

第7章 基坑变形估算

7.1 概述

深基坑开挖不仅要保证基坑本身的安全与稳定,而且要有效控制基坑周围地层移动以保护周围环境。在地层较好的地区(如可塑、硬塑黏土地区,中等密实以上的砂土地区,软岩地区等),基坑开挖所引起的周围地层变形较小,如适当控制,不致于影响周围的市政环境,但在软土地区(如天津、上海、福州等沿海地区),特别是在软土地区的城市建设中,由于地层的软弱复杂,进行基坑开挖往往会产生较大的变形,严重影响紧靠深基坑周围的建筑物、地下管线、交通干道和其它市政设施,因而是一项很复杂而带风险性的工程。因此本章重点介绍软土地区的基坑变形计算方法,但其方法也可推广应用于其他地区,根据土层的具体特性作相应的修正。

本章将首先对不同情况下基坑变形性状及其主要影响因素进行说明。基坑变形受到的影响因素较多,在变形的计算中必须对这些影响加以考虑。基坑的变形计算理论能否较好地反映实际情况受到很多因素的制约,除围护体系本身及周围土体特性外,较多地受施工因素的影响,计算参数难以准确确定,每一个计算理论都有其适用范围,故计算中必须充分考虑到这一点。

对于基坑变形的估算方法分为理论、经验算法和数值计算方法。理论、经验算法来自于对基坑变形机理的理论研究和多年来国内外基坑工程实测数据的统计。理论、经验方法适合于对基坑的变形做出快速估计并为基坑设计与施工中的变形控制提供理论和实测依据。数值计算方法随着计算机技术的发展在工程中应用也越来越广泛。数值计算方法、本构模型等基础内容可参照其他相关章节,本章将只集中介绍与变形计算有关的部分,如参数的取值、模型的选用等。另外针对二维有限元计算在实际工程应用的局限性,介绍了根据二维有限元计算结果近似估算基坑三维变形的的方法。

此外,在软土地区,基坑的变形计算还需考虑时空效应的影响,一般认为,在具有流变性的软土中,基坑的变形(墙体、土体的变形)随着时间的增长而增长,分块开挖时留土的空间作用对基坑变形具有很好的控制作用,时间和空间两个因素同时协调控制可有效地减少基坑的变形,详细计算请参见时空效应一章。

本章的基坑变形分析方法重点为有内支撑体系的支护基坑的变形分析,放坡开挖和土钉、锚杆支护基坑以及岩石地区基坑并未纳入本章范围。文中所介绍的坑外土体位移场的计算理论和计算方法仅适用于土体自由位移场。以上未纳入本章的变形计算内容请参见本书其他的对应章节。

7.2 基坑变形规律

7.2.1 围护墙体变形

一、墙体水平变形

基坑围护结构的变形形状同围护结构的形式、刚度、施工方法等都有着密切关系。Clough and O'rouke^[1](1990) 将内支撑和锚拉系统的开挖所引致的围护结构变形型式归为三类,第一类为悬臂式位移;第二类为抛物线型位移;第三种为上述两种形态的组合。

当基坑开挖较浅,还未设支撑时,不论对刚性墙体(如水泥土搅拌桩墙,旋喷桩桩墙等)还是柔性墙体(如钢板桩,地下连续墙等),均表现为墙顶位移最大,向基坑方向水平位移,

呈悬臂式位移分布，随着基坑开挖深度的增加，刚性墙体继续表现为向基坑内的三角形水平位移或平行刚体位移。而一般柔性墙如果设支撑，则表现为墙顶位移不变或逐渐向基坑外移动，墙体腹部向基坑内突出，即抛物线型位移。

理论上有多道内支撑体系的基坑，其墙体变形都应为第三类组合型位移形式。但在实际工程中，深基坑的第一道支撑都接近与地表，同时大多数的测斜数据都是在第一道支撑施工完成后才开始测量，因此实测的测斜曲线其悬臂部分的位移较小，都接近于抛物线形位移。

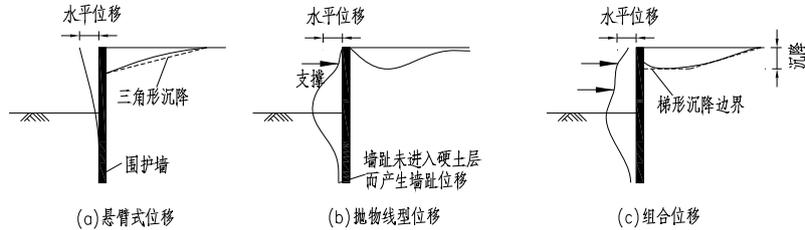


图 7-1 围护结构变形形态

对于墙趾进入硬土或风化岩层的围护结构，围护结构底部基本没有位移，而对于墙趾位于软土中的围护结构，当插入深度较小时，墙趾出现较大变形，呈现出“踢脚”形态。

对于多道内支撑的基坑常见的抛物线形位移，其最大变形位置一般都位于开挖面附近。Ou^[2]、Moh and Woo^[3]收集的台湾地区多个基坑的统计数据与这一规律相一致。李琳^[4]和徐中华^[5](图7-2(a))的统计结果也表明上海和杭州地区的软土基坑最大变形位置都位于开挖面附近，但是基坑深度在16m以上时，基坑的最大变形位置逐渐上移。通过对上海地区以地铁基坑为主的20m以上基坑的统计，最大值位置一般位于开挖面以上(图7-2(b))，平均值为0.9h深度处。

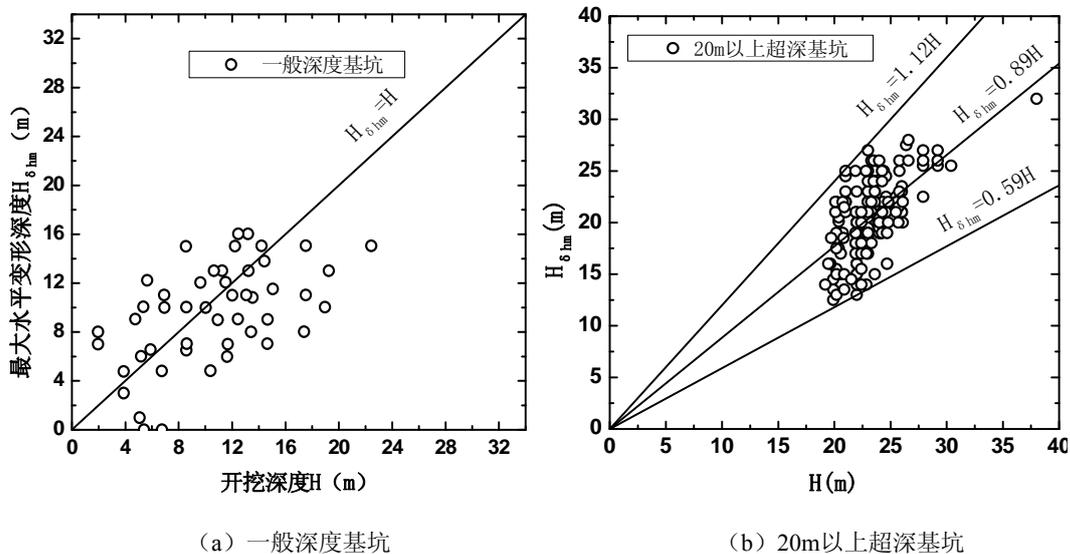


图7-2 最大变形位置与开挖深度的关系

产生这一现象的主要原因为，对于上海地区的一般16m以下的深基坑其坑底都处于软弱的淤泥质软土层中。而对于超深基坑坑底一般处于性质较好的粘土层中，因此在开挖上部软弱的淤泥质软土时已经产生了较大变形，而开挖坑底附近时反而产生的变形较小。因此软弱土层的位置对围护结构水平位移最大值位置有着重要影响。对于超深基坑应在开挖上部软弱土体时就注意对围护结构变形的控制，这对减小基坑的整体变形有着重要意义。

