

第 19 章 考虑时空效应的设计与施工

19.1 引言

19.1.1 时空效应理论产生的工程背景

城市基坑工程通常处于房屋和生命线工程的密集地区，随着经济建设的发展，市政地下工程建设项目的数量和规模迅速增大，许多在市中心区建设的项目，如高层建筑物基坑、大型管道的深沟槽、越江隧道的暗埋矩形段及地铁工程中的地下车站深基坑等，都在不同程度上遇到了对周围环境影响的控制问题。特别是在闹市区，地下管线和构筑物相当复杂，有时候甚至在地下构筑物附近或上面进行深基坑施工，这样，如何在设计和施工中考虑控制土体位移以保护建筑物、地下管线和构筑物便成为急待研究和解决的问题。也就是说不但要求基坑支护结构具有足够强度以及基坑整体稳定，而且对于变形也提出了严格限制，尤其是在软土地区的基坑工程中，很多情况下变形控制往往起决定性作用。在新加坡、日本和美国等国家的软土地区的一些临近建筑物基坑工程中，为控制地层位移和保护基坑周边环境，有的在基坑开挖前采用高压旋喷注浆法满膛加固坑底 2~4.5m 厚的土体，见图 19-1 和图 19-2，有的在开挖工程中施加密集的大规格型钢支撑，见图 19-3。如果按照这样的做法，为了达到控制变形的目的，一般基坑至少要增加数百万以上的地基加固费用，施工周期还要延长 2~4 个月，这显然不符合经济合理的原则。为此，刘建航、刘国彬等^[3,4,5]，结合上海地区多年基坑施工经验，总结和研究了基坑中的时间和空间作用特点后，提出了基坑工程中的时空效应规律。多年实践表明，时空效应理论是进行基坑变形控制和预测的一种行之有效的方法。

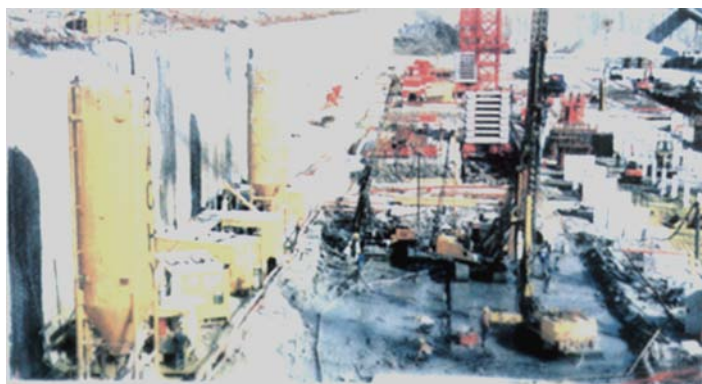


图 19-1 日本某基坑工程（采用大面积注浆加固，图中为注浆设备）

19.1.2 时空效应规律产生的理论基础

从 Terzaghi、Peck、Clough、Davision、Bgerrum、Tsui 等在 1940、1960、1969、1972、1974、1977 等年份中所公布的该方面的研究成果中，可以发现，这些土力学前辈

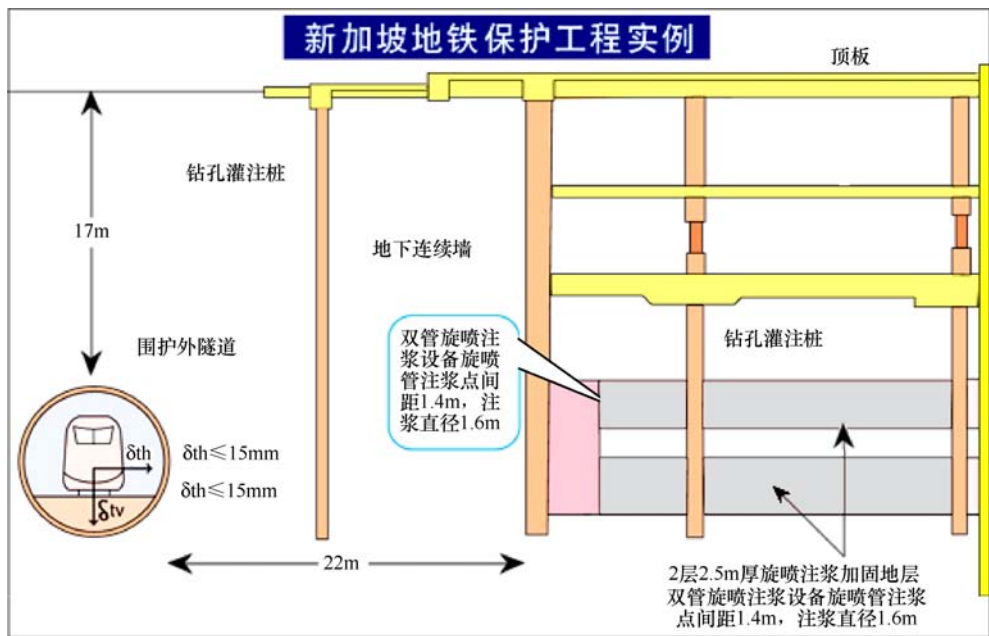


图 19-2 新加坡某基坑工程



图 19-3 Boston 某基坑工程

在科学研究和工程实践中已经觉察到，土的工程性质跟时间和空间的确是有关联的。1960 年以前，Terzaghi、Peck 等在关于有支护深基坑的稳定性分析、坑底隆起分析中，提出了深基坑开挖因卸载而引起土体移动的机理。Peck、Flamand、Bgerrum 对深基坑开挖引起周围土体位移的数值分析，揭示了基坑空间尺寸与周围地层应力应变变异的相关性。1974 年 Tsui 阐述了基坑在开挖卸载过程中的应力路径及土的破坏特征，发现过去确定土的强度和刚度的方法在基坑设计中需要予以修改。1973 年 Bgerrum 在室内试验中发现在软黏土无支护基坑稳定性评价中不符合实际的问题，指出过去稳定性分析算法中未考虑黏性土的应力应变与时间效应的密切关系，这是由于试验室的试验时间很短，无法模拟时间效应。1977 年 Clough 与 Davision 在研究中发现基坑开挖长度与宽度之比与稳定性密切相关，这与 1974 年 Tait 与 Taylor 在研究海湾黏土层中深基坑中心岛式开挖和支撑的顺序中所提出的围护墙体随开挖和支撑的步步进展而增加位移的图表分析，共同显示了时空效应对基坑稳定和变形的影响。1977 年 Clough 与 Denby 通过有限元分析，提出了抗隆起稳定性安全系数与基坑围护墙体水平位移的关系曲线。从 1940 年到 1977 年的 37 年中，国外在关于软黏土深基坑稳定性和变形分析的研究过程中，逐步地发现基坑开挖空间尺寸、开挖顺序及开挖时间与软黏土层中深基坑的稳定性及变形性状和大小具有内在联系，

而抗隆起稳定性又与围护墙体水平位移和坑侧地面沉降有一定的相关性。前人的研究成果,没有形成一套系统的理论,也没有形成解决工程问题的定量分析方法,但其中软黏土基坑稳定和变形与开挖施工中时空效应相关的概念,却成为我们考虑施工中时空效应,研究黏土层深基坑工程技术的可贵依据。

同时,在岩石隧道力学中的“新奥法”指出,可以通过适时支护、柔性支护、随挖随衬等方法充分调动围岩自身的强度,从而减少很多支护。结合土力学前辈们的思路,又从“新奥法”联想到土既是一种荷载,又是一种介质,于是也可以通过调整开挖顺序和开挖方式,把土体本身的强度发挥到极致。

借鉴了国外研究成果,在吸取前人正反面经验的基础上进行研究后,总结出一套符合实际条件的时空效应理论:在软土基坑开挖中,适当减小每步开挖土方的空间尺寸,并减少每步开挖所暴露的部分基坑挡墙的未支撑前的暴露时间,是考虑时空效应、科学地利用土体自身的控制地层位移的潜力、解决软土深基坑稳定和变形问题的基本对策。以此为指导思想,形成基坑工程的设计和施工方法。这种方法的主要特点是设计与施工紧密结合,在设计和施工中,定量地计算及考虑时空效应的基坑开挖和支撑的施工因素对基坑在开挖中内力和变形的实际影响,并以科学的施工工艺,有效地减小地层流变性对基坑受力变形的不利影响。

19.2 时空效应规律

19.2.1 基坑开挖的时间效应

在软土地区,土的强度低、含水量高,有很大的流变性,所以在此地层上的基坑工程中所受的土体流变性影响很大,如果要达到控制变形的目的必须研究土的流变性——土体的应力和变形随着时间而不断变化的特性。经过长期的研究发现,土体流变性的影响主要表现在:

1. 土体应力松弛的影响

在基坑工程施工中由于土体的应力松弛会引起挡墙主动区土压力随时间不断增加,向静止土压力方向发展,而随着墙体位移变形,土压力又不断减小,当前者占优势时(施工中搁置较长时间),作用在墙体上的土应力会不断增加,将大于主动土压力,同时挡墙被动区土压力由于土体的应力松弛会不断减小,在常规计算中墙体主动区土压力均采用主动土压力,而被动区土压力采用被动土压力,因而在施工拖延周期较长时基坑的安全性会逐渐降低。图 19-4 是国内某一基坑工程的实测土压力图,从中可看出墙体主、被动区土压力的变化情况。

2. 土体蠕变性的影响

土体应力和变形与时间有关的这种特性称为土的流变性,在应力水平不变的条件下,应变随时间增长的特性称为土的蠕变性它是土的重要工程性质之一。上海地区的软土具有明显的蠕变特性,典型的淤泥质黏土的三轴剪切试验结果见图 19-5,由试验可知:

(1) 在土体主应力较小时($\sigma_1 \leq 0.025\text{MPa}$)蠕变变形很小,主要是弹性蠕变。

(2) 不排水土体的流变性要比排水土体的流变性显著,当 $\sigma_1 = 0.15\text{MPa}$ 时(此应力约相当于 14~15m 的深基坑挡墙被动区土体的压应力),不排水的土样蠕变到最后会发生

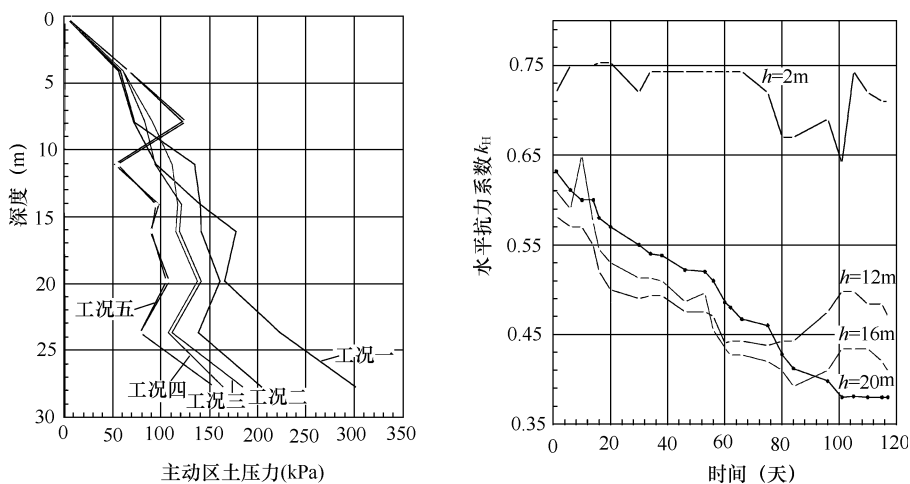


图 19-4 某工程实测土压力变化图

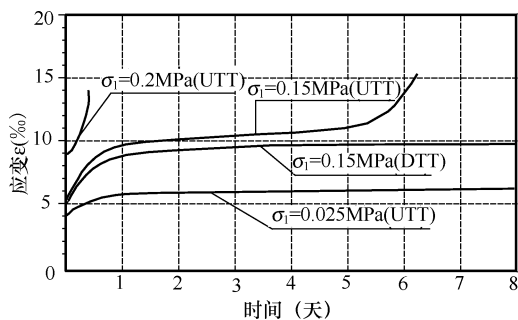


图 19-5 上海软土流变试验曲线

破坏,即呈破坏型;而排水土样蠕变则呈衰减型,蠕变是收敛和稳定的。

(3) 当土体主应力达到或超过发生不收敛蠕变的极限应力水平时,从开始蠕变到蠕变速率急剧增大而发生破坏只有几天的时间,这说明在应力水平高的情况下,土体会在一定的承载时间内,以不易察觉的蠕变速度发生破坏。

从上述试验结果的分析中可知,在处于具有流变地层的深基坑中,土的流变特性不仅会影响到基坑的稳定,而且对于基坑的变形控制也至关重要,这在控制基坑变形要求高的基坑工程中尤为突出。同时,在流变特性的分析中,可以取得有关控制软土深基坑变形的几点重要启示:

(1) 分层分块开挖能够有效地调动地层的空间效应,以降低应力水平、控制流变位移。

(2) 减少每步开挖到支撑完毕的时间,即无支撑暴露时间,可明显控制挡墙的流变位移,这在无支撑暴露时间小于 24h 时效果尤其明显。

(3) 解决软土深基坑变形控制问题的出路在于规范施工程序和参数,并将其作为实现设计要求的保证。

19.2.2 基坑开挖的空间效应

基坑土体的空间作用,早在太沙基时代已被重视,发展到齐法特时已知道用分层开挖减少基坑底部的弹性隆起。

众所周知,由于基坑开挖会引起基坑周围地层的移动,这清楚地表明基坑开挖是一个同周围土体密切相关的空间问题。在宝钢最大的铁皮坑工程中,由于采用圆形地下连续墙施工,从而大大减小了基坑底部的隆起和周围地层的移动,实践表明,基坑的形状、深度、大小等对于基坑支护结构及周围土体的变形影响也是很显著的。基坑支护结构和周围土体的空间作用有利于减小支护结构的变形和内力,增加基坑整体稳定性。人们对于基坑

的空间作用对基坑支护结构和周围地层位移的影响方面研究较少，而在基坑的空间作用对基坑稳定影响方面国内外都作了较深入的研究。Eide 等曾对长条形、方形和长宽比为 2 的矩形基坑的抗隆起进行研究，最后提出如下抗隆起安全系数计算公式，即抗隆起安全系数为：

$$F_s = \frac{S_u N_c}{\gamma H + q}$$

式中 S_u ——不排水抗剪强度 (kN/m^2)；

γ ——土体重度 (kN/m^3)；

H ——开挖深度 (m)；

N_c ——从图 19-6 中查出；

q ——地面超载 (kN/m^2)。

从上式可知，同样地质的基坑中 $F_s \propto N_c$ ，对 $H/B=1$ 及 $B/L \rightarrow 0$ 的条形基坑，从图 19-6 可知：

$$N_{c0} = 6.4, F_{s0} = \frac{S_u \times 6.4}{\gamma H}$$

对 $H/B=1$ 及 $B/L=1$ 的方形基坑，从图 19-6 可知：

$$N_{c1} = 7.7, F_{s1} = \frac{S_u \times 7.7}{\gamma H}$$

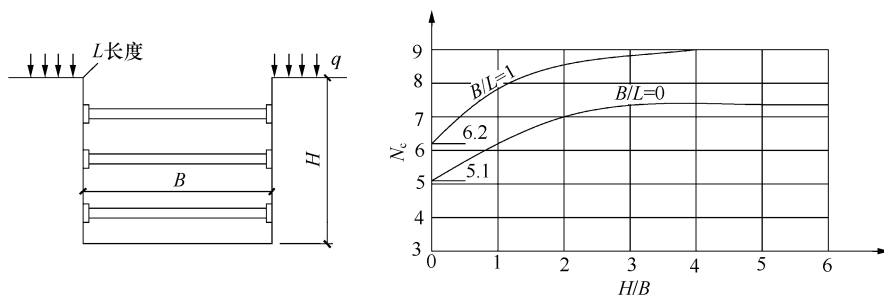


图 19-6 基坑长、宽、深尺寸与 N_c 关系曲线

从中可知： $\frac{F_{s1}}{F_{s0}} = \frac{7.7}{6.4} = 1.21$ ，即 $H/B=1$ 的方形基坑 ($B/L=1$) 的抗隆起安全系数，比 $H/B=1$ 的长条形基坑 ($B/L \rightarrow 0$) 大 21%。参照上述算法，可以认为长条形深基坑按限定长度（不超过基坑宽度）进行分段开挖时，基坑抗隆起安全系数必有一定的增加，增加比例约为 20%。根据上海地区经验，当某长条形深基坑抗隆起安全系数为 1.5 时，如不分段开挖，墙体最大水平位移 δ_h 为 $1\% \times H$ ，这属于大的墙体位移，则相应的地面最大沉降 $S_v = \delta_h = 1\% \times H$ ，地面沉降范围 $\geq 2H$ 。如分段开挖，抗隆起安全系数增加 20%， $K_s = 1.5 \times (1 + 20\%) = 1.8$ ，墙体最大水平位移 δ_h 为 $0.6\% \times H$ ，这属于小的墙体位移，则相应的地面最大沉降 $S_v = \frac{\delta_h}{1.4} = 0.43\% \times H$ ，地面沉降范围 $< 2H$ 。由此可清楚地看到：将长条形的基坑按比较短的段分段开挖，对减少地面沉降、墙体位移及地层水平位移是有

