围挡侧移计算模型, 见式 (1) 和图 16<sup>[4-6]</sup>。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{\text{hm}} &= \frac{13.5t^2}{8.3 + t^2} && \text{(时间效应),} \\ \frac{\Delta\delta_{\text{hm}}}{\Delta W_p} &= \frac{10^{-4}}{0.155 + \left( \ln \frac{W_p}{H_d} \right)^2} && \text{(尺度效应),} \\ \text{PSR} &= \frac{\delta_w}{\delta_{w,ps}} = a + \frac{b-a}{1 + \left( \frac{d_h}{L} \right)^d} && \text{(边角效应),} \\ \delta_{\text{hm}} &= 18 - \frac{9}{1 + 497K_3} && \text{(增透效应).} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中  $\delta_{\text{hm}}$  为围护结构最大侧移;  $t$  为抽水时间;  $W_p$  为基坑宽度;  $H_d$  为降水深度; PSR 为平面应变比;  $\delta_w$  为距离基坑角点任意截面位置处围挡最大侧移;  $\delta_{w,ps}$  为无限长度基坑中间截面最大侧移 (平面应变状态);  $d_h$  为距基坑角点距离;  $L$  为基坑长度;  $K_3$  为被抽水含水层渗透系数;  $a$ ,  $b$ ,  $d$  为与基坑长宽比有关的待定系数 (其取值可根据不同地区基坑侧移实测数据反算得到以形成经验), 基于提出的变形计算公式, 可实现不同时间、基坑尺度、平面位置和连通地层下抽水联动致沉的快速评估。

此外, 还提出了基于工程界常用的弹性地基梁计算模型的变形预测方法<sup>[4]</sup>。

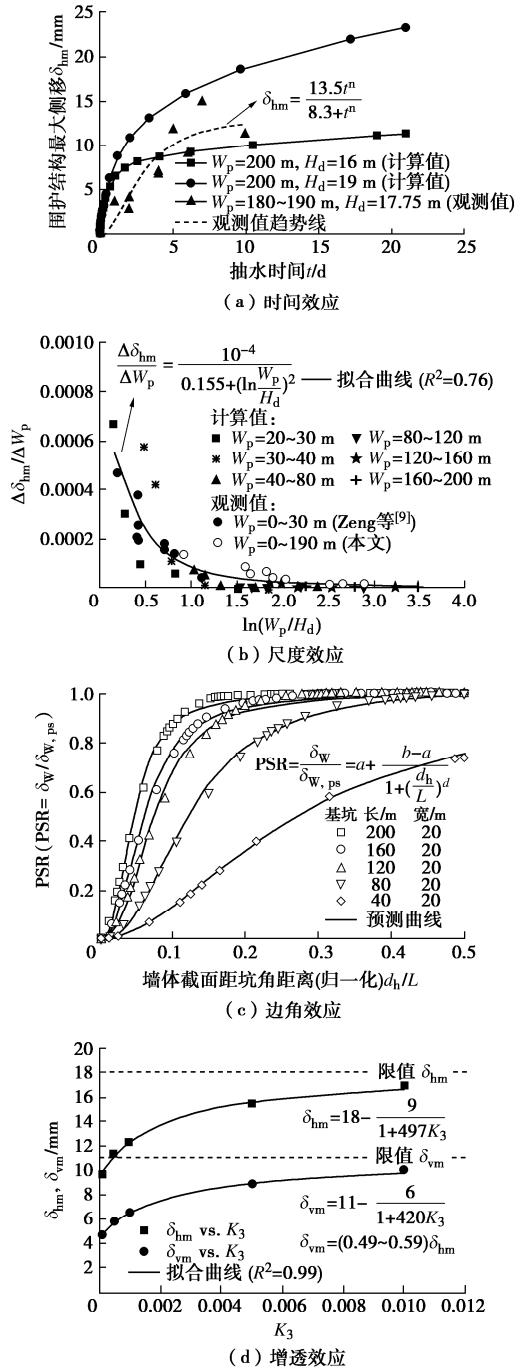


图 16 考虑预降水 4 个效应的变形计算模型

Fig. 16 Deformation prediction model considering 4 effects of pre-excavation dewatering

#### 1.4 承压水抽降引起的变形

当基坑底以下分布有承压含水层影响基坑底突涌稳定, 但地下连续墙或止水帷幕又没有截断承压含水层时, 为了满足基坑底的抗突涌稳定要求, 可采用在基坑内或基坑外设置进入该承压含水层的降水井, 对该层承压含水层进行抽水降压 (降低承压含水层水头), 使基坑底范围内的承压含水层水头降低至安全水头以下。

图 17 为天津某场地第一、第二承压含水层局部抽

降水引起的土体沉降沿深度分布<sup>[10-12]</sup>。短期内(如降压5 d内),第一承压含水层上覆土体呈现“上小下大”的沉降规律,最大沉降出现在弱透水层中;随着降压时间的延长,土体最大沉降逐渐上移,直至某一时刻,地表成为土体最大沉降位置;对第二承压含水层,不论短期降压还是长期降压,上覆土层均表现出上小下大的沉降规律;随着降压时间的延长,最大沉降位置逐渐上移,稳定后的最大沉降位置出现在上覆弱透水层顶板(或第一承压层底板)处,而并非地表,这与对第一承压水抽水的结果有明显区别,其根本原因是第一、二承压层的竖向补给条件不同,因而土体的释水固结与水力传导规律不同。

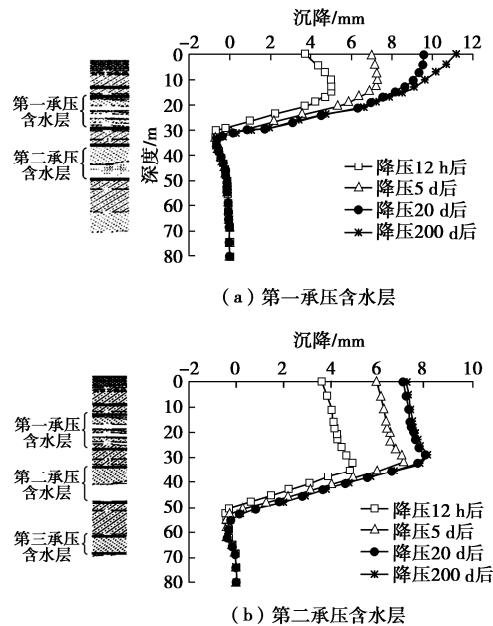


图 17 承压层抽水引发土体变形发展规律

Fig. 17 Prediction model for deformation considering 4 effects of pre-dewatering of excavations

上述研究结果意味着支承在承压层顶部的桩基建筑沉降,可能比地面沉降或支承在浅部土层的建筑沉降更大。此外,还可以看出,承压含水层以下的弱透水层因释水而产生了回弹。

### 1.5 开挖引起支护结构的变形

郑刚等<sup>[17]</sup>对某深基坑开挖全过程中围护桩的水平位移进行了实测,其中CX6、CX9和CX10为围护结构不同平面位置水平位移监测点,如图18所示,基坑开挖深度21.0 m,采用4道钢筋混凝土内支撑。其中围护桩桩身水平位移观测点CX6正好位于基坑钢筋混凝土水平支撑环梁的顶部,CX10则位于基坑的对撑位置,CX9则邻近CX10。3个测点在基坑开挖到基坑底部后的桩身侧移及其对比见图19。由于同一个基坑不同位置水平支撑提供的支撑刚度不同,不同位置处的围护桩可产生不同的水平位移分布模式<sup>[18]</sup>,

且最大水平位移值也存在明显差别。

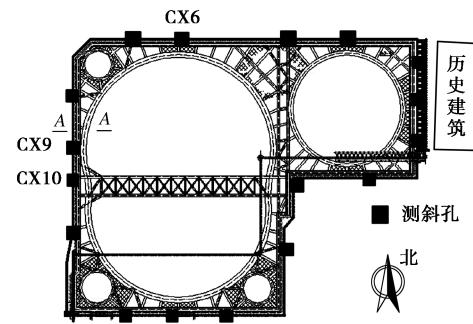


图 18 基坑水平支撑平面和支护桩侧移变形监测点

Fig. 18 Plan of structs and monitoring points of lateral displacements of retaining piles

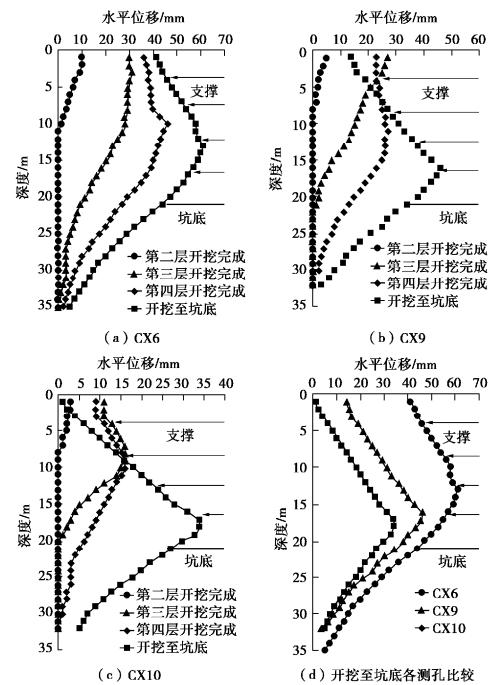


图 19 某基坑工程围护结构变形实测

Fig. 19 Measured lateral deformations of retaining wall

从图19中可见,CX6测点的结构水平位移在土方开挖前期,表现出上大、下小的变形模式,与悬臂变形相似,在基坑开挖完成后,其变形模式发生改变,变为复合型的变形模式。而CX10测点的水平位移模式由初始的悬臂型变为典型的内凸型,CX9与之表现出类似的变形模式。由图19(d)可看出,由于水平支撑提供的支撑刚度不同(CX10观测点由于正对基坑对撑,故此处水平支撑的刚度最大,CX9次之,CX6处最小),不同位置处的围护桩可产生不同的水平位移分布模式,且最大水平位移值也存在明显差别。

图19表明,对同一个基坑,不同位置的围护桩桩体可能会产生不同大小、不同模式的水平位移,从而必然会影响到其对应产生的基坑外土体位移和环境<sup>[19-21]</sup>。

通过建立精细化有限元模型, 针对 4 种典型围护墙变形模式引起的坑外地表的沉降和水平位移、坑外土体的深层土体沉降进行对比分析<sup>[17]</sup>。如图 20 所示, 可看出, 即使围护结构最大水平位移相同, 由于侧移分布模式不同, 基坑外地表和深层土体的竖向及水平位移场均存在较大差别, 从而可能对环境产生不同程度的影响。

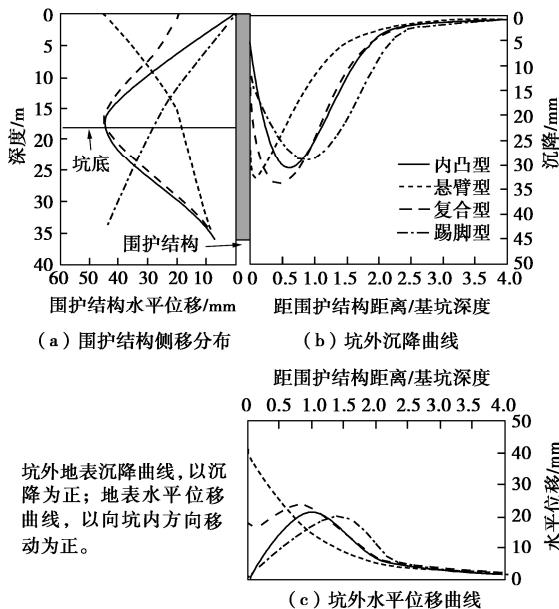


图 20 不同变形模式下坑外地表土体位移对比

Fig. 20 Comparison of ground surface deformations under different lateral deformation modes of retaining wall

首先, 围护桩不同变形模式产生的地表沉降、地表水平位移及其环境影响。以悬臂型和深基坑最常见的复合型围护桩变形模式为例, 虽然对应的坑外地表最大沉降值基本相同, 但单悬臂型变形模式产生的坑外地表土体沉降、水平位移最大值基本就在墙后, 而且可引起大得多的地表土体水平位移, 其主要影响范围为坑外  $1.5H$  ( $H$  为基坑深度) 范围以内,  $1.5H$  以外的影响很小。因此, 悬臂型变形可对距离基坑较近的道路、建(构)筑物、浅埋地下管线等造成影响; 而围护桩踢脚型产生的坑外最大沉降点和最大水平位移点则分别约在墙厚  $1.0H$  和  $1.5H$  处, 影响范围则可达  $2.5H$ 。

再对比围护桩不同变形模式对应的坑外土体深层沉降, 如图 21 所示。由图 21 可以看出, 悬臂型变形模式对坑外土层深层沉降的影响主要局限于  $1H$  深度范围内, 因此, 当基坑外的基坑开挖深度以下分布有地铁隧道时, 悬臂型支护则对隧道的影响最小; 而踢脚型变形模式产生的坑外土体深层沉降在坑外  $1.5H$  深度处仍然很大。

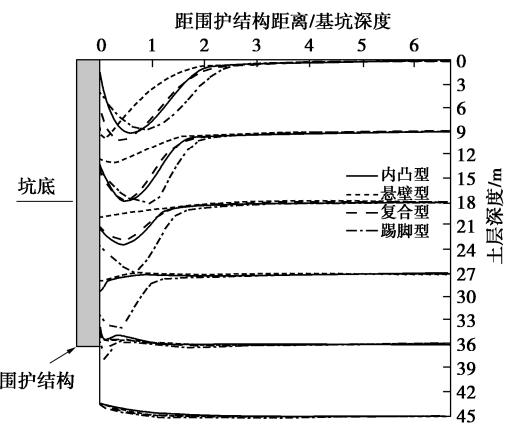


图 21 围护结构不同变形模式下坑外深层土体沉降对比

Fig. 21 Comparison of ground deformations behind retaining wall under different lateral deformation models of retaining wall

因此, 在支护结构设计时, 除应控制围护结构最大位移值外, 还应充分考虑坑外既有建(构)筑物的类型、基础型式、相对于基坑围护结构的位置、对沉降或水平位移的敏感性, 控制合理的围护结构变形模式, 从而减小对结构扰动、保护结构安全。例如, 当地面有距离基坑围护结构较近的柱下扩展基础的低层框架结构、垂直于基坑边的地下管线等时, 由于其对结构的水平向拉应变较为敏感, 因此要特别注意避免产生围护结构上大下小的悬臂型变形。而当基坑附近的地表无需要保护的建(构)筑物、管线, 而基坑外较大深度处理设有地铁隧道时, 则应尽可能将支撑的配置以控制基坑下部的围护结构变形为主要原则, 以尽可能减小对坑外隧道的影响, 并应增加围护结构插入深度, 尽可能避免产生踢脚型变形模式。

## 1.6 基坑开挖引起邻近建筑的变形

当基坑开挖深度相同, 而围护结构及支撑系统的差异将使得围护结构发生不同形式的变形, 坑外土体的位移及邻近建筑物的变形也将存在相应差异<sup>[19-21]</sup>。更进一步, 基坑周边建筑物即使条件完全相同, 但其与基坑的距离、相对角度不同, 也会在围护结构不同变形模式基础上, 更进一步加大建筑物对基坑变形响应的差异。

如图22所示, 在天津地铁3号线昆明路站的基坑工程中, 基坑长311 m, 宽32.4 m, 开挖深度为17.3~19.2 m, 基坑周边密布着民宅及公共建筑, 其中最近一座建筑距离基坑仅5.8 m, 且由于这些建筑历史悠久, 曾经历过地震, 对地基土体变形的耐受能力差, 如何合理地分析和控制这些建筑的变形成了该工程的难点<sup>[22]</sup>。

图23是图22中#13楼在基坑施工过程中的沉降实测三维分布图, 可见, 该建筑物虽然沉降不大, 但因与基坑边没有呈平行关系, 建筑物呈现出了较为显著的扭转变形趋势, 即此时的建筑物不仅承受挠曲变形

的作用, 还将承受扭转变形的作用, 建筑物的变形也变得更为复杂, 对其破坏程度的评估也相应地变得更为困难。

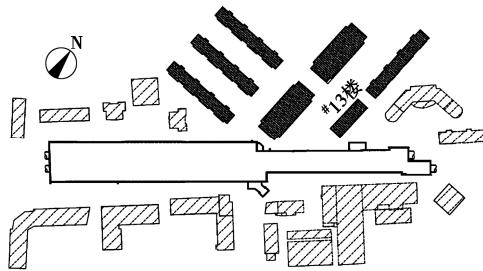


图 22 某地铁车站基坑周边建筑情况

Fig. 22 Plan view of surround buildings of metro station

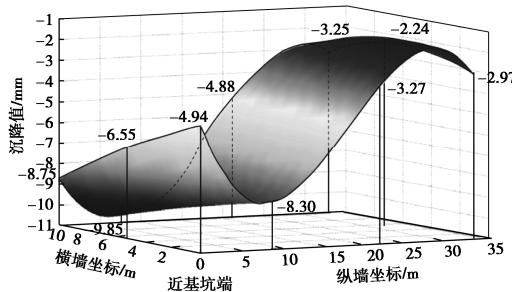


图 23 建筑物的三维沉降分布图

Fig. 23 3D settlement distribution of building

为了对比不同围护结构变形模式下建筑物墙体拉应变最大值的变化情况, 图24列出了距基坑边不同距离的建筑物纵墙拉应变最大值<sup>[19]</sup>。可以看出, 在距离基坑边 $1.5H$ 深度范围内, 踢脚型变形模式在建筑物中产生的拉应变最大, 内凸型次之, 实际工程中最常见的复合型产生的拉应变则显著小于前两者, 而悬臂型参数的最大拉应变则最小。

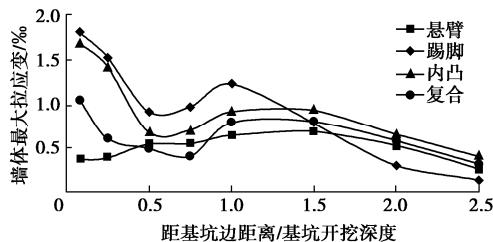


图 24 纵墙墙体拉应变最大值变化曲线

Fig. 24 Variation of maximum tensile strain of longitudinal wall

由图24可知, 当围护结构发生不同形式的变形时, 尽管其最大位移相等, 但其引发的坑外邻近建筑物的墙体拉应变最大值仍呈现显著的变化。

随着建筑物与基坑距离的变化和建筑物纵墙与基坑边之间夹角的变化, 由图 25 可看出, 当建筑物位于天然地面沉降挠曲程度较大的位置时, 建筑物的挠曲变形对墙体拉应变起主要作用, 墙体最大拉应变发生在建筑物纵墙垂直于基坑边, 即纵墙与基坑边相互垂

直时是建筑物的最不利位置; 而当建筑物位于天然地面挠曲程度较小的位置时, 墙体的拉应变源于挠曲变形与扭转变形的共同作用, 纵墙墙体的最大拉应变将发生在与基坑边成一定角度的建筑物纵墙上, 此时纵墙与基坑边垂直并不是建筑物的最不利位置<sup>[22]</sup>。

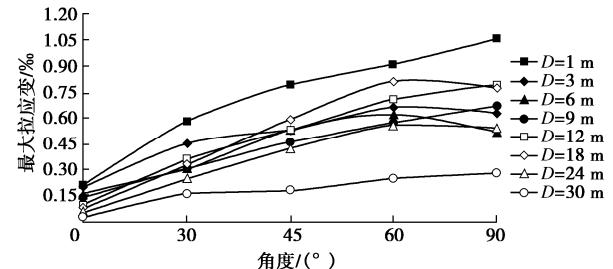


图 25 纵墙墙体拉应变最大值随角度变化曲线

Fig. 25 Relationship between maximum tensile strain of longitudinal wall and arbitrary angle

### 1.7 基坑开挖引起邻近隧道的变形

伴随着城市发展中大量地铁线路的运营, 不可避免地出现大量邻近既有运营隧道的工程施工, 既有隧道会因邻侧基坑开挖卸荷产生变形, 严重时会引起隧道结构损坏甚至破坏。因此对既有运营隧道进行严格的变形控制显得至关重要<sup>[23]</sup>。

基于大量工程案例资料和数值分析, 结合不同规范变形控制标准, 划分了不同围护结构变形模式和最大水平位移条件下坑外既有隧道变形影响区。以基坑围护结构为内凸型变形模式, 最大水平位移为 45 mm 为例, 坑外不同位置变形情况绘制如图 26 所示<sup>[21]</sup>。

在上述分析基础上, 提出了不同围护结构变形模式下, 基坑开挖对基坑外隧道的变形影响分区, 如图 27 所示。围护结构最大水平位移和隧道位移控制标准相同的条件下, 隧道产生相同的变形时, 悬臂型变形模式影响区范围最小、最浅; 复合型和内凸型变形模式下影响区次之, 且差异不大; 踢脚型变形模式下影响区范围最大。因此, 对基坑外邻近处有埋深较大的隧道时, 围护结构悬臂型变形模式对隧道的影响最小, 踢脚型影响最大, 并应针对性控制隧道结构变形, 从而更好地保护基坑外的既有隧道。

### 1.8 基坑施工引起邻近隧道渗漏

在沿海地下水位较高的地区, 基坑施工导致既有邻近隧道变形后, 有可能进一步导致变形部位出现渗漏次生灾害<sup>[1]</sup>。置于均匀粉、细砂承压含水层中的隧道出现渗漏时, 漏点处形成汇聚流线, 水、砂混合物从渗漏点处喷涌而出, 隧道周围水土压力发生显著变化, 衬砌结构变形。特别地, 当渗漏点位于隧道底部时, 水土流失后隧道衬砌可因失去土层支撑而出现更多管片沉降、错台、接缝张开, 导致隧道大范围沉降和破损, 如图 28 所示。