二、墙体竖向变位

在实际工程中，墙体竖向变位量测往往被忽视，事实上由于基坑开挖土体自重应力的释放，致使墙体有所上升。但影响墙体竖向变形的影响因素较多，支撑、楼板的重量施加又会

使墙体下沉。当围护墙底下因清孔不净有沉渣时，围护墙在开挖中会下沉，地面也下沉。因此在实际工程中出现墙体的隆起和下沉都是有可能的。围护结构的不均匀下沉会产生较大的危害，实际工程中就出现过地下墙不均匀下沉造成冠梁拉裂等情况。而围护结构同立柱的差异沉降又会使内支撑偏心而产生次生应力，尤其是在逆作法施工当中，可能会使楼板和梁系产生裂缝，从而危及结构的安全。因此应对墙体的竖向变形给予足够的重视。

7.2.2 坑底隆起变形

在开挖深度不大时，坑底为弹性隆起，其特征为坑底中部隆起最高(图7-3(a))，当开挖达到一定深度且基坑较宽时，出现塑性隆起，隆起量也逐渐由中部最大转变为两边大中间小的形式(图7-3 (b))，但对于较窄的基坑或长条形基坑，仍是中间大，两边小分布。

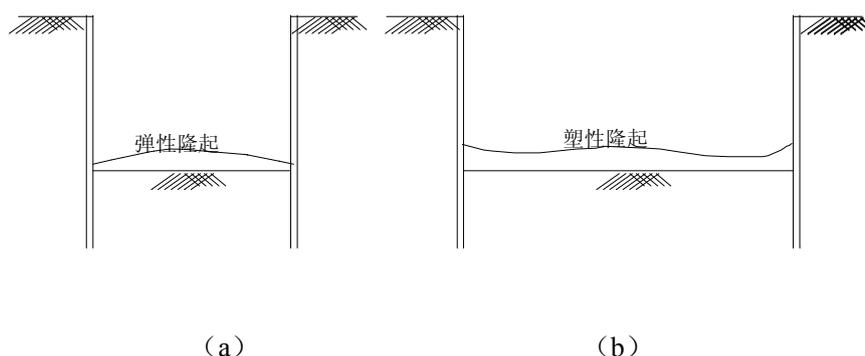


图 7-3 基底的隆起变形

从上海地铁 2 号线杨高南路车站的实测结果^[6]图 7-4 可见基坑开挖坑底下回弹量最大，沿深度回弹量逐渐减小，到达一定深度后逐渐趋于稳定，坑底下一倍开挖深度为显著回弹影响区，该区内土体回弹量随深度减小速率较大，在坑底下 2 倍开挖深度以外回弹量很小，可以确定为弱影响区，1~2 倍开挖深度之间的区域定为过渡区域。

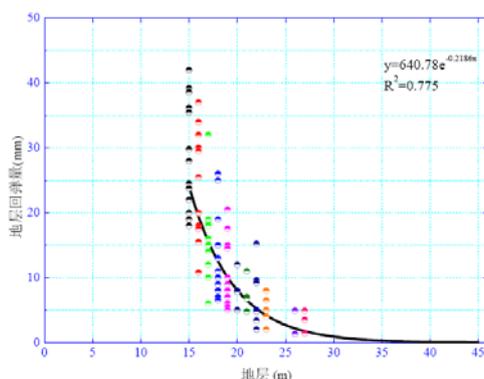


图 7-4 杨高南路实测回弹曲线

7.2.3 地表沉降

一、地表沉降形态

根据工程实践经验，地表沉降的两种典型的曲线形状如图 7-5 所示。三角形地表沉降情况主要发生在悬臂开挖或围护结构变形较大的情况下。凹槽形地表沉降情况主要发生在有较大的入土深度或墙底入土在刚性较大的地层内，墙体的变位类同于梁的变位，此时地表沉降的最大值不是在墙旁，而是位于离墙一定距离的位置上。

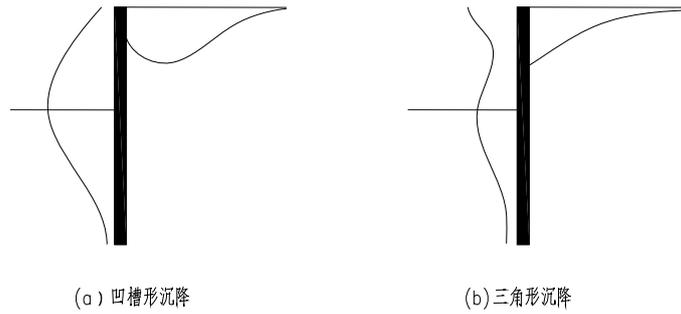


图 7-5 地表沉降基本形态

对于凹槽形沉降，最大沉降值的发生位置根据统计的情况一般介于 0.4~0.7 之间。Ou^[2]对台湾地区的 10 个基坑统计表明最大地表沉降位置位于墙后 0.5 倍开挖深度处，并且最大变形位置不随工况的变化而变化。通过上海地区地铁基坑 182 个实测断面的统计汇总^[7]得出最大地面沉降值发生位置距离基坑围护的水平值 x_m 与基坑开挖深度 h_0 之间的关系，见图 7-6 (a)。从图 7-6 (b) 中可以看出，最大地面沉降值距离基坑的水平值 x_m 与开挖深度 h_0 比值在 0.5~0.6 之间的占到总数的 30%，0.5~0.7 占到 41%。根据上述实际统计资料加上多年来对上海地铁基坑得出的经验关系，得出下面公式：

$$x_m = 0.5 \sim 0.7h_0$$

式中 h_0 为开挖深度，黏粒含量大于 50% 时， x_m 取 0.7，黏粒含量在 20%~30% 时， x_m 取 0.5。

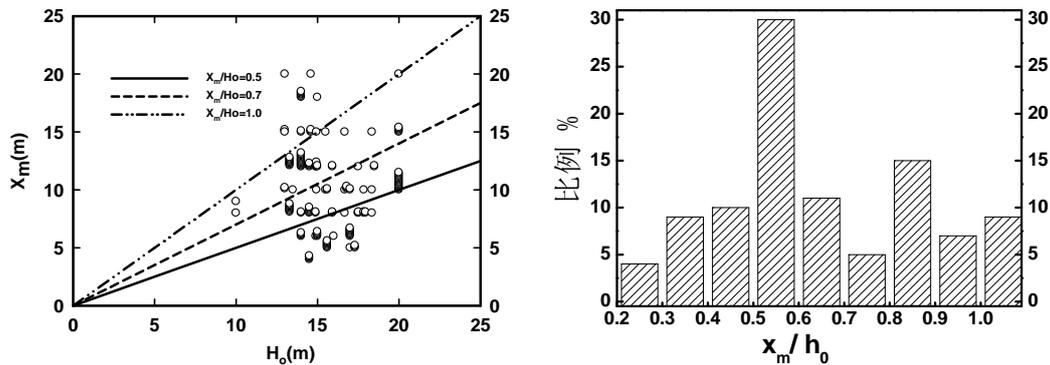


图 7-6 最大地面沉降值距离基坑的水平值 x_m 与开挖深度 h_0 关系

而在对超深基坑的地表沉降最大值位置的统计当中，超深基坑的最大地表沉降点集中分布与 0.3~0.55h 这一范围之内，但是从绝对量值上来看，超深基坑最大地表沉降点位置与一般深基坑的相仿，都位于墙后的 8~12m 之间。可见基坑开挖深度的加深并没有使墙后最大地表沉降点的位置发生大的改变。