效的措施。同样,将大基坑分块开挖亦具有相同的作用。

此外,基坑开挖时土坡坡度对基坑外侧地面纵向沉降形式非常重要。根据工程监测资料,深基坑两端附近的沉降曲线曲率与开挖土坡的坡度密切相关。土坡平坦些沉降曲线曲率可减小,有利保护平行于基坑的地下管线,也说明利用不同土坡的空间作用的差别,可以用来达到控制变形的目的。

19.3 考虑时空效应原理的基坑开挖及支护设计

把施工工序和施工参数作为必需的设计依据,并以切实执行施工工艺和施工参数做为实现设计要求的保证,这是考虑时空效应原理进行基坑设计施工的主要特点。合理可靠地选取施工工序和施工参数,就能在设计中科学定量地考虑以时空效应为主要特征的施工因素,就能合理规则地施工,使坑周土体应力路径和土体应力状态的变化由复杂莫测变为有一定规律。这是考虑时空效应规律控制基坑变形的核心所在。

19.3.1 考虑时空效应原理的基坑设计要点

合理的基坑支护及开挖设计,保证基坑稳定性和达到控制变形的要求,这是施工成功的前提。在地质和环境条件复杂的深大基坑中,往往控制变形是设计的重点。控制变形的基坑支护及开挖设计要点是:

(1) 首先按基坑周围环境条件允许的变形限度,确定基坑围护墙允许的水平位移值,以作为基坑控制变形的设计标准。

(2) 根据时空效应原理,按控制变形要求试提出基坑围护墙、支撑结构及基坑中地基加固方案,并提出基坑开挖支撑施工程序及每步开挖的空间尺寸和每步开挖和支撑所需时间等主要施工参数。在明确加固要求和主要施工参数后,可从工程经验资料中得知软土地层考虑土体流变性及开挖支撑施工中时空效应的围护墙被动区的加固土体基床系数 K_h 。具体参数计算方法见下节。

(3) 按上述的支护结构力学特性、地基加固强度和刚度,以及在一定地质和施工条件下的围护墙被动区土体基床系数 K_h ,验算围护墙及支撑内力和变形。验算围护墙变形时,要同时验算基坑抗隆起安全系数 K_s 及基坑围护墙的最大位移 δ_h , K_s 与 δ_h 都要符合一定环境保护所需要的标准值。

(4) 通过优化设计,以经济的设计方案使 K_s 与 δ_h 达到要求的标准,至此可确定基坑施工设计,并确定基坑开挖支护施工组织设计所依据的主要施工参数。

设计过程如图 19-7 所示。

19.3.2 考虑时空效应的开挖及支护设计

1. 基本要求

根据设计规定的技术标准、地质资料,以及周围建筑物和地下管线等详实资料,严密地做好深基坑施工组织设计和施工操作规程。根据基坑的形状,依据对称、平衡原则分块、分层,然后再确定各单元的施工参数:每步开挖的空间尺寸、开挖时限、支撑时限、支撑预应力。主要的技术要点:“沿规定的开挖次序逐段开挖;在每个开挖段中分层、分小段开挖、随挖随撑、按规定时限施加预应力,作好基坑排水,减小基坑暴露时间”。

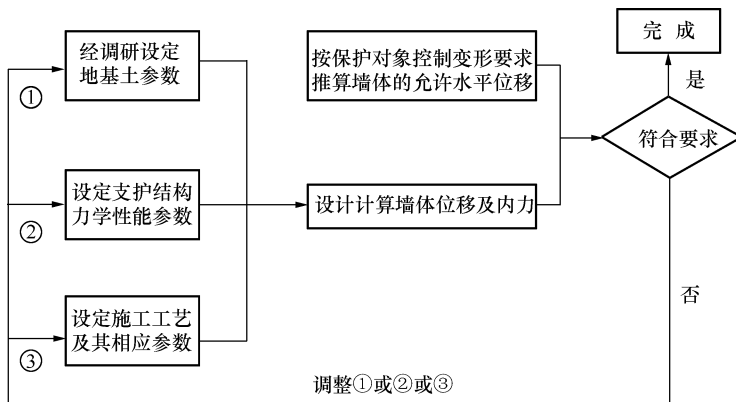


图 19-7 考虑时空效应的基坑设计框图

2. 三类典型基坑的开挖步序和参数

(1) 对撑的长条形深基坑：必须按设计要求分段开挖和浇筑底板，每段开挖中又分层、分小段，并限时完成每小段的开挖和支撑，见图 19-8。

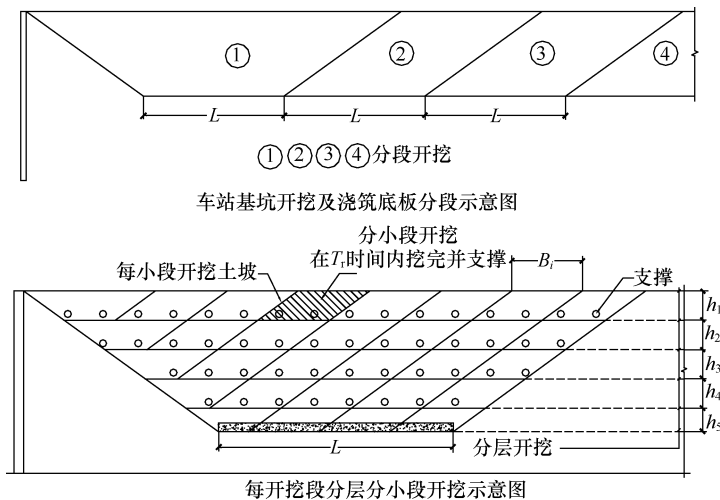


图 19-8 基坑分段开挖图

开挖参数应由设计规定，通常取值范围为：

分段长度： $L \leq 25\text{m}$

每小段宽度： $B_1 = 3 \sim 6\text{m}$

每层厚度： $h_i = 3 \sim 4\text{m}$

每小段开挖支撑时限： $T_r = 8 \sim 24\text{h}$

L 、 B_1 、 h_i 、 T_r 在施工时可根据监测数据进行适当调整，但必须经过设计同意。

(2) 大宽度、不规则基坑：应分层开挖，每层的开挖步骤应符合图 19-9 的顺序。

① 在有保护对象侧预留土堤，挖除中间部分和无保护对象侧的土方，并及时安装其间支撑。

② 当支撑一侧有保护对象时，应将预留土堤限时分段开挖并架设支撑；当支撑两侧有保护对象时，应依次将每根支撑两端的土堤限时、对称挖除并架设支撑。

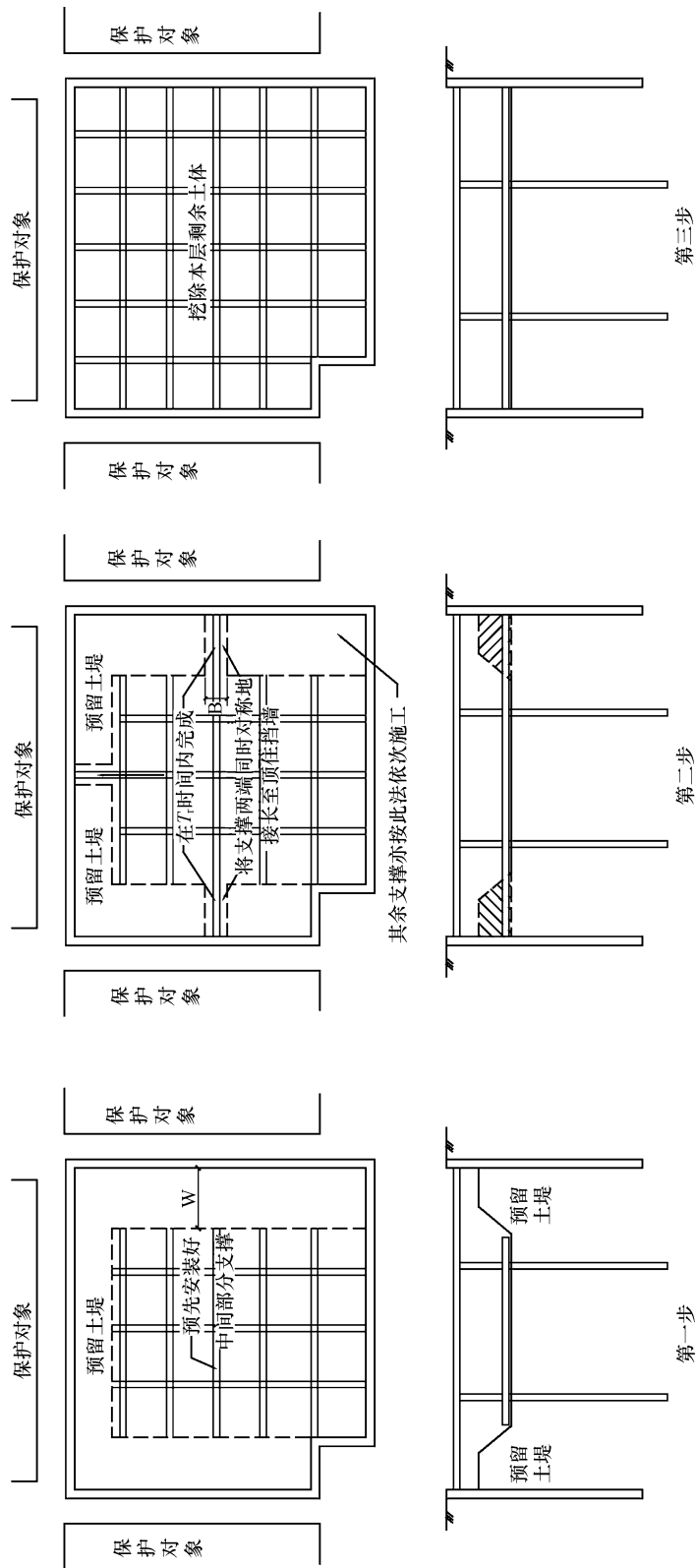


图 19-9 基坑分部开挖图

③ 将该层剩余土方挖除。

(3) 车站端头井：如图 19-10 所示，首先撑好标准段内的 2 根对撑，再挖斜撑范围内的土方，最后挖除坑内的其余土方。斜撑范围内的土方，应自基坑角点沿垂直于斜撑方向向基坑内分层、分段、限时地开挖并架设支撑。对长度大于 20m 的斜撑，应先挖中间再挖两端。

规定的施工顺序及施工速度，以及以 T_r 为主的施工参数，是为达到如下要求：

(1) 减少开挖过程中的土体扰动范围，最大限度减少坑周土体位移量和差异位移量。

(2) 在每一步开挖及支撑的工况下，基坑中已施加的部分支撑体系及围护墙体内侧被动区支承土堤，可使基坑受力平衡而得以稳定，并控制坑周土体位移量和差异位移量。

(3) 为准确进行坑周土体位移的预测，以及基坑围护墙体内力和变形计算，提供了考虑施工因素的依据，使设计预测的实现得到保证。

目前惯用的按弹性或弹塑性理论方法所计算的墙体内力和变形、坑周地层位移等计算值，以及设计计算中采用的参数与流变性地层中基坑工程的实测值有相当的差异，考虑时空效应的基坑开挖与支撑施工参数的确定，使施工因素对流变性地层中基坑支护结构内力和变形，以及坑周地层移动的影响，可以在基坑设计计算中得到定量的考虑。

3. 时空效应原理的灵活运用

上一个小结中介绍了考虑时空效应开挖及支护设计的三种基本类型，实际工程中，情况千变万化，不会与基本类型完全相同，所以不能一成不变地、死板地按这三种基本类型操作，而应该在基本原理的基础上灵活运用。下面简要介绍几个灵活运用时空效应原理的实例，它们都是三种基本类型的演变。

1) 淮海路香港广场北块基坑工程（方块型基坑）

(1) 工程概况

香港广场北块位于淮海路、嵩山路、黄陂路、金陵路之间，基坑面积约 5800m²。基坑平面形状为近似正方形，基坑靠近淮海路一侧，距正在运行的地铁一号线下行线区间隧道约 8~9m，基坑四周距地下管线 7~10m，基坑深度在电梯井部分为 17m，其余部分为 12.55m。按基坑周围环境条件，基坑挡墙的最大水平位移应控制在 40mm 以内，以保证地铁轴线在开挖施工阶段的位移小于 10mm，变形曲线的曲率 $< 1/15000$ 。

(2) 时空效应原理的实施（基坑开挖、支撑施工工艺及施工参数）

基坑开挖和支撑分四层进行。每层均采用“盆式”开挖，先将基坑中间部分开挖至该层支撑底面标高，并安装好该开挖范围内的钢支撑。基坑周边预留的阻止地墙变形的土堤则按图 19-11 所示的顺序，分块、对称地开挖和支撑。每块土的开挖控制在钢支撑顶面，钢支撑接围檩处的土体用人工开挖，在开挖下一层土体时挖土机始终在钢支撑两侧的原状土上行驶。每 2 块对称的土堤开挖后，即在暴露的两处地下墙上安装两幅钢围檩和带八字撑的支撑，与基坑中间已安装好的一根支撑连接成一根可加预应力的支撑。两块对称土堤的开挖及支撑工作要在 24h 内完成。

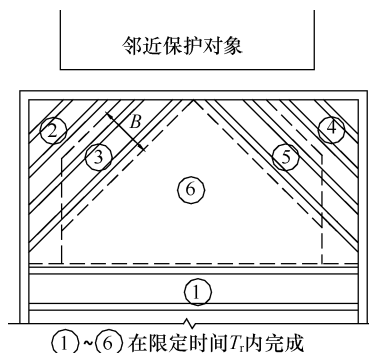


图 19-10 车站端头井图

开挖第三道支撑以下的土体时,先挖基坑中间的盆状土体,挖至标高后立即浇筑快硬混凝土垫层,而后将坑周内内侧土堤分段对称地开挖并限时浇筑其间的混凝土垫层,及时发挥支撑作用。