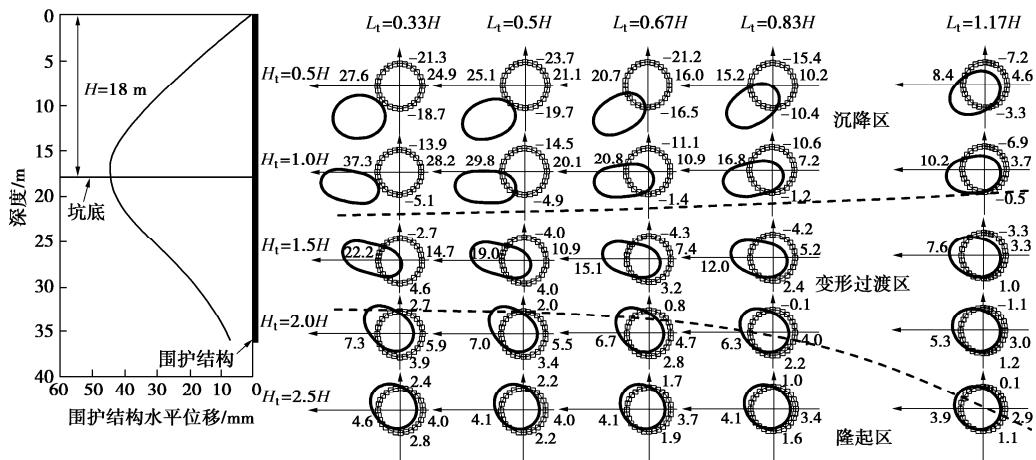
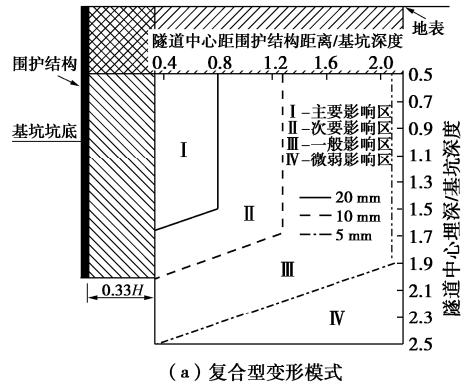
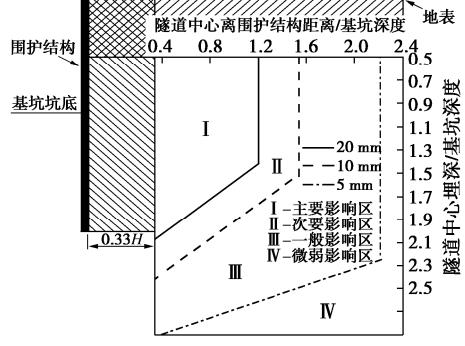


图 26 围护结构为内凸型模式时坑外不同位置处隧道变形

Fig. 26 Deformations of tunnels at different locations caused by convex deformation of retaining structures



(a) 复合型变形模式



(b) 踢脚型变形模式

图 27 围护结构不同变形模式下隧道变形影响区

Fig. 27 Influenced zones determined by different profiles of deflection of retaining structures

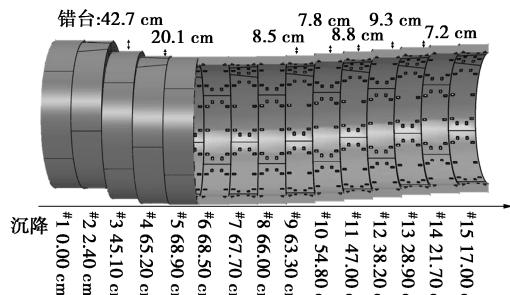


图 28 某实际工程隧道渗漏引发的沉降和错台

Fig. 28 Settlements and dislocation of tunnel segments induced by leakage of water and soils

为揭示均匀粉、细砂土承压含水层中，隧道底部处某点渗漏导致水土流失的机理，开展了一系列赫尔-肖氏 (Hele-Shaw) 薄板试验，试验获得的侵蚀形态及其发展过程<sup>[24]</sup>，在汇聚流作用下，侵蚀首先从漏点处开始，随后逆着水流流线的方向发展，侵蚀发展过程与堤坝中的向源侵蚀 (backward erosion) 相似<sup>[25-27]</sup>。

在赫尔-肖薄板试验研究的基础上，开展侵蚀深度可视化的小模型试验研究，试验装置如图 29 所示，在内壁尺寸为 1000 mm (长) × 300 mm (宽) × 200 mm (高) 长方体箱体中均匀填筑试验用砂，在砂土周边水体中加压使水压力达到 40 kPa，模拟隧道底部砂土层中的承压水头。而后，首先进行直径 6 mm 单漏点试验，模拟隧道底部渗漏后地下水带动砂土进入隧道内的过程，在上覆玻璃板顶面观察在隧道底部是否会形成砂土侵蚀槽。

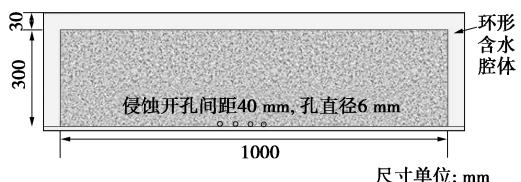


图 29 隧道底部多点渗漏模拟试验

Fig. 29 Model tests with multiple leakage points

试验观测到在 40 kPa 水头下，单点渗漏形成的隧道下侵蚀槽三维形状可近似采用高斯曲面进行描述，其横断面轮廓可以采用高斯曲线近似，最大直径为 75 mm。在此基础上，进行了两个漏点间距为 80 mm 的双漏点试验，并分别考虑了两个渗漏点同时发生渗漏和依次发生渗漏的工况，其中后者试图模拟盾构隧道某个管片接缝发生张开量过大、出现渗漏，水砂混合物进入隧道，并引起相邻管片接缝发生渗漏出现水砂进入隧道的过程。

图 30 给出了 40 kPa 水头下两个渗漏点距离两者

渗漏发生顺序在隧道下土体中产生的侵蚀槽形状。双漏点试验结果表明,两个漏点先后开启时所产生的侵蚀区域范围会比两个漏点同时开启时的侵蚀范围更大,意味着先发生渗漏的点引起的另一个渗漏点处土体产生扰动,从而导致第二个渗漏点开启后形成的渗漏区域比单点渗漏产生的渗漏侵蚀掏空区大得多。这说明,在实际工程中,盾构隧道底部某点出现渗漏后可导致相邻管片的接缝张开、错台并产生渗漏,进而引起水砂混合物进入隧道。后续渗漏点在隧道下面会形成更大的侵蚀掏空区,相应引起管片更大的沉降和张开量,进而导致更多临近管片接头处出现渗漏,即由单漏点渗漏转变成多漏点渗漏。

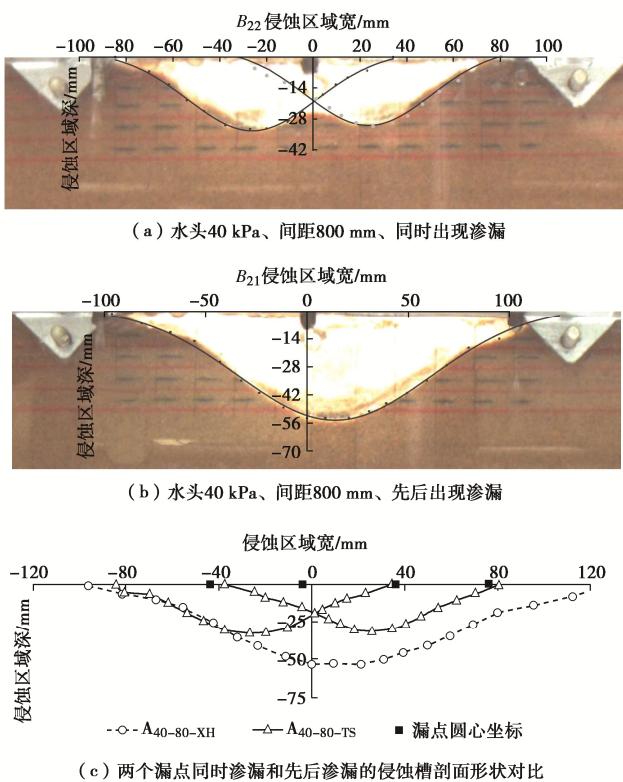


图 30 隧道底部两点渗漏模拟试验

Fig. 30 Simulation test for two leakage points under tunnel

图 31 进一步给出了 20 kPa 水头下,两个渗漏点间距 40 mm ( $A_{20-40-XH}$ )、80 mm ( $A_{20-80-XH}$ )、120 mm ( $A_{20-120-XH}$ ) 三个工况下侵蚀槽形状。每个工况都是一个漏点先发生,待土体侵蚀和地下水渗流稳定后,再开启另外一个渗漏点,研究不同渗漏点间距对土体侵蚀区域的影响。可以看出,两个渗漏点间距 120 mm ( $A_{20-120-XH}$ ) 时,两个渗漏点对应的侵蚀槽的中心剖面形状基本相似,但后开启的渗漏点下的侵蚀槽宽度要略微大一些。当两个渗漏点间距减小至 80 mm ( $A_{20-80-XH}$ ) 时,后开启的渗漏点下的侵蚀槽宽度和深度均要增大很多。这是因为先行发生的渗漏在土体中形成的侵蚀槽,可改变第二个渗漏点发生渗漏时的流

线,可增大第二个渗漏点的渗流量,导致第二个渗漏点在土体中产生的侵蚀区域显著增大。而当两个渗漏点间距减小为 40 mm ( $A_{20-40-XH}$ ) 时,两个渗漏点下的侵蚀区域相互干涉程度最大,并形成了一个侵蚀槽,其宽度与两个渗漏点各自单独的侵蚀槽宽度之和相当,但侵蚀槽深度大致加大一倍。

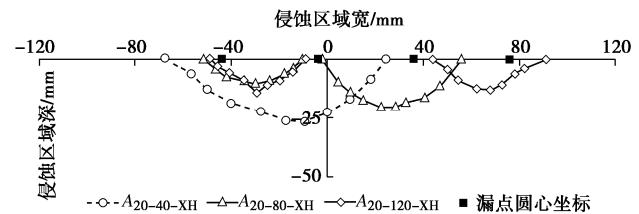


图 31 隧道底部不同距离两点渗漏模拟试验

Fig. 31 Results of two-leakage-point tests with different spacings

图 31 说明,当隧道下两个渗漏点距离较近时,两个漏点先后发生渗漏产生的隧道下土体侵蚀槽宽度和深度显著大于两个渗漏点同时发生引起的隧道下土体的侵蚀槽宽度和深度,且也显著大于单个漏点产生的隧道下土体侵蚀槽宽度和深度。因此,当隧道埋置于砂土层中时,存在着如下灾害链条发展的可能:隧道某环接头渗漏引发相邻环间接缝相继发生渗漏→隧道下方砂土流失,产生掏空区→隧道发生大范围连续渗漏、破损甚至坍塌。实际工程中一些案例也说明了这一点。

实际工程中,往往存在黏土层、砂土层交互分布。为此,在小模型试验的基础上,进一步考虑隧道几何特征及渗流边界条件的影响,开展了大型隧道渗漏模型试验。针对上覆黏土、下卧砂土这一典型地层情况,开展了 3 组试验,分别研究了隧道处于单一砂土地层、黏砂土交界面在隧道底部以及黏砂土交界面在隧道顶部这 3 种情况下,如图 32 所示。模型土箱的尺寸为 4.1 m (长)  $\times$  1.5 m (宽)  $\times$  2.1 m (高),模型隧道长 3.5 m, 直径 500 mm, 设置了模拟管片接缝渗漏的渗漏缝,缝宽 5 mm,缝长为 196.25 mm,相当于 1/8 模型隧道周长。

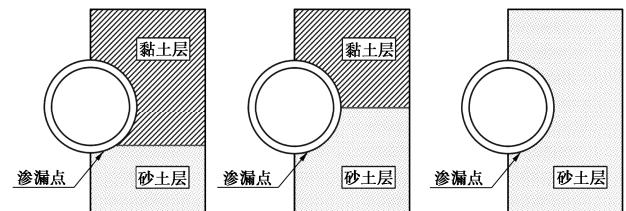


图 32 不同砂土-黏土界面位置时隧道底部渗漏试验

Fig. 32 Large-scale model tests considering position of sand-clay interface relative to tunnel

隧道底部出现渗漏引起的土层损失规律,试验结

果如图33所示。研究表明：①单一砂土地层中，隧道底部渗漏会导致地表塌陷（塌陷坑形状如图33（a）所示），隧道底部土体出现扰动和松动区，但隧道下土体中无侵蚀槽形成。②黏砂土交界面在隧道底部时，在漏点正下方形成一个深度相对较深的锥形槽，同时沿着隧道轴向形成一些随机蜿蜒较浅的侵蚀通道。③黏砂土交界面在隧道顶部时，在黏土层下方、隧道的侧部将形成锥形侵蚀槽。综上，黏砂土层交界面位于隧道底部时，对于隧道结构本身而言最为不利，该情况下隧道底部因失去土层支撑，可产生大范围沉降和错台。随着黏砂土交界面的上移，侵蚀槽逐渐由隧道底部转移到侧部，该情况下隧道侧部失去支撑，可出现横向扁圆化的变形趋势。在单一砂土地层中，隧道周围不会出现侵蚀槽，隧道本身可能变形并不显著，但地表会出现大范围的塌陷，此种情况对地表建、构筑物极为不利。

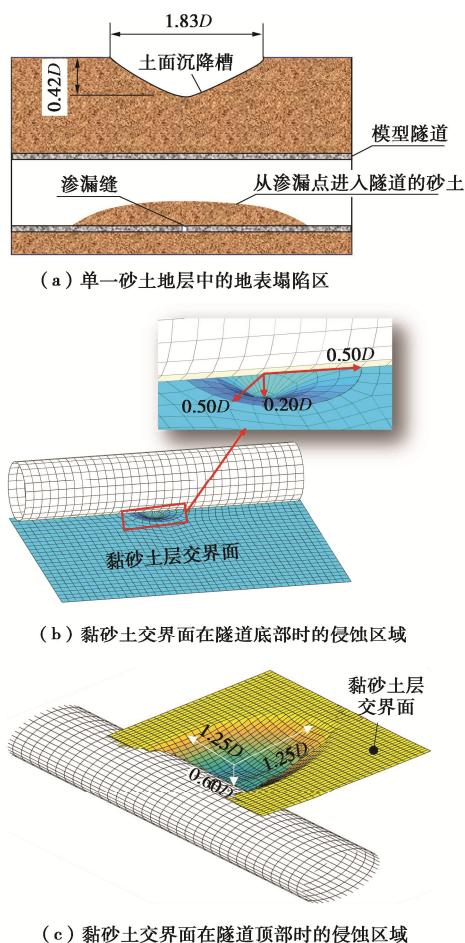


图33 漏水漏砂侵蚀大型模型试验结果

Fig. 33 Erosion of sand due to inflow of sand and water

## 1.9 基坑施工引起邻近工程结构的变形控制思想

如前文所述，笔者将基坑变形控制理论研究和工程实践分为两类：“基于基坑支护结构体系的变形控

制”和“基于邻近基坑保护对象的变形控制”。其中第一类控制方法的出发点是，通过加强基坑支护结构体系，从而使基坑开挖卸荷条件下基坑支护结构体系产生的变形足够小，从而使基坑周边土体变形和工程结构的变形控制在允许范围内。第二类控制方法的出发点并不试图通过减小基坑支护结构体系的变形来减小基坑对工程结构的影响，而是直接围绕保护对象，针对直接影响保护对象变形的关键区域的土体，进行应力和变形的主动控制，从而对保护对象的变形进行主动控制。

## 2 基于支护体系的变形控制

### 2.1 常用的基坑变形控制方法

当采用基于基坑支护结构体系的变形控制措施时，主要的变形控制措施包括加强基坑支护体系、设置减少坑底隆起桩、优化土方开挖顺序、加固基坑内外土体、基坑分区施工、基坑分区支护和施工等。

### 2.2 加强基坑支护体系

加强基坑支护体系可包括：①加强水平支撑（锚）。可通过增加支撑断面、减小支撑水平向间距、减小支撑深度方向间距以减小基坑围护桩变形，从而可减小基坑外土体水平位移和地层沉降；②增加围护桩（墙）插入基坑底面以下深度。该措施可减小基坑外土体水平位移和地层沉降，也可减小基坑底面以下土体的隆起变形，从而减小基坑以下土层中的结构（工程桩、基坑底以下的地铁隧道等）产生的上浮变形。

郑刚等<sup>[28]</sup>、李竹等<sup>[29]</sup>针对悬臂支护和带水平支撑的长短桩组合排桩，在砂土中进行了一系列模型试验，对比了相同桩距下等长桩、等长短桩、长短桩组合排桩在不同开挖深度下的桩身位移和桩身内力。研究结果表明，无论时悬臂还是有内支撑，只增加部分围护桩的长度形成的长短桩组合与等长桩排桩的水平位移相近，如图34所示，说明在支护结构造价增加有限的情况下，可以起到等长桩支护一样的变形控制效果。

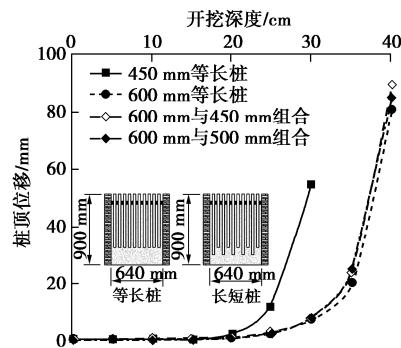


图34 悬臂式排桩桩顶位移比较

Fig. 34 Comparison of displacements at cantilever pile top

## 2.3 设置减小坑底隆起桩

当基坑开挖深度很大,且基坑下方有下穿的地铁隧道等工程结构时,仅靠增加围护桩(墙)插入基坑底面以下深度,有时不足以控制基坑底隆起变形量及下穿隧道的上浮变形,此时可在隧道两侧设置一定长度的桩体,来减小土体隆起变形,从而实现对下穿隧道的保护。

## 2.4 优化土方开挖方式

土方的开挖方式也可影响基坑支护结构变形及周边土层变形<sup>[30]</sup>。例如,当基坑北侧之外有邻近的需要保护的对象时,先开挖基坑南侧并由南向北进行基坑土方开挖,通过水平支撑产生的轴力对北侧支护桩产生的预支撑力作用,可一定程度减小基坑北侧开挖时围护桩的变形,从而减小对基坑北侧拟保护建筑物的影响。

## 2.5 加固基坑内外土体

当基坑围护结构被动区主要受力深度范围内分布有很软弱土层时,特别是基坑底以下有很软弱土层时,此时增加围护桩(墙)入土深度、围护桩(墙)厚度、加强水平支撑刚度、增加水平支撑道数(沿深度方向)均难以显著减小基坑底面以下围护桩(墙)的水平位移。此时,可考虑采用在基坑内沿围护桩(墙),根据变形控制需要,对一定宽度和深度的软弱土进行加固。被动区土体加固的方法在上海、天津、浙江等地较为常用。

## 2.6 基坑分区施工

对大面积基坑,由于基坑影响范围大,如将基坑进行分块开挖,每一块开挖到坑底后,施工地下结构并回填地下结构与围护桩(墙)之间肥槽,然后开挖其它区域。这样把一次性大面积开挖卸荷改为分块挖土卸荷,减小支护结构变形大小和影响范围。

## 2.7 基坑分区支护分区施工

基坑分区施工的特点是基坑按照一个大基坑进行支护,按照一个整体布置水平支撑,然后再分区施工。其存在着一定局限性,即分区施工受支撑布置的影响、分区开挖要考虑支撑的受力、当变形要求严格时难以实现变形有效控制等。因此,当基坑周边有需要严格控制变形的保护对象时,如必要,可在分区施工基础上,对基坑进行分区支护,即将大面积基坑根据变形控制要求,划分为若干个基坑,分别进行支护,然后顺序进行土方开挖和施工地下结构<sup>[31]</sup>。工程实践表明,基坑分区支护分区施工可显著增加工程造价和工期。

## 2.8 工程案例

### (1) 工程案例 1

天津中心妇产科医院基坑开挖面积约9644 m<sup>2</sup>,周

长约385 m,基坑开挖深度为12.50 m,局部最深处为14.95 m,挖土方量约110000 m<sup>3</sup>。基坑南侧邻近天津地铁3号线区间隧道,基坑围护结构外缘距隧道区间结构外缘约为9.9 m。根据天津地铁运营管理部门要求,考虑到该处已投入运营时间较长,隧道不同深度存在渗漏水现象,要求基坑施工引起隧道的沉降和水平位移均不超过6.0 mm,监测报警值为4.0 mm,变形控制要求较为严格。

为减少基坑开挖对地铁结构及周边建筑造成的影响,基坑总体采用地连墙+两道混凝土支撑(支撑形式采用圆环支撑+对撑),靠近隧道侧的地下连续墙厚1.0 m,长25.0 m,其余侧地下连续墙厚0.8 m,长24.0 m。水平支撑采用钢筋混凝土支撑形式,部分区域设置钢筋混凝土支撑板,详见图35。