二、地表沉降影响范围

地表沉降的范围取决于地层的性质、基坑开挖深度 H、墙体入土深度、下卧软弱土层深度、基坑开挖深度以及开挖支撑施工方法等。沉降范围一般为(1~4)H。日本对于基坑开挖工程，提出图 7-7 所示的影响范围。

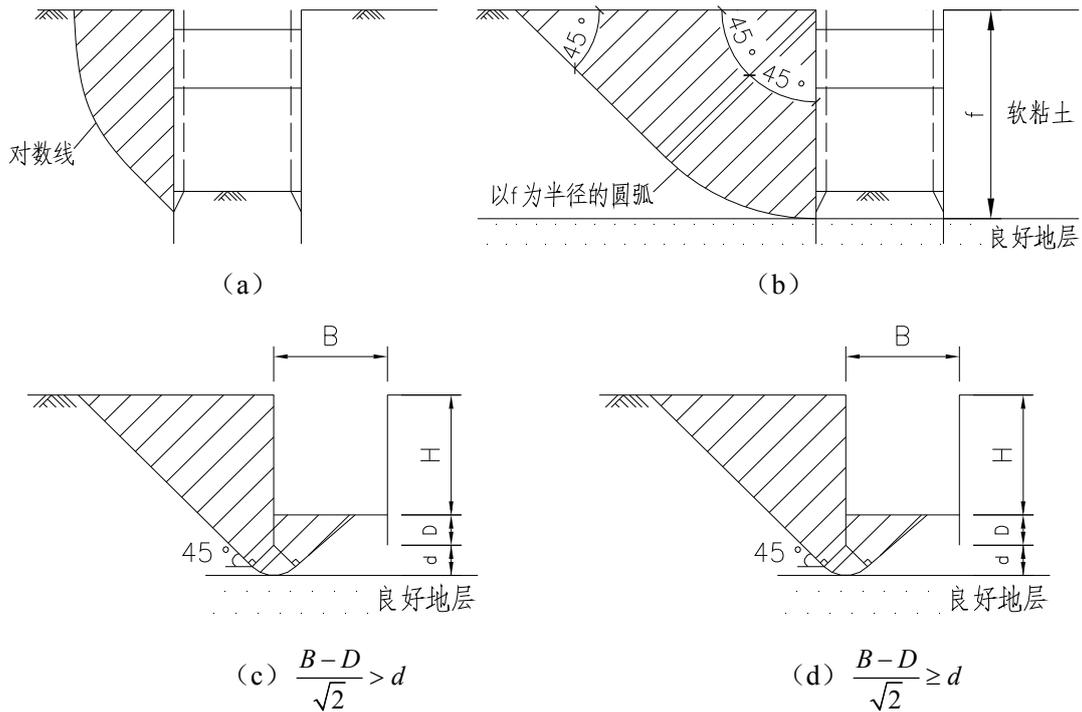


图 7-7 基坑工程开挖的影响范围

- (a) 砂土及非软黏土时的影响范围；(b) 软黏土时的影响范围(入土在良好地层的情况)；
 (c) 软黏土时的影响范围(围护墙入土在软弱地层的情况)

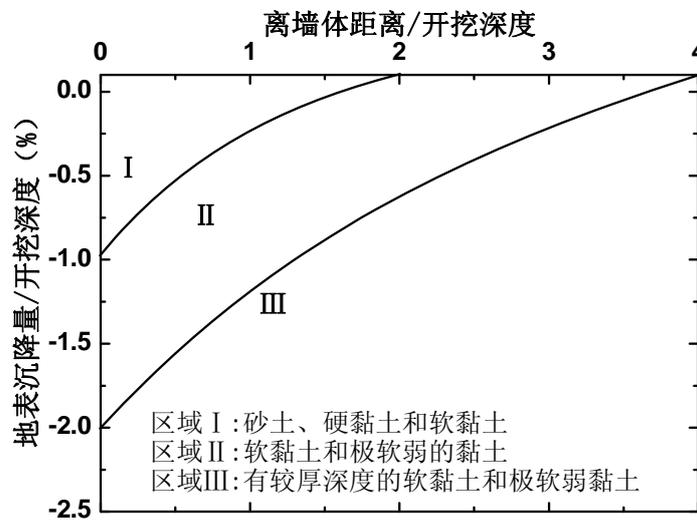


图 7-8 墙后地表沉降 (peck)

Peck^[8]和 Goldberg^[9] (图 7-8) 在对以钢板桩为主的基坑进行分析发现, 砂土和硬黏土的沉降影响范围一般在 2 倍开挖深度内, 而软土中的基坑沉降影响范围则要到达 2.5~4 倍的开挖深度。

Clough & O'Rourke^[1](1990)针对不同土层中的基坑提出了墙后地表沉降的包络线, 如图 7-9 所示。虽然不同土层中包络线的形式不同, 但其影响范围均为 2 倍的开挖深度。

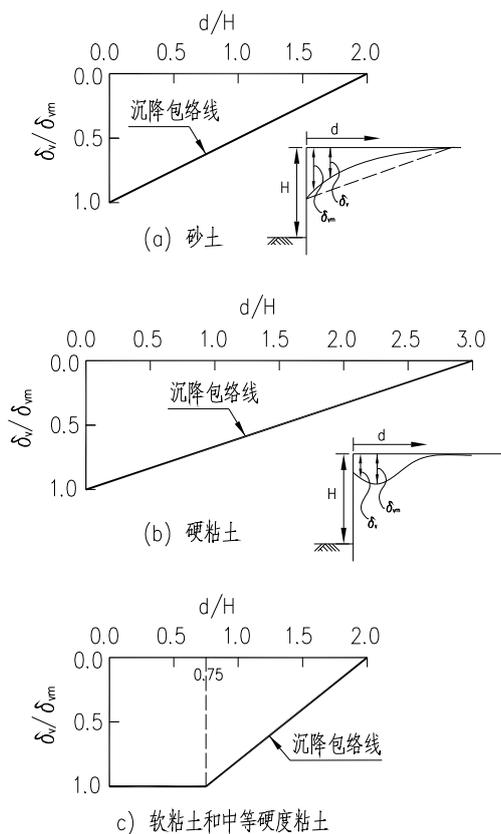


图 7-9 地表沉降包络线 (Clough & O'Rourke, 1990)

Heish^[10] (1998) 对于墙后地表沉降提出如图 7-10 相应的三角形和凹槽形沉降。对于前者, 最大沉降发生在墙背处, 对于后者, 最大沉降发生在 0.5 倍的最终开挖深度距离处。前者主要发生在初次开挖墙体向变形较大的情况, 后者主要发生初次开挖相对于后面的开挖引起墙体侧向变形很小的情况。上述结论可用来初步估计基坑开挖引起的地面沉降。两种沉降形式均分为主要影响区 (Primary Influence Zone) 和次要影响区 (Secondary Influence Zone)。在主影响区域的范围内, 沉降曲线较陡, 会使建筑物产生较大的角变量, 而次影响区域的沉降曲线较缓, 对建筑物的影响较小。