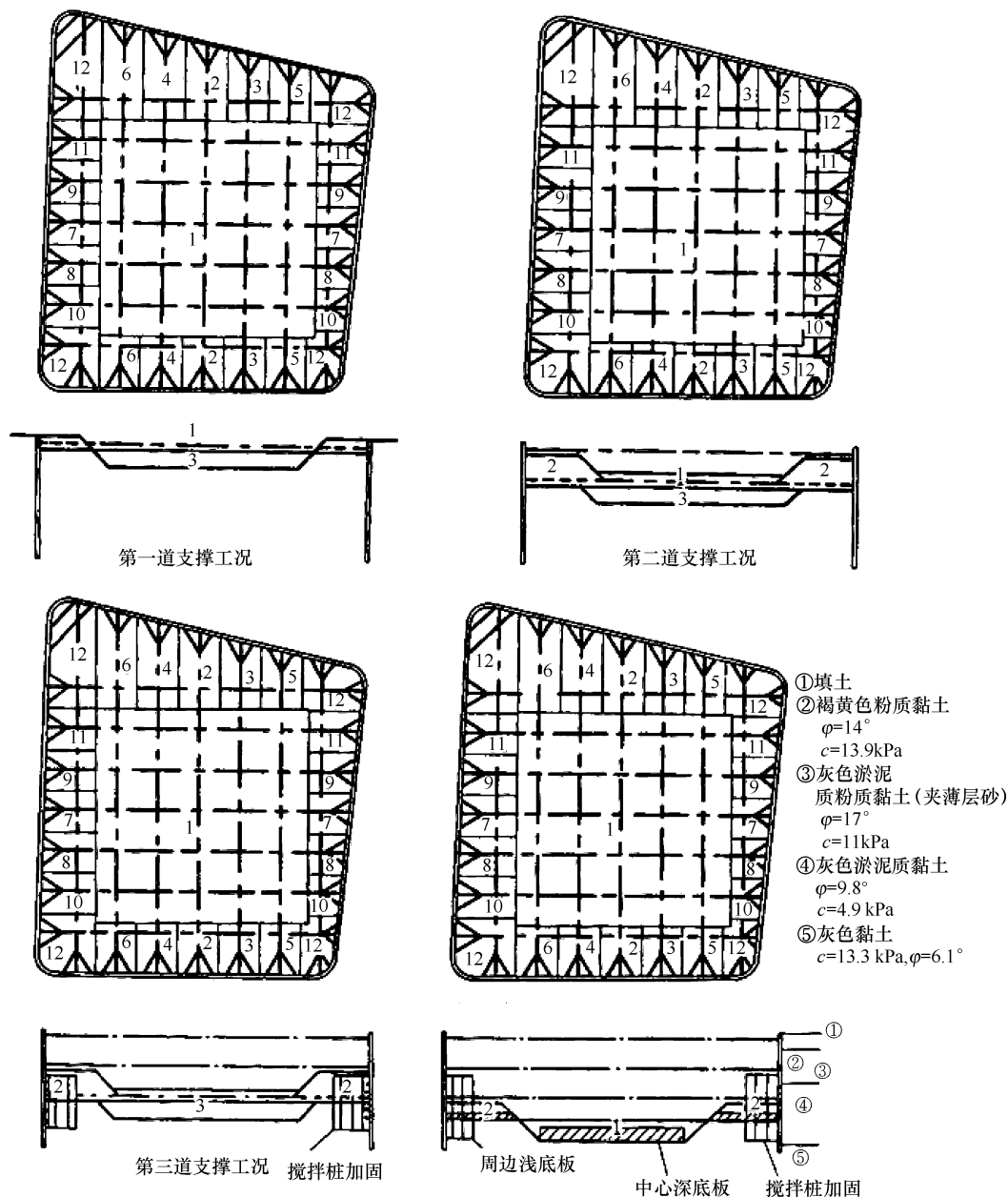


图 19-11 淮海路香港广场基坑支撑、土体加固及分块开挖示意图

2) 地铁二号线人民公园车站东端头井

上海地铁二号线人民公园车站东端头井,挖深 24m,邻近正在运行的地铁一号线隧道。在该基坑开挖第二层土时,东端墙最大水平位移增大至 6mm,超过了警戒值。经研究,将第三层土开挖程序由图 19-12(a)所示的程序调整为图 19-12(b)所示程序。这个调

整措施将靠近已运行地铁隧道的东端墙在每步开挖中的暴露宽度减少 50%，并将每步开挖的无支撑暴露时间由 24h 减至 16h，因此第三层土方开挖中的变形增量减至 3mm。采用此调整的开挖施工参数进行第四、五、六层的开挖，最终按预计要求控制了基坑挡墙的位移，达到了保护邻近地铁隧道的要求。

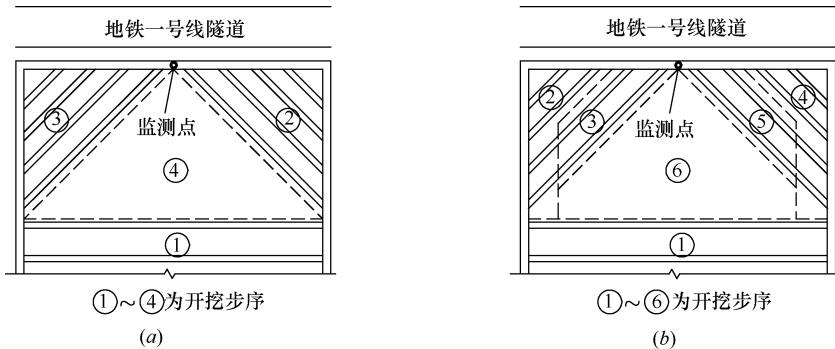


图 19-12 开挖参数调整前后对比
(a) 第二层开挖步序；(b) 第三层开挖步序

3) 地铁二号线河南路车站深基坑

该车站基坑标准段深 16m，基坑南侧地下墙外边线平行于有 68 年历史的（8m 长的木桩）七层商业大楼（图 19-13），该商业大楼基础形式为短桩（8m 长木桩）独立基础，因此其北排 15 根独立基础边与车站地下墙净距仅 2m，按一般深基坑最小扰动区范围估计，该大楼约有 60 个独立基础在基坑施工中会发生不均匀沉降，并且由于短桩周围土体一旦受扰，独立基础要发生较长时间的固结沉降。

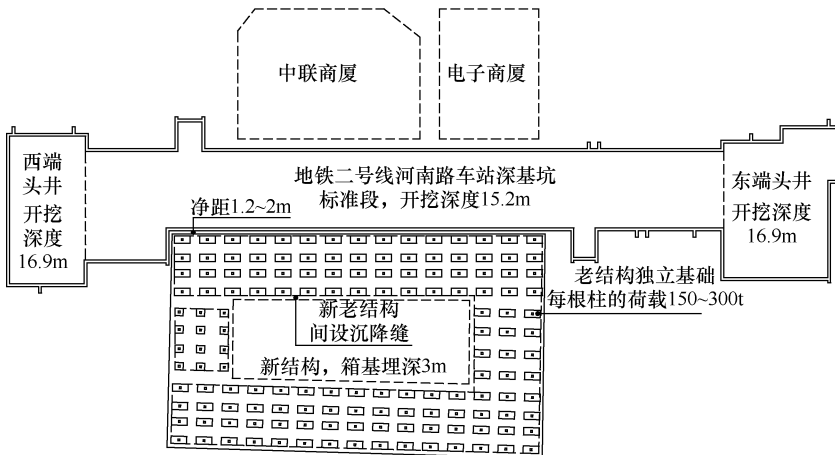


图 19-13 地铁二号线河南路车站及其周围环境示意图

实际施工中，因为先将西端井挖至 -17m 并浇筑底板，导致了大楼西北角处的被动区土体卸荷，从而被动抗力降低，造成了大楼北排靠近西端头井的 5~6 根柱子沉降量和不均匀沉降量都超过了警戒值。面对此险情的端倪，一方面严密监测（一天至少两次），另一方面按反馈数据，调整施工步序和参数：

首先将暗挖法的每层运土通道移到地面超载较小的北侧地下墙边（图 19-13），将西

标准段每步的挖土宽度由 6m 减至 3m，每步开挖的无支撑暴露时间减少到 16h。东标准段沉降较小，仍维持原来每步开挖宽度 6m、无支撑暴露时间为 24h 的施工参数（如图 19-14）。这样可以使得在开挖过程中，原先发生较大沉降西标准段处的建筑部位沉降较小，而东标准段处的建筑部位发生相对较大沉降，从而校正原来的建筑沉降分布，减小差异沉降。跟踪测试资料表明，这一措施有效地控制了不均匀沉降（图 19-15）。

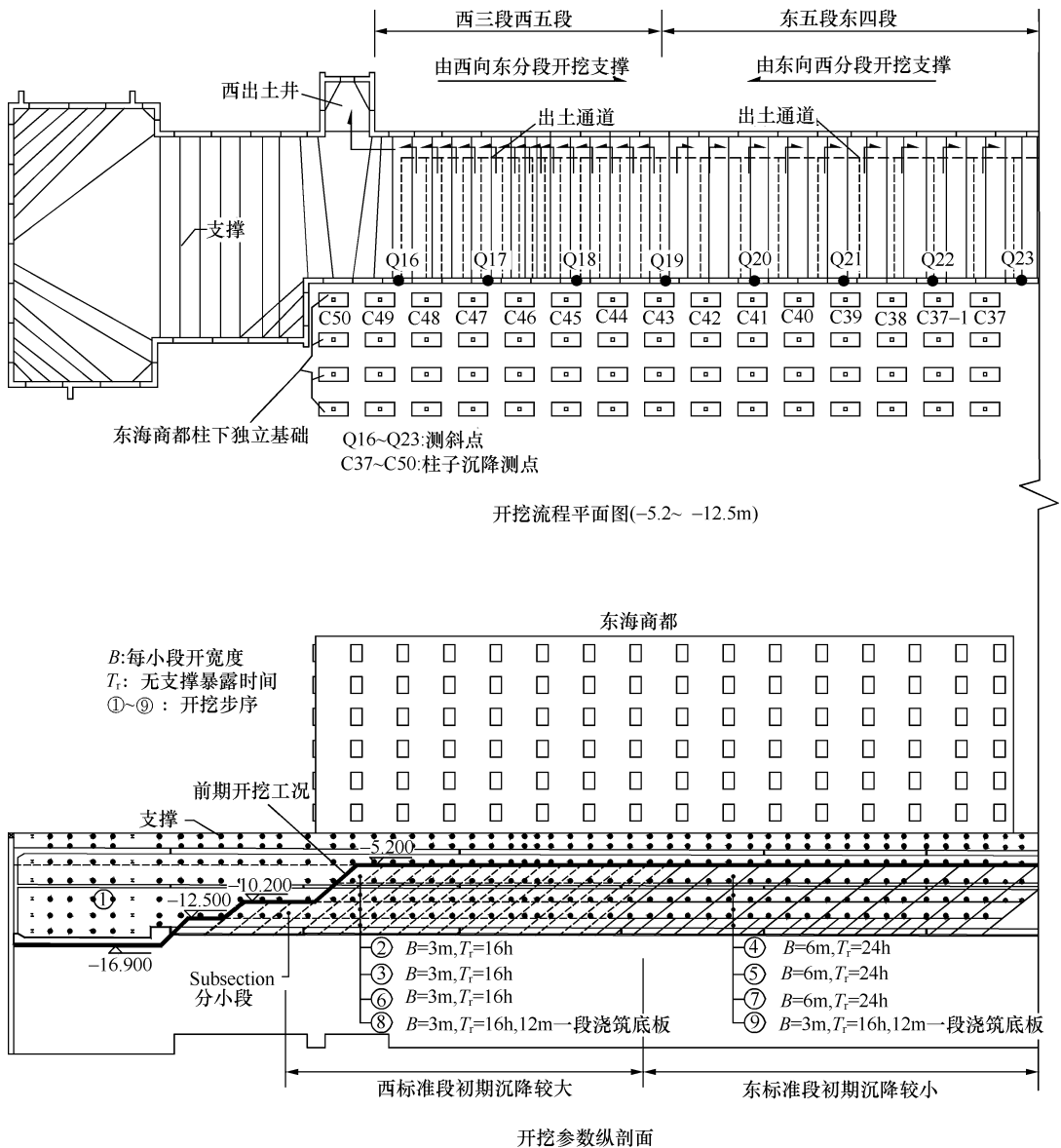


图 19-14 地铁二号线河南路车站基坑开挖施工参数

4) “上海 157# 地块” 基坑工程（方形基坑，三侧有保护等级不同的建筑）

157# 地块深基坑周边环境如图 19-16 和图 19-17 所示，北面是已建河南路地铁站，东边为东海商都，东海商都在河南路车站修建期间已经产生了较大沉降出现过预警的情况；西边为一栋高层建筑。

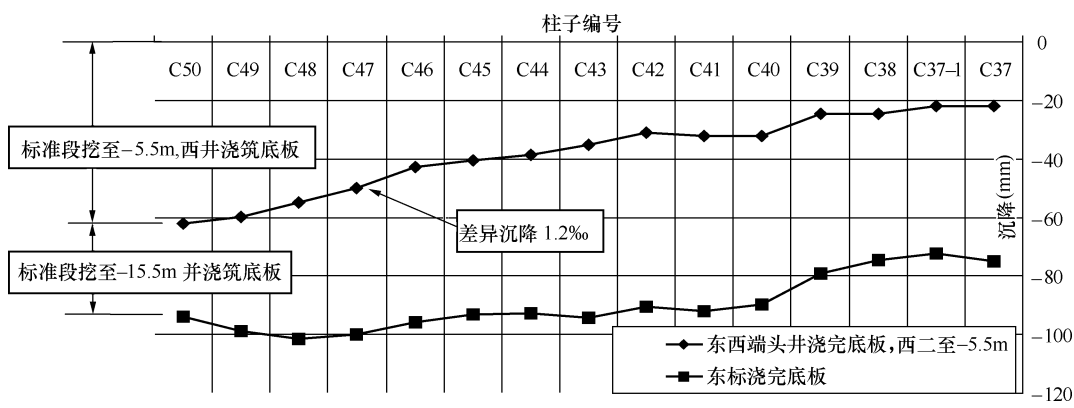


图 19-15 采取控制措施前后东海商都沉降分布对比



图 19-16 157# 地块基坑周围环境示意图

为保护北侧既建地铁车站和东侧已经发生过较大沉降的东海商都，在具体实施中，采取了以下开挖及支撑步骤（图 19-18）：

- （1）盆式开挖，先将基坑中部土体开挖，并且架设好支撑（本工程中采用双拼钢管支撑），四周留有土堤，预留土堤宽度 10m 左右。
- （2）将西侧土堤分段开挖，架设好各分段对应的支撑并与先前一步的支撑对接上，整个西侧土堤开挖完成后架设好南北向的对撑，图中对应“1”的位置；然后开挖南侧土堤，分段开挖并架设好对应的支撑，如图中“2”、“3”。
- （3）为重点保护东侧出现过险情且已经发生过较大沉降的东海商都，最后开挖东侧的土堤，并分小段开挖，每小段开挖宽度 6~8m，每小段在 18h 之内开挖并支撑，开挖顺序如图 19-8 开挖步骤三所示。