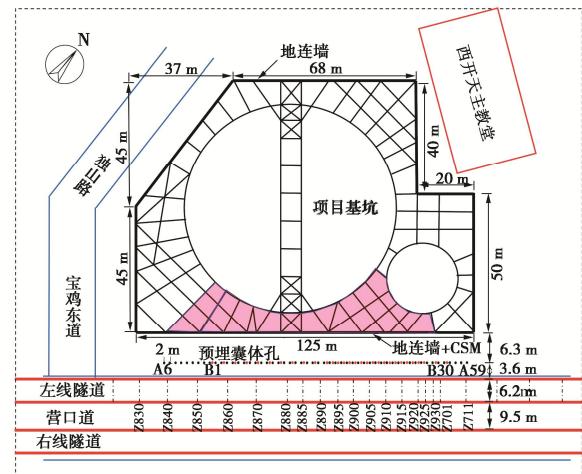


图 35 基坑与地铁平面图

Fig. 35 Plan view of excavations and metro lines

为保证隧道在基坑施工期间的变形,考虑了如下基于支护结构体系的变形控制措施:①工况1,设计单位原设计支护结构体系;②工况2,全部支撑的断面截面积增加一倍,加大水平支撑刚度;③工况3,在增加支撑刚度基础上,进一步加强地下连续墙,地下连续墙的厚度为工况1的1.5倍;④工况4,不加强支护结构体系,采用基坑分区开挖和分区施工底板的措施;⑤工况5,结合采用工况2,3,4中所有的控制措施。

图36为不同保护措施下基坑外左线隧道的水平位移。相比工况1,工况2~工况5在显著增加基坑支护结构造价和工期情况下,最终隧道产生的最大水平位移均大于8 mm,超出了6 mm的控制标准。说明基于支护结构体系的被动控制措施,很难完全满足保护对象mm级变形控制的要求。

### (2) 工程案例 2

某大面积基坑长380 m,宽299 m,开挖面积约90000 m<sup>2</sup>,基坑整体开挖深度为16.15 m,为软弱土地

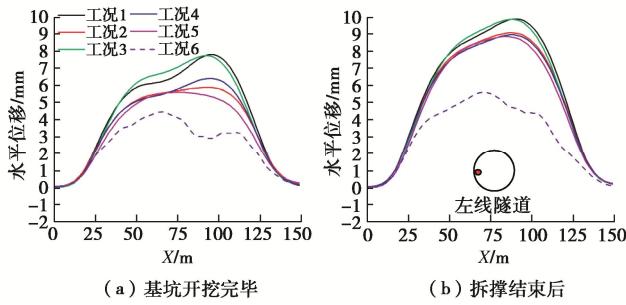


图 36 多种保护措施下左线隧道水平位移对比

Fig. 36 Comparison of tunnel displacements with different types of protection measures

区的超大面积基坑。基坑北侧邻近地铁车站及区间隧道, 基坑与区间隧道、车站主体结构的水平净距分别为  $11.6\sim17.5$ ,  $19.5\sim30.6$  m, 左右线区间隧道水平净距为 8.8 m。区间隧道顶部在基坑范围内埋深为 10.4~13.1 m, 车站顶埋深为 2.6~3.0 m, 车站底埋深为 17.1~19.0 m, 车站为两层地下室结构。

为保证隧道的结构安全和运营安全, 地铁有关部门根据基坑施工影响范围地铁隧道的情况, 要求基坑施工引起地铁结构位移的控制值为 10 mm, 报警值为 8 mm。

为保证地铁的结构安全和运营安全, 采取的措施如下<sup>[32-33]</sup>:

a) 基坑分区支护, 分区施工。将本工程基坑分为 3 个区进行支护并分为三期施工, 如图 37 所示, 每区基坑开挖到底并完成负三层和负二层地下结构后, 才能进行下一个分区的基坑土方开挖和地下结构施工。分区施工与基坑整体支护、整体开挖相比, 地下结构工期延长一年以上, 基坑支护造价增加 2000 万元以上。

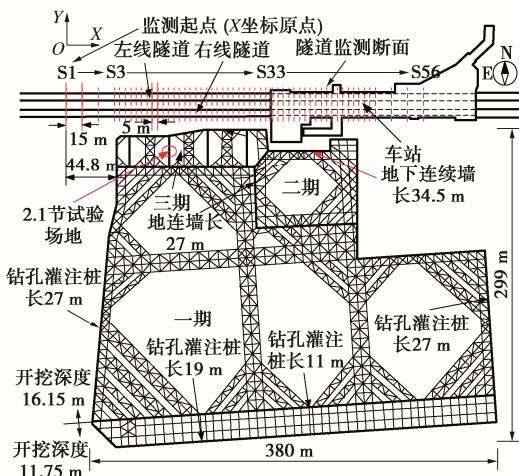


图 37 基坑与地铁的平面图

Fig. 37 Plan view of excavations and metro lines

b) 加强水平支撑体系。远离地铁的一区基坑采

用两道混凝土支撑, 临近地铁隧道和车站的二区、三区基坑采用三道混凝土支撑。

c) 加强围护桩(墙)。靠近地铁一侧的二期、三区基坑围护结构为地下连续墙, 长度为  $27\sim34.5$  m, 远离地铁侧的一区基坑围护结构为钻孔灌注桩, 长度为 11, 19 m 或者 27 m。

d) 对三区基坑进一步采取加强支护体系。由于三期基坑紧邻车站和隧道, 对三期基坑设置四道地下连续墙, 如图 38 所示。分隔墙厚 0.8 m, 顶部与第一道墙高度相同, 邻近地铁侧分隔墙深 22.3 m, 其他部位墙深 20.3 m, 从而将三期基坑沿长度方向分隔为 5 个仓位并同时开挖, 利用空间效应进一步减小对隧道影响。

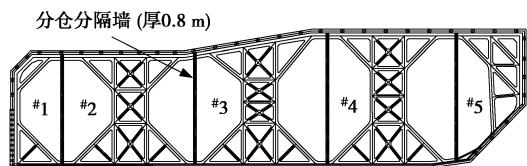


图 38 三期基坑分仓施工平面图

Fig. 38 Plan of zoned excavation of 3rd stage excavation

图 39 为基坑完成一期基础底板和二期基础底板后, 右线隧道和车站的水平位移监测值。当一期基坑施工完成底板时, 隧道水平变形最大值达到 4.1 mm; 由于二期基坑与地铁结构较近, 二期基坑底板施工完成时, 隧道最大水平位移达到 8.5 mm, 已超过水平位移的报警值 8 mm。二期基坑开挖到底后, 基坑因故停工半年, 隧道位移又有所增加并达到 9.21 mm。

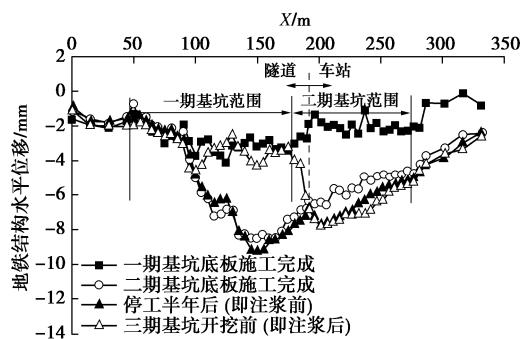


图 39 一期、二期基坑开挖时地铁结构 Y4 测点的水平位移

Fig. 39 Horizontal displacements of metro structures at Y4 during 1st and 2nd stages of excavation

综上可见, 即使采取了很强的基坑分区支护、分区施工的保护措施, 工程造价和工期大幅度增加, 但二区基坑底板施工完成时, 隧道最大水平位移达到 8.5 mm, 在三期基坑尚未施工时隧道位移就超过了报警值, 可见本工程中分区支护、分区施工的保护措施仍不足以控制隧道的变形。数值分析表明, 三区的施工将使隧道的总水平位移接近 13 mm。

### 3 基于保护对象的变形主动控制

#### 3.1 被动控制的概念和局限性

上述以基坑支护体系为对象的变形控制技术,如加强支护、分区开挖、土体加固等,实际上都是基于对基坑支护结构、土层和保护对象的变形预测,来选择基于减小基坑支护体系变形控制的措施,而且所有的措施都只能立足于尽可能减小可能产生的变形,因此,实际上是一种被动保护措施,结合前文针对基于基坑支护体系的变形控制技术及工程案例的分析,基于基坑支护体系的变形控制方法的“被动”体现在如下4个方面。

(1)“算不准”。岩土工程的设计和施工过程存在着较大的不确定性(土层分布、岩土参数、本构模型、施工过程、作用荷载等均有不同程度的不确定性)和岩土工程理论与技术的局限性,难以在mm级别上准确分析、预测岩土体的变形,以及岩土体变形引起周边环境的变形和内力。

(2)“控不住”。由于对保护对象的保护措施依赖于设计阶段变形预测的准确性和可靠性。因此,“算不准”有时导致施工过程中出现变形“控不住”的现象,即施工过程中实际发生的变形超过该阶段变形的预测值,导致后续工程难以正常施工,或者工程虽然能够完成,但对周边环境造成了不利影响。

(3)“难逆转”。施工过程中一旦出现支护结构变形过大并引起周边土体及保护对象的变形过大时,后续施工只能在已经发生的变形基础上,尽可能减小后续施工阶段引起的变形增量,但对已产生的变形不能减小、消除或逆转。

(4)“效率低”。长期的工程实践表明,以基坑支护体系为对象的控制方法,可导致基坑工程造价不同幅度提升、工期不同程度加长。与此同时,这些措施类似“千斤拨四两”,对邻近土体及结构物变形的效率相对不高,不能有效、高效解决问题。

因此,研究更为有效、更为经济的变形控制方法成为基坑工程施工引发周边环境变形mm级精细控制的重要需求。

#### 3.2 基于保护对象的主动控制的概念

针对被动控制技术的上述局限性,近年来,笔者团队开展了基于保护对象的岩土工程变形主动控制技术的理论、方法、技术与装备的全链条研究。

以图40中的基坑外桩基础为例,提出了“变形影响区域”及“变形控制关键区域”的概念。基坑施工会导致基坑外大范围土体的应力发生变化、产生相应变形,“变形影响区域”是指该区域内因基坑施工引

起的土体的应力变化和变形会引起桩基础产生水平位移、水平挠曲或产生沉降。而“变形控制关键区域”则是从预防、减小、消除甚至纠正桩基础产生水平位移、水平挠曲或沉降的角度,仅对某一个较小范围内的土体主动施加应力并产生强制变形,就能对桩基础的变形进行主动、适时控制,预防、减小、消除甚至纠正基坑施工对保护对象引起的变形。

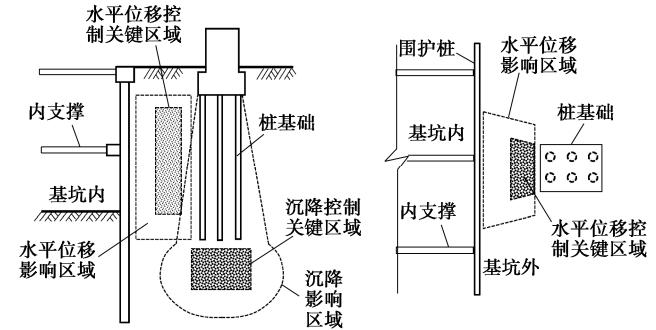


图40 主动控制的关键区域土体

Fig. 40 Key soil zone to control deformation of structures to be protected

从图40可以看出,“变形控制关键区域”比“变形影响区域”小很多。例如,在沉降影响区域内土体的沉降可引起桩基础的沉降。但为了预防、减小、消除甚至逆转(抬升)基坑施工引起的桩基础沉降,可仅在“变形控制关键区域”施加向上的应力强制土体产生向上的变形,就可对桩基础的沉降进行主动、高效、靶向控制。

因此,以桩基础沉降控制为例,基于测控一体化的变形主动控制方法可包括如下两个方面:

(1)预防沉降。通过监测桩基础的沉降和桩基础的桩端以下的变形控制关键区域的土体应力变化,在变形控制关键区域的土体适时施加竖向应力或竖向强制变形,防止桩基础产生沉降。

(2)减小、消除甚至逆转沉降。当桩基础已经因为基坑施工导致桩基础沉降影响区域内土体应力变化和产生沉降,导致桩基础已经产生过大沉降。此时,可在对桩基础沉降控制起关键影响的区域的土体施加竖向外力和竖向抬升变形,减小或逆转桩基础已经产生的沉降。

在上述控制过程中,基坑支护体系本身只需进行正常设计,仅可能对支护结构局部进行加强,而不必采取对基坑支护结构体系整体进行加强甚至其它被动控制措施,从而可大大降低原有控制措施成本,缩短工期,达到保护对象的mm级精准控制。解决了变形被动控制技术存在的“算不准、控不住、难逆转、效率低”问题,实现了“四两拨千斤,变形可逆转”的主动控制。

近年来发展的地铁基坑钢支撑两端与地下连续墙连接处的支撑轴力伺服控制系统<sup>[34]</sup>，也是一种主动控制方法。通过在支撑两端设置液压千斤顶轴力伺服控制，可根据所在位置的变形控制需要，对钢支撑提前、动态施加预加轴力，可更好地对墙体提供支撑作用，对围护桩（墙）与保护对象之间土体的应力和变形进行主动控制，实现对保护对象的变形控制。

### 3.3 常规袖阀管注浆对变形的主动控制技术

以前文所述的邻近地铁结构的大面积基坑工程（案例2）为例，在三区基坑尚未施工时，隧道的水平位移就超过了报警值50%并超过控制值约15%，因此，根据变形主动控制的概念，可在三区基坑开始施工前，对一区、二区基坑施工引起的隧道位移进行主动控制，将其减小到隧道变形允许值以内，并在三区施工过程中做好再次进行主动控制的准备。为此，进行了袖阀管注浆对隧道水平变形主动控制的应用实践<sup>[32-33]</sup>。

首先，在三区基坑所占的场地上，在黏性土层中进行了袖阀管注浆对土体水平变形影响的试验，研究黏性土中注浆时，在形成注浆体的膨胀过程中对周边土体挤压作用产生的附加应力与强制变形机理和规律，从而对黏性土中注浆是否能对一定区域内土体的应力和变形进行主动调控，进而能否实现对保护对象的变形主动控制，预防、减小、消除甚至逆转基坑施工对保护对象引起的变形。袖阀管注浆深度范围为地表以下15 m~20 m，注浆高度5 m，注浆影响范围内主要为粉质黏土层，如图41所示。

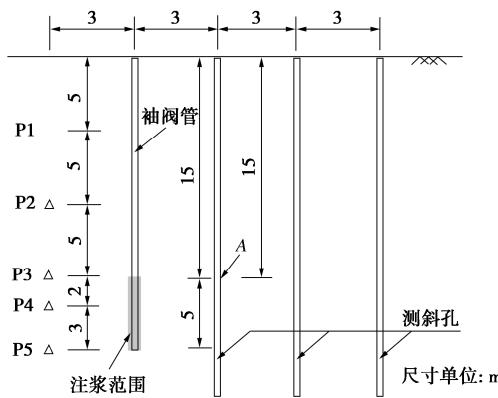


图41 袖阀管注浆对土体水平变形影响的试验布置图

Fig. 41 Field tests on effect of TAM grouting on lateral displacement of soils

注浆结束时引起的土层侧向变形如图42所示。可以看出，黏性土层中袖阀管注浆能够有效引起土层的侧向变形，由图42（a）所示可知，在距离注浆点3 m处，随着注浆量的增大，土体侧向变形逐渐增大。由图42（a），（b）可知，注浆后土体水平变形呈现弓形模式，最大位移点位于注浆范围顶部，且随着注浆距

离的增大，最大位移点逐渐上移。这是由于注浆对土体产生侧向挤压，从而引发土体变形向斜上方发展。在注浆距离为3, 9 m处的土体最大水平位移分别为9.65, 1.68 mm，可见随着注浆距离的增大，土体变形衰减迅速，但仍具有一定的变形调控作用。

由于注浆影响范围内土层主要为粉质黏土层，试验还监测了距离注浆点不同距离的土层中的孔隙水压力和土体侧移随着时间的变化。选取图41中A点（即I2测斜孔-15 m深度处）的数据观察土体的水平位移随时间的发展规律，如图43所示，在注浆过程中，土体水平位移逐渐增大，在注浆结束之后，土体位移逐渐恢复，并在0.7 d后达到稳定值。

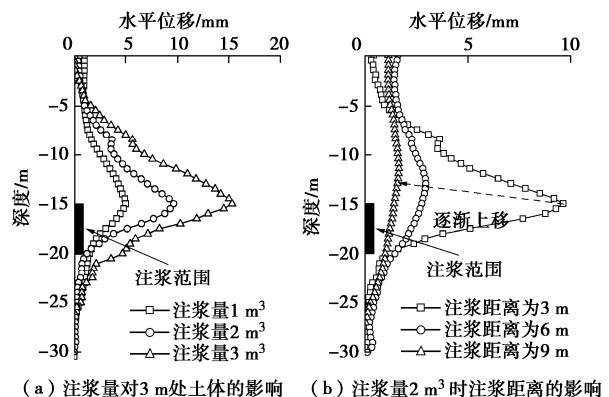


图42 注浆量及注浆距离对土体侧向变形的影响

Fig. 42 Effects of grouting volume and distance on lateral displacement of soils

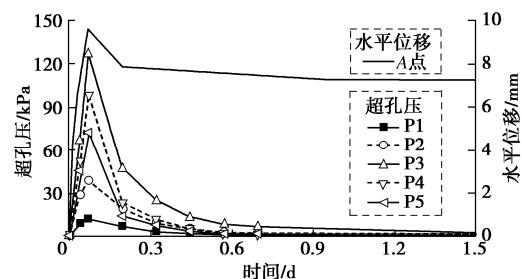


图43 超孔压及A点土体位移随时间发展曲线

Fig. 43 Development of excess pore water pressure and horizontal displacement at point A with time

基于图43，提出注浆有效率 $\eta$ 的概念<sup>[35]</sup>，定义为固结完成时的土体水平位移 $H_c$ 与注浆完成时的土体水平位移 $H_g$ 之比，即

$$\eta = \frac{H_c}{H_g} \times 100\% \quad . \quad (2)$$

由式（2）可得到A点处土体的注浆有效率为77%。

袖阀管注浆对土体侧向变形影响的试验表明，黏性土中的袖阀管注浆可有效产生、影响、调整一定范

围内土体的侧向变形。在此基础上,进一步开展了袖阀管注浆对邻近地铁隧道位移控制的试验。如图44所示。

两个距离隧道10.4 m的注浆点同时注浆引起的隧道水平位移如图45所示。可见,黏性土中的袖阀管注浆可以有效引起、调整和控制邻近的地下隧道的变形,且引起的隧道变形可用高斯曲线进行描述。

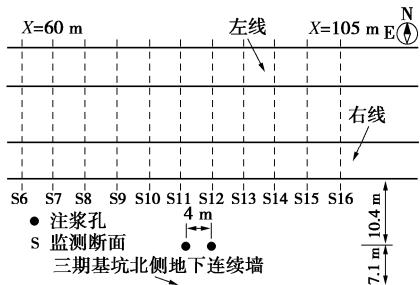


图44 袖阀管注浆对隧道位移控制现场试验

Fig. 44 Field tests on effects of TAM grouting on control of deformation of tunnels

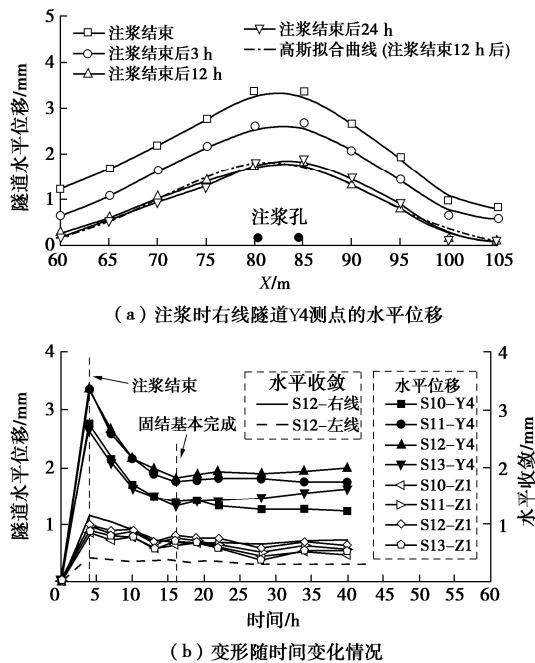


图45 隧道水平位移、水平收敛及随时间的变化规律

Fig. 45 Development of horizontal displacement and convergence of tunnels with time due to TAM grouting

在上述试验基础上,针对前文所述工程案例二中的隧道在三区基坑施工前,其水平位移就达到9.21 mm,已经超过报警值并接近控制值,导致三区基坑无法开展施工的问题,在三区基坑施工前,根据图45试验结果,在北侧基坑与隧道之间土体中布设了两排袖阀管注浆,如图46所示,并选取了A排孔开展了第一阶段注浆,每孔注浆量仅0.5 m<sup>3</sup>。

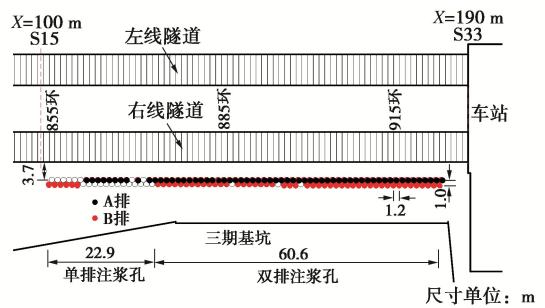


图46 注浆项目布置平面图及注浆孔

Fig. 46 Plan view of grouting program and grouting holes

图47为第一阶段袖阀管注浆引起的隧道位移变化值和收敛变形变化值。可见注浆可引起距注浆点附近的右线隧道产生远离注浆点的位移,最大值为4.92 mm,使隧道原来产生的指向南侧(基坑方向)的位移产生部分恢复,同时,右线隧道水平收敛变形也减小3.57 mm。由于右线隧道的遮挡作用,注浆对左线隧道水平位移及水平收敛几乎无影响,这是由于注浆量小,且右线隧道起到了隔离作用。由图48可看出,在注浆范围内,右线隧道的最大水平位移由9.21 mm减小至4.32 mm,隧道产生的水平位移明显减小,为三区基坑施工创造了条件。