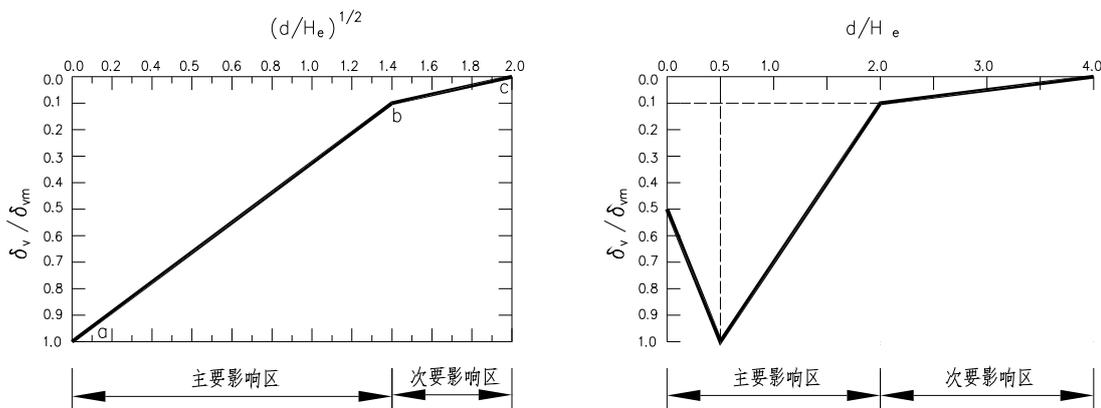


图 7-10 地表沉降形态

欧章煜和谢百钧^[11] (2000) 利用有限单元法模拟土体接近破坏或破坏时, 土体应变将大量增加, 故可判断主要影响区为开挖的潜在破坏区 (potential failure zone)。如图 7-11 所示,

如果硬土层的位置很深，那么墙体底端土体的位移将不受抑制，则主动破坏区域的形成将不会受到阻碍，墙后主动破坏区之范围将由 H 所控制，约等于 $2H$ ；然而如果当硬土层之位置较浅时，则墙体底端土壤之位移将会受到抑制，墙后主动破坏区之范围将由 H_g 所控制，约等于硬土层深度 H_g 。因此由围护结构变形产生的主要影响区可用下式表示：

$$PIZ_1 = \min(2H, H_g) \quad (7-1)$$

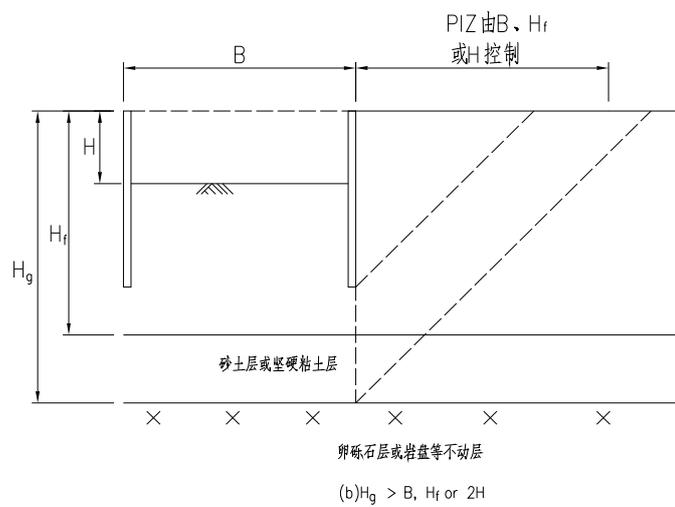
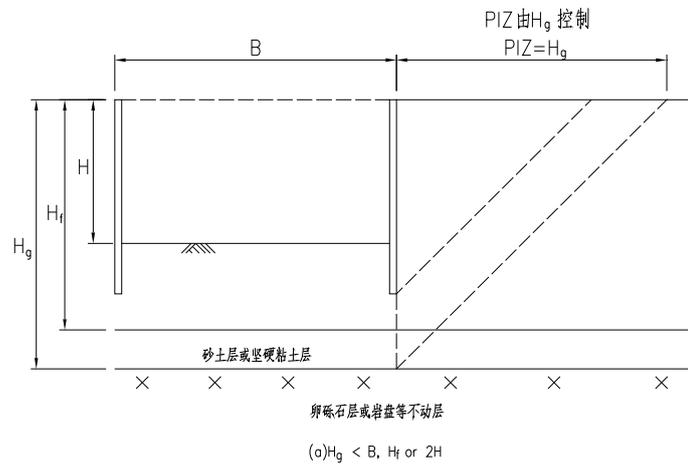


图 7-11 地表沉降的影响范围

由于对软弱黏土层来说，存在隆起的问题，潜在隆起破坏区即为开挖区外各种潜在隆起破坏区中影响范围最大的一个破坏区，此范围即为主要影响区。如果潜在隆起破坏面的形成没有受到砂土或坚硬土壤之阻碍，则墙后潜在隆起破坏之范围约接近于一个开挖宽度，但如果砂土或坚硬土壤之深度较浅时，则可能的潜在隆起破坏面将切于砂土或坚硬土壤之上，即即墙后隆起破坏的范围将接近软弱黏土层底部深度。因此，潜在隆起破坏所产生之主要影响区可用下式表示：

$$PIZ_2 = \min(H_f, B) \quad (7-2)$$

式中： H_f ——软弱黏土层底部之深度。

B: 开挖宽度。

以上的 PIZ1 和 PIZ2 均为可能的开挖潜在破坏区(potential failurezone)，而开挖引致之主要沉陷影响区即为各种潜在破坏区之最大值，因此主要沉陷影响区为 PIZ1 和 PIZ2 两者取大值者，亦即为 $PIZ = \max(PIZ_1, PIZ_2)$

7.2.4 坑外土体位移场

对基坑实测位移场的研究^[12]发现，地下墙后土体水平位移分布模式主要可以分为两个区(图 7-12)：一个是块体滑动区，该区水平边界距离地下墙大约为 1/3 倍开挖深度，垂直边界约为地表下一倍挖深，该区内土体水平位移沿水平方向基本不变，呈现整体滑动的特性；另一个是线性递减区，该区水平边界距离地下墙大约是一倍挖深，垂直边界约为 2 倍挖深，该区内土体水平位移沿水平方向线性递减到零。另外，地下墙后土体垂直位移分布模式大致也可以分为两个区：一为整体沉降区，开挖面以上至地表范围内土体的沉降值沿深度近似相等，各深度处沉降曲线近似等于地表沉降曲线；二为线性递减区，开挖面以下至两倍开挖深度处，土体沉降值随深度增加，逐渐线性减小为零。