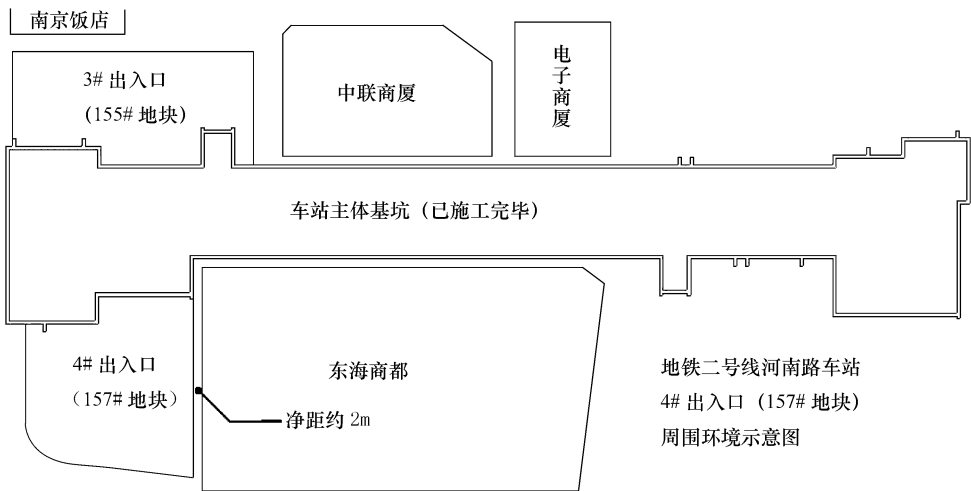


图 19-17 157# 地块基坑周围环境平面图

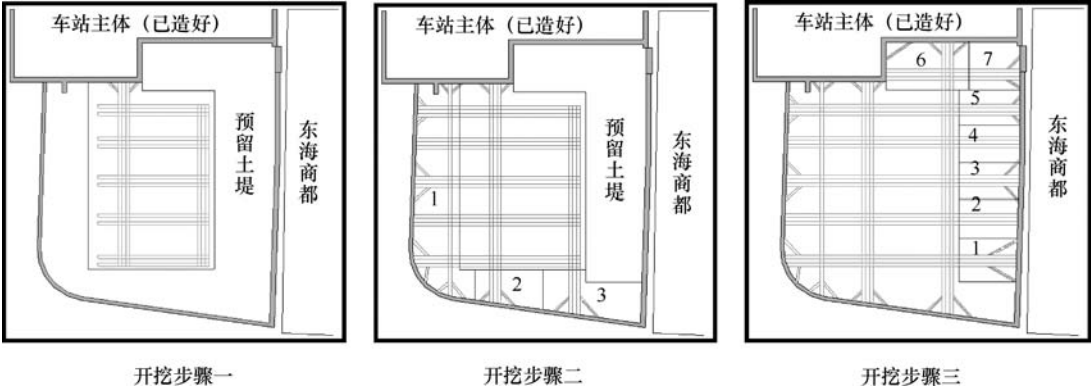


图 19-18 开挖步骤示意图

5) “上海广场”基坑工程 (不规则基坑, 一侧有既建运营地铁隧道)

本工程概况、具体实施过程及实施的效果见下一节中详述。本小节中只简要介绍开挖步骤, 为保护已建地铁隧道采取如图 19-19 所示开挖步骤。

首先盆式开挖中间土体并施工对应的支撑, 四周留好土堤控制地墙变形, 然后再分小

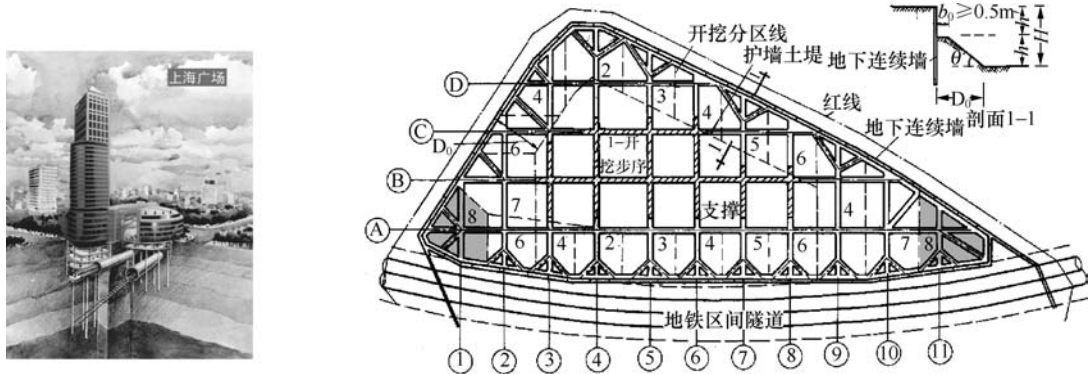


图 19-19 上海广场基坑与已建隧道关系和开挖分块顺序及支撑布置图

块按照图中所示顺序开挖土体并浇筑支撑。

19.4 考虑时空效应的设计计算方法

考虑提高土体抗变形能力的软土基坑工程设计方法的主要特点是：从工程实用性和可靠性出发，在基坑支护结构（挡墙、支撑及挡墙被动区加固土体）的内力及变形计算中采用目前假设挡墙为弹性体计算法所用的较简单的力学模型和设计参数项目，但对其中反映基坑变形总体效应的最主要的综合参数——基坑挡墙被动区的水平基床系数，按一定的地质和施工条件，做出经验性的修正。此综合参数是土的力学指标和每一步基坑挖土的空间尺寸及暴露时间的函数，其数值是根据在一定施工条件下基坑开挖中所测出的基坑变形数据，经反复分析而得出的一个考虑了开挖时空效应的等效水平基床系数。因此，基坑工程设计之初，在选定基坑变形控制标准的同时，要合理选定施工程序及施工参数，以完善设计依据并提供实现设计的保证，从而有效解决流变性地层中深大基坑的控制变形设计不符合实际的问题。

19.4.1 计算方法

基坑工程的设计应从强度控制设计转变为变形控制设计，按变形控制来设计基坑的内力与变形。基坑支护结构的内力变形计算的方法很多，如古典法、解析法、连续介质有限元法及弹性地基杆系有限元法等。

杆系有限元法作为一种计算方法具有概念清晰、计算简单、计算参数较少的优点，从而受到基坑工程设计人员的青睐。但其计算结果与实际差别较大，计算结果不稳定且精度很低，不能满足工程设计的要求，特别是不能满足对变形要求较严格的大型复杂基坑工程的设计要求。

总之，时空效应规律对支护结构的内力、变形是有影响的，而这种影响主要体现在土体的流变性对计算参数（即主动土压力和被动抗力）的作用上。因此，基坑工程的内力与变形设计应该考虑时空效应规律对计算参数的影响。

考虑时空效应的深基坑开挖与支撑技术的计算方法与杆系有限元法相似，但实质内容不同。传统的杆系有限元方法的基本思想是把挡土结构理想化、离散化为单位宽度的各种杆系单元（如两端嵌固的梁单元、弹性地基梁单元、弹性支承单元等）。对每个单元列出单元刚度矩阵 $[k]_e$ ，然后形成总刚 $[K]$ ，即可列出基本平衡方程：

$$[K] \{\delta\} = \{R\}$$

通过上式可求得节点位移，进而求单元内力。

在杆系有限元法计算中，只要给定土压力和被动抗力系数，就可以求解出挡土结构的内力与变形。图 19-20 为传统弹性杆系有限元法计算简图。

杆系有限元法有几个假设，即地层假设线弹

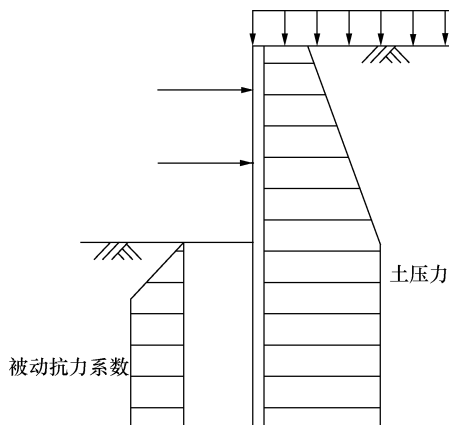


图 19-20 传统弹性杆系有限元法计算简图

性,后架设的支撑不考虑墙体位移的影响,土压力不变等。但事实上,土体(特别是软土)是黏弹塑性体,架设支撑以前墙体已有明显的变形,土压力不仅随工况变化,而且随开挖支撑的时间和空间变化,如果计算中不考虑这些因素,计算结果的可信度难以保证。

在采用传统有限元法计算中发现,计算的墙体变形与实测的墙体变形差别较大,一般相差一倍以上。按变形控制设计基坑的基本思路就是考虑了时空效应规律对计算参数的影响(即主动土压力与被动抗力),按基坑的变形控制要求来动态设计基坑工程。即每一计算工况下的主动土压力与被动抗力是变化的。而且,主动土压力是结合基坑的保护等级、施工工况来取值;被动抗力则在被动抗力标准值的基础上,考虑时间(无支撑暴露时间和撑好后的放置时间)、空间(无支撑暴露面积、开挖土体的宽度和高度等)、开挖面深度以及地基加固(包括降水)和土层的性质对其的影响,因此被动抗力沿深度的分布不是按梯形取值的,而是按与实际十分接近的曲线来取值的。主动土压力亦随土层及各种因素而变化,为折线近似表示的曲线,动态设计的思路如图19-21所示。

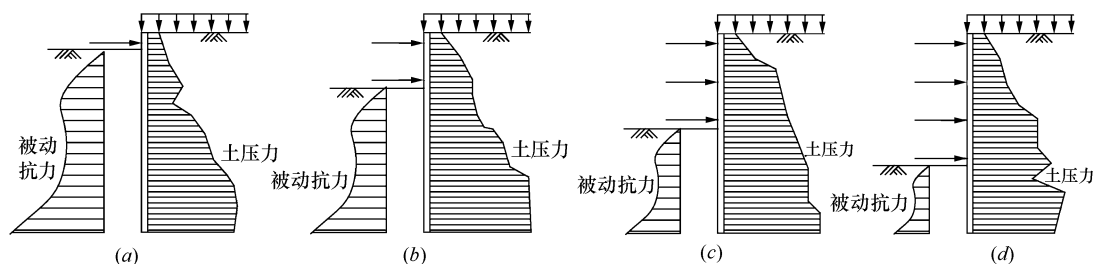


图 19-21 动态设计示意图

(a) 工况 1; (b) 工况 2; (c) 工况 3; (d) 工况 4

19.4.2 计算参数的确定

1. 主动区土压力取值

从大型建筑物深基坑与地铁车站深基坑的实测资料分析可以得出,围护结构后的主动土压力的变化规律。在基坑开挖过程中,一方面由于坑内卸载,导致支护结构向坑内方向的位移,从而导致主动区的土压力下降;另一方面,由于软土有较大的流变性,因而在开挖过程中,即使在同一工况下,土压力也是随时间而变化的(见图4-16)。

实测资料表明,主动区深层的土压力下降的幅度较大,而浅层的土压力无明显的保护,主动区的流变主要发生在深层,这是因为深层土体单元处在较高的应力水平,土体所受的剪力值较大。图19-22列出了中央公园与陆家嘴地铁站基坑,以及上海期货大厦基坑实测土压力所包围的面积随时间的变化图。由图可以看出,实测土压力所包围的面积均明显地随着时间而减小。这就是由于上述两种因素(卸载使地下墙的位移增大、流变导致地下墙位移增大和主动土压力减小)相互作用的结果。

墙后主动土压力的取值与其基坑的保护等级是相关联的。若基坑开挖中假定围护结构不产生位移,则作用其上的土压力可以认为是静止土压力。因此,保护等级要求越高,地下墙所允许的最大变形就值越小,相应的土压力取值就越大;反之,则土压力取值就减小。因此,设计中土压力系数 K 取值应该与其基坑的保护等级相联系。同时 K 的取值还要考虑土性、土层的 K_0 值及土层的应力历史等因素。上海地区根据多年的实测数据总结出各保护等级下侧压力系数 K 的平均取值见表19-1。

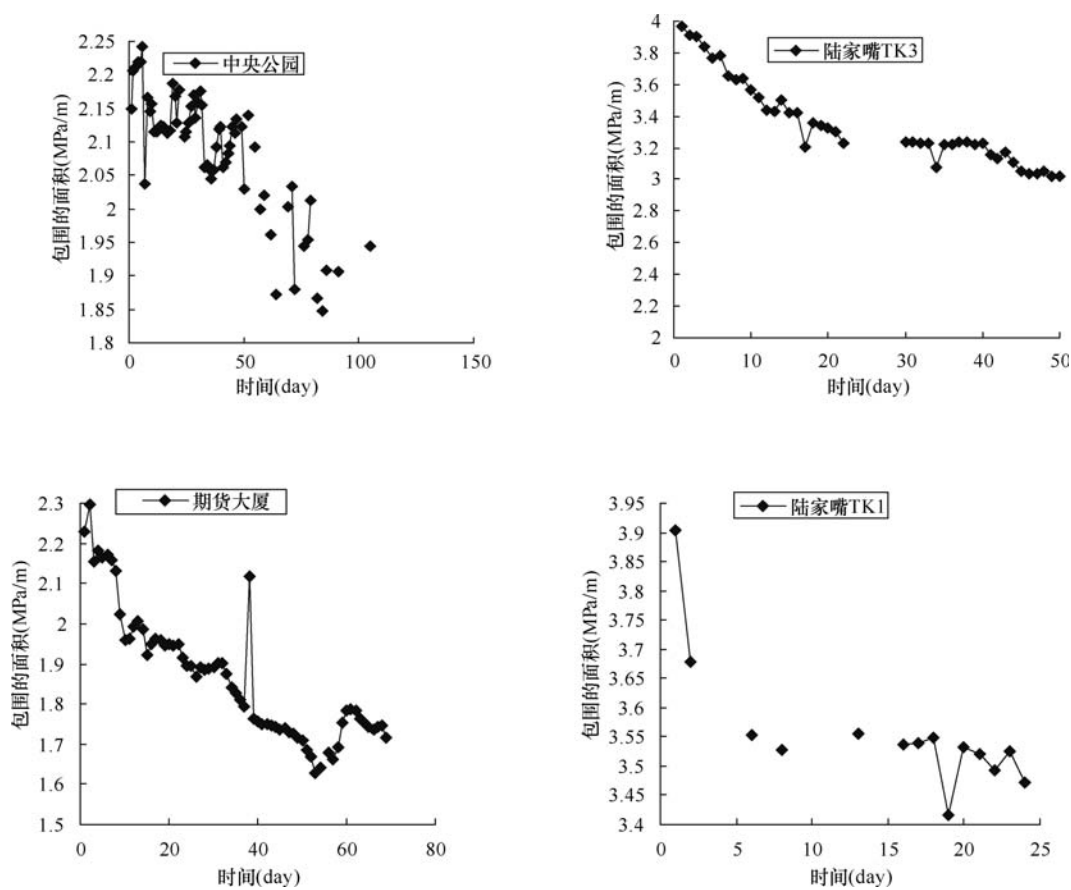


图 19-22 实测土压力所包围面积随时间变化图（上海）

而且，在某一保护等级下，主动土压力系数 K 的取值也是变化的，即当开挖深度较浅时， K 接近上限值；当开挖深度较深时， K 接近下限值。每层土的主动土压力系数的取值均按图 19-23 取值。

主动区土压力侧压力系数取值表 表 19-1

基坑保护等级	土 性	侧压力系数 K	基坑保护等级	土 性	侧压力系数 K
一级	软黏土	0.75~0.55	三级	软黏土	0.60~0.45
	硬黏土	0.55~0.40		硬黏土	0.40~0.30
二级	软黏土	0.70~0.50			
	硬黏土	0.45~0.35			

注：基坑保护等级的划分参考上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》。

主动土压力系数 K 的取值，除受超载的以下，在浅层会大于或远大于 1.0 以外，其余均小于 0.7，且随着开挖深度的增加而减小。

此外，基坑保护等级不同，不但其墙后主动区的土压力分布不同，而且其支撑轴力的分布也不同。

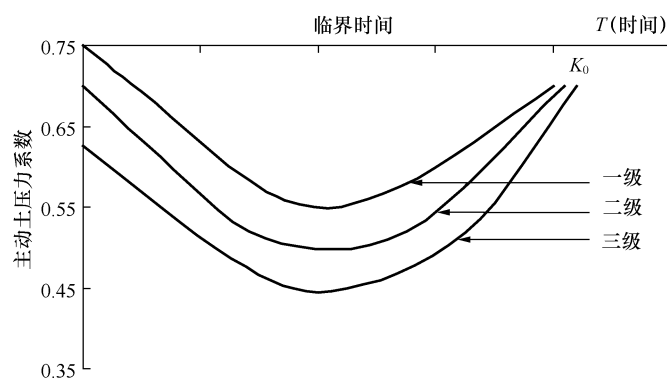


图 19-23 主动土压力系数与基坑保护等级之间的关系（上海）

2. 地基水平被动抗力系数 k_H

被动抗力的取值是考虑了时空效应规律的影响以及其他许多因素，是在被动抗力标准值的基础上考虑了各种因素的修正。

经过修正的 k_H 实质上是一个反映时间、空间效应和土性等的一个综合等效参数，本手册介绍两种取值方法，实质上两种取值方法本质上是一样的。

1) β 系数取值法

水平抗力系数 k_H （即土体水平向基床系数）前人已做了很多工作，对一般的土都有一个较稳定的 k_H 值。 k_H 分布有很多种假设，例如，常数法， k 法， m 法， c 值法，梯形法等，参见第六章图 6-7。