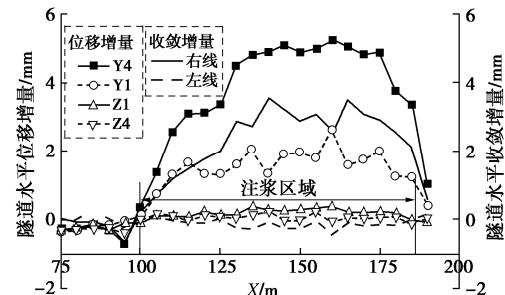


图47 注浆引起的隧道水平位移增量和水平收敛增量

Fig. 47 Increments and convergence increments of horizontal displacement of tunnels caused by TAM grouting

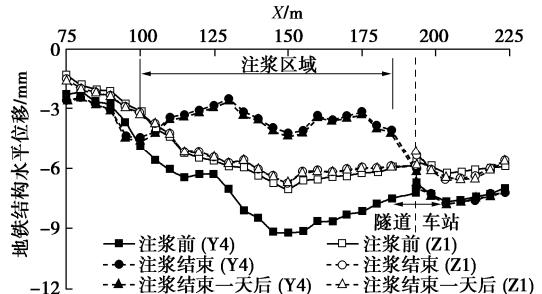


图48 第一次注浆前后地铁隧道结构的水平位移

Fig. 48 Horizontal displacements of metro structures before and after 1<sup>st</sup> TAM grouting

进一步的研究表明,在注浆策略上,多排孔注浆时“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的注浆方案优于“远距离、少孔位、大方量、由近及远”的方

案。主动注浆控制技术具有成本低、工期短、适时控制隧道变形等优点,条件适当时明显优于分区分期开挖等被动措施。

基于上述施工过程的数值分析表明,对工程案例2,如果不采取分区支护、分区施工,整个基坑按照一个基坑来进行整体支护和施工,基坑施工全过程引起的北侧隧道水平位移将达到16.8 mm。如果采用主动控制的技术,每当隧道最大水平位移接近8 mm时,启动一次注浆主动控制措施,每次对隧道水平位移纠正3 mm,将隧道最大水平位移减小至5 mm以内,在施工全过程中,最多启动四次注浆主动控制措施,即可将隧道位移可靠地控制在8 mm以内,如图49所示。而且注浆过程并不单独占用基坑与地下结构施工工期,从而可大幅度降低基坑支护造价、耗材和工期,节材、降耗、减碳效果显著。

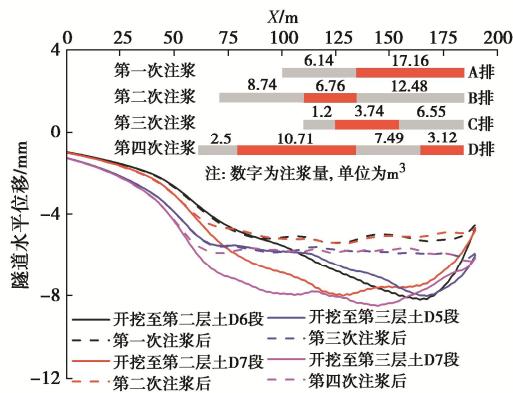


图 49 工况 4 中 4 次注浆前后隧道的水平位移

Fig. 49 Horizontal displacements of tunnel before and after 4 times of TAM grouting for case 4

为了进一步研究常规袖阀管注浆在更为复杂的场地的适用性,笔者团队在珠海某邻近地铁隧道的基坑工程的场地开展了常规袖阀管注浆对土体位移控制的试验。试验场地表层为人工填土,地质条件主要为滨海软土,试验深度范围涉及强度低、含水率高、压缩性大、结构性强的淤泥、黏土及淤泥质土层,地下水位埋深为1.52~2.65 m,土层的参数指标详见表1。其中②<sub>2</sub>淤泥层的含水率高达77.8%,极为软弱,与其下的②<sub>3</sub>黏土层的强度和压缩性相差极大,与②<sub>4</sub>淤泥质土层的强度和压缩性也相差很大。

图50为现场试验的剖面图。在距离袖阀管注浆试验孔每隔3 m有一处测斜管孔,每排共布设3个测斜。其中在距离试验孔4.5 m处各布设一组孔压计,用以监测试验过程中超静空隙水压力的变化情况。注浆高度8.0 m,即自地表以下20.0 m至地面以下28.0 m深度处。注浆范围的上端进入②<sub>2</sub>淤泥层,略高于②<sub>2</sub>淤泥层与②<sub>3</sub>黏土层的交界面;注浆的下端进入②<sub>4</sub>淤泥质土层厚度的一半处。

表 1 土层物理和力学指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

层号	土层	层厚 /m	$\gamma$ /(kN·m <sup>-3</sup> )	w /%	e	$\varphi$ /(°)	c /kPa
①	人工填土	3.66	17.5	—	—	10.0	8.0
② <sub>1</sub>	淤泥质砂土	7.97	20.0	17.9	0.549	22.6	—
② <sub>2</sub>	淤泥	8.80	15.2	77.8	2.079	1.5	2.1
② <sub>3</sub>	黏土	3.86	18.0	32.3	0.977	17.1	21.4
② <sub>4</sub>	淤泥质土	12.16	16.4	53.7	4.670	6.6	7.5
② <sub>5</sub>	粗砂	8.00	20.2	15.2	0.504	29.1	—

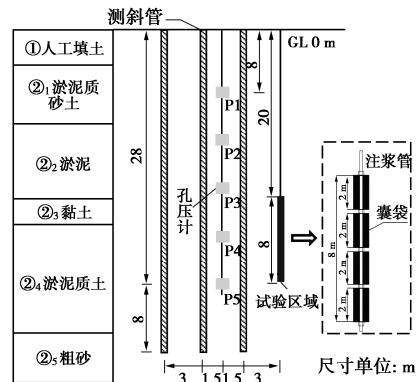


图 50 试验剖面布置图

Fig. 50 Profile of field tests

袖阀管注浆引起的不同距离处的土体侧移如图51所示。与图42中注浆引起的土体侧移分布大致与注浆高度范围对应不同,图51中在②<sub>2</sub>淤泥层中产生了大得多的侧移,而注浆高度范围内的土体的侧移则很小。分析其原因主要是因②<sub>2</sub>淤泥层强度极低、压缩性极高,且水平向土侧压力由显著小于注浆范围内土体,通过袖阀管直接注入土体中的浆液沿袖阀管劈裂窜入②<sub>2</sub>淤泥层,导致其产生了较大侧移。这说明,强度、压缩性差异很大的成层土,采用袖阀管注浆技术直接把浆液注入土体中,期望通过浆液产生的浆泡形成的体积膨胀,对邻近区域土体及工程结构的应力和变形进行靶向精准控制是难以实现的。

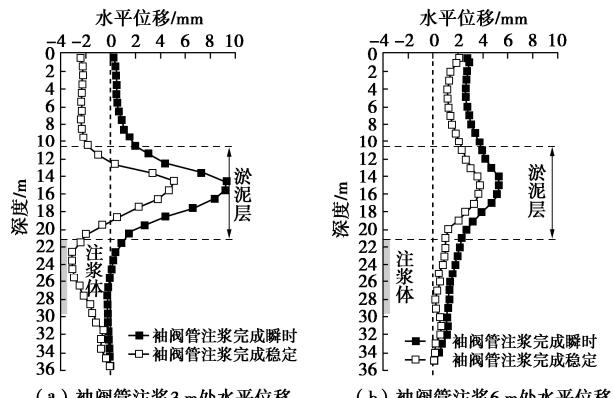


图 51 珠海成层土中袖阀管注浆引起土体水平位移

Fig. 51 Horizontal displacements due to TAM grouting in stratified soils in Zhuhai

此外,当拟注浆范围内为渗透性较强的砂土时,由于浆液会在砂土中产生渗漏,袖阀管注浆也难以准确控制膨胀压力,难以产生有效的、预期的膨胀体积,并对目标范围内的土体产生预期的土体应力和位移。

### 3.4 囊体扩张变形主动控制技术

#### (1) 囊体扩张对土体变形的主动控制

为了解决常规袖阀管注浆在软硬交互土层中难以靶向、精细地控制目标区域内土体的应力和侧向变形,以及砂土层中注浆存在的问题,提出了囊体扩张技术<sup>[36-39]</sup>,即将浆液注入预先植入土预定深度范围内的可膨胀囊体,使囊体产生预定的膨胀体积,从而实现预定深度、预定体积、预定形状(等直径圆柱、上大下小非等直径圆柱、纺锤形、糖葫芦状分段膨胀)的膨胀,实现对目标区域土体的应力和变形的靶向、精细调控,从而实现对目标保护对象的变形精准调控。图 52 为在地面将囊体注入浆液后的膨胀形状。



图 52 试膨胀后的囊体

Fig. 52 Expanded capsule after grouting

如图 53 所示,在图 50 中袖阀管试验基础上,在该场地对比进行了囊体扩张对土体变形调控的试验。将 4 个 2 m 长的囊袋预先植入 20~28 m 高度范围内,然后注入与袖阀管试验相同体积的浆液。当 4 个囊体由下至上 20~28 m 范围逐个完成扩张后,距试验孔 3, 6 m 处土体侧移如图 53 所示。

由图 53 可看出,距囊体扩张中心点 3 m 处土体的最大水平位移为 6.8 mm,距离 6 m 处的土体最大水平位移为 2.8 mm。可以发现囊体扩张引起邻近土体的变形趋势基本符合高斯曲线规律,变形曲线峰值位置精准地对应囊体中点对应的深度,证明了囊体扩张技术可以对邻近土体实现精准的“靶向”控制,比袖阀管注浆控制土体位移更具优势,且可适用于成层的地层和渗透性强的砂性土层。

为了进一步研究囊式扩张在不同土层中对土体水平变形影响,在天津津南区某基坑工程开展原位试验。试验场地地质条件为上层为淤泥质黏土 (-3.4~-10.5 m),下层为粉质黏土 (-10.5~-18 m)。囊体扩张分

别在淤泥质黏土和粉质黏土层中开展,单囊长度为 2 m,扩张直径为 50 cm。结果表明在囊式扩张完成后,淤泥质土和粉质黏土层土体最大水平位移分别为 5.5, 7.4 mm,两个土层土体位移曲线均符合高斯曲线分布,如图 54 所示。此外,在未注浆的土层边界处 (-9~-11 m),土体亦发生了至少 2.9 mm 的水平位移,这是由于上下层注浆对中间未注浆土体变形具有叠加效应。试验结果表明囊体扩张对不同性质土层均有良好的变形控制效果。

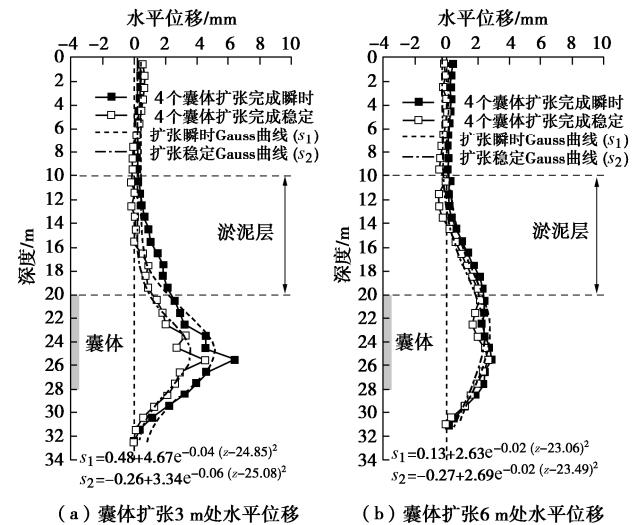


图 53 珠海成层土中囊体扩张引起土体水平位移

Fig. 53 Horizontal displacements due to capsule grouting in stratified soils in Zhuhai

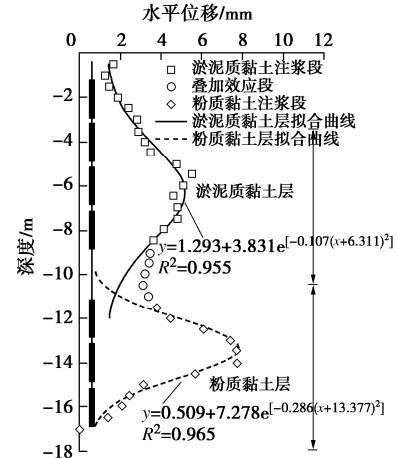


图 54 天津成层土中囊体扩张引起土体水平位移

Fig. 54 Horizontal displacements due to capsule grouting in stratified soils in Tianjin

此外,比较图 54, 42, 尽管都是在天津黏性土层中进行囊体扩张实现体积膨胀,但图 54 中土层发生侧移的分布高度范围与囊体扩张的高度范围的对应性(即靶向性)更好,可以更为精准地调控目标高度范围内的土体应力和变形,从而实现对保护对象的变形的靶向控制。

### (2) 囊体扩张对邻近桩基变形的主动控制

当基坑邻近桩基支承的建(构)筑物施工时,常常可能引起桩的倾斜、挠曲或沉降。由于常规注浆易产生劈裂和窜浆,无法在桩基侧面和桩底的变形控制关键区域中产生靶向性的土应力集中和强制变形,从而不能有效地控制基坑开挖引起的桩基变形。因此,开展了囊体扩张对桩水平变形控制的现场试验。

图 55 为在天津某基坑所在场地开展现场推桩试验。囊体扩张为深度为-12~-16 m,共计两个囊体,单囊长度为 2 m,扩张直径为 50 cm。利用未开挖的基坑的格构柱作为试验桩,顶部自地表 18 m 深度范围内亦钻孔灌注混凝土作为试验桩基区段,桩直径为 1.2 m。

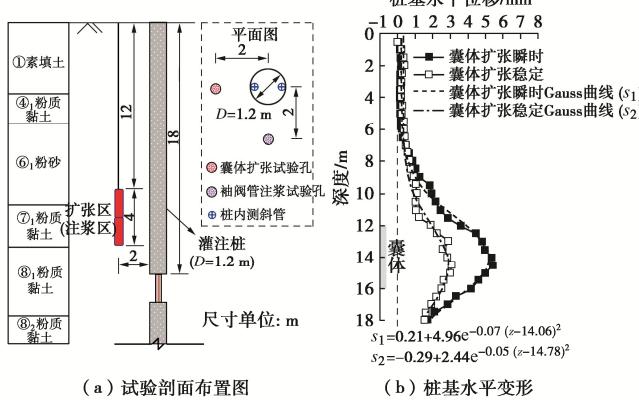


图 55 囊体扩张对桩侧向变形控制现场试验

Fig. 55 Field tests on lateral deformation of piles due to capsule expansion

当囊体完成扩张后,桩身变形如图 55 (b) 所示,囊体膨胀结束时桩身最大水平位移为 5.4 mm,变形稳定后最大水平位移为 3.0 mm,囊体扩张引起桩侧移变形的有效率为 55.6%。桩身最大水平位移位于扩张囊体中心对应的桩身处,桩身变形仍然呈高斯曲线分布。结果表明囊式扩张可实现对桩基的精准靶向控制,且具有较高的有效率。

进一步的分析证明,当囊体设置在桩侧且位于桩端平面以下时,还可对桩基础实现有效抬升,控制、纠正基坑施工引起的桩基沉降。

### (3) 囊体扩张对隧道变形的主动控制

工程案例 1 中的分析表明,多种被动控制措施均不能有效控制邻近隧道的变形。因此,笔者团队采用囊体扩张实时主动控制技术,用于基坑施工全过程中主动控制邻近隧道变形<sup>[35-36]</sup>,并取消了原方案加强支护结构体系、分区开挖、分区施工地下结构、在邻近隧道一侧的地下连续墙内设置反压土等被动控制措施。隧道于基坑的关系剖面如图 56 所示,在隧道与基坑之间布置 90 个囊体扩张孔(见图 35),对控制隧道位移和变形的关键区域土体实施变形主动控制,进而

实现对隧道的位移和变形控制。

在基坑开挖前,进行了 3 个囊体扩张试验对隧道位移控制效果的现场试验,如图 56 所示。每两个囊体扩张孔之间间距为 3 m,距离隧道净距 3.6 m。在隧道结构上,对应于 3 个试验孔的位置设置了 3 个监测断面,每个隧道监测断面设置 2 个测点。3 个试验孔 C1、C2、C3 孔位对应的囊体膨胀直径分别为 20, 30, 40 cm, 囊体全长均为 8 m, 囊体膨胀深度为-8.7~-16.7 m, 囊体中心正对隧道中心埋深-12.7 m。

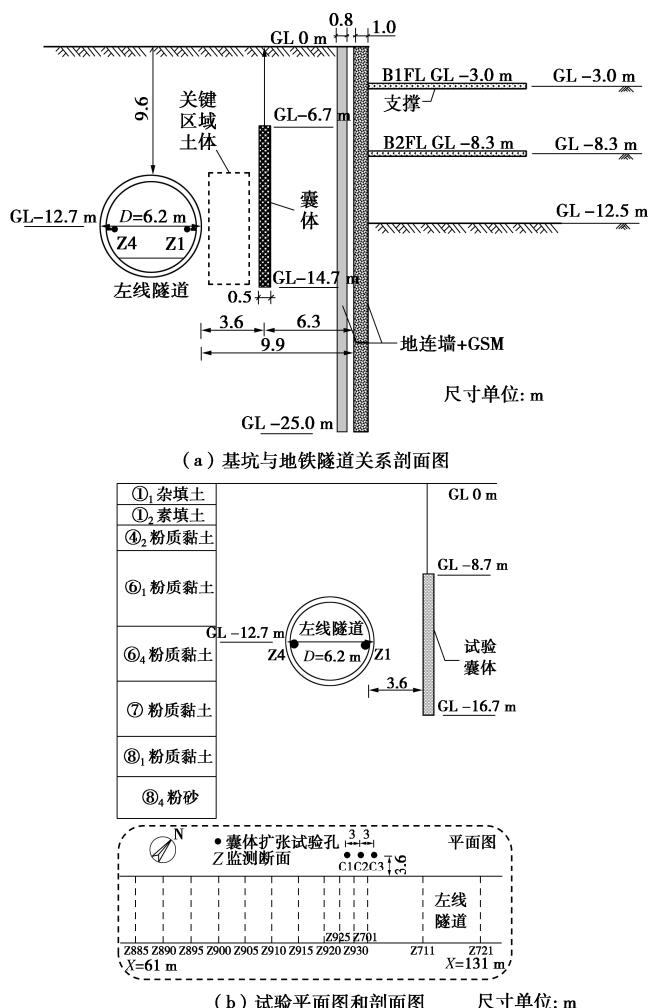


图 56 隧道与基坑关系及试验平、剖面布置图

Fig. 56 Plan and profile of field test tunnel and excavation

注浆试验按照 C1、C2、C3 的顺序依次启动囊体扩张试验孔,以距离试验孔最近的左线隧道的 Z1 监测点变形数据作为主要分析对象,详见图 57。可以发现,200 mm 直径囊体膨胀结束,隧道最大水平位移量仅为 0.21 mm,控制效果并不佳。分析其原因是在置入囊体前,需要采用工程地质钻机钻设直径 100 mm 的孔后才能置入囊体,囊体对土体的膨胀体积实际上只有从直径 100 mm 膨胀到 200 mm,增加的膨胀体积较小。当 300 mm 直径囊体膨胀结束,隧道最大水平

位移控制量达到 0.79 mm, 控制效果提升明显。当 400 mm 直径囊体膨胀结束时, 隧道最大水平位移控制量达到 1.49 mm。后续持续保持观测, 由于固结效应, 最终隧道最大水平位移控制量稳定在 1.03 mm, 有效率约为 69.2%。

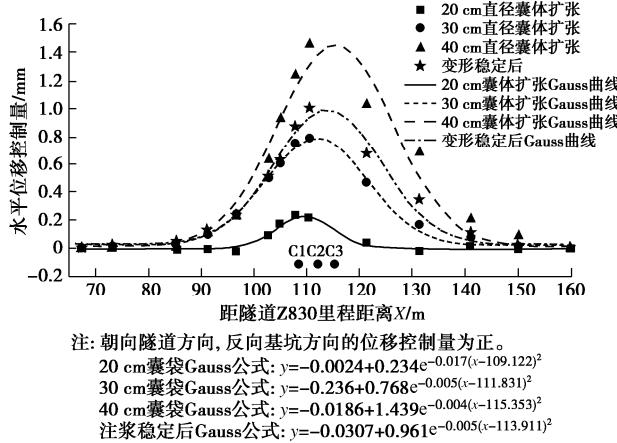


图 57 试验隧道水平位移控制量

Fig. 57 Increments of horizontal displacement of tunnel

三次囊体扩张试验后瞬时以及稳定后的隧道水平位移控制量曲线也都可采用高斯曲线描述。因此, 实际过程中, 通过一个试验获得隧道变形的高斯曲线后, 可据此来进行膨胀点的布置和数量确定。

当基坑第一步土开挖结束后, 进行囊袋的预埋设施工, 囊体扩张孔位布置如图 35 所示。为了避免对隧道在产生水平位移调控时出现隧道上浮, 选用非等直径囊袋, 上端膨胀直径为 60 cm, 下端膨胀直径为 40 cm, 平均膨胀直径为 50 cm, 长度 8m, 埋设深度 6.7~14.7 m, 且囊袋的中心线高于隧道中心埋深 2m, 中心距隧道外表面 3.6 m。实际实施时, 当隧道水平位移达到 3~3.5 mm 区间时, 启动部分囊体进行主动控制, 将隧道水平位移值控制在 4 mm 内。