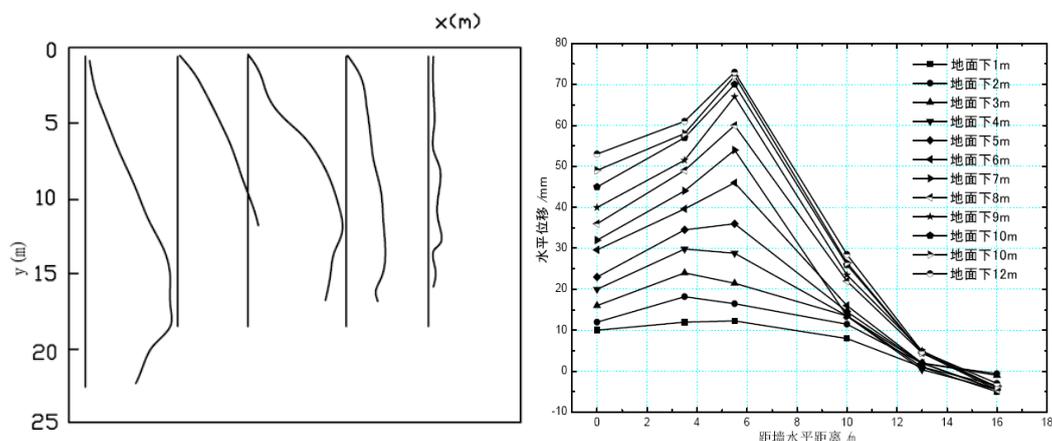


图 7-12 实测墙后土体水平位移场

有了地表沉降曲线，结合土体沉降变形沿深度方向的传递变化规律，就可以根据地表沉降值求出深层土体垂直位移值。

7.2.5 基坑的三维空间效应

基坑的变形分析是一个典型的三维问题，特别是在基坑的角部有明显的角部效应。但是在实际分析我们通常用二维平面来进行简化分析。对于长条形的地铁基坑，采用平面分析是较为准确，但是对于一般形状的，角隅效应较为明显的基坑，基坑的三维变形效应则是不可忽略的。同时基坑两侧地层纵向不均匀沉降对于平行于基坑侧墙的建筑及地下管道线的安全影响至关重要。

同济大学对长条形基坑外地面的纵向沉降采用三维有限元进行了初步的研究^[13]。计算模型如图 7-13 所示，分析发现，基坑长方向两端由于空间作用，对沉降有约束作用，呈现沉降骤减的规律，如图 7-14 所示，离基坑逾远，这种约束作用逾小。

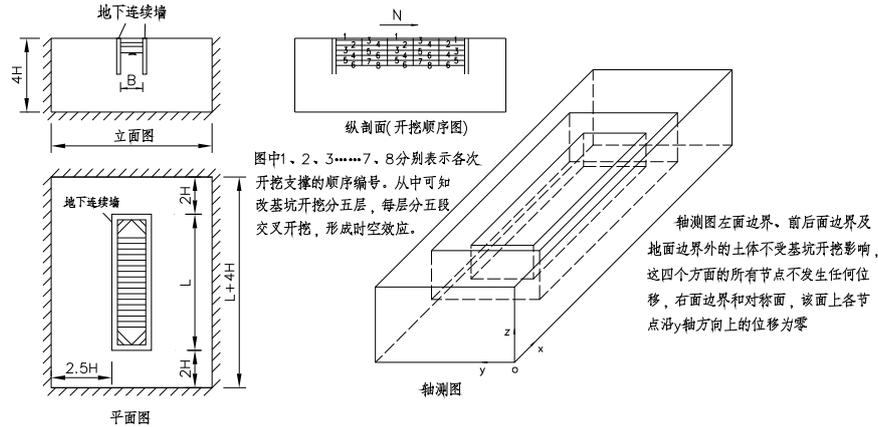


图 7-13 三维有限元的分析计算模型

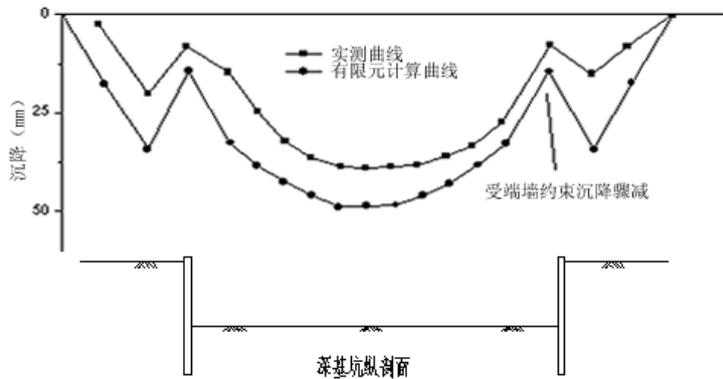


图 7-14 受端墙约束的坑侧地面纵向沉降曲线

基坑的三维空间效应的特点可以归纳如下:

- 1、基坑由于角隅效应，靠近基坑角部的变形 $\delta_{Coner} / \delta_{Center}$ 始终小于 1.0。
- 2、一般情况下，基坑的平面尺寸越小，基坑中部的变形受到角隅效应的影响越明显，变形越小。
- 3、开挖深度越深，基坑的角隅效应越明显，也即 $\delta_{Coner} / \delta_{Center}$ 的值会越小，靠近基坑角部时位移衰减的幅度越大。
- 4、当下卧硬土层距坑底的距离较大时，2D 计算结果会较 3D 计算结果过高的估计基坑变形。而当硬土层位于或接近于坑底时，2D 和 3D 在基坑长边中部的计算结果会较为接近。
- 5、当基坑的边长与开挖深度比 (L/H) 越小时，对于基坑中部截面的变形 2D 计算的结果较 3D 的计算结果越大，而 3D 的计算结果更能真实的反应基坑变形。

7.3 基坑变形机理及影响因素

7.3.1 基坑周围地层移动的机理

基坑开挖的过程是基坑开挖面上卸荷的过程，由于卸荷而引起坑底土体产生以向上为主的位移，同时也引起围护墙在两侧压力差的作用下而产生水平向位移和因此而产生的墙外侧土体的位移。可以认为，基坑开挖引起周围地层移动的主要原因是坑底的土体隆起和围护墙的位移。

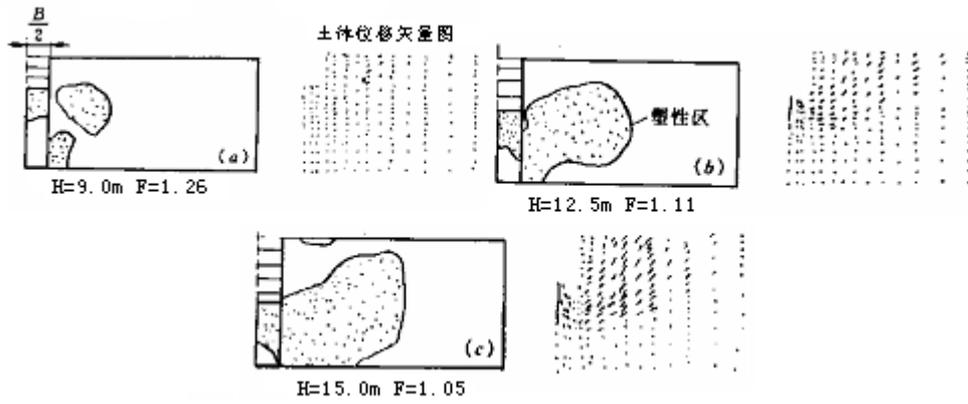


图 7-15 软黏土基坑随开挖深度增加基坑周围土体移动及塑性区的发展

H --开挖深度; F --基坑抗隆起安全系数; B --基坑宽度

一、坑底土体隆起

坑底隆起是垂直向卸荷而改变坑底土体原始应力状态的反应。在开挖深度不大时,坑底土体在卸荷后发生垂直的弹性隆起。当围护墙底下为清孔良好的原状土或注浆加固土体时,围护墙随土体回弹而抬高。坑底弹性隆起的特征是坑底中部隆起最高,而且坑底隆起在开挖停止后很快停止。这种坑底隆起基本不会引起围护墙外侧土体向坑内移动。随着开挖深度增加,基坑内外的土面高差不断增大,当开挖到一定深度,基坑内外土面高差所形成的加载和地面各种超载的作用,就会使围护墙外侧土体产生向基坑内移动,使基坑坑底产生向上的塑性隆起,同时在基坑周围产生较大的塑性区,并引起地面沉降。