在软土地区，梯形法是最为常用的，梯形法的理论取值如表 19-2 所示，三角形的高度一般 3~5m，土体越好，高度越小。

水平向基床系数 k_H 表 19-2

地基土分类	黏性土和粉性土				砂 性 土			
	淤泥质	软土	中等	硬	极松	松	中等	密实
水平向基床系数 (kN/m^3)	3000~ 15000	15000~ 30000	30000~ 150000	150000 以上	3000~ 15000	15000~ 30000	30000~ 100000	100000 以上

流变对基坑工程的影响的一个重要方面是被动区土体的蠕变和松弛，从而使地下墙的坑内侧移增大，被动抗力减小， k_H 值下降，因此如何确定反映 k_H 值下降的经验系数 β 显得尤为重要。

根据大量原始数据的分析整理发现，采用面积等效代换原则计算的结果较为合理。例如，对上海地铁 1 号线徐家汇地铁站的实测被动抗力与相应的地下连续墙应移进行反分析，由文克尔地基模型计算出实测水平抗力系数，如图 19-24(a)，可以看出，实测被动抗力系数可近似梯形分布。将图 19-24(a) 中的实测水平抗力系数分布曲线按照面积等效原则换算成图 19-24(e) 中工程上常用的形式，得到图 19-24(b) 中阴影部分，即换算前曲线所包围面积与图 19-24(b) 中阴影部分面积相等， $S_{kH1} = S_{kH\beta}$ 。而根据徐家汇车站基坑相关参数，依据上海基坑工程设计规程，所得到的水平抗力系数分布如图 19-24(b) 中外边沿中所

示。由此容易得到：

$$\beta = \frac{S_{k_{HI}}}{S_{k_H}} = \frac{S_{k_{H\beta}}}{S_{k_H}} = \frac{46400.8}{0.5 \times (8 + 13) \times 10000} = 0.442$$

式中 k_H ——理论水平抗力系数；

k_{HI} ——实测水平抗力系数；

$S_{k_{HI}}$ ——实测水平抗力系数分布曲线所包围面积；

$S_{k_{H\beta}}$ ——等效换算后实测水平抗力系数分布曲线所包围面积；

S_{k_H} ——理论水平抗力系数分布曲线所包围面积。

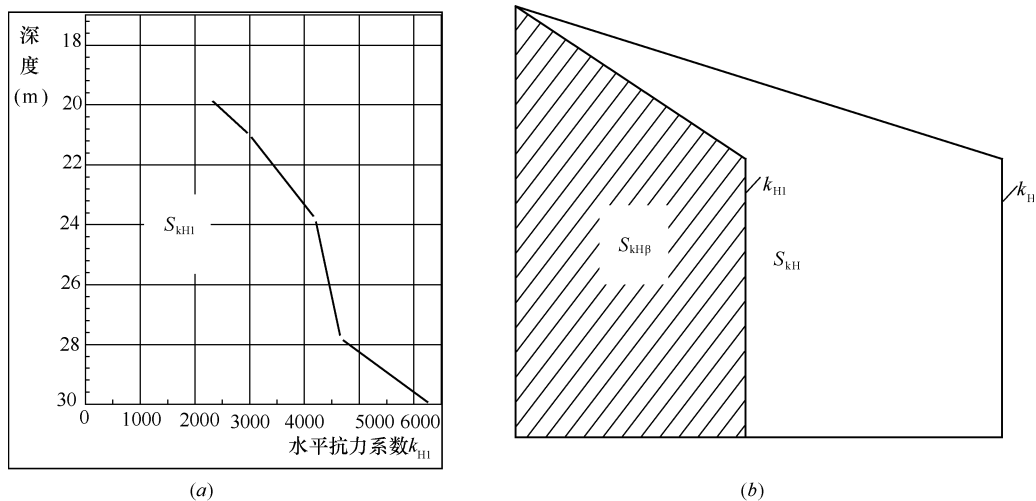


图 19-24 β 法计算实例

(a) 实测水平抗力系数；(b) 面积等效换算示意图

通过大量的实测资料反分析，可以发现 k_H 的经验系数 $\beta=0.4-1.0$ 。一般来说，基坑暴露时间越长，基坑开挖深度越深，则应取下限值。由于 β 值通过实测值反算而来，所以 β 值实质上是一个综合考虑时空效应影响的系数，是考虑土体开挖深度，土体流变性，被动区土体含水量及应力水平，开挖支撑施工中地下连续墙自由暴露时间等因素经同类地区工程测试而选定的。上海地区较早时期用这种方法，用这种方法算得的墙体测斜最大值跟实际值很接近，但踢脚比实际值偏大。

2) 直接取值法

经大量基坑工程案例的实测反分析， k_H 建议采用如下取值原则：等效 k_H 值法、经验公式法。

k_H 可直接通过实测挡墙位移、内力、土压力等反分析获得，经过大量的实测反分析，可以得到 k_H 与开挖工况、时间、分块尺寸、位置等一系列的关系。

以下为上海地区的经验公式。

(1) 流变影响系数的计算函数：

$$\alpha_r = \exp((12.0 - T_j)/T_j) \quad (19-1)$$

式中 T_j ——每步基坑开挖的无支撑暴露时间 (h)。

(2) 空间影响系数的计算函数：

$$\alpha_s = \frac{8}{B_j} + 0.1 \quad (19-2)$$

式中 B_j ——每步基坑开挖时开挖土体沿墙体方向的尺寸 (m)。

(3) 土体强度影响系数的计算函数:

$$\alpha_c = \frac{\gamma_i \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_i}{2}\right) + 4c_i \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_i}{2}\right)}{1.42\gamma_i + 47.6} \quad (19-3)$$

式中 γ_i ——第 i 层土的天然重度;

c_i ——第 i 层土的黏聚力;

φ_i ——第 i 层土的内摩擦角。

(4) 地基加固影响系数计算公式:

$$\alpha_p = 29.34 + 1431.9p_s \quad (19-4)$$

式中 p_s ——比贯入阻力 (MPa)。

(5) 开挖面所处的深度 h_j 及所要计算点的土体所处的深度 h_i (图 19-25) 均对等效被动抗力系数有显著影响。深度修正系数:

$$\alpha_d = \left(1 - \frac{h_j}{h_i}\right) \cdot \left\{1 - \frac{2 \cdot \gamma' \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{h_j}{h_i}\right)^{0.36}\right] \cdot \tan\varphi_{cq}}{\gamma + 2 \cdot \gamma' \cdot \tan\varphi_{cq}}\right\} \quad (19-5)$$

式中 φ_{cq} ——要计算点 h_i 处的强度指标;

h_j ——当前开挖面所处的深度;

h_i ——要计算点所处深度, 如图 19-25 中 M 点;

γ'_i ——为第 i 层土的浮重度。

根据以上各因数对 k_H 的影响, k_H 值计算模型

如下:

I. 对于非地基加固部分: $k_{Hr} = 635 \cdot \alpha_r \cdot \alpha_c \cdot \alpha_s \cdot \alpha_d$

即

$$k_{Hr} = 635 \times \frac{\gamma_i \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 4 \cdot c_i \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}{1.42 \cdot \gamma_i + 47.6} \cdot \exp\left(\frac{12.0 - T_j}{T_j}\right) \\ \times \left(\frac{8}{B_j} + 0.1\right) \cdot \left(1 - \frac{h_j}{h_i}\right) \cdot \left\{1 - \frac{2 \cdot \gamma' \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{h_j}{h_i}\right)^{0.36}\right] \cdot \tan\varphi_{cq}}{\gamma + 2 \cdot \gamma' \cdot \tan\varphi_{cq}}\right\} \quad (19-6)$$

II. 对于地基加固部分: $k_{Hi} = \alpha_p \cdot \alpha_r \cdot \alpha_s \cdot \alpha_d$ 即

$$k_{Hi} = (29.34 + 1431.9p_s) \exp\left(\frac{12.0 - T_j}{T_j}\right) \cdot \left(\frac{8}{B_j} + 0.1\right) \cdot \left(1 - \frac{h_j}{h_i}\right) \\ \times \left\{1 - \frac{2 \cdot \gamma' \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{h_j}{h_i}\right)^{0.36}\right] \cdot \tan\varphi_{cq}}{\gamma + 2 \cdot \gamma' \cdot \tan\varphi_{cq}}\right\} \quad (19-7)$$

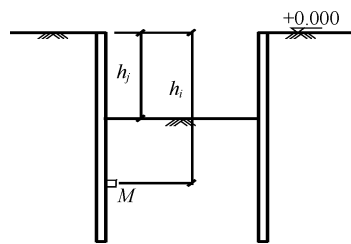


图 19-25 基坑示意图

19.5 考虑时空效应的施工技术要点

19.5.1 时空效应施工流程

考虑时空效应的开挖与支撑施工工艺如图 19-26 所示，施工方案的主要特点是：根据基坑规模、几何尺寸、围护墙体及支撑结构体系的布置、基坑地基加固和施工条件，选择基坑分层、分步、对称、平衡开挖和支撑的顺序，并确定各工序的时限。

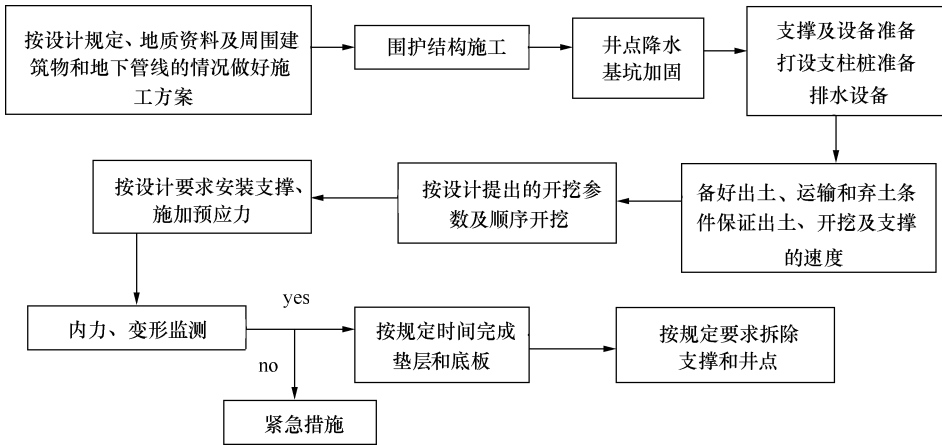


图 19-26 开挖与支撑施工工艺流程图

19.5.2 时空效应施工技术要点

1. 关于技术准备工作

1) 制定施工组织设计和施工操作规程

按设计规定的技术标准、地质资料，以及周围建筑物和地下管线等详实资料，严格做好深基坑施工组织设计（包括保护周围环境的监控措施）和施工操作规程。通过技术交底，使全体施工人员认识到：深基坑开挖支撑施工必须依循技术标准所设计的施工程序及施工参数。施工参数是对开挖分步和每步开挖的空间尺寸、开挖时限、支撑时限、支撑预应力等各道工序的定量施工管理指标。开挖与支撑施工技术的主要要点是：“沿纵向按限定长度的开挖段逐段开挖；在每个开挖段中分层、分小段开挖，随挖随撑，按规定时限施加支撑预应力，做好基坑排水，减少基坑暴露时间”。在顺筑法和逆筑法施工中，在楼板或底板浇筑前的基坑开挖中，沿纵向的分段坑底长度 L ，取 $\leq 25\text{m}$ ，而在每开挖段每开挖层中，又分成 $L_1 = 6\text{m}$ 长一小段，挖好一小段，即直接在地下墙的规定位置，撑 2 根支撑。

2) 基坑开挖前进行必要的基坑土体加固

加固内容及要求按设计而定，一般有：①在地下墙底下因清孔不好土体很软时，进行地下墙墙底注浆加固，以防止开挖时引起地下墙沉降和墙外侧土体松动沉降；②确保开挖土坡稳定的土体加固；③地下墙内侧被动土压力区，以注浆法或其他方法加固；④在具有夹薄层粉砂的黏性土或黏性土与砂性土互层中，对基坑内自地面下至基坑底以下一定厚度的土体，用超前降水法加固土体。

3) 井点降水加固土体的技术措施

采用井点降水法加固土体时,降水深度需在设计基坑底面以下一定深度,以满足被动区土体抗力要求并防止降水引起地下墙外侧地面沉降。按此要求布置井点滤管深度及水位观测孔。降水要在开挖前20天开始,以使土体要开挖时已经受到相当程度的排水固结。降水开始后,要定期地对预先设置在基坑内外的水位观测孔的水位进行观测,以检查水位降落,此降落值要小于2m,否则要考虑用回灌水法或隔水法以防止降水对周围环境的有害影响。

4) 备齐合格的支撑设备

开挖前需先备齐合格的带有活络接头的支撑、支撑配件、施加支撑预应力的油泵装置(带有观测预应力值的仪表)等安装支撑所必须的器材。对保护环境要求要达到特级要求时,需有复加预应力的技术装置。严防需要安装支撑时,因缺少支撑条件而延搁支撑时间。

5) 打设稳定支撑的支柱桩

桩深度要能控制桩体隆沉;桩与支撑连接构造要具有对支撑的三维约束作用又不影响支撑加预应力。

6) 充分备好排除基坑积水的排水设备

为保证基坑开挖面不浸水,并确保查清和排干基坑开挖范围的贮水体,以及废旧水管等的积水,必须事先备好排水设备以严防开挖土坡被暗藏积水冲坍,乃至冲断基坑横向支撑,从而造成地下墙大幅度变形和地面大量沉陷的严重后果。

7) 切实备好出土、运输和弃土条件

保证基坑开挖中连续高效率地出土,加速开挖支撑的速度,减少地层移动,确保达到规定的施工管理指标。

8) 地下管线的监控与保护

根据平行于基坑地下墙外侧地下管道的管材、接头形式、埋深等条件,在开挖前应设计并敷设好地下墙外侧管道地基土不均匀沉降观测点和调正管道地基沉降量的跟踪注浆管、测点及注浆装置。开挖前备好所有注浆材料和设备,以在管道沉降量和各相邻测量线段(约5m)沉降差大于控制值时,及时跟踪注浆,调正管道地基沉降曲线。

对一级保护的基坑,需在垂直于基坑侧墙的几个断面上布置地面沉降观测点和建筑物或设施的位移观测点,并敷设保护建筑物、构筑物或公用设施的控制地基沉降的跟踪注浆技术装备。这里要特别注意:凡需要在地下墙后面采用跟踪注浆时,需对此处支护结构的外荷乘以1.2倍超载系数,并规定压浆程序及压力。

2. 开挖施工的合理程序及关键性细节

1) 严格执行开挖程序

在顺筑法施工中,每个限定长度的开挖段,按开挖程序进行开挖。每一层开挖底面标高不低于该层支撑的底面。第一层开挖后,按一小段(最长不超过12m)在16h内开挖后,即于16h内安装支撑,并施加大于50%设计支撑轴向力的预应力。不许拖延第一道支撑的安装,以防止地下墙顶部在悬臂受力状态下产生较大墙顶水平位移和附近地面开裂。应注意上部两道支撑(尤其是第一道支撑)端部与地下墙接触面上的压力,在基坑开挖深度较大后,压力会消减,还会出现空隙,故应采取可靠措施,防止支撑端部移动脱