截止到基坑开挖至坑底标高并开始打设底板, 共启动了两次囊体扩张进行主动控制, 两次启动的孔位和隧道水平变形情况(朝向基坑方向为正)如图 58 所示, 各次启动的孔位也相应标注于图 58 中。

第一次实施主动控制措施后, 囊体扩张区域的隧道最大水平变形由 2.8 mm 减小至 1.8 mm, 区间段内最大控制量为 1.2 mm; 第二次实时主动控制后, 囊体扩张区域的隧道最大水平变形由 3.3 mm 减小至 2.3 mm, 区间段内最大控制量为 1.6 mm。基坑全部开挖结束, 左线隧道最大水平变形为 3.41 mm。两次隧道变形最大控制量分别为 1.2, 1.6 mm, 如果累加前两次实时主动控制的控制量, 隧道的最大水平位移将达到 6.21 mm, 远超过要求的 4 mm 报警值。可以发现, 囊体扩张主动控制的效果显著, 可实现主动精细化控

制从而有效地控制邻近地铁隧道的变形, 将隧道的水平变形有效地控制在报警值以内, 保证地铁运行的安全。

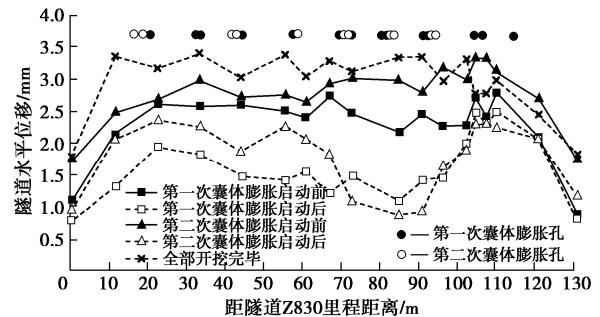


图 58 囊体膨胀主动控制前后隧道 Z1 测点水平位移

Fig. 58 Increments of lateral displacement of tunnel at Z1

### 3.5 承压含水层回灌对变形的主动控制

软弱土地区的基坑深度影响范围内往往存在若干承压含水层, 如图 59 所示。当基坑地下连续墙(或其它形式止水帷幕)没有截断基坑底一定深度以下的承压含水层(如图 59 中的第 II-1 承压含水层)时, 需设置降水井对该层承压含水层抽水降低水头, 以满足基坑底的突涌安全控制要求。但这也必然导致基坑外该层承压含水层的水头下降, 并引起其上下的弱透水层释水, 导致地层产出沉降, 由此导致地面、地下建(构)筑物产生沉降。

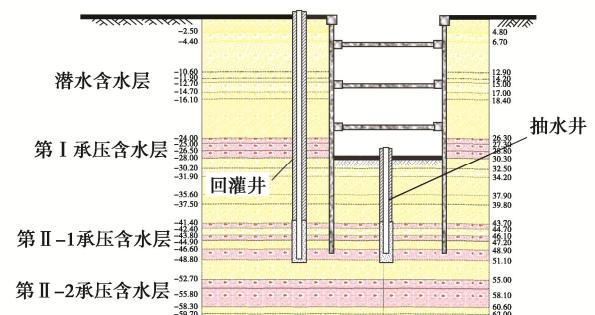


图 59 承压含水层回灌控沉

Fig. 59 Settlement control by recharge of artesian aquifer

此时, 可采取在基坑外的第 II-1 承压含水层含中设置回灌井, 通过回灌地下水控制基坑外第 II-1 承压含水层的水位下降, 从而控制地面、地下建(构)筑物不产生有害沉降, 甚至不因承压水抽降而产生任何沉降<sup>[8-10, 40-43]</sup>。

实际上, 图 59 中各层承压含水层之间的隔水层有时不一定是理想的黏土隔水层。当隔水层土质为弱透水层而不能起到理想隔水效果时, 各含水层之间可能因竖向越流而存在一定水力联系。图 60 为在图 59 所示的基坑内, 在第 II-1 承压含水层中抽水时, 观察到的基坑外各含水层的水头下降<sup>[6, 44]</sup>。

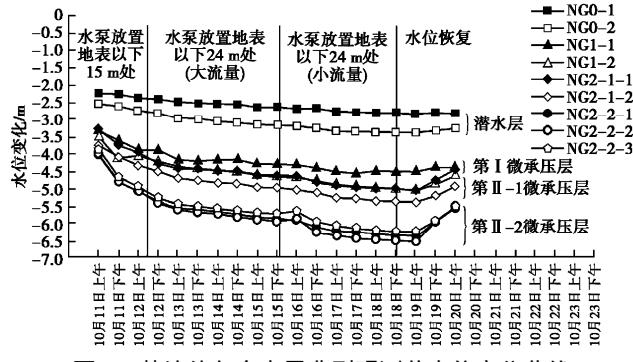


图 60 基坑外各含水层典型观测井水位变化曲线

Fig. 60 Variation of water level in aquifers during and after dewatering

由图 60 可以看出, 基坑内外水力联系显著, 虽然基坑内的降水井最深仅进入第 II-1 微承压含水层, 但由于 II-1 层与 II-2 层同属第 II 微承压层, 水力联系较大, 基坑内疏干井抽水依然会导致基坑底以下的 II-2 层中水位降低。由于地连墙仅截断 II-1 层, 未截断 II-2 层, 基坑底以下的 II-2 层水位降低又导致坑外 II-2 层水位降低, 并由下至上依次引起基坑外 II-1 承压含水层、第 I 承压含水层、潜水层的水头降低, 并呈现出逐层向上含水层水位下降幅度依次减小的现象。上述结果表明, 由于此场地隔水层土质偏粉质且截水能力较弱, 各含水层之间水力联系明显, 坚向越流补给较强, 导致上部各含水层逐层向下补给, 从而引起各层压缩产生沉降。

当基坑降水引发坑外多个含水层的水位下降时, 若对各承压含水层均进行回灌将导致成本提高。郑刚等提出了隔层回灌的方法<sup>[44]</sup>。

图 61 是对图 59 中第 I 微承压含水层进行回灌 24 h 后, 第 I 微承压含水层、上层的潜水层、下层的第 II-1 微承压含水层的水位抬升曲线, 回灌对上述几层土的水位抬升效果非常显著, 均形成了以回灌井为中心的水位上升锥。同时, 第 II-1 微承压含水层的水位抬升高度及抬升范围与第 I 微承压含水层接近, 且明显大于潜水含水层的水位抬升高度和抬升范围。

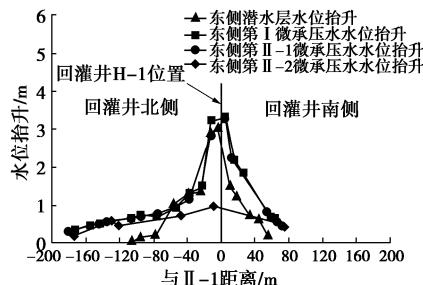


图 61 第 I 微承压含水层回灌时各含水层水位变化曲线

Fig. 61 Variation of water level in aquifer due to recharge of artesian aquifer I

基于上述试验结果, 回灌第 I 微承压含水层对上部和下部的含水层越流回灌是可行的, 且回灌效果较

好, 但对第 II 微承压含水层的隔层回灌效果不明显。说明通过第 I 微承压含水层对上下含水层之间的越流补给, 可对其他相邻含水层实现隔层回灌, 控制各含水层水位出现有害下降, 达到控制坑外地层沉降的目的。

为了进一步研究基坑先抽水引起基坑外各层含水层水头下降后, 基坑外进行回灌对水位的控制效果, 首先启动基坑内疏干降水井持续抽水 48 h, 发现基坑外各含水层水位均出现不同程度的下降, 如图 62 所示。随后启动对第 I 微承压含水层的回灌。回灌 72 h 后, 基坑外东侧潜水层、第 I 微承压层、第 II-1 微承压层的水位得到有效控制, 水位抬升较明显。而回灌对于第 II-2 微承压层水位的控制效果相对较差。

图 62 说明, 回灌可有效减少、恢复基坑内降水引起的基坑外地下水位下降, 甚至可通过加大回灌强度使水位超过土层自然水位。而且, 还可仅针对保护对象影响范围内的承压含水层进行局部回灌。因此, 回灌可视为一种有效的变形主动控制技术。

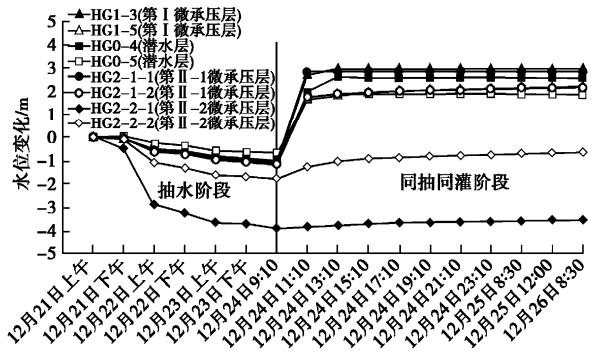


图 62 基坑内开始抽水后对第 I 微承压含水层回灌时各含水层水位变化曲线

Fig. 62 Variation of water-level in aquifer due to recharge of artesian aquifer I after commencement of dewatering inside diaphragm

## 4 软土中基坑无支撑支护

### 4.1 无支撑支护的概念

基坑工程中悬臂支护和水平内支撑支护是软弱黏性土地区最常见的两种基坑支护形式。其中悬臂式支护无内支撑, 是典型的无支撑支护形式, 不会发生支撑施工和支撑拆除工期及所占费用, 基坑内土方开挖与外运、地下室结构施工、土方回填等均很方便; 内支撑支护结构则具有变形控制效果好、工作较为可靠的优点。但长期工程实践表明, 悬臂无内支撑支护和水平内支撑支护均各自存在一些优缺点。

(1) 软弱土中传统悬臂无支撑支护具备施工便捷, 材耗低且工期短的优势。其工作机理类似于设置于土体中的悬臂梁结构, 仅发挥自身地基梁的挡土作用, 因此, 其变形控制差且自稳能力低, 适用的基坑开挖深度有限, 一般仅适用于软弱土地区开挖深度 5

m 以内的基坑，土质越软弱、变形要求越严格时，适用深度越小。

(2) 当基坑开挖深度大于 5 m 时，为控制基坑施工期间的变形及其对周边环境的影响，软弱土中的基坑长期采用水平内支撑体系。基坑内支撑支护体系具有稳定性好和变形控制能力强的优点，但对大面积基坑，特别是采用钢筋混凝土内支撑时，存在突出缺点：①材耗高造价贵，水平内支撑是一次性临时结构，其材料消耗（砂石、水泥和钢材）和工程造价可占基坑支护结构体系总材料消耗和总造价的 20%~40%；②施工周期长，内支撑施工和拆除占用基坑总工期的 20%~40%，工期延长 20~60 d；③施工难度大，钢筋混凝土内支撑的施工普遍采用劳动密集型的施工方式，且导致土方开挖和地下结构施工难度增大。此外，水平内支撑拆除时将产生大量固体废弃物、噪音、粉尘等，并且水平内支撑的存在无法实现地下管廊的工业化施工。

可持续发展已成为人类社会发展的大趋势和必然要求。据 2018 年的统计表明<sup>[45]</sup>，全国建筑全过程碳排放总量占全国碳排放的比重为 51.3%，其中建材生产阶段碳排放约占全国碳排放的 28%。因此，针对占基坑总量 60%~80% 的开挖深度地下一层—地下二层（或更深）的基坑，在对悬臂支护结合反压土、双排桩无支撑支护形式研究的基础上，笔者研究团队开展了一系列基坑无支撑支护理论和支护技术的研究，研发了一系列不设置内支撑（或锚杆）就能在更大的开挖深度下可有效控制基坑变形的一系列无支撑支护技术，条件适当时，能在传统需要设置内支撑的开挖深度下取消基坑内支撑，实现基坑无内支撑支护，解决内支撑支护技术存在的突出问题，实现传统基坑支护技术的突破，建立新一代绿色、减碳和可持续发展的基坑工程技术。

#### 4.2 反压土支护

对悬臂式支护结构，特别是对于大面积基坑，如能在基坑内悬臂支护桩处预留一定体积的土体（即反压土）来增强坑内土体对挡土结构的支撑作用，形成反压土支护形式，如图 63 (b) 所示，从而可在较大基坑深度时不必设置内支撑。

对于设有反压土的悬臂式支护结构理论分析中，一般仅考虑了反压土的重力作用，即将反压土作为一种压力荷载予以考虑，而忽略了其作为支护结构抵抗水平变形的能力。如图 64 所示，郑刚等<sup>[46]</sup>、李顺群等<sup>[47]</sup>提出了可同时考虑反压土自重影响和嵌固作用两种效应的悬臂式支护结构嵌固深度计算方法，考虑了反压土对悬臂支护结构贡献的 3 种因素：①由于反压土的自重作用，坑底土体的水平抗力也有很大程度

的提高；②反压土提供给支护结构一定的水平抗力，虽然数值较小，但由于其力臂很大，反压土对支护结构的嵌固作用非常明显；③基坑内降水导致反压土非饱和，还可进一步强化上述两项作用。因此，采用弹性地基梁分析方法时，可在反压土的高度范围内设置弹簧以反映反压土本身对挡土桩水平位移的限制作用；其次，对被动区坑底以下一定深度范围内的土的抗力弹簧进行刚度修正，适当提高以考虑反压土的影响。

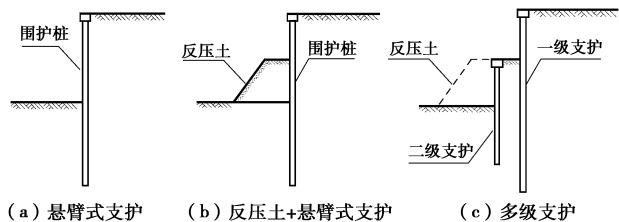


图 63 反压土支护

Fig. 63 Retaining walls with earth berm

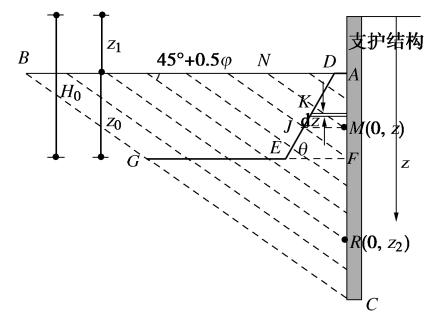


Fig. 64 Analysis model for cantilever retaining piles considering effects of earth berm

#### 4.3 双排桩支护

悬臂式支护采用单排桩（墙）作为支护结构时，由于桩身侧向刚度较小，适用的基坑深度较小，因此发展了两排平行的混凝土桩以及桩顶的帽梁、连梁组成的超静定刚架体，即双排桩支护结构。双排桩支护结构由于侧向刚度大为提升，可以适用于深度 5~7 m 的基坑，土质条件好、变形要求不严格时，还可适用于深度更大的基坑。双排桩设计最大的难题是主动土压力如何在前、后排桩进行分配，并为此有很多研究者提出了双排桩土压力分配的简化计算方法。

为既能考虑双排桩与土之间的复杂相互作用，又能利用已长期采用的单排桩弹性地基梁分析方法，郑刚等<sup>[48]</sup>提出了考虑桩土相互作用的平面杆系有限元模型来模拟双排桩的工作性状，如图 65 所示。在荷载作用下，后排桩向坑内运动，势必受到桩间土的抗力；同时，桩间土也对前排桩产生推力。由于桩间土与前、后排桩间的相互作用主要是水平荷载，所以假定桩间

土体为连接前后排桩的弹簧，土压力的分配就靠这种弹簧与前后排桩的位移协调来完成。弹簧刚度的大小反映的就是桩间土的水平向地基反力系数  $k$ 。由于前后排桩间土层的厚度通常很薄，当桩长大于排距的 4 倍（即相当于大于桩间土厚度 5 倍）且每一排桩内桩距不大时，一般可以认为是竖向薄压缩层，于是  $k$  可以由下式确定：

$$k = E_s / H \quad , \quad (3)$$

式中， $E_s$  为桩间土的水平向平均压缩模量， $H$  桩间土层厚度。

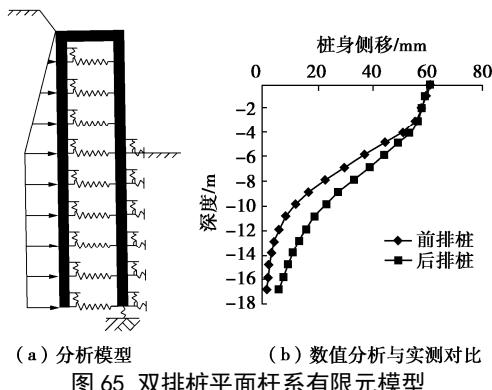


图 65 双排桩平面杆系有限元模型

Fig. 65 FEM model for double-row retaining piles

桩侧摩阻力采用桩土界面传递函数法加以考虑，把桩划分成许多弹性单元，每一单元与土体之间用非线性弹簧联系，以模拟桩土之间的荷载传递关系。这些非线性弹簧的应力 - 应变关系就是桩侧摩阻力与剪切位移间的关系，即传递函数。本模型的传递函数采用 Kezdi 形式，假定为指数曲线：

$$\tau(z) = K \gamma z \tan \varphi \left[ 1 - \exp \left( -\frac{ks}{s_u - s} \right) \right] \quad . \quad (4)$$

式中  $K$  为土的侧压力系数，近似为  $1 - \sin \varphi$ ； $\gamma$ ， $\varphi$  分别为土的重度及内摩擦角； $k$  为与土的类别及密实度有关的系数； $s_u$  为桩侧摩阻力充分发挥时的临界位移，根据桩侧土情况，可取 3~6 mm。大量工程实践经验表明，该模型的计算结果与实测吻合良好。

#### 4.4 多级支护

如图 63 所示，反压土的支护作用需要足够的宽度和高度来保证，但有时地下室结构以外的场地宽度不能满足要求。当采用内支撑支护形式时，对大面积基坑而言，必然导致工期、耗材、造价、施工难度等的大幅度提升。针对这种情况，郑刚等提出了多级支护形式<sup>[49-50]</sup>，如图 63 (c) 所示，二级支护桩与桩间土形成两级支护，可提高支护的稳定和变形控制能力。根据基坑开挖深度及各级支护分担的支挡高度，各级支护结构可以分别选择重力式挡土墙、单排桩、双排桩、地连墙等刚度不同的围护形式。在近年来的工程实践中，提出并得到应用的主要梯级支护形式见图 66。

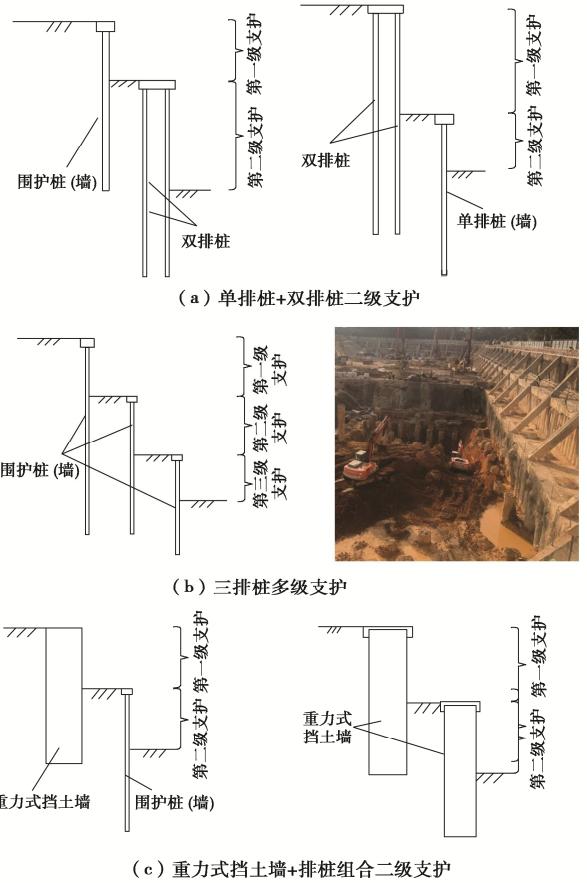


图 66 多级支护形式

Fig. 66 Types of multi-level retaining excavations

此外，当基坑支护结构施工完成后，基坑深度需要加大，原有基坑支护结构嵌固深度、截面尺寸均不满足新的基坑深度要求时，也可采用多级支护形式，利用原有支护结构作为一级支护，然后利用二级支护实现无内支撑支护；也可用于大面积基坑开挖深度不同的情况。通过多级支护形成阶梯型基坑，可避免大面积基坑设置内支撑，实现无支撑支护。

图 67 为大面积基坑分别采用二级支护和三级支护的实例。其中第一个二级支护的基坑面积达 55000 m<sup>2</sup>，开挖深度达 10.8 m（深度大于 5 m 时一般需设置内支撑），根据当地的工程地质情况和基坑周边环境对变形控制的要求，该基坑工程应采用排桩并设置钢筋混凝土内支撑的支护方案。由于该工程面积很大，且基坑需分区开挖、分区启动不同建筑物的施工。如采用水平支撑方案，存在着支撑造价高、工期长的问题，也难以满足建筑物分批施工的要求。因此采用双排灌注桩作为一级支护，单排灌注桩作为二级支护，一级支护与二级支护之间的土体宽度仅为 2~5 m。基坑开挖到底后，实测桩顶最大变形 35.0 mm，与设置内支撑支护的大面积基坑的桩身最大变形相当。图 67 (c) 为深圳某基坑采用三级支护的情况，基坑支护变形为 50~100 mm，解决了因周边建筑物和道路而不能设置锚杆的难题。