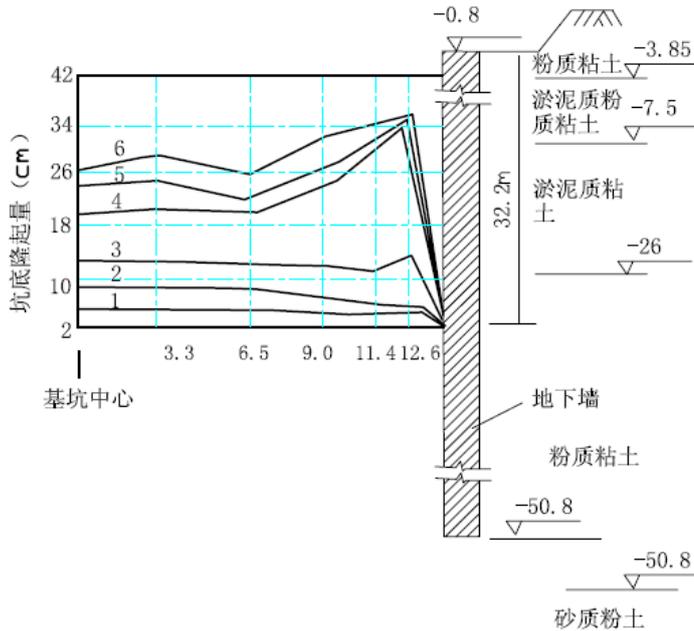


图 7-16 随开挖加深观测的坑底隆起线

① 挖至-0.7时,坑底隆起线; ② 挖至-10.4时,坑底隆起线;

③ 挖至-13.2时,坑底隆起线; ④ 挖至-22.6时,坑底隆起线; ⑤ 挖至-23.4时,坑底隆起线; ⑥ 挖至-32.2时,坑底隆起线

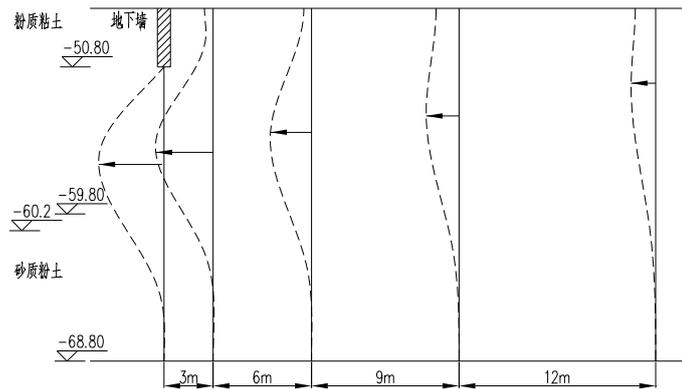


图 7-17 开挖至标高-32.2m 时土体向坑内水平位移

在宝钢最大铁皮坑工程中，成功地在黏性土层中采用圆形围护墙深基坑施工。其内径为 24.9m，开挖深度 32.0m，围护墙插入深度 28m，墙厚 1.2m，围护墙有内衬。由于圆形围护墙结构在周围较均匀的荷载作用下，受到环向箍压力，因此槽段接头压紧，结构稳定。在开挖过程中不用支撑，墙体变形很小，在该深基坑工程中，基坑周围地层移动几乎都是由坑底隆起引起的，施工单位对此圆形基坑的坑底隆起随开挖加深而增大的变化，进行了较详细的观测。观测结果说明：在开挖深度为 10m 左右时，坑底基本为弹性隆起，坑中心最大回弹量约 8cm，而在自标高-13m 至-32.2m 的开挖过程中，坑底发生塑性隆起，观测到的坑底隆起线呈两边大中间小的形式见图 7-16。在坑底塑性隆起中，基坑外侧土体向坑内移动。图 7-17 表示出开挖深度到标高-32.2m 时，围护墙底下及围护墙外侧 3、9、18、30m 处土体向基坑的水平位移曲线。圆形基坑坑底隆起在直径与开挖深度之比较小的条件下，由于圆形基坑的支护结构和坑底土体的空间作用，在隆起形式和幅度上与条形支护基坑者有所不同，但两种基坑坑底隆起都是随开挖深度的增加而由弹性隆起发展到塑性隆起，而塑性隆起又伴随着基坑外侧土体向坑底的移动。只是条形支护基坑由于支护结构及坑底土体不像圆形者有空间作用，因而在开挖深度比较小时，就会发生坑底的塑性隆起。当支护结构无插入深度时，基坑更易在开挖深度较小时即发生坑底的塑性隆起和相伴随的基坑周围地层移动。当塑性隆起发展到极限状态时，基坑外侧土体便向坑内产生破坏性的滑动，使基坑失稳，基坑周围地层发生大量沉降。

二、围护墙位移

围护墙墙体变形从水平向改变基坑外围土体的原始应力状态而引起地层移动。基坑开始开挖后，围护墙便开始受力变形。在基坑内侧卸去原有的土压力时，在墙外侧则受到主动土压力，而在坑底的墙内侧则受到全部或部分的被动土压力。由于总是开挖在前，支撑在后，所以围护墙在开挖过程中，安装每道支撑以前总是已发生一定的先期变形。围护墙的位移使墙体主动压力区和被动压力区的土体发生位移。墙外侧主动压力区的土体向坑内水平位移，使背后土体水平应力减小，以致剪力增大，出现塑性区，而在基坑开挖面以下的墙内侧被动压力区的土体向坑内水平位移，使坑底土体加大水平向应力，以致坑底土体增大剪应力而发生水平向挤压和向上隆起的位移，在坑底处形成局部塑性区。

墙体变形不仅使墙外侧发生地层损失而引起地面沉降，而且使墙外侧塑性区扩大，因而增加了墙外土体向坑内的位移和相应的坑内隆起。因此，同样地质和埋深条件下，深基坑周围地层变形范围及幅度，因墙体的变形不同而有很大差别，墙体变形往往是引起周围地层移动的重要原因。

三、周围地层位移

随围护结构形式不同, 基坑开挖的施工工艺的不同, 基坑变形形态也不同。关于墙后土体位移模式的特征, 国内外学者做了一些研究。结合上海地铁车站深基坑工程的实践, 对实测资料进行了分析研究, 认为墙后土体位移模式特征主要有^[14]:

1、块体现象及破裂面

块体现象是指由于基坑墙后土体发生位移后, 会沿一潜在的脆弱面形成破裂面, 即滑移面, 在该破裂面以内土体具有整体性, 虽然可能存在较大的位移, 但应变不大; 较大的应变产生于破裂面附近, 实际中的最大差异沉降和变形也产生于此破裂面处。在土体变形的影响域的边界将形成一个狭窄的高应变梯度域, 在此域与挡墙之间, 只有较小的应变产生, 土体以一种刚性块的形式移动, 而高应变区域形成破裂面。Bransby 和 Thomas D.O'Rourke (1981) 的研究都说明了块体现象的存在。

对于围护墙后土体的滑块形式, 较早的有库仑提出的三角形滑楔, 一般适用于重力式挡墙后的无黏性土体。而多支撑结构的基坑围护墙后的土体的变形分布较为复杂, Terzaghi^[15](1948)等多位学者的研究认为对数螺旋线为多支撑结构的基坑围护墙后土体滑楔典型的破裂面。