落。所有支撑端部支托和连系构造都要能防止因碰撞而移动脱落。第二层及以下各层开挖中每小段长度 $\leq 6\text{m}$ 。在逆筑法施工中,在顶板以下楼板以上及楼板以下至底板以上的土层,开挖亦按顺筑法中所规定的挖土和支撑程序及施工参数,为利用顶板、楼板对地下墙的约束作用和运用时空效应规律,将上道支撑逐根随下面土层逐条开挖拆下并安装于下道支撑。开挖某一层(约 $2.5\sim 3.5\text{m}$ 厚)小段(约 6m 长)的土方,要在 16h 内完成,即在 8h 内安设2根支撑并施加预应力。

2) 在开挖中及时测定支撑安装点,以确保支撑端部中心位置误差 $\leq 30\text{mm}$

在开挖每一层的每小段的过程中,当开挖出一道支撑的位置时,即按设计要求在地下墙两侧墙面上测定出该道支撑两端与地下墙的接触点,以保证支撑与墙面垂直且位置准确,对这些接触点要整平表面,画出标志,并量出两个相对应的接触点间的支撑长度,以使地面上预先按量出长度配置支撑,并备支撑端头配件以便于快速装配。

3) 在地面按数量及质量要求配置支撑

地面上有专人负责检查和及时提供开挖面上所需要的支撑及其配件,试装配支撑,以保证支撑长度适当、支撑轴线偏差小于 $\leq 2\text{cm}$ 并保证支撑、土体及接头的承载能力符合设计要求的安全度。

4) 准确施加支撑预应力

安装第二道及其下面各道支撑时,在要挖好一小段土方后即在 8h 内安装好2根支撑,并按设计支撑轴向力的 80% 施加预应力,考虑所加预应力损失 10% 。对施加预应力的油泵装置要经常检查,以使之运行正常,所量出预应力值准确。每根支撑施加的预应力值要记录备查。在环境保护要求要达到特级标准时要在第一次加预应力后 12h 内观测预应力损失及墙体水平位移并复加预应力。

5) 端头井斜撑处的加固

对端头井斜撑的端部支托钢构件必须按设计要求牢固地焊接于地下墙上的合格预埋构件。当各斜撑作用在端头井两侧墙上的平行墙面的分力,可能引起端头井突出于车站标准段侧墙的转角结构发生转动时,必须按设计要求对转角处被动压力区进行可靠加固。

6) 控制开挖段两头的土坡坡度

对开挖段两头的土坡,要按土质特性,经边坡稳定性分析,定出安全坡度,开挖过程中务必使土坡坡度不大于安全坡度,并且要时时注意及时排除流出土坡的水流,以防止滑坡,同时还要注意土坡较陡时,会使开挖段两端地下墙外侧的纵向地表沉降曲线的曲率增大,而使该处地下管线不易保护。每一小段的土方开挖中,严禁挖成 $3\sim 4\text{m}$ 高的垂直土壁或陡坡,以免坍方伤人,也可避免坍方而导致的横向支撑失稳。

7) 封堵水土流失缝隙

开挖过程中,对地下墙接缝或墙体上出现水土流失现象,要及时封堵,严防小股流砂冲破地下墙中存在的充填泥土的孔洞,以致发展成急剧涌砂,这不仅将引起大量地面陷陷,还会导致地下墙支护结构失稳,造成严重灾害性事故。

8) 检查支撑桩的回弹及降水效果

在开挖过程中,要严格检查观测井降水深度,定时测量用以稳定支撑立柱的回弹,并及时调节连接柱与支撑拉紧装置上的木楔。松除桩回弹后施加于支撑中点的向上

顶力。

9) 坑底开挖与修整

开挖最下一道支撑上面土层时,在地面沉降控制要求很高时,应按当时施工监测数据采取掏槽开挖或挖一条槽安装一根支撑的方法。开挖最下一道支撑下面的土方时,亦按每6m或3m一小段分段开挖,16h以内挖好。为做到坑底平正,防止局部超挖,在设计坑底标高以上30cm的土方,要用人工开挖修平,对局部开挖的洼坑要用砂填实,绝不能用烂泥回填,同时必须要设集水坑以使用泵排除坑底积水。

10) 测定合适的基坑超挖量

人工挖至设计坑底标高后,立即量测最下一道支撑中间底面到基坑底面的高度,并且仔细测出此高度随时间变化的情况,此高度变化即为挖到坑底后的土体回弹过程情况,从中可判断为保证浇筑底板达到标高而需要的基坑超挖量。

11) 按限定时间做好混凝土垫层及钢筋混凝土底板

开挖最下道支撑下方时,应在逐小段开挖后,在8~16h内浇筑混凝土垫层(包括混凝土垫层以下的砂垫层或倒滤层)。要预先将砂垫层、倒滤层、混凝土垫层及浇筑钢筋混凝土底板的材料、设备、人力等施工准备工作全部做好,以便在基坑挖好后即进行各道工序,务求在坑底挖好后第五天以前做好钢筋混凝土底板。

12) 按规定要求拆除支撑及井点

钢筋混凝土底板必须达到所需要的强度,方准许按设计的工序拆除最下一道支撑。其余各道支撑的拆除,务按设计要求进行。基坑井点排水至少要在中楼板浇好并达到必要强度后才能停止。

13) 实行信息化施工

在一个基坑面开挖段整个开挖施工中,要紧跟每层开挖支撑的进展,对地下墙变形和地层移动进行监测。主要包括地下墙墙顶隆沉观测、地下墙变形观测、基坑回弹观测、地下墙两侧纵向及横向的地面沉降观测。应根据基坑每个开挖段,每层开挖中的地下墙变形等项的监测反馈资料,及时根据各项监测项目在各工序的变形量及变形速率的警戒指标,及时采取措施改进施工,控制变形。关于基坑工程监测的详尽内容可以参看第29章。

14) 地下管线的监控与保护

在一个开挖段开挖过程中,要根据需要组织专业队伍负责保护地下管线的监控工作,每日对开挖段两侧管道地基沉降观测点至少观测一次,及时画出两侧管道地基的最大沉降量、不均匀沉降曲线,以及相邻沉降(约5m)的沉降坡度差 Δi ,当 Δi 接近控制指标时,即进行跟踪注浆,以控制沉降量及曲率不超过管道所允许的数值。应注意在车站两端端墙附近的墙外纵向沉降曲线的最大曲率会因端头开挖坡度的骤变而有较大幅度的增加,此处要准备用加强的跟踪注浆,以调整沉降曲率保护管道。

19.6 工程实例—上海广场基坑工程

1. 工程概况

上海广场位于淮海路、金陵路与龙门路、普安路交汇处。该工程的基坑平面形状近似

于四边形,东西向长约 150m,南北向长约 85m。基坑总占地面积约为 9656m²。中间一道地下连续墙将整个基坑分为南北 2 个基坑。地下连续墙总延长米约为 537m。

北坑处拟建 34 层高层,高度 129m,设 3 层地下室,垫层厚 0.20~0.30m,北坑开挖深度为 15.10~16.00m。

南坑处拟建 6 层楼裙房,设 1 层地下室,垫层厚 0.20~0.30m,南坑开挖深度约为 6.70m。

围护地下连续墙厚度分为 800mm(北坑四周)和 600mm(南坑其余部分)两种,深度分别为 25.2~28.2m 和 11.0m。

地铁一号线区间隧道沿东西方向斜穿整个南坑,与中隔墙几乎平行,地铁隧道在基坑范围内的长度达 150m。中隔墙与地铁隧道净距最小值为 2.61m,已进入地铁隧道 3m 保护区内。

北坑开挖底面的设计标高低于地铁隧道的顶标高。

另外附近道路下密集的地下管线也给设计与施工带来了很大的难度。

在上述复杂的环境下,支撑开挖设计不但要保证基坑开挖的经济合理、安全可靠,更应重视对地铁区间隧道的保护,采取必要的措施,以确保地铁的正常营运。

2. 工程地质概况

根据“上海市卢湾区淮海中路 139 号地块项目工程土地勘探报告”可知,围护结构深度范围内涉及的主要土层有:

(1) 第①_层杂填土:湿、松散、软塑,局部表面为路面,下部含有大量碎石、砖块和砂子;

第①₂层素填土:灰黄、湿、松散,主要为粉质黏土,含少量碎石;

第①₃层浜填土:黑灰色、饱和、软塑,含有机质及腐殖质,有臭味。

(2) 第②层褐黄色粉质黏土:湿、可塑,层厚为 1.6~3.3m,层底标高为 -0.55~-0.78m。天然含水量平均值 $w=31.49\%$,孔隙比 $e_0=0.893$, $\gamma=18.98\text{kN/m}^3$, $c=12.33\text{kPa}$, $\varphi=12.54^\circ$ 。属中压缩性土。

(3) 第③层灰色淤泥质粉质黏土:饱和、流塑,含云母碎片,层厚 3.55~5.70m,层底标高为 -3.52~-5.96m。 $w=43.65\%$, $e_0=0.893$, $\gamma=17.8\text{kN/m}^3$, $c=6.3\text{kPa}$, $\varphi=14.4^\circ$ 。属高压缩性土。

(4) 第④层灰色淤泥质黏土:饱和、流塑,层厚为 5.6~9.5m,层底标高为 -11.2~-14.25m。 $w=48.7\%$, $e_0=1.383$, $\gamma=17.1\text{kN/m}^3$, $c=8.8\text{kPa}$, $\varphi=6.3^\circ$ 。属高压缩性土。600mm 厚地下连续墙墙底即座落在此层上。

(5) 第⑤₁层灰色粉质黏土:很湿,软—可塑,层厚为 4.5~10.80m,层底标高为 -17.67~-22.21m。 $w=3.61\%$, $e_0=1.052$, $\gamma=18.2\text{kN/m}^3$, $c=10.0\text{kPa}$, $\varphi=9.5^\circ$ 。属高压缩性土。

第⑤₂层灰色粉质黏土夹粉砂薄层:很湿、软—可塑,层厚为 22~27.4m,层底标高为 -44.1~-49.61m。 $w=33.5\%$, $e_0=1.026$, $\gamma=17.8\text{kN/m}^3$, $c=6.3\text{kPa}$, $\varphi=14.4^\circ$ 。属中压缩性土。800mm 厚地下连续墙墙底即座落在此层上。

3. 地铁保护设计控制标准

根据上海市市政管理局 [沪市政法 (94) 第 856 号] 通知,邻近地铁隧道的工程

施工,必须符合以下标准:

(1) 地铁结构设施绝对沉降及水平位移量 $<20\text{mm}$ (包括各种加载和卸载最终位移量);

(2) 隧道变形曲线半径 $R>15000\text{m}$;

(3) 相对弯曲 $<1/2500$ 。

4. 支撑开挖方案的选择及对地铁隧道的保护措施

上海广场位于市区繁华地段,夹于淮海路和金陵路,不仅贴近地铁区间隧道,而且附近道路下面有密集的地下管线,因此对开挖所引起的地层位移有很高要求。这就要求施工与设计必须密切配合,精心设计,精心施工,在支撑系统的布置、选材、坑内土体加固及土方开挖顺序上进行优化,以减少围护结构及周围地层的变形,确保地铁的正常使用。我们在计算分析了基坑开挖卸载带来的地层移动对地铁的影响变形后,根据情况制定了以下保护地铁的设计控制重点。

北坑(深坑):由于地铁上、下行线平行紧靠围护墙外侧,因此必须严格控制基坑开挖后地下连续墙的侧向位移,主要以限制地下墙的变形和坑内隆起来达到保护地铁隧道的目的。

南坑(浅坑):地铁上、下行线位于南坑下方,因此必须严格控制南坑开挖卸载引起的基坑内土体的回弹,以达到保护位于坑底下方的地铁隧道的目的。

根据以上原则,我们对南北两坑进行支撑、开挖、地基加固及降水井点设计。

1) 坑内外加固

基坑加固平面图见图 19-27,剖面图见图 19-28。

(1) 北坑

针对现有的工程条件,基坑内进行局部地基加固,普安路、金陵路一侧地下连续墙在基坑外围采用钻孔灌注桩进行加固。基坑内土体加固可减少围护结构的变形及周围地层的移动,不仅可以保护地铁隧道,而且可有效减少围护墙体弯矩。钻孔灌注桩加固可起到补强的作用,使基坑不致由于两侧土压不平衡而产生附加变形。

北坑内部采用三重管高压旋喷桩加固。在基坑底面以下贴着中隔地下连续墙进行不间断加固,加固区总宽度为 15.0m ,沿中隔地下连续墙 3.3m 范围内高压旋喷桩的厚度为 13m ,达到了地下连续墙脚趾以下 2m ;其余部分的加固区厚度视基坑开挖深浅变化,为 $4.50\sim 5.60\text{m}$ 。为了减少在开挖过程中,墙体上部的变形,在基坑面以上沿着中隔地下连续墙进行条块状加固,从基坑面往上至第四道支撑顶面范围内,加固宽度为 10m ;再往上至第三道支撑底面范围内,加固宽度为 5m 。条块宽 2.5m ,间距约 3.5m 。

北坑其他部分采用高压旋喷桩进行格栅状加固,地下连续墙边宽度为 5m ,格栅宽 2.5m ,间隔 10m 。

加固材料采用 32.5 级普通硅酸盐水泥,水灰比 1.0,浆液中加入速凝剂。桩体直径 $\geq 1.0\text{m}$,加固后无侧限抗压强度 $\geq 1.0\text{MPa}$,桩身强度不小于 1MPa (28 天)。

针对普安路、金陵路一侧地下连续墙现有工程情况,从与中隔墙变形协调及受力均匀考虑,开挖前采用钻孔灌注桩加固,直径 $\phi 850$,深 30m 。地下连续墙与钻孔灌注桩之间的间隙采用高压旋喷桩加固密实,高压旋喷桩深度为 30m 。高压旋喷桩 45 天内的无侧限抗压强度为 2MPa ,高压旋喷桩与地下连续墙和钻孔灌注桩之间的摩阻力均为 0.3MPa ,