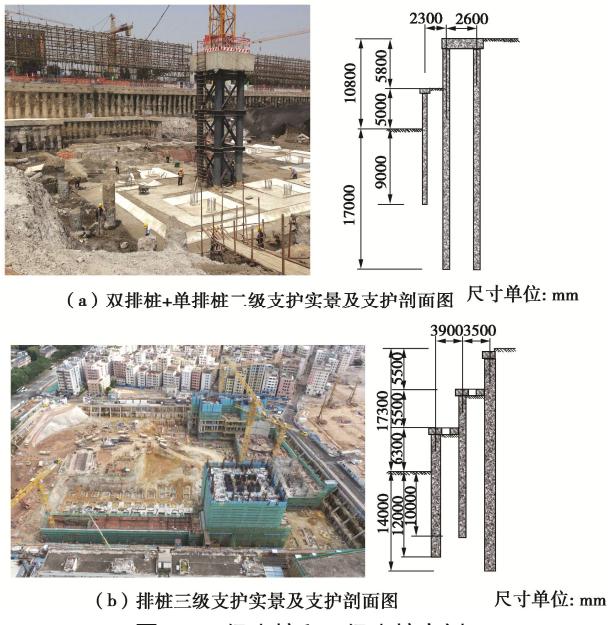


图 67 二级支护和三级支护实例

Fig. 67 Case histories of multi-level retaining excavations

多级支护的变形一般可采用数值分析, 其稳定的核心问题是破坏模式<sup>[51-55]</sup>。笔者提出了梯级支护3种破坏模式即: ①整体式, 梯级支护基坑达到临界状态时, 桩间土未产生破坏面, 且其安全系数与梯级支护及其桩间土简化为整体式挡土墙(简称等效异形挡土墙, 如图68所示)基坑安全系数一致。②关联式, 各级支护结构都发生倾覆破坏, 但并不是同时倾覆, 支护结构桩间土体存在明显的滑动破坏面。因此, 梯级支护安全系数介于整体式和分离式之间, 两级支护结构的破坏面相互关联。③分离式, 达到极限状态时, 各级支护结构的破坏没有任何关联, 任何一级的支护结构发生稳定破坏不会引发另一极支护的稳定破坏, 首先发生破坏的支护结构的破坏面能够独立形成。

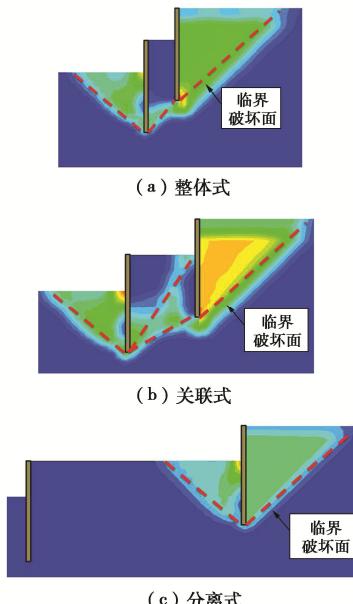


图 68 多级支护 3 种破坏模式

Fig. 68 Failure modes of multi-level retaining excavations

图69给出了多级支护宽度与破坏模式的关系。第一级支护高度 $H_1$ 与第二级支护高度 $H_2$ 相等(即 $H_1/H_2=1$ )时, 可以看出, 其破坏模式随着支护宽度 $B$ 的增加, 存在两个临界宽度。破坏模式由整体式破坏转变为关联式破坏的 $B$ 值称为整体式破坏临界宽度( $B_{整体}$ ), 由关联式破坏转变为分离式破坏的 $B$ 值称为分离式破坏临界宽度( $B_{分离}$ ), 且两个临界宽度值及其差值与土体强度有关, 土体强度越高,  $B_{整体}$ 和 $B_{分离}$ 的值越小, 两级支护的关联性越强, 形成整体式破坏和关联式破坏所需的支护宽度 $B$ 越小。

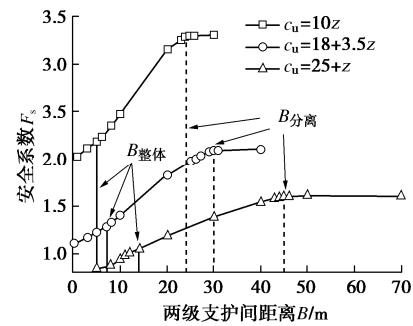


图 69 多级支护 3 种破坏模式与多级支护宽度关系

Fig. 69 Failure modes of multi-level retaining excavations with respect to width

#### 4.5 倾斜桩支护

##### (1) 倾斜桩支护结构的概念

传统基坑支护技术的支护桩一直采用竖直支护桩, 若将桩体与竖直方向呈一定角度倾斜设置, 并由冠梁连接, 可形成倾斜支护桩, 如图70(b)所示。将竖直支护桩与倾斜支护桩交替布置, 支护桩的桩顶位于同一轴线并用冠梁连接的组合结构为斜直组合支护桩, 如图70(c)所示。

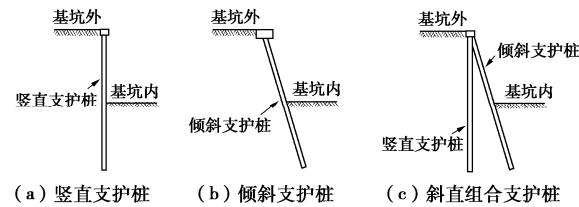


图 70 倾斜桩支护

Fig. 70 Inclined retaining piles

郑刚等<sup>[56]</sup>通过砂土中模型试验表明, 将传统竖直支护桩如改为倾斜一定角度的支护桩, 桩身侧移和内力均可显著减少(图71(a)), 斜直组合支护桩则可进一步显著减小支护桩侧移和内力。

图72为悬臂直桩、单排倾斜桩、斜直交替支护桩离心机试验得到的不同支护结构桩身变形对比图。3种支护形式对应的桩径、长度、数量完全相同。由图72可以看出, 悬臂直桩、单排倾斜桩和斜直交替组合支护体系桩身最大位移逐渐减小, 前两者最大桩身位

移发生在桩顶, 而斜直交替组合支护体系桩身最大位移发生在桩身。砂土中开挖到 7.2 m 深度时, 悬臂支护桩的最大侧移接近 120 mm, 而竖直桩+倾斜桩(倾斜 20°)形成的斜直组合支护的桩身最大侧移仅为 16.0 mm, 变形减小极其显著。

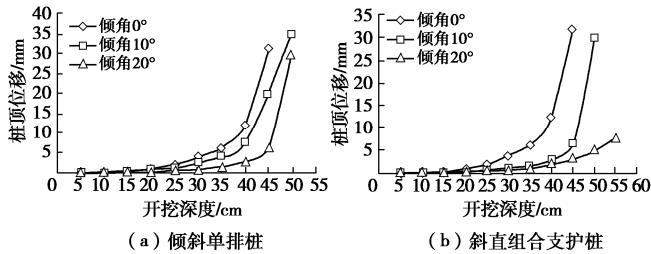


图 71 砂土中竖直桩、倾斜桩、斜直组合支护桩模型试验

Fig. 71 Model tests on inclined retaining piles in sand

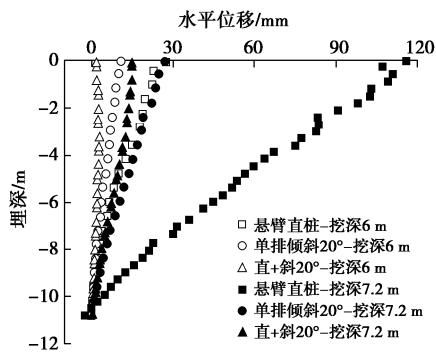


图 72 不同支护结构直桩桩身变形

Fig. 72 Wall deformation of vertical wall for different retaining structures

初步研究表明, 在相同基坑开挖深度、相同支护桩直径、长度、数量及支护桩造价(倾斜桩施工造价可能略高于竖直桩)的情况下, 倾斜支护桩、斜直交替支护桩可显著减小桩身变形。因此, 在最大变形要求相同的情况下, 倾斜支护桩、斜直交替支护桩可以适用于开挖深度更大的基坑, 从而取消设置内支撑。

笔者根据已有研究和工程实践, 提出了一系列倾斜支护桩、斜直组合支护桩、斜斜组合支护桩等新型支护结构形式, 如图 73 所示。

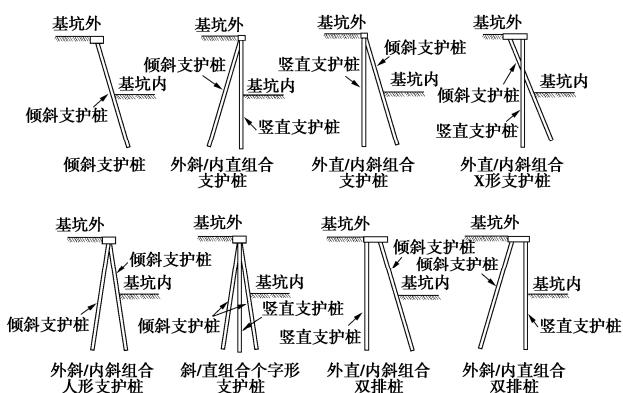


图 73 倾斜桩无支撑支护结构形式

Fig. 73 Strut-free inclined retaining structures

为了对比图 73 所示的系列倾斜桩无支撑支护结

构控制变形的能力, 根据天津市典型软弱土层的土体力学指标, 以较为常见的基坑开挖深度 7.0 m 为算例

(此开挖深度下, 传统支护方法需要设置内支撑), 分析不同类型倾斜桩组合支护形式的变形和支护桩弯矩, 并与竖直悬臂支护形式、内撑式支护形式的支护桩的内力与变形进行对比。对比结果见图 74, 75。可以看出, 对 7.0 m 深度基坑, 在支护桩条件相同时, 采用倾斜 20° 的支护桩与竖直支护桩进行组合形成的支护结构, 可实现与内支撑支护体系相当的变形控制能力, 同时桩身弯矩并不因为无内支撑而比内撑式支护桩的弯矩大。对于竖直桩悬臂支护, 在 7.0 m 挖深条件下, 因产生过大变形、稳定无法满足而导致数值分析不收敛。

上述分析意味着对地下一层—地下二层深度甚至更深的基坑, 采用倾斜桩支护技术, 能够在取消水平内支撑的情况下保持稳定性的同时, 也能有效控制基坑变形及其环境影响, 从而为倾斜桩无支撑支护技术的广泛应用奠定了基础。

## (2) 单排倾斜桩工作机理与破坏机理

为了研究如图 70 (b) 所示的单排倾斜桩工作机理, 进行了砂土中的竖直支护桩、倾斜支护桩的离心机试验。试验采用的离心机加速度为 60g。土体采用相对密实度为 65% 的奉浦砂。支护桩采用铝板, 模型桩长度为 180 mm, 厚度为 5.86 mm。离心机试验包括 3 种工况, 即 0° 坚直桩、倾斜 10° 和倾斜 20° 的倾斜桩支护基坑。

离心机试验得到的支护桩变形对比如图 76 (a) 所示, 可见随着倾角的增大, 桩体变形逐渐减小, 且倾斜桩的变形比竖直桩的变形减小 4 倍~8 倍, 变形减小显著。

由离心机试验和数值分析得到的桩身弯矩见图 76 (b)。对于倾斜桩而言, 桩顶附近一定范围出现负弯矩(桩体基坑外侧受拉为正), 这是因为桩身自重法向分量对于桩体受力的影响, 并且随着倾角的增大, 桩身自重的影响越大, 负向弯矩越大, 倾斜 20° 的倾斜桩的桩身最大弯矩比竖直桩桩身最大弯矩小 5 倍, 桩身弯矩大大减小。

离心机试验和数值分析得到的桩身法向土压力见图 76 (c)。由图 76 (c) 可见, 随着倾角的增大, 桩身主动、被动土压力不断减小, 这也是倾斜桩可有效减小桩体变形, 从而控制基坑位移的主要因素, 即倾斜桩通过支护桩的倾斜, 可减小桩身受力。

为了研究单排倾斜桩支护破坏机理, 采用 DLO 二维平面模型对倾斜桩支护基坑进行研究<sup>[57]</sup>。如图 77 (a) 所示,  $R$  为基坑开挖比, 即开挖深度与桩体埋深

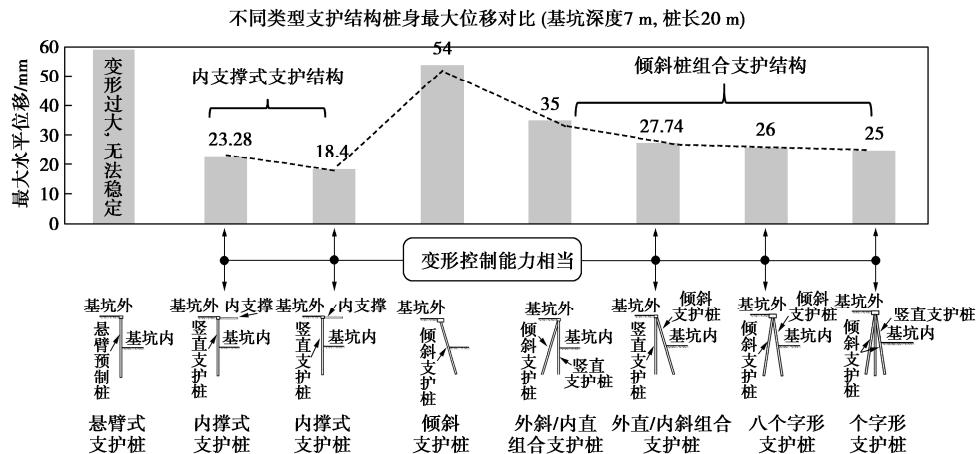


图 74 内撑式和无支撑支护结构变形对比

Fig. 74 Comparison of deformations of strut-free inclined retaining piles and braced vertical retaining piles

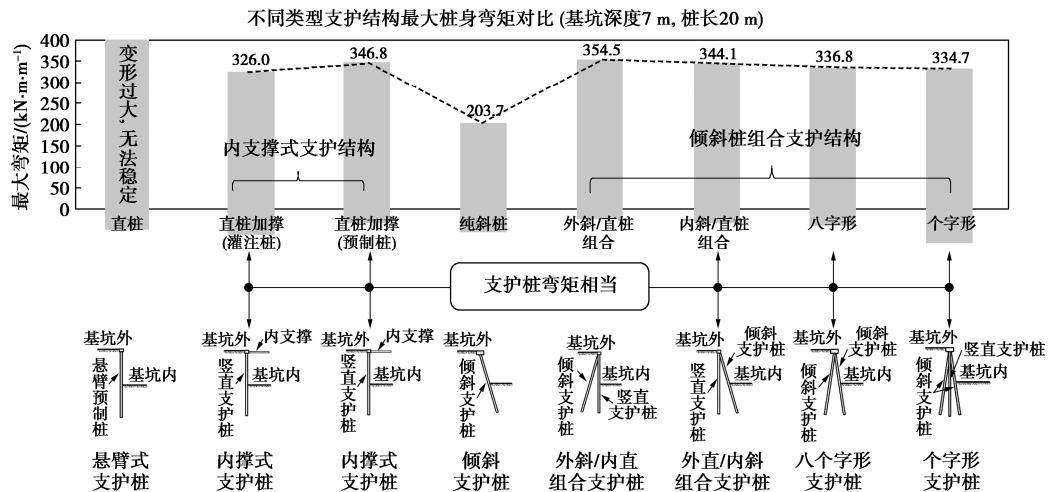


图 75 倾斜桩无支撑支护结构形式

Fig. 75 Comparison of bending moments of strut-free inclined retaining piles and braced vertical retaining piles

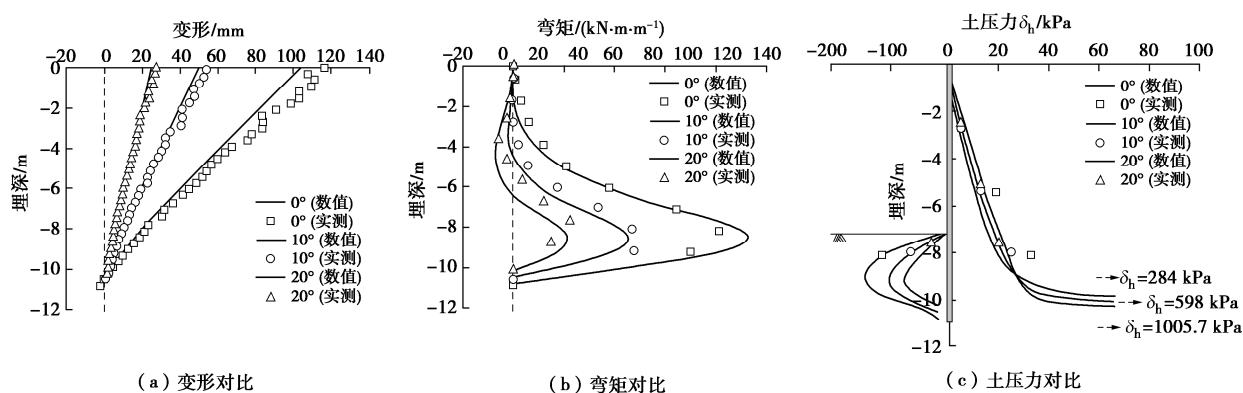


图 76 离心机试验实测与数值计算结果

Fig. 76 Comparison of centrifuge tests and numerical analyses

之比。土体的不排水抗剪强度随深度线性增大，速率 $k$ 。采用强度折减法获得基坑对应的安全系数和破坏模式。

由图 77 (b) 可知，基坑安全系数随倾角 $\varphi$ 的增大而增大，基坑的破坏模式也随 $R$ 和 $\varphi$ 的变化而变化。

随着 $\varphi$ 值的增大，基坑临界破坏模式逐渐从倾覆稳定破坏转变为整体稳定破坏。这是因为当 $\varphi$ 很小时，基坑形态类似于垂直悬臂支护基坑，故首先容易发生倾覆失稳。而当 $\varphi$ 较大时，基坑形态类似于抗滑桩加固边坡，故容易发生整体稳定破坏。

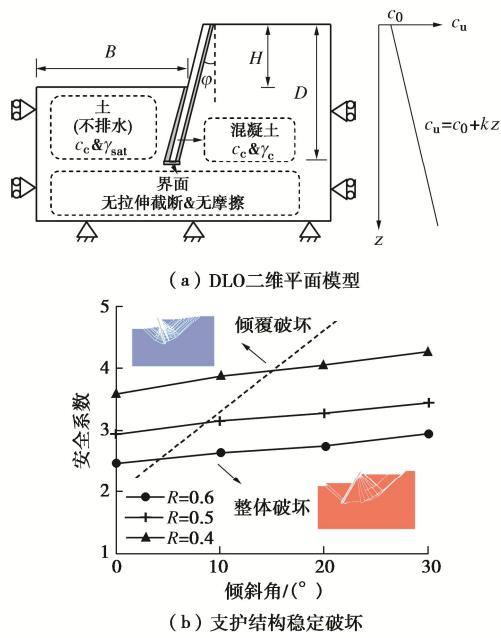


图 77 倾斜桩稳定破坏模式与倾斜角的关系

Fig. 77 Variation of failure mode of inclined retaining piles with respect to angle of inclination

常规抗倾覆稳定性计算只考虑被动土压力的抗倾覆力矩以及主动土压力的倾覆力矩。然而对于倾斜桩而言, 其桩身重度也发挥着一定的抗倾覆作用。图 78 为不同倾斜角时考虑桩身重度与否对倾斜桩极限开挖深度的影响, 可见考虑支护桩重度与否对传统竖直悬臂支护计算结果无影响; 然而, 当桩体倾斜时, 若不考虑桩身重度影响, 将低估其抗倾覆稳定性, 且低估程度随着倾斜角的增大而增大。因此, 在抗倾覆稳定性分析中应考虑支护桩的桩身重度对抗倾覆稳定性的影响。

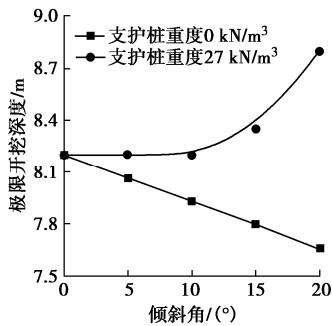


图 78 桩身重度的影响

Fig. 78 Effects of self-weight on ultimate depth of excavations

为准确地评估基坑倾斜桩的稳定性, 建立了图 79 所示的抗倾覆稳定性计算模型, 即考虑桩身重度以及旋转点埋深的影响。根据极限平衡法(桩身法向受力平衡; 绕旋转点弯矩平衡), 确明基坑倾斜桩支护结构的极限开挖深度<sup>[58]</sup>(此时抗倾覆稳定性安全系数  $K_m=1.0$ ), 以支护结构倾斜角 - 极限开挖深度对应插入

比的包络线图进行表述, 与离心机试验结果进行对比, 验证理论方法的准确性。离心机试验结果表明, 在极限开挖深度下支护结构均发生倾覆破坏, 每组试验在发生破坏时, 其对应的极限开挖深度分别为 8.1, 8.4, 8.7 m。如图 80 所示, 离心机试验破坏发生之前的开挖深度所对应插入比(方形点)与破坏发生时的开挖深度所对应插入比(圆点), 分别位于理论分析的包络线两侧, 说明所提出的计算模型可准确预测倾斜桩的稳定性。