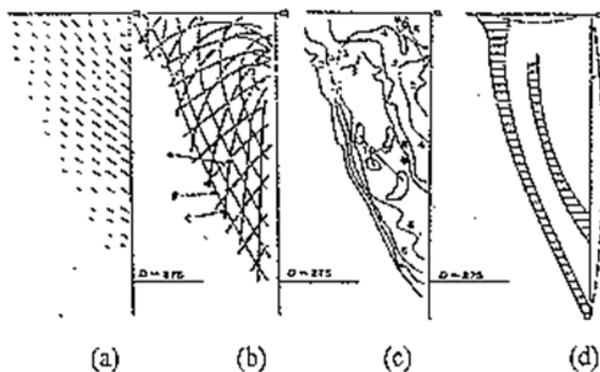


图 7-18 土体内滑楔的形成与发展

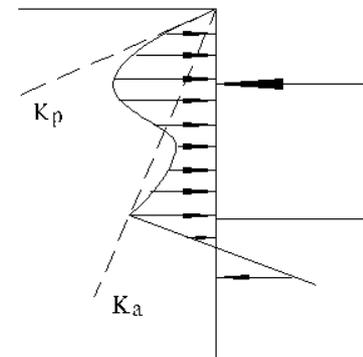


图 7-19 土拱效应 (Rowe 1952)

图 7-18 为一有支撑基坑模拟实验中土方挖至基底时的测量结果, 图中:(a)为土体位移矢量; (b)为主应变方向 ξ 和滑移线 α 、 β 的方向; (c)观察到的剪应变等高线; (d)为破裂面形状及分布。

应当指出的是, 即使滑块的边界没有达到破坏状态, 沿该面的塑性区发展也是最充分的, 所以块体现象的特点一样能够表现出来。

2、收缩现象

收缩现象是指墙后的土体位移主要发生在一个较小区域内。

比较多支撑体系基坑墙后土体的实测值和弹性有限元分析结果可发现, 弹性有限元分析结果中土体变形影响区域要显著大于实测影响区域。Terzaghi^[15](1948)指出, 围护墙真实的滑楔顶端长度要比库仑楔顶端小得多, Milligan^[16](1983)认为在软黏土、砂土甚至是硬黏土的情况下, 当允许较大的墙体变形值时, 土体会屈服, 与弹性分析结果有差别。土体变形影响区域较小, 而非弹性有限元所预测的较大范围。

收缩现象是与破裂面即块体现象联系在一起的, 可以说是块体现象的一个重要的表现形式。

3、土拱作用

土拱作用是指支撑刚度较大而围护结构刚度较小时, 墙后土压力局部增大的现象。局部土体产生移动, 而其余部分保持原来位置不动, 土中的这种相对运动受到土体抗剪强度的阻抗, 使移动部分土体的压力减小, 而不动部分上的压力增加, 如图 7-18 所示。

由于土拱效应的存在, 使得围护结构后的主动土压力产生重分布。值得注意的是, 土体

中除竖向存在土拱效应外,水平方向同样存在着土拱效应。土拱效应是土体空间效应的重要表现。合理利用竖向及水平向的土拱效应可使土体的应力重分布向对工程有利的方向发展,充分利用土体自身的抗变形能力。这也是利用时空效应原理控制基坑变形的理论基础之一。

上海地区软黏土中的深基坑,墙体变形和基坑坑底隆起不仅在施工阶段因地层损失引起基坑周围地层移动,而且由于地层移动使土体受到扰动,故在施工后期相当长的时间内,基坑周围地层还有渐渐收敛的固结沉降。

7.3.2 影响基坑变形的相关因素

基坑的最终变形受多方面因素的制约,可以将影响基坑变形的因素分为三大类:

第一类——固有因素

- (1) 现场的水文地质条件,如土体强度、地下水位等;
- (2) 工程周边的环境条件,如坑边构筑物,高层建筑和超载等。

第二类——与设计相关的因素

- (1) 围护结构的特征:墙体刚度、支撑刚度和插入深度等;
- (2) 开挖尺寸:基坑的宽度和深度等;
- (3) 支撑预应力:支撑预应力设计施加的大小;
- (4) 地基加固:加固方法、加固形式和加固体尺寸等。

第三类——与施工相关的因素

- (1) 施工方法:施工工法、开挖方法等;
- (2) 超挖:超挖会使基坑发生较大的变形;
- (3) 超前施工:导墙施工和降水等带来的变形;
- (4) 楼板的建造:楼板、混凝土支撑的收缩开裂造成的刚度下降;
- (5) 施工周期:较长的施工周期会增加基坑的变形;
- (6) 工程事故:如漏水漏砂、基坑纵向滑坡等
- (7) 施工人员水平。

在这所有的因素中固有条件对基坑变形的影响是显而易见的,地层条件和周边环境情况对基坑变形的影响会直接体现在设计与施工中。因此后文将着重讨论设计与施工等因素对基坑变形的影响。

一、围护结构的特征

①墙体的刚度、支撑水平与垂直向的间距

一般大型钢管支撑的刚度是足够的。如现在常用的 $\phi 609\text{mm}$ 、长度为 20m 的钢管支撑,承受 $1765\text{kN}(180\text{t})$ 压力时,其弹性压缩变形也只有约 6mm 。但垂直向间距的大小对墙体位移影响很大。从图 7-20 中可见刚度参数 $\frac{EI}{h^4}$ 与支撑间距 h 的 4 次方成反比,所以当墙厚已定时,加密支撑可有效控制位移。减少第一道支撑前的开挖深度以及减少开挖过程中最下一道支撑距坑底面的高度,对减少墙体位移尤为重要。第一道支撑的开挖深度 h_1 应小于 $\frac{2S_u}{\gamma}$ (S_u 为土体不排水抗剪强度, γ 为土容重),以防止因 h_1 过大而使墙体外侧土体发生较大水平移动和在较大范围内产生地面裂缝。开挖过程中,最下一道支撑距坑底面的高度越大,则插入坑底墙体被动压力区的被动土压力也相应加大,这必然会增大被动压力区的墙体及土体位移。

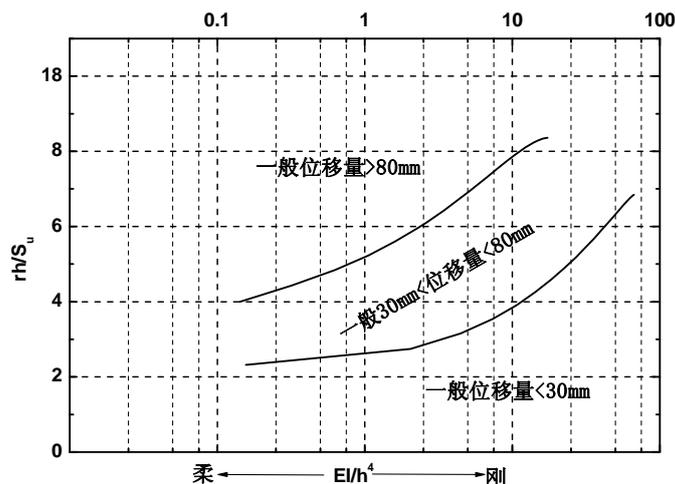


图 7-20 墙体位移与墙体刚度 EI 支撑间距 h 的关系

② 墙体厚度及插入深度

在保证墙体有足够强度和刚度的条件下，恰当增加插入深度，可以提高抗隆起稳定性。也就可减少墙体位移，但对于有支撑的围护墙，按部分地区的工程实践经验，当插入深度 $> 0.9H$ 时，其效果不明显。根据上海地铁车站或宽 20m 左右的条形沉基坑工程经验，围护墙厚度一般采用 $0.05H$ (H 为开挖深度)，插入深度一般采用 $0.6 \sim 0.8H$ ，对于变形控制要求较严格的基坑，可适当增加插入深度；对于软土地区的超深基坑，墙趾进入硬土层对变形有着较好的控制作用。对于悬臂式挡土墙，插入深度一般采用 $1.0 \sim 1.2H$ 。