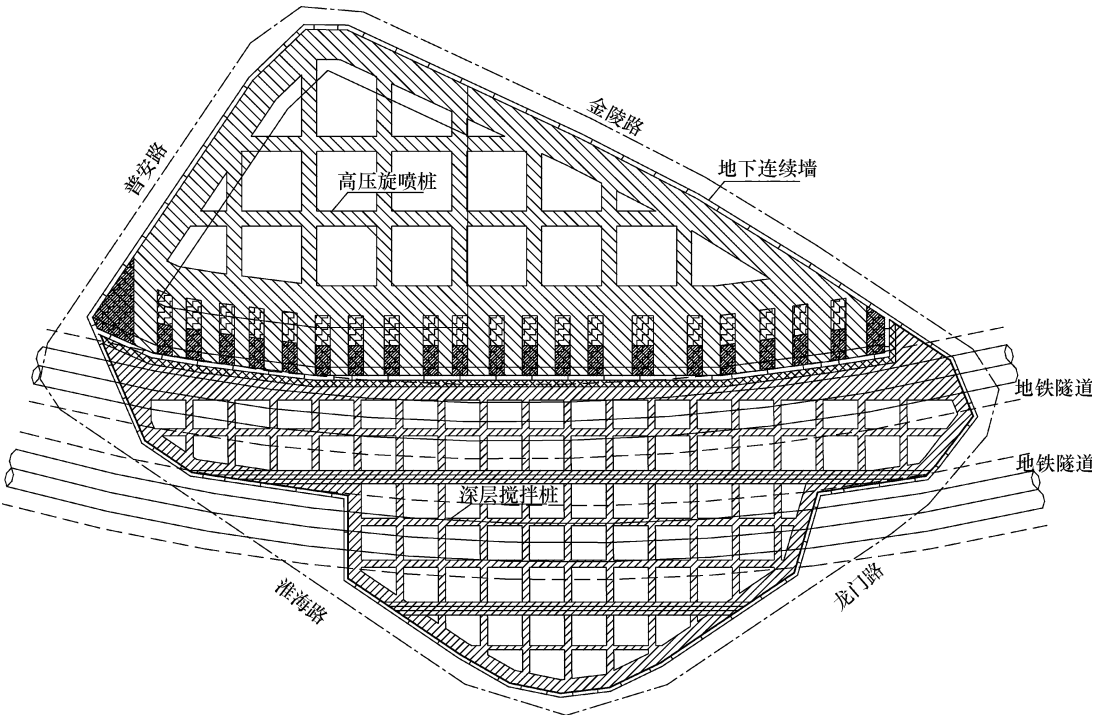


图 19-27 基坑加固平面图

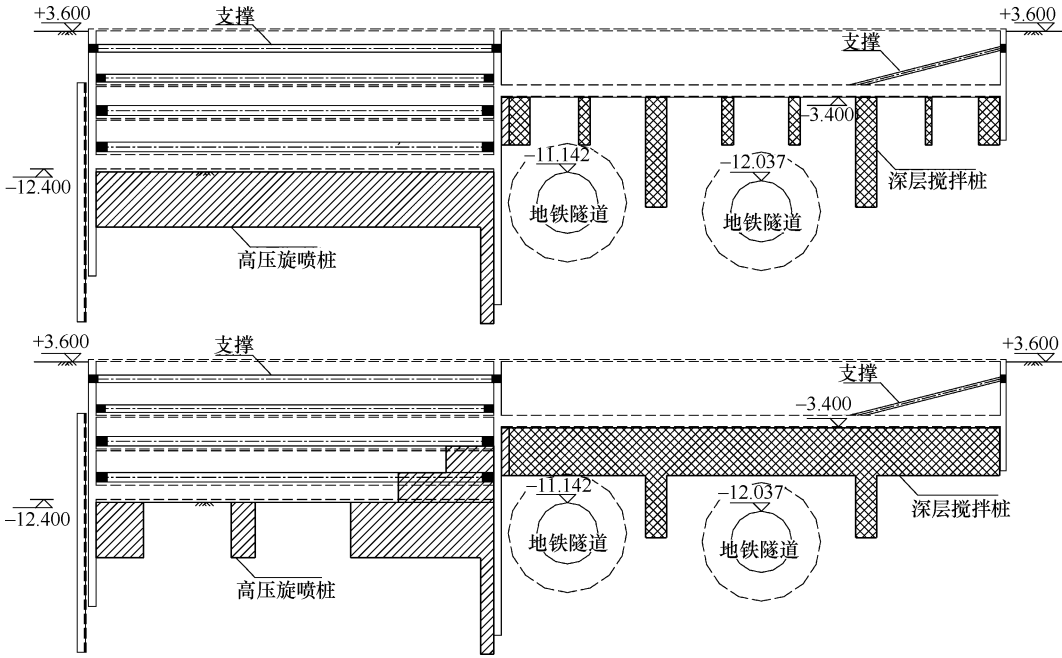


图 19-28 基坑加固剖面图

高压旋喷桩桩径大于 1.4m。

(2) 南坑

南坑采用深层搅拌桩加固，加固材料采用 425# 普通硅酸盐水泥，水泥掺量为 13%，

水灰比为 0.5, 加固后无侧限抗压强度为 1MPa 。加固区采用格栅式布置, 加固厚度为 5m , 格栅宽 1.2m , 间隔 5.8m 。另外为了增加加固体的抗隆起能力, 隧道两侧两条格栅宽 2.2m , 厚度 11.5m ; 中隔墙与深层搅拌桩之间另加一排高压旋喷桩以使深层搅拌桩与中隔墙紧密接触, 高压旋喷桩桩体直径 1.0m , 其余各项指标同北坑。深层搅拌桩与其他地下墙之间间隔 200mm , 不再填充。

另外, 为减少对加固面以上土体的扰动, 高压旋喷桩在加固面以上继续注浆提升, 并采用水泥浆填充桩孔; 深层搅拌桩在加固面以上亦继续注浆提升, 水泥掺量为 7% 。

2) 坑内降水

开挖中北坑采取真空深井降水, 井深为 24.1m , 每隔 20m 左右设置一个, 降水后基坑底部以下 2m 内无水, 北坑应在开挖前 4 周预降水。南坑采用放坡盆式开挖, 边坡范围采用轻型井点降水, 中部采用坑内明排水, 南坑在开挖前 2 周预降水。

3) 支撑设置

考虑到北坑为三角形, 采用钢支撑对限制围护体变形容易采取措施, 经比较计算, 最后选定了四道钢筋混凝土支撑的方案。

在北坑顺利开挖完成的基础上, 南坑近中隔墙一侧采用放坡式开挖, 淮海路一侧采用一道钢支撑, 局部荷载较大处采用二道钢支撑, 支撑平面图见图 19-29。

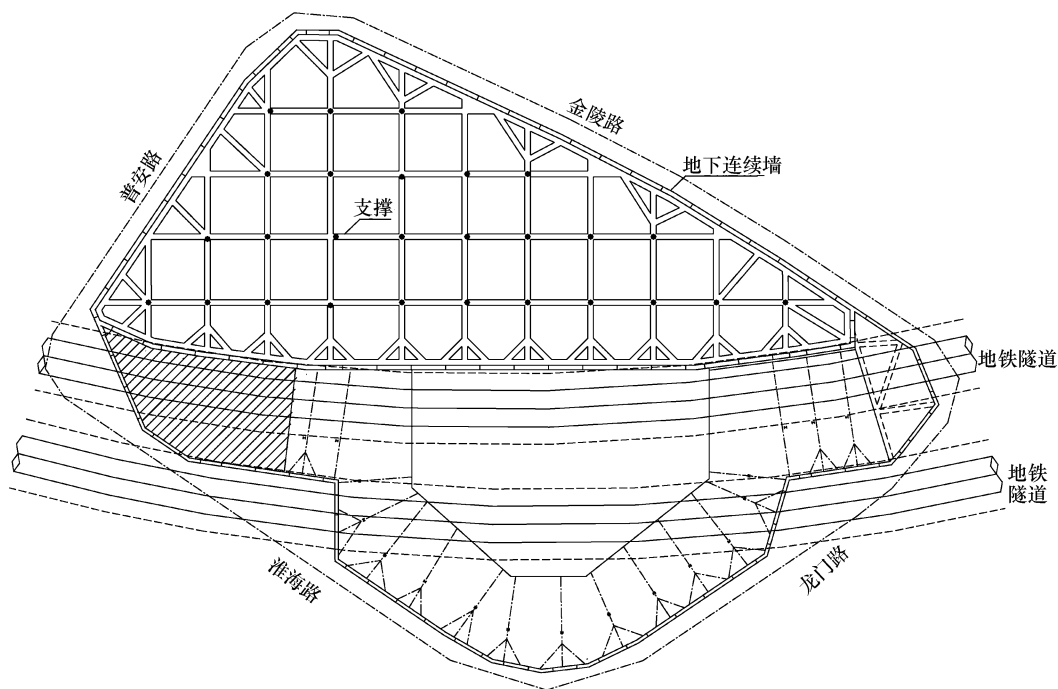


图 19-29 支撑平面布置图

5. 土方开挖

1) 土方开挖原则

开挖时, 采用先北坑后南坑的顺序。

北坑土方开挖, 应用“时空效应”原理, 严格遵循分层、分区、分块、分段, 留土护壁, 先形成中间支撑, 后限时对称平衡形成端头支撑, 减少无支撑暴露时间。北坑

四周相应区段内的土方的开挖及该区段内的支撑与围檩的浇筑应保证在 48h 内完成, 尽量缩短无支撑暴露时间, 减少位移, 以保证地铁、周围管线及基坑的安全, 严禁超挖。

北坑土方共分五层进行开挖, 每层中再分区、分块。第一、三层采用条块开挖方式, 其余首先挖去每层土方的中间部分, 基坑四周留土护壁, 留土宽度大于 12.0m。塔楼部分垫层采用加强垫层。

南坑开挖时, 首先分块挖去中隔墙中部土方, 挖一块, 浇一块垫层及底板, 淮海路一侧留土护壁, 留土宽度不小于 12m。每块土方挖除、支撑安装及垫层和底板的浇筑在 30h 以内完成。

2) 土方开挖顺序

(1) 北坑

基坑自上而下分五层开挖和浇筑钢筋混凝土支撑 (混凝土垫层视为第五道支撑)。

第一层土, 深约 2.3m, 土方量 11500m^3 , 共用 13 天挖完, 由东向西分三大块, 随挖随撑, 钢筋混凝土支撑逐块成形, 见图 19-30。

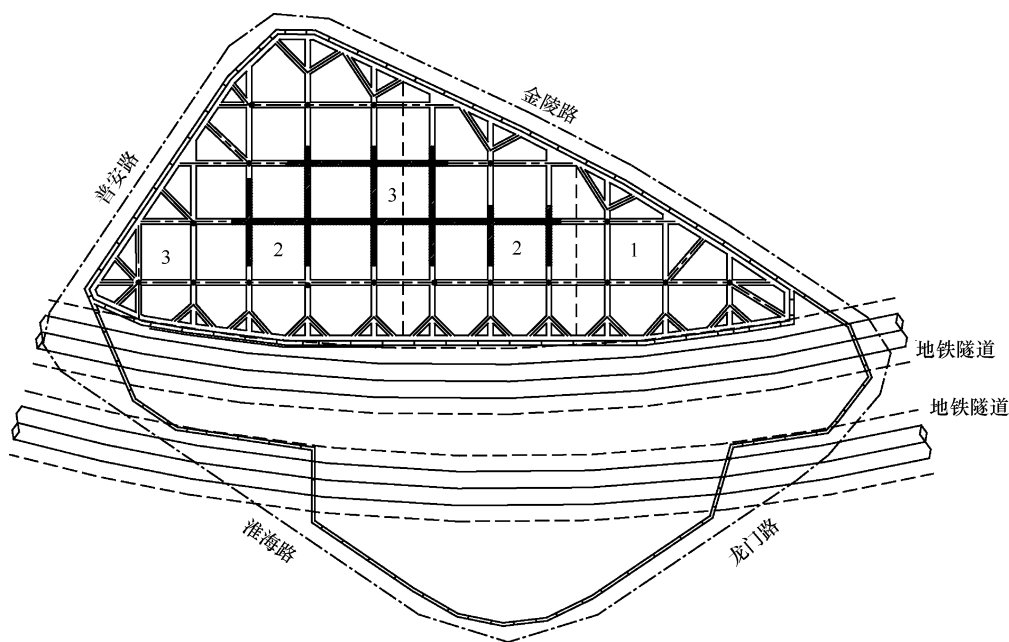


图 19-30 第一层土开挖顺序图

第二层土, 深约 2.1m, 土方量 10500m^3 , 共用 16 天挖完, 采用条格式开挖, 由东向西共分成五个条块, 相邻条块土方的开挖须在前一条块内钢筋混凝土支撑形成后方可进行, 见图 19-31。

第三、四层土深度分别为 2.4m 和 2.8m, 土方量分别为 17000m^3 和 18000m^3 , 分别用 24 天和 27 天完成。第三、四层土开挖和支撑施工分 8 个步序进行, 共完成了 18 个开挖块工序, 见图 19-32。

第一步开挖中间部分土体, 在开挖底面标高比支撑底面高 0.5m 时, 通过人工掏挖沟

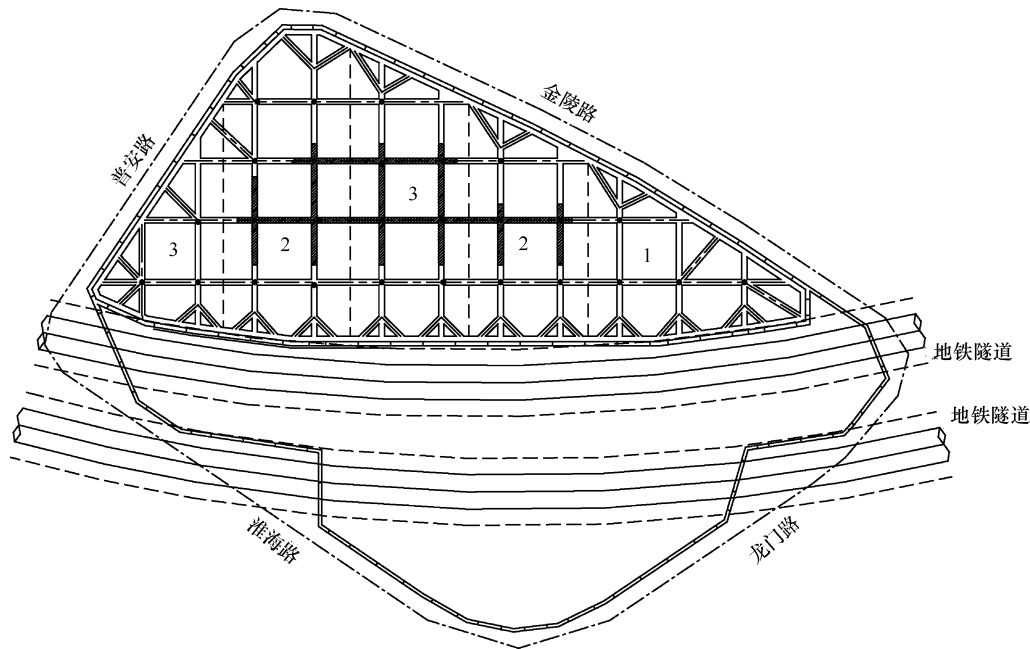


图 19-31 第二层土开挖顺序图

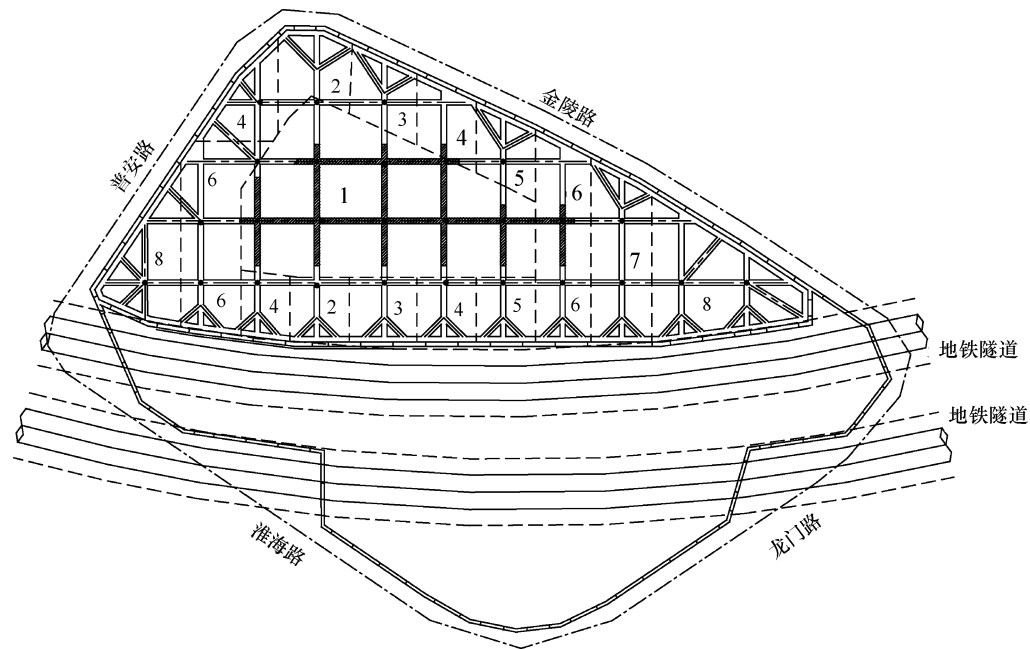


图 19-32 第三、四层土开挖顺序图

槽在其中支模浇筑钢筋混凝土支撑。此时未挖除的土堤可起到阻止地下墙变形的作用，土堤底宽 12m，坡度为 1:1.5。

第二、三、五步序中，每个步序中有 2 个旨在对称、平衡开挖及同时支撑的施工工作

面。第二、三、五步序完成后支撑贯通，可起到限制围护体变形作用。

第四、六步序中，每步序中有 4 个旨在对称、平衡开挖及同时支撑的施工工作面。四、六步序完成后支撑贯通，可起到限制围护体变形作用。

基坑端头护壁土方的开挖和支撑工作在 48h 内完成，以保证地下墙在开挖后的无支撑暴露时间在 48h 内。

第五层土方深 3.4~4.4m，土方量 2000m³。共分 6 个条块，第一条块由北向南逐步开挖，最后挖除中隔墙侧土方形成第五道垫层支撑。第一条块用时 3~4 天，见图 19-33。