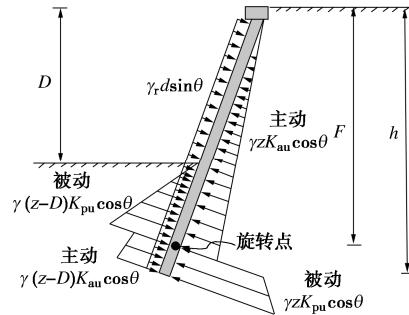


图 79 抗倾覆稳定性计算模型

Fig. 79 Analysis model for stability against overturning

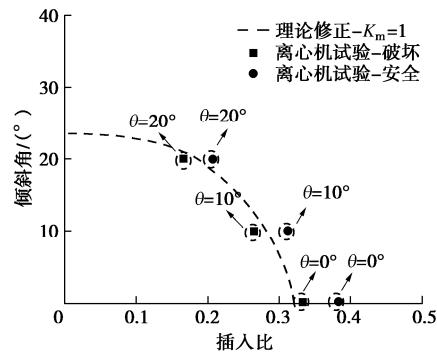


图 80 离心机验证

Fig. 80 Validation of centrifuge tests

### (3) 斜直组合桩支护结构工作机理

为了研究斜直组合桩支护结构工作机理自行研制了一套大型砂土基坑模型试验装置<sup>[59]</sup>, 模型试验箱尺寸为 4 m × 2.1 m × 1.6 m。调节撒砂装置高度, 保证撒砂高度恒定为 200 mm 以保证土体密实度均匀。此次试验的土体采用烘干河砂。矩形铝管模拟支护桩, 截面尺寸为 50 mm × 20 mm × 1.3 mm (长 × 宽 × 壁厚)。本试验的相似比为 10.59。模型桩长 160 cm (原型桩长度 17 m), 最大开挖深度 155 cm。

图 81 为 7 种试验工况的极限挖深对比, 以极限开挖深度最小的悬臂式支护的极限开挖深度为 100%, 单排倾斜桩、不同倾斜度、不同倾斜方向的倾斜桩和竖直桩组合形成的斜直组合支护及不同倾斜方向组成的组合支护结构, 其极限支挡深度相对于悬臂竖直支

护桩都有不同程度增大, 最大可增大 55%左右。

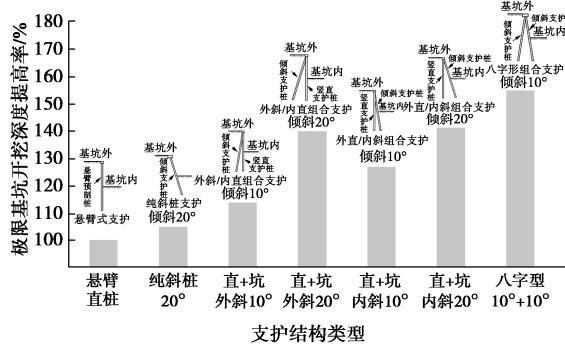


图 81 7 种试验工况极限挖深对比

Fig. 81 Ultimate depths of excavations with different types of retaining structures

图 82 为 4 种不同支护结构桩身变形对比图。可以看出, 单排倾斜桩 (20°) 与竖直支护桩, 虽然倾斜桩支护的变形可显著减小, 但桩身的变形模式仍然相似, 均为典型的悬臂支护结构的变形模式。但当竖直桩与倾斜桩形成组合支护结构时, 即使倾斜桩的倾斜度只有 10° 时, 由图 82 (c) 可看出, 除了支护桩最大变形显著减小以外, 倾斜桩、直桩的桩身的变形模式出现了轻微的反弯现象。

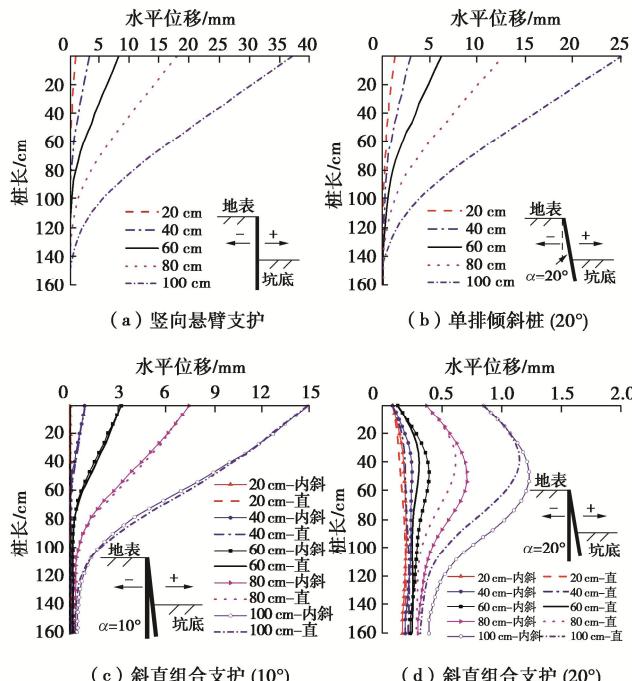


图 82 不同支护结构变形图

Fig. 82 Deformations of different types of retaining structures

当倾斜桩的倾斜度达到 20° 时, 倾斜桩、直桩的桩身的变形模式出现了明显的反弯现象, 桩身变形模式与设置水平支撑的竖直桩的侧向变形模式非常相似, 说明此时斜直组合的支护桩, 虽然没有内支撑, 却表现出类似内支撑的变形控制能力和变形模式。

图 83 为 4 种不同支护结构桩身弯矩对比图。可以看出, 单排倾斜桩 (20°) 弯矩分布模式与竖直悬臂支护桩相似。但当竖直桩与倾斜桩形成组合支护结构时, 即使倾斜桩的倾斜度只有 10°, 由图 83 (c) 可看出, 组合支护结构中直桩的桩身弯矩分布模式与设置内支撑的竖直支护桩的弯矩分布相似, 而当倾斜桩的倾斜度达到 20° 时, 反弯现象将更加明显。

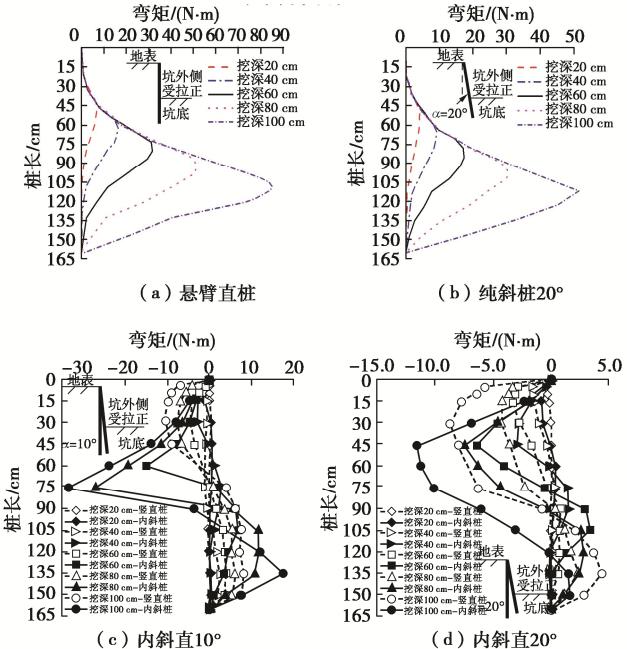


图 83 不同支护结构弯矩图

Fig. 83 Bending moments of different types of retaining structures

以上试验表明, 竖直桩与倾斜桩组合使用时, 桩身变形模式和弯矩分布模式与内撑式支护桩的非常相似, 说明斜直组合支护结构虽然取消内支撑, 但却具备了较强的变形控制能力和内支撑支护桩相似的变形模式和弯矩分布模式。

图 84 是竖直桩与倾斜桩 (10°, 20°) 形成的组合支护结构在不同挖深下的竖直桩、倾斜桩的桩身轴力分布。可见, 在竖直桩和倾斜桩中均产生了较大的轴力, 其中倾斜桩中产生的压力, 结合图 82, 83 的桩身变形和弯矩分布, 说明倾斜桩的轴力在竖直桩桩顶产生了支撑的作用, 即斜撑作用。

基于上述分析, 通过数值分析可对比常用双排桩、内撑式支护桩和斜直组合桩的受力机理, 如图 85 所示。

若忽略桩底端的水平向阻力 (对双排桩则还需忽略两排桩之间土体和支护结构底面土体的摩擦力), 则双排桩的被动土压力均与主动土压力 (即荷载作用) 相等, 而内撑式排桩、斜直组合桩, 则因由桩顶支撑力 (对斜直组合桩, 支撑力由倾斜桩在桩顶的轴力水平向分量产生, 即斜撑作用), 可使被动区需要发挥的

侧向土压力小于主动土压力,从而,被动区土体产生的向坑内的土体变形也自然减小,从而也使支护桩的侧移减小。

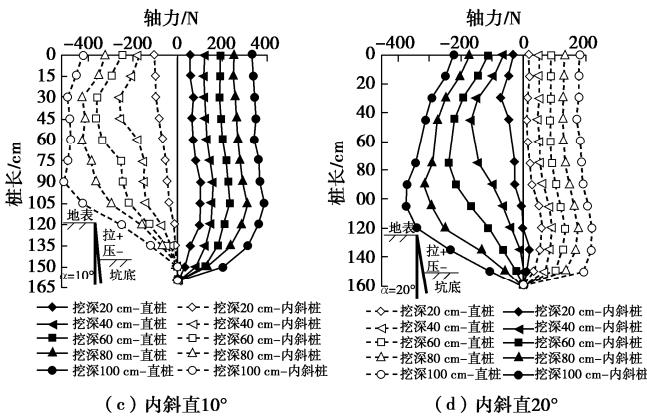


图 84 不同支护结构桩身轴力分布

Fig. 84 Comparison of axial force

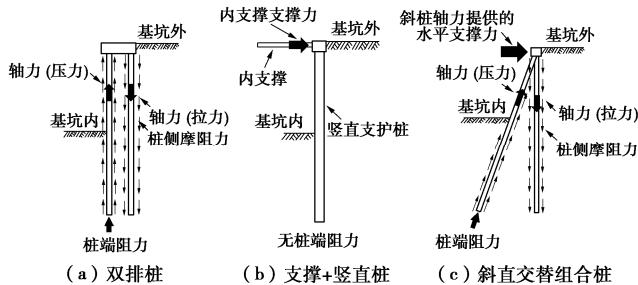


图 85 不同支护方式受力机理图

Fig. 85 The mechanism of different retaining structures

除了斜撑作用,郑刚等<sup>[60]</sup>还提出了斜直组合支护结构具有减隆作用、刚架作用和重力作用。

减隆作用。图 86 为不同支护结构坑底土体隆起对比图。斜直组合支护桩坑底土体隆起最大值约为 15 mm, 分别仅为悬臂直桩和双排桩的 46%, 62%。斜直组合桩斜桩与直桩桩间土的存在会给坑内被动区土体提供更大的竖向力, 此竖向力与坑内土体隆起变形方向相反, 加之斜桩插入被动区主要隆起区域, 起到类似抗拔桩的作用, 两者均可减小坑内隆起变形, 相应地可减小坑外土体沉降, 从而减小基坑的整体变形, 提高支护结构的整体稳定性。

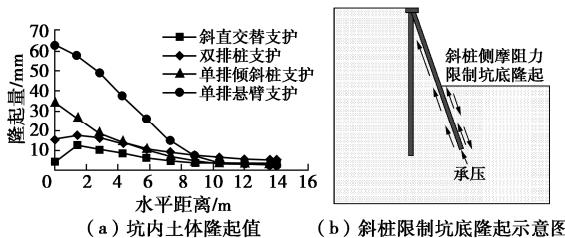


图 86 不同支护形式的坑内土体隆起

Fig. 86 Uplifts of soils in excavations with different strut forms

刚架作用。为分析斜直组合支护桩由竖直桩、倾

斜桩及桩顶帽梁形成的刚架对其抵抗侧向变形的作用, 建立了考虑倾斜桩和竖直桩在桩顶考虑不同约束条件的数值分析模型。图 87 为斜直组合支护体系不同冠梁连接方式对应的直桩桩身水平变形图。从桩体与冠梁刚接到铰接直至水平向与竖向均自由, 直桩桩身水平变形与刚接工况相比, 随着桩体与冠梁连接减弱, 斜直组合支护体系直桩的变形模式由类似带支撑的“内凸式”逐渐转变为“悬臂式”, 斜、直桩的相互作用逐渐消失。直桩最大变形分别增大 12.6%, 52.5%, 183.5%。说明斜直组合支护体系冠梁处的刚接约束作用可有效减小桩身变形。由此说明, 在冠梁施工中, 保证斜直桩间水平与竖向的约束是十分重要的。

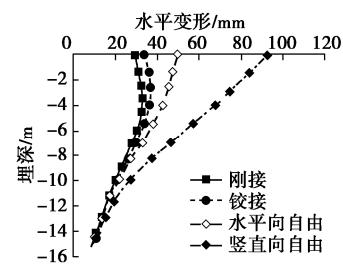


图 87 不同约束条件下变形图

Fig. 87 Wall deflection under different constraint conditions

重力作用。图 88 对比了斜、直桩体之间土体重度对结构变形的影响。随着桩间土重减小范围增大, 直桩最大水平位移不断增大, 但桩体变形模式不改变。并且当桩底之下土体重度减小时, 支护桩发生了较大的平移变形, 这是由于斜直桩桩间土重对于直桩而言, 起到了被动侧的嵌固作用。当土重减小时, 嵌固效应减弱, 平移变形增大。

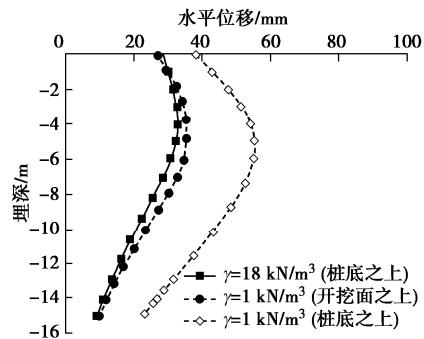


图 88 不同桩间土重对变形影响

Fig. 88 Wall deflections under different soil weights

#### (4) 倾斜桩静力压桩设备研制

传统静力压桩设备只能施工竖直的预制桩。在港口与近岸工程常采用柴油锤打桩机打设倾斜工程桩。由于无法满足城市对噪声的控制要求, 锤击打桩机无法应用于城市基坑的倾斜桩施工。因此, 联合相关工程机械公司研发了系列倾斜桩压桩机, 解决了城市环

境中施工倾斜支护桩的难题。目前倾斜桩压桩机主要类型有 YZY300X 和 YZY800X 两种类型静力压桩机。

### (5) 工程案例与分析

#### a) 工程案例 1

天津滨海新区某基坑开挖面积 46000 m<sup>2</sup>, 基坑深度 4.9 m, 基坑底以下有一层 7~9 m 厚淤泥质土。原支护方案为单排预制桩, 采用钢筋混凝土水平支撑。优化方案采用斜-直组合支护结构, 同时在基坑变形要求不严格的一侧设置了悬臂支护对比段, 如图 89 所示。

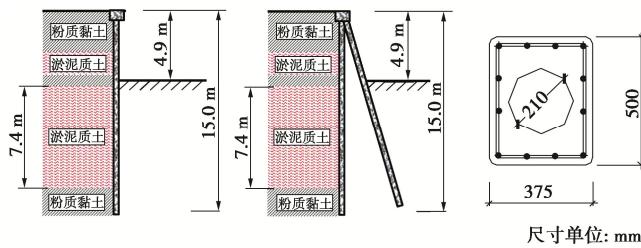


图 89 斜直组合桩

Fig. 89 Inclined-vertical retaining wall

对比两种支护方式的桩身位移曲线, 见图 90, 相比于悬臂支护, 斜直交替支护可显著降低支护桩的水平位移, 单排悬臂支护桩桩身最大水平位移约为斜直交替支护结构最大位移的 3 倍。传统悬臂支护结构由于变形过大, 必须采用内支撑。由于基坑面积很大, 内支撑支护方式材料消耗大、造价高工期长, 因此, 采用斜直组合支护桩, 取消大面积了水平支撑, 工期提前 1 个月以上。

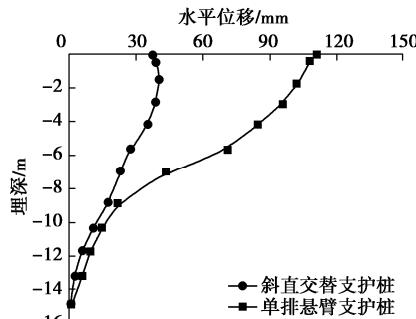


图 90 桩身水平位移实测数据

Fig. 90 Measured horizontal wall deflections

#### b) 工程案例 2

项目基坑面积 29500 m<sup>2</sup>, 为软弱土中大面积基坑, 倾斜桩支护所对应基坑开挖深度 8 m, 场地主要分布素填土、黏土、淤泥质粉质黏土和粉质黏土<sup>[61]</sup>。该工程原支护方案为钻孔灌注桩作为支护桩, 并采用钢筋混凝土内支撑。由于基坑开挖面积大, 内支撑加排桩的支护形式存在着前文所述的耗材多、耗费人力多、造价高、工期长、土方开挖与地下结构施工难度大等问题。因此, 提出了采用倾斜桩无支撑支护技术进行基坑支护的方案。

考虑到场地区域的土层性质较差, 在基坑开挖范围内存在 5.8 m 厚的淤泥质粉质黏土层, 为满足基坑变形控制要求, 采用了上部放坡 2.5 m 结合斜直组合支护桩的支护形式, 如图 91 所示。当基坑开挖完成后, 桩身水平变形类似于内支撑变形模式, 如图 92 所示, 最大桩身水平位移约为 22.5 mm, 在基坑变形控制范围内。该项目大面积基坑采用无支撑支护技术为土方开挖外运、地下结构的施工提供了显著便利, 如图 93 所示, 显著降低了工期, 缩短了造价, 减少了水泥钢筋等材料消耗。

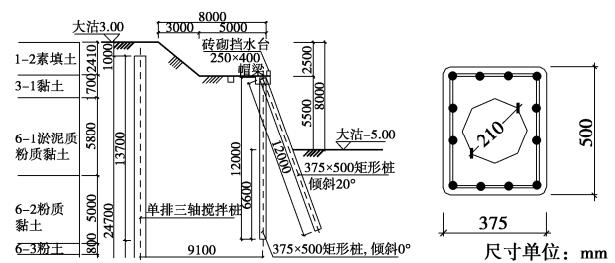


图 91 基坑支护剖面

Fig. 91 Profile of retaining structures

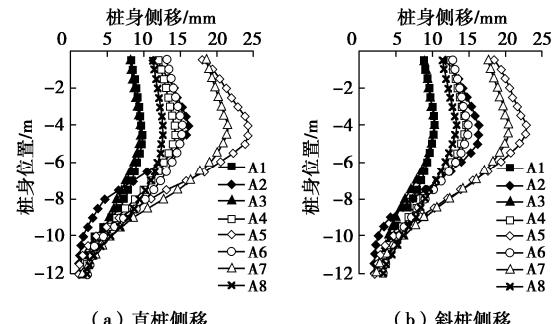


图 92 桩身水平位移曲线

Fig. 92 Measured horizontal wall deflections



图 93 现场照片

Fig. 93 Photo of excavation

## 5 总结与展望

由于软弱土地区基坑工程施工存在着周边地层变形大、控制难的难题, 随着城市地上、地下各类建(构)筑物越来越密集, 变形控制愈加成为软弱土地区基坑

工程的焦点问题。几十年来,基坑工程理论研究、工程技术均取得长足进步,但基坑工程面临的技术挑战也不断涌现。笔者研究团队对近三十年来的研究成果进行总结并提出对未来基坑工程的发展展望。

(1) 随着基坑工程面临的环境条件越来越复杂,以及这些环境条件对基坑工程施工引起的变形的要求越来越严格,变形控制成为基坑工程设计施工最重要的挑战和难题。变形控制日益成为影响基坑工程设计、基坑施工工期和造价的主要因素。

(2) 对基坑施工全过程各阶段的变形特征、机理以及对环境的影响的研究表明,变形的主要原因可概括为施工扰动、水位降低、开挖卸载。基坑施工前的工程桩施工、基坑围护结构(桩、墙)施工、基坑土方开挖前的预降水、承压水抽降等阶段均可引起可观的变形。当周边环境条件对基坑的变形控制提出 mm 级要求时,应针对基坑施工全过程可产生的变形,进行基坑全过程变形控制,而不能仅仅针对基坑降水、土方开挖、拆撑等施工阶段产生的变形进行控制。

(3) 基坑变形及其对环境影响的控制可划分为“基于基坑支护体系的变形控制”和“基于邻近基坑保护对象的变形控制”两类方法。基于基坑支护体系的变形控制方法是从加强基坑支护结构体系、基坑内外土体加固、优化土方开挖顺序、基坑分区施工、基坑分区支护等方面来尽可能减小基坑支护体系的变形,由此减少基坑引起的周边土层变形和环境影响。基于邻近基坑保护对象的变形控制则是不着眼于基坑支护结构的变形控制,而是直接针对基坑周边保护对象,主动控制影响保护对象变形的关键区域土层的应力及变形,实现对保护对象的影响控制。

(4) 基于基坑支护体系的变形控制方法,在基坑工程实践长期采用,已积累了大量的工程经验。但其控制能力和控制效果仍然依赖于岩土工程变形预测能力和预测水平,当变形要求为 mm 级时,变形的控制存在一定困难。当基坑工程施工过程中一旦出现变形超过控制要求时,后续措施和后续施工只能在已有变形基础之上尽可能减小变形增量,已经发生的变形难以减小、消除甚至逆转,导致工程实践中出现后续施工面临着变形超标但无可奈何的两难局面,有时甚至不得不取消后续的基坑。大量工程实践表明,基坑工程变形及其环境影响的被动控制措施有时会引起基坑支护体系的造价和工期较大幅度增加,但对变形的控制效果有时不显著,控制效率(变形减小比/投入增加比)相对不高,类似于“千斤拨四两”。