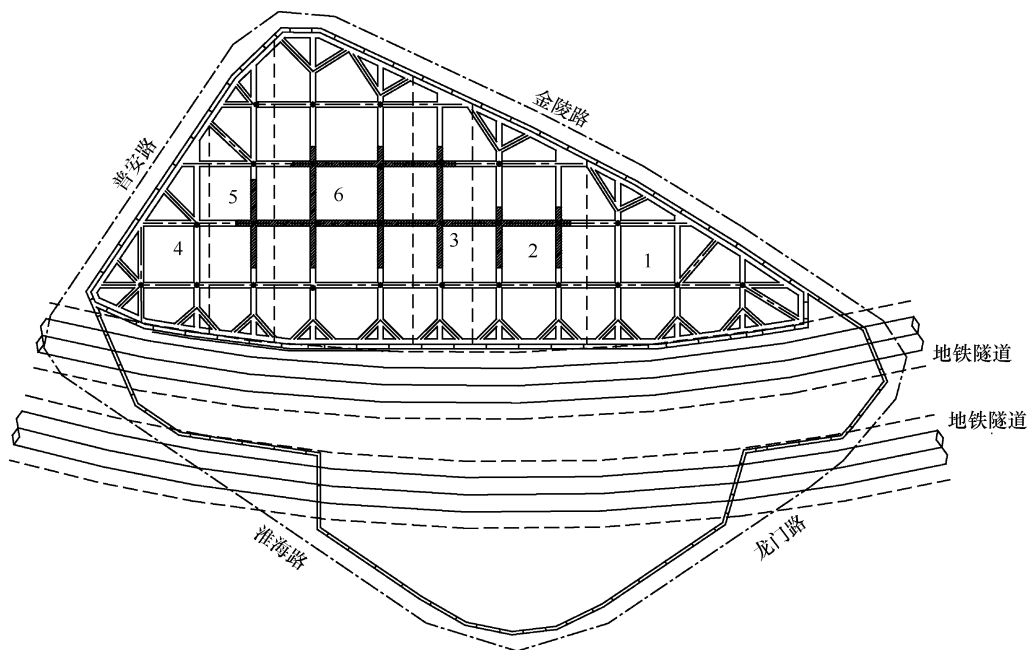


图 19-33 第五层土开挖顺序图

(2) 南坑

南坑深 6.9m，土方量 32000m³。按照理论分析及北坑的开挖经验，南坑主要分四大块进行开挖。每一块又分几个小块，见图 19-34。

对于第一区，每一小块均按从北向南的顺序开挖。在 30h 内挖一段，浇筑一段垫层及底板。待底板达到一定强度后，再进行压载。这样可有效控制基坑回弹隆起，进而约束地铁隧道的上浮。

待第一区开挖完成后，由西向东进行第四区的土方开挖，每安装完一道钢支撑，挖除相应部位的土方，浇捣垫层。接着挖下一道支撑处土方。

第二及第三区可采用与第四区近似的方法进行。在钢筋混凝土楼板（支撑）处采用掏挖方式进行。

6. 监测结果

各工况下地铁上、下行线的水平位移与沉降见表 19-3~表 19-6。

根据基坑开挖完全结束后，地铁下行线最大侧向位移为 13.1mm，最大沉降为 10.37mm；地铁上行线最大侧向位移为 10.1mm，最大沉降为 13.2mm，均小于设计值

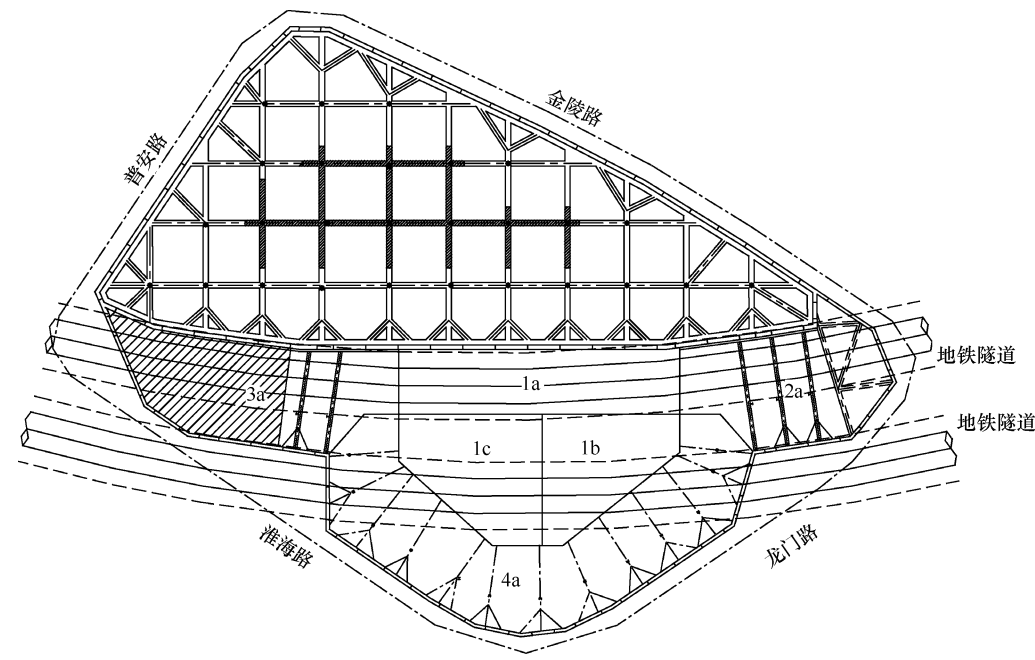


图 19-34 南坑挖土示意图

19.84mm，满足“绝对沉降、位移量小于 20mm”的控制要求，同时其曲率半径和相对弯曲均满足地铁的要求。

上行线隧道对应各工况水平位移情况表 表 19-3

	第一层土开挖结束后		第二层土开挖结束后		第三层土开挖结束后	
	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)
UH1	0	0	−0.5	−0.5	−1	−1
UH2	−0.3	−0.3	−0.5	−0.8	0	−1.3
UH3	−0.5	−0.5	0	−0.5	−1.5	−2.5
UH4	0.9	0.9	2.7	3.4	−3.5	−0.1
UH5	0.5	0.5	1	1.5	−3.5	−3
UH6	−0.4	−0.4	−1.2	−0.4	−0.8	−2.5
UH7	−0.5	−0.5	2.2	2.7	1.9	4.6
UH8	0.1	0.1	3.5	3.6	2	6.1
UH9	−1.8	−1.8	2.8	2.2	1	3.2
UH10	−0.1	−0.1	3	3.8	−2	2.3
UH11	−1	−1	1.2	1.2	−0.7	1
UH12	−0.1	−0.1	0.3	0.5	0.2	0.7

续表

	第四层土开挖结束后		第五层土开挖结束后		第六层土开挖结束后	
	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)
UH1	0.5	−0.5	0	−0.5	0	−0.5
UH2	0.5	−0.8	0	−0.8	0	−0.8
UH3	2	−0.5	0	−0.5	0	−0.5
UH4	2	1.9	0	1.9	0	1.9
UH5	2	−1	0	−1	0	−1
UH6	1.2	−1.3	0	−1.3	0	−1.3
UH7	1.4	6	1.3	7.3	0	7.3
UH8	3	9.1	1	10.1	0	10.1
UH9	3	6.2	0.5	6.7	0	6.7
UH10	1.5	3.8	0.5	4.3	0	4.3
UH11	0.5	1.5	0	1.5	0	1.5
UH12	0.5	1.2	0	1.2	0	1.2

上行线隧道对应各工况竖向沉降情况表 (mm) 表 19-4

	第一层土开挖结束后		第二层土开挖结束后		第三层土开挖结束后		第四层土开挖结束后	
	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降
US1	−0.52	−0.52	−0.77	−0.52	0.21	0.28	−0.36	−0.08
US2	−0.72	−0.72	−0.53	−0.9	0.44	0.1	−0.16	−0.06
US3	−0.88	−0.88	−0.59	−1.3	1.12	0.7	−0.05	0.65
US4	−1.19	−1.19	0.14	−1.6	1.3	−0.11	0.01	−0.1
US5	−0.99	−0.99	−1.04	−2.27	1.41	0.37	−1.35	−0.98
US6	−0.55	−0.55	0.19	−0.74	0.8	0.01	−0.56	−0.55
US7	−0.46	−0.46	−0.34	−0.79	3.01	0.16	1.34	1.5
US8	−1.59	−1.59	0.07	−1.3	0.84	−0.27	0.53	0.31
US9	−1.94	−1.94	−0.34	−2.05	0.68	−0.68	0.95	0.27
US10	−1.13	−1.13	−1.34	−3.28	0.57	−1.33	0.33	−1
US11	−1.39	−1.39	−2.02	−3.94	0.28	−2	0.35	−1.65
US12	−1.18	−1.18	−2.21	−3.94	−0.62	−2.8	5.48	2.68

续表

	第五层土开挖结束后		从深区开挖完毕到 浅区开挖前		浅区开挖结束后	
	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降
US1	−0.42	−0.5	−0.97	−1.47	−0.46	−1.93
US2	−0.61	−0.61	−0.93	−1.54	−2.17	−3.71
US3	0.53	0.53	−2.02	−1.49	−2.2	−3.69
US4	−0.84	−0.84	−1.82	−2.66	−0.41	−3.07
US5	−1.43	−1.43	−0.17	−1.6	5.82	−4.22
US6	−1.56	−1.56	−0.42	−1.98	14.49	12.51
US7	−1	−1	0.2	−0.8	14	13.2
US8	−1.95	−1.95	0.11	−1.84	11.89	10.05
US9	−3.11	−3.11	−0.18	−3.29	6.36	3.07
US10	−4.92	−4.92	−0.3	−5.22	1.66	−3.56
US11	−4.68	−4.68	−1.95	−6.63	0.53	−6.1
US12	2.67	2.67	−11.5	−8.83	0.97	−7.86

下行线隧道对应各工况水平位移情况表 表 19-5

	第一层土开挖结束后		第二层土开挖结束后		第三层土开挖结束后	
	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)
DH1	−0.9	−0.9	2.2	1.3	1	0.3
DH2	−0.6	−0.6	0.7	0.1	4.8	−0.1
DH3	−0.5	−0.5	4.5	4	7	3
DH4	−0.1	−0.1	3.5	3.4	7	4.9
DH5	−0.1	−0.1	3.3	3.2	3	3.2
DH6	0.4	0.4	3.7	4.1	3.7	0.8
DH7	−0.7	−0.7	2.5	1.8	7.5	3.3
DH8	0.7	0.7	2.5	3.2	9	3.2
DH9	2.5	2.5	1.6	4.1	8	2.6
DH10	1.1	1.1	1.5	2.6	2	1.1
DH11	1.3	1.3	1.5	2.8	−0.5	1.3
DH12	−0.3	−0.3	0.5	0.2	0	0.2

续表

	第四层土开挖结束后		第五层土开挖结束后		第六层土开挖结束后	
	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)	位移增量 (mm)	水平位移 (mm)
DH1	0.5	0.8	0.5	1.3	0	1.3
DH2	1.5	1.4	2	3.4	0	3.4
DH3	4	7	−0.5	6.5	0	6.5
DH4	4	8.9	−2	6.9	0	6.9
DH5	6	9.2	1.5	10.7	0	10.7
DH6	5.7	6.5	1.7	8.2	0	8.2
DH7	2	5.3	5	10.3	0	10.3
DH8	3.5	6.7	5.5	12.2	0	12.2
DH9	4.5	7.1	6	13.1	0	13.1
DH10	1.5	2.6	4	6.6	0	6.6
DH11	1	2.3	1	3.3	0	3.3
DH12	0	0.2	0	0.2	0	0.2

下行线隧道对应各工况竖向沉降情况表 (mm) 表 19-6

	第一层土开挖结束后		第二层土开挖结束后		第三层土开挖结束后		第四层土开挖结束后	
	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降
DS1	−0.05	−0.05	0.54	0.02	0.14	0.31	0.12	0.43
DS2	−0.02	−0.02	0.41	0.69	1.27	1.32	0.11	1.43
DS3	−1.3	−1.3	−0.17	−0.2	−1.12	−1.75	0.55	−1.2
DS4	1.35	1.35	2.25	2.71	3.16	3.46	−2.26	1.2
DS5	1.19	1.19	0.24	0.57	−0.7	0.98	0.99	1.97
DS6	1.06	1.06	1.51	1.23	0.24	1.42	1.23	2.65
DS7	0.46	0.46	1.66	0.46	2.33	1.09	2.43	3.52
DS8	0.58	0.58	1.45	1.27	3.55	1.18	2.47	1.05
DS9	0.09	0.09	0.71	−0.02	2.58	−1.42	2.05	3.23
DS10	0.92	0.92	0.52	0.89	1.72	1.87	1.71	3.58
DS11	0.76	0.76	0.09	−1.04	1.41	0.39	0.08	0.47
DS12	−0.04	−0.04	0.21	−0.9	1.77	−0.7	0.41	−0.29

续表

	第五层土开挖结束后		从深区开挖完毕 到浅区开挖前		浅区开挖结束后	
	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降	沉降增量	竖向沉降
DS1	-0.35	0.08	-2.37	-2.29	-0.16	-2.45
DS2	0.44	1.87	-1.92	-0.05	-4.13	-4.18
DS3	0.15	-1.05	0.75	-0.3	-5.74	-6.04
DS4	-0.09	1.11	-3.46	-2.35	-1.59	-3.94
DS5	-0.78	1.19	-2.65	-1.46	4.3	2.84
DS6	-0.97	1.68	-2.44	-0.76	9.05	8.29
DS7	-1.38	2.14	-1.36	0.78	9.59	10.37
DS8	0.8	4.03	-3.23	0.8	7.79	8.59
DS9	-3.04	-1.99	1.71	-0.28	3.45	3.17
DS10	-2.98	0.6	-1.01	-0.41	3.99	3.58
DS11	-1.87	-1.4	-1.48	-2.88	5.99	3.11
DS12	-1.61	-1.9	-1.34	-3.24	1.72	-1.52

参考文献

[1] 刘建航, 侯学渊. 软土市政地下工程施工技术手册. 上海市市政工程管理局, 1990 年.

[2] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997 年.

[3] 基坑工程时空效应理论与实践研究报告. 上海地铁公司、同济大学, 2000 年.

[4] 软土基坑工程中时空效应理论与实践(上). 地下工程与隧道. 1999(3).

[5] 软土基坑工程中时空效应理论与实践(下). 地下工程与隧道. 1999(4).

[6] 上海市建设和管理委员会. 基坑工程设计规程(DBJ 08-61-97)[S]. 上海 1997.