(5) 基于邻近基坑保护对象的变形主动控制方法

的特点是①“测控一体化”,即不完全依赖基坑工程设计阶段变形预测的精确性,而是通过测控一体化来对保护对象进行动态和适时控制;②“变形可逆转”,即当施工过程中保护对象出现变形过大,可对已经产生的变形减小、消除甚至逆转;③“保护有靶向”,即直接对影响保护对象的关键区域土体的应力、变形进行适时控制,从而对保护对象进行全过程靶向保护;④

“四两拨千斤”,即通过高效的、快捷、经济的土层应力和变形控制手段,而不是对整个基坑支护体系采取被动保护措施,对保护对象实施变形控制,对基坑工程造价、工期、施工难度影响小。工程实践表明,条件适当,变形控制技术可实现对基坑周边环境的主动、高效、靶向、精细的 mm 级变形控制,为解决城市基坑工程的环境保护提供了有力的技术手段。

(6) 针对软弱土地区占基坑总量 60%~80% 的开挖深度地下一层至地下二层(或更深)的基坑,开展了基坑无支撑支护理论和支护技术的研究,研发了一系列不设置内支撑(或锚杆)就能在更大的开挖深度下能有效控制基坑变形的支护形式,包括一系列多级支护技术和倾斜桩支护技术,建立了设计理论和设计方法。条件适当,在传统需要设置内支撑的开挖深度下,可实现基坑无内支撑支护,解决内支撑支护技术存在的突出问题,基坑工期、造价、材料消耗可降低 20%~40%,实现基坑工程领域的绿色、减碳和可持续发展。

(7) 2019 年召开的中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会发布了“不懈追求岩土工程品质提升,创新引领岩土工程可持续发展”的“天津共识”,提出面向未来的岩土工程应具备“韧性、绿色、智能、人文”的品质。不懈追求岩土工程品质提升,坚持创新引领岩土工程可持续发展,是新时代岩土工作者的使命。目前基坑工程施工引起的环境变形的控制理论与方法还不能完全满足工程实践的需要。因此,需在现有的理论、方法、技术基础上,发展适应新的环境条件的韧性、绿色、智能、人文的基坑工程变形控制理论与方法、施工技术与装备。对此,岩土工程工作者任重而道远。

**致 谢:**感谢土力学和岩土工程界各位同行的信任,让笔者有幸成为今年黄文熙讲座的主讲人。笔者自1989年师从于顾晓鲁教授,开始了基坑工程领域的学习,建立了对岩土工程浓厚的兴趣,并持续至今,积累了一些粗浅的认识和工程经验。感谢团队刁钰副教授、程雪松副教授、周海祚副教授、张天奇副研究员、雷华阳教授、刘畅副教授,以及笔者的学生杜一鸣博士、李志伟博士、曾超峰副教授、魏少伟博士、刘景锦博士等对本

文提供的巨大帮助！感谢笔者的博士生苏奕铭、黄建友、栗晴瀚、何晓佩、焦陈磊、甘伟等，他们对本文也提供了很多具体帮助。感谢深圳市工勘岩土集团有限公司雷斌先生为本文提供了三级支护工程图片。

## 参考文献：

- [1] 郑刚, 朱合华, 刘新荣, 等. 基坑工程与地下工程安全及环境影响控制[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(6): 1–24. (ZHENG Gang, ZHU He-hua, LIU Xin-rong, et al. Control of safety of deep excavations and underground engineering and its impact on surrounding environment[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(6): 1–24. (in Chinese))
- [2] 郑刚, 曾超峰. 基坑开挖前潜水降水引起的地下连续墙侧移研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(12): 2153–2163. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng. Lateral displacement of diaphragm wall by dewatering of phreatic water before excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(12): 2153–2163. (in Chinese))
- [3] 曾超峰, 郑刚, 薛秀丽. 大面积基坑开挖前预降水对支护墙变形的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(6): 1012–1021. (ZENG Chao-feng, ZHENG Gang, XUE Xiu-li. Wall deflection induced by pre-excavation dewatering in large-scale excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(6): 1012–1021. (in Chinese))
- [4] 曾超峰, 薛秀丽, 郑刚. 软土区基坑预降水引起支护墙侧移的典型参数影响研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(11): 3295–3303, 3318. (ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li, ZHENG Gang. A parametric study of lateral displacement of support wall induced by foundation pre-dewatering in soft ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(11): 3295–3303, 3318. (in Chinese))
- [5] ZENG C F, ZHENG G, ZHOU X F, et al. Behaviours of wall and soil during pre-excavation dewatering under different foundation pit widths[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **115**: 103169.
- [6] ZHENG G, CAO J R, CHENG X S, et al. Experimental study on the artificial recharge of semiconfined aquifers involved in deep excavation engineering[J]. Journal of Hydrology, 2018, **557**: 868–877.
- [7] ZENG C F, XUE X L, ZHENG G, et al. Responses of retaining wall and surrounding ground to pre-excavation dewatering in an alternated multi-aquifer-aquitard system[J]. Journal of Hydrology, 2018, **559**: 609–626.
- [8] 郑刚, 曾超峰, 薛秀丽. 承压含水层局部降压引起土体沉降机理及参数分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(5): 802–817. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li. Settlement mechanism of soils induced by local pressure-relief of confined aquifer and parameter analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(5): 802–817. (in Chinese))
- [9] ZENG C F, ZHENG G, XUE X L, et al. Combined recharge: a method to prevent ground settlement induced by redevelopment of recharge wells[J]. Journal of Hydrology, 2019, **568**: 1–11.
- [10] 曹剑然. 天津地区基坑工程中承压层回灌控沉理论与技术研究[D]. 天津: 天津大学, 2018. (CAO Jian-ran. Study on the Theory and Technology of Recharge and Subsidence Control of Confined Layer in Excavation Engineering in Tianjin Area[D]. Tianjin: Tianjin University, 2018. (in Chinese))
- [11] 郑刚, 曹剑然, 程雪松, 等. 天津第二粉土粉砂微承压含水层回灌试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(4): 592–601. (ZHENG Gang, CAO Jian-ran, CHENG Xue-song, et al. Experimental study on artificial recharge of second Tianjin silt and silty sand micro-confined aquifer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(4): 592–601. (in Chinese))
- [12] 哈达, 朱敢平, 李竹, 等. 天津市承压含水层条件下地下连续墙深度优化[J]. 地下空间与工程学报, 2018, **14**(2): 490–499. (HA Da, ZHU Gan-ping, LI Zhu, et al. Underground diaphragm wall depth optimization considering the confined aquifer in Tianjin[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2018, **14**(2): 490–499. (in Chinese))
- [13] 孙宏宾, 郑刚, 程雪松, 等. 软土地区 CFG 桩群孔效应引发周边土体变形机理研究[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2018, **31**(1): 39–46, 54. (SUN Hong-bin, ZHENG Gang, CHENG Xue-song, et al. Study on the mechanism of soil deformation caused by the borehole group effect of CFG piles in soft soil area[J]. Journal of Shijiazhuang Tiedao University (Natural Science Edition), 2018, **31**(1): 39–46, 54. (in Chinese))
- [14] 郑刚, 王若展, 程雪松, 等. 软土地区桩基施工群孔效应用机理研究[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2019, **52**(增刊 1): 1–8. (ZHENG Gang, WANG Ruo-zhan, CHENG Xue-song, et al. Mechanism of borehole group effect induced by pile foundation construction in soft soils[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2019, **52**(S1): 1–8. (in Chinese))
- [15] 郑刚, 李溪源, 王若展, 等. 群孔效应对周边环境影响的控制措施研究[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2020, **33**(2): 8–15. (ZHENG Gang, LI Xi-yuan, WANG

- Ruo-zhan, et al. Research on control measures of influence of borehole group on surrounding environment[J]. Journal of Shijiazhuang Tiedao University (Natural Science Edition), 2020, **33**(2): 8 - 15. (in Chinese))
- [16] 李姝婷. 地下连续墙施工引起的土体变形实测与数值分析研究 [D]. 天津: 天津大学, 2014. (LI Shu-ting. Field Monitoring and Numerical Analysis of Ground Movements due to Diaphragm Wall Installation[D]. Tianjin: Tianjin University, 2014. (in Chinese))
- [17] 郑 刚, 邓 旭, 刘 畅, 等. 不同维护结构变形模式对坑外深层土体位移场影响的对比分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(2): 273 - 285. (ZHENG Gang, DENG Xu, LIU Chang, et al. Comparative analysis of influences of different deformation modes of retaining structures on displacement field of deep soils outside excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(2): 273 - 285. (in Chinese))
- [18] 龚晓南. 深基坑工程设计施工手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998. (GONG Xiao-nan. Construction Design Manual of Deep Excavation[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1998. (in Chinese))
- [19] 郑 刚, 李志伟. 不同围护结构变形形式的基坑开挖对邻近建筑物的影响对比分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(6): 969 - 977. (ZHENG Gang, LI Zhi-wei. Comparative analysis of responses of buildings adjacent to excavations with different deformation modes of retaining walls[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(6): 969 - 977. (in Chinese))
- [20] 郑 刚, 李志伟. 基坑开挖对邻近不同楼层建筑物影响的有限元分析[J]. 天津大学学报, 2012, **45**(9): 829 - 837. (ZHENG Gang, LI Zhi-wei. Finite element analysis of response of building with different storeys adjacent to pit excavation[J]. Journal of Tianjin University, 2012, **45**(9): 829 - 837. (in Chinese))
- [21] 郑 刚, 王 琦, 邓 旭, 等. 不同围护结构变形模式对坑外既有隧道变形影响的对比分析[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(7): 1181 - 1194. (ZHENG Gang, WANG Qi, DENG Xu, et al. Comparative analysis of influences of different deformation modes of retaining structures on deformation of existing tunnels outside excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(7): 1181 - 1194. (in Chinese))
- [22] 郑 刚, 李志伟. 基坑开挖对邻近任意角度建筑物影响的有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(4): 615 - 624. (ZHENG Gang, LI Zhi-wei. Finite element analysis of response of buildings with arbitrary angle adjacent to excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(4): 615 - 624. (in Chinese))
- [23] 城市轨道交通结构安全保护技术规范: GJJ/T 202—2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013. (Technical Specification for Structural Safety Protection of Urban Rail Transit: GJJ/T 202—2013[S]. China Architecture & Building Press, 2013. (in Chinese))
- [24] ZHENG G, TONG J B, ZHANG T Q, et al. Progression of backward erosion piping with sudden and gradual hydraulic loads[J]. Acta Geotechnica, 2021: 1 - 7.
- [25] VAN BEEK V M, BEZUIJEN A, SELLMEIJER J B, et al. Initiation of backward erosion piping in uniform sands[J]. Géotechnique, 2014, **64**(12): 927 - 941.
- [26] VAN BEEK V M, VAN ESSEN H M, VANDENBOER K, et al. Developments in modelling of backward erosion piping[J]. Géotechnique, 2015, **65**(9): 740 - 754.
- [27] VANDENBOER K, VAN BEEK V M, BEZUIJEN A. 3D character of backward erosion piping[J]. Géotechnique, 2018, **68**(1): 86 - 90.
- [28] 郑 刚, 程雪松. 长短桩组合排桩悬臂支护工作机理试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(增刊 1): 410 - 415. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song. Experimental study on cantilever contiguous retaining piles with different lengths[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(S1): 410 - 415. (in Chinese))
- [29] 李 竹, 郑 刚, 王海旭. 带水平支撑长短桩组合排桩工作性状模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 440 - 446. (LI Zhu, ZHENG Gang, WANG Hai-xu. Model tests on work behaviors of retaining piles with different lengths and horizontal support[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 440 - 446. (in Chinese))
- [30] CHEN R P, MENG F Y, LI Z C, et al. Investigation of response of metro tunnels due to adjacent large excavation and protective measures in soft soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **58**: 224 - 235.
- [31] 王卫东, 沈 健, 翁其平, 等. 基坑工程对邻近地铁隧道影响的分析与对策[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(增刊 1): 1340 - 1345. (WANG Wei-dong, SHEN Jian, WENG Qi-ping, et al. Analysis and countermeasures of influence of excavation on adjacent tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(S1): 1340 - 1345. (in Chinese))
- [32] 郑 刚, 潘 军, 程雪松, 等. 基坑开挖引起隧道水平变形的被动与注浆主动控制研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(7): 1181 - 1190. (ZHENG Gang, PAN Jun, CHENG

- Xue-song, et al. Passive control and active grouting control of horizontal deformation of tunnels induced neighboring excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(7): 1181 – 1190. (in Chinese))
- [33] ZHENG G, PAN J, CHENG X S, et al. Use of grouting to control horizontal tunnel deformation induced by adjacent excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2020, **146**(7): 05020004.
- [34] 秦宏亮. 钢支撑轴力伺服系统技术在基坑开挖中的应用[J]. 建筑施工, 2019, **41**(7): 1195 – 1198. (QIN Hong-liang. Application of steel support axis force servo system technology to foundation pit excavation[J]. Building Construction, 2019, **41**(7): 1195 – 1198. (in Chinese))
- [35] DIAO Y, BI C, DU Y M, et al. Greenfield test and numerical study on grouting in silty clay to control horizontal displacement of underground facilities[J]. International Journal of Geomechanics, 2021, **21**(10): 04021178.
- [36] 刁 钰, 李光帅, 郑刚. 一种控制土体变形的单点囊式注浆装置: CN208235526U[P]. 2018-12-14. (DIAO Yu, LI Guang-shuai, ZHENG Gang. Single-Point Capsule Grouting Device to Control Soil Deformation: CN208235526U[P]. 2018-12-14. (in Chinese))
- [37] 刁 钰, 杨 超, 郑刚. 一种控制土体变形的多点囊式注浆装置及其方法: CN208235526U[P]. 2018-12-14. (DIAO Yu, Yang Chao, ZHENG Gang. Multiple-Point Capsule Grouting Device to Control Soil Deformation Device: CN208235524U[P]. 2018-12-14. (in Chinese))
- [38] ZHENG G, SU Y M, DIAO Y, et al. Field measurements and analysis of real-time capsule grouting to protect existing tunnel adjacent to excavation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021, **122**: 104350.
- [39] ZHENG G, HUANG J Y, DIAO Y, et al. Formulation and performance of slow-setting cement-based grouting paste (SCGP) for capsule grouting technology using orthogonal test[J]. Construction and Building Materials, 2021, **302**: 124204.
- [40] 曾超峰, 薛秀丽, 郑刚. 基坑工程长期地下水回灌控沉应注意的几个问题[J]. 土木工程学报, 2019, **52**(增刊 2): 127 – 131. (ZENG Chao-feng, XUE Xiu-li, ZHENG Gang. Problems needed to be noticed for artificial recharge in deep excavation for settlement control[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, **52**(S2): 127 – 131. (in Chinese))
- [41] 郑刚, 哈达, 程雪松, 等. 回灌开启时间对地层沉降与应力应变的影响[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技  
术版), 2020, **53**(2): 180 – 191. (ZHENG Gang, HA Da, CHENG Xue-song, et al. Impact of recharge wells' opening time on the subsidence, stress, and strain of soil[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2020, **53**(2): 180 – 191. (in Chinese))
- [42] HA D, ZHENG G, ZHOU H Z, et al. Estimation of hydraulic parameters from pumping tests in a multiaquifer system[J]. Underground Space, 2020, **5**(3): 210 – 222.
- [43] 郑刚, 曾超峰, 刘畅, 等. 天津首例基坑工程承压含水层回灌实测研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 491 – 495. (ZHENG Gang, ZENG Chao-feng, LIU Chang, et al. Field observation of artificial recharge of confined water in first excavation case in Tianjin[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 491 – 495. (in Chinese))
- [44] 郑刚, 曹剑然, 程雪松, 等. 考虑承压含水层间越流的地下水回灌现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(9): 1609 – 1618. (ZHENG Gang, CAO Jian-ran, CHENG Xue-song, et al. Field tests on groundwater recharge considering leakage between semiconfined aquifers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(9): 1609 – 1618. (in Chinese))
- [45] 岳清瑞. 钢结构与可持续发展[J]. 建筑, 2021(13): 20 – 21, 23. (YUE Qing-rui. Steel structure and sustainable development[J]. Construction and Architecture, 2021(13): 20 – 21, 23. (in Chinese))
- [46] 郑刚, 陈红庆, 雷扬, 等. 基坑开挖反压土作用机制及其简化分析方法研究[J]. 岩土力学, 2007, **28**(6): 1161 – 1166. (ZHENG Gang, CHEN Hong-qing, LEI Yang, et al. A study of mechanism of earth berm and simplified analysis method for excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(6): 1161 – 1166. (in Chinese))
- [47] 李顺群, 郑刚, 王英红. 反压土对悬臂式支护结构嵌固深度的影响研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(11): 3427 – 3431, 3436. (LI Shun-qun, ZHENG Gang, WANG Ying-hong. Influence of earth berm on embedment depth of cantilever retaining structure for pit excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(11): 3427 – 3431, 3436. (in Chinese))
- [48] 郑刚, 李欣, 刘畅, 等. 考虑桩土相互作用的双排桩分析[J]. 建筑结构学报, 2004, **25**(1): 99 – 106. (ZHENG Gang, LI Xin, LIU Chang, et al. Analysis of double-row piles in consideration of the pile-soil interaction[J]. Journal of Building Structures, 2004, **25**(1): 99 – 106. (in Chinese))
- [49] 郑刚, 郭一斌, 聂东清, 等. 大面积基坑多级支护理论

- 与工程应用实践[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊 2): 290 – 298. (ZHENG Gang, GUO Yi-bin, NIE Dong-qing, et al. Theory of multi-bench retaining for large area foundation pit and its engineering application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(S2): 290 – 298. (in Chinese))
- [50] ZHOU H Z, ZHENG G, HE X P, et al. Numerical modelling of retaining structure displacements in multi-bench retained excavations[J]. Acta Geotechnica, 2020, **15**(9): 2691 – 2703.
- [51] 郑 刚, 程雪松, 刁 钰. 无支撑多级支护结构稳定性与破坏机理分析[J]. 天津大学学报, 2013, **46**(4): 304 – 314. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, DIAO Yu. Analysis of the stability and collapse mechanism of non-prop and multi-stage retaining structure[J]. Journal of Tianjin University, 2013, **46**(4): 304 – 314. (in Chinese))
- [52] 任望东, 张同兴, 张大明, 等. 深基坑多级支护破坏模式及稳定性参数分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 919 – 922. (REN Wang-dong, ZHANG Tong-xing, ZHANG Da-ming, et al. Parametric analysis of failure modes and stability of muti-level retaining structure in deep excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 919 – 922. (in Chinese))
- [53] 郑 刚, 聂东清, 刁 钰, 等. 基坑多级支护破坏模式研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(增刊 1): 313 – 322. (ZHENG Gang, NIE Dong-qing, DIAO Yu, et al. Failure mechanism of multi-bench retained foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(S1): 313 – 322. (in Chinese))
- [54] 郑 刚, 聂东清, 程雪松, 等. 基坑分级支护的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(5): 784 – 794. (ZHENG Gang, NIE Dong-qing, CHENG Xue-song, et al. Experimental study on multi-bench retaining foundation pit[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(5): 784 – 794. (in Chinese))
- [55] 刘 杰, 郑 刚, 聂东清. 天津软土地区深基坑多级支护结构变形的参数分析[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2018, **31**(1): 47 – 54. (LIU Jie, ZHENG Gang, NIE Dong-qing. Parametric analysis on deformation of multi-bench retaining system of deep foundation pit in Tianjin soft ground area[J]. Journal of Shijiazhuang Tiedao University (Natural Science Edition), 2018, **31**(1): 47 – 54. (in Chinese))
- [56] 郑 刚, 白若虚. 倾斜单排桩在水平荷载作用下的性状研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 39 – 45. (ZHENG Gang, BAI Ruo-xu. Behaviors study of inclined single row contiguous retaining piles under horizontal force[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 39 – 45. (in Chinese))
- [57] DIAO Y, ZHU P Y, JIA Z Y, et al. Stability analysis and safety factor prediction of excavation supported by inclined piles in clay[J]. Computers and Geotechnics, 2021, **140**: 104420.
- [58] 周海祚, 郑 刚, 何晓佩, 等. 基坑倾斜桩支护稳定特性及分析方法研究[J/OL]. 岩土工程学报:1-8.[2021-12-02]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/32.1124.tu.20210809.1654.004.html>. (ZHOU Hai-zuo, ZHENG Gang, HE Xiao-pei, et al. Study on stability characteristics and analysis method of inclined retaining walls in excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 1-8.[2021-12-02]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/32.1124.tu.20210809.1654.004.html>. (in Chinese))
- [59] 郑 刚, 王玉萍, 程雪松, 等. 基坑倾斜桩支护性能及机理大型模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(9): 1581 – 1591. (ZHENG Gang, WANG Yu-ping, CHENG Xue-song, et al. Large-scale model tests on performance and mechanism of inclined retaining structures of excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(9): 1581 – 1591. (in Chinese))
- [60] 郑 刚, 何晓佩, 周海祚, 等. 基坑斜-直交替支护桩工作机制分析[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(增刊 1): 97 – 100. (ZHENG Gang, HE Xiao-pei, ZHOU Hai-zuo, et al. Working mechanism of inclined-vertical retaining piles in excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(S1): 97 – 100. (in Chinese))
- [61] 郑 刚, 吴小波, 周海祚, 等. 基坑倾斜桩无支撑支护机理与工程应用[J]. 施工技术, 2021, **50**(13): 157 – 162, 178. (ZHENG Gang, WU Xiao-bo, ZHOU Hai-zuo, et al. Supporting method and applications of incline retaining piles in foundation excavation[J]. Construction Technology, 2021, **50**(13): 157 – 162, 178. (in Chinese))