二、支撑预应力

① 支撑预应力的的大小及施加的及时程度

及时施工预应力，可以增加墙外侧主动压力区的土体水平应力，而减少开挖面以下墙内侧被动压力区的土体水平应力，从而增加墙内、外侧土体抗剪强度，提高坑底抗隆起的安全系数，有效地减少墙体变形和周围地层位移。根据上海已有经验在饱和软弱黏土基坑开挖中，如能连续地用 16 h 挖完一层(约 3m 厚)中一小段(约 6m 宽)土方后，即在 8h 内安装好 2 根支撑并施加预应力至设计轴力的 70%，可比不加支撑预应力时，至少减少 50% 的位移。如在开挖中不按“分层分小段、及时支撑”的顺序，或开挖、支撑速度缓慢，则必然较大幅度地增加墙体位移和墙外侧地面沉降层的扰动程度，因而增大地面的初始沉降和后期的固结沉降。

② 安装支撑的施工方法和质量

支撑轴线的偏心度、支撑与墙面的垂直度、支撑固定的可靠性、支撑加预应力的准确性和及时性，都是影响位移的重要因素。实际工程中就发生过由于支撑偏心造成反力箱压裂而导致的基坑测斜突然增大。另外支撑预应力在施加过后会有一个衰减的过程，这会影晌预应力施加的效果。图 7-21 为对上海地铁某地铁站支撑预应力施加完成 100 分钟内的轴力连续监测曲线，其衰减幅度接近了 15%，且有继续衰减的趋势。所以在支撑施工时应注意施工质量，采取如复加轴力等措施减小基坑变形。

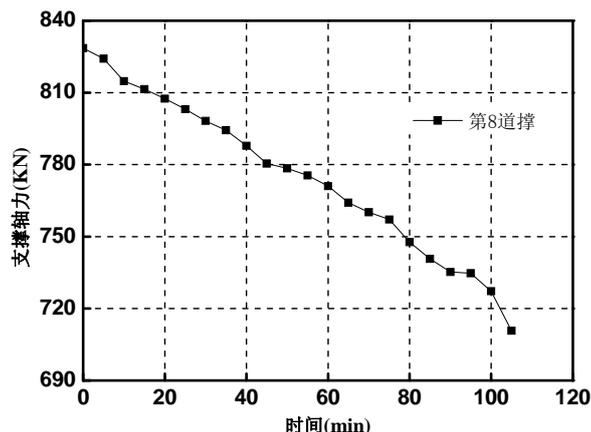


图 7-21 支撑轴力衰减图

三、地基加固

在基坑内外进行地基加固以提高土的强度和刚性,对治理基坑周围地层位移问题的作用无疑是肯定的,但加固地基需要一定代价和施工条件。在坑外加固土体,用地和费用问题都较大,非特殊需要很少采用。一般说在坑内进行地基加固以提高围护墙被动土压力区的土体强度和刚性(S_u 和 E),是比较常用的合理方法。在软弱黏性土地层和环境保护要求较高的条件下,基坑内土体性能改善的范围,应考虑自地面至围护墙底下被挖槽扰动的范围。井点降水、注浆加固等方法都是有效的加固方法。但在上海黏性土夹有薄砂层($k_h \geq 10 \sim 100k_v$, k_h 为水平渗透系数, k_v 为垂直渗透系数)或黏性土与砂性土互层的地质条件下,以井点降水加固土体,效果明显,使用广泛。当基坑黏性土夹薄砂层时,如开工前一段时间就开始降水,对基坑土体强度和刚性可有很大提高,根据上海已有经验,降水一个月后土体强度可提高 30%,再参照 Teyake Broome 等国际岩土专家试验,黏性土深基坑土体抗剪强度为:

$$S_u = 10 + 0.2\sigma_{ov}^n \quad (7-3)$$

$$\sigma_{ov}^n = \gamma^n h \quad (7-4)$$

式中 γ' ——土浮重度;

h ——土体埋深。

如对基坑自地面至基坑以下 6m 厚的土层进行井点降水,则疏干区以上土层的有效应力

为:
$$\sigma_{ov}^n = \gamma h \quad (7-5)$$

当计算有效应力 σ_{ov}^n 时, γ 为土容重。将土浮容重改为土容重,其数值增加约一倍多,

这对降水范围及其下卧地层的各层土层或起到预压固结作用。何况超前一段时间降水,还可因排水固结增加强度。特别是夹砂层的水降除后,围护墙内力计算模型中的土体水平向弹簧系数 K_H 也可提高约一倍,这对提高基坑抗隆起安全系数以及减少围护墙的位移有很大的作用。当然采用注浆等地基加固法,对提高被动区的土体刚度和强度、减少周围地层移动,也有明显作用。但要先从技术经济上与降水加固法做比较论证。这里也要指出不适当地加深降水滤管也会影响围护墙外围地层下沉,应注意当围护墙底部存在渗透系数较大的砂性土层,就有坑内降水对坑外地层产生排水固结的影响(图 7-22)。为减少此影响,必要时要采取加隔水帷幕或回灌水措施。

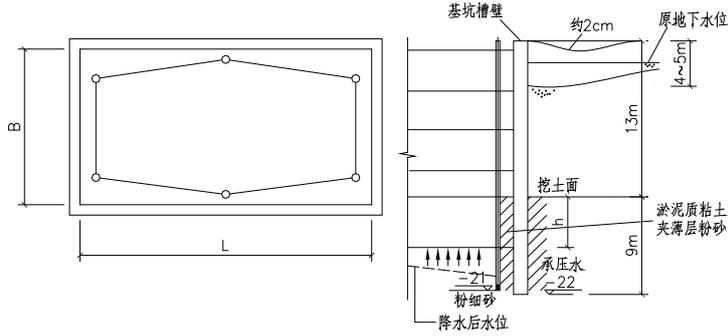


图 7-22 某基坑坑内降水引起墙外地表沉降

四、施工方法

① 施工工法

一般基坑的常见施工工法包括顺做法、逆作法和半逆作法。顺做法施工工序简单，施工技术要求低，挖土周期短。逆作法变形控制能力强，但施工技术复杂，工序多。半逆作法是在逆作法基础上发展起来的，结合部分顺做法优点的新型工法，现已在上海地铁基坑中广为使用，具有控制变形能力强，整体工期短等优点。

徐中华^[5]统计的上海地区逆作法施工的基坑其围护结构的平均变形量仅为 2.5‰H。在通过对上海地区 20m 以上基坑的统计中发现（图 7-23），对于狭长形的地铁基坑变形控制要求在 3‰H 以内的采用（半）逆作法施工和顺做法施工都可以满足要求。但对变形控制要求为一级或宽大基坑，逆作法施工则更有优势。原因在于地铁狭长形基坑宽度一般在 20m 左右，宽度较窄。因此即便采用钢支撑，其支撑刚度也会较大。同时由于采用顺做法施工，施工进度较快，因此顺做法的变形也会较小。而一般地铁基坑中的逆作法较一般基坑的逆作法其楼板的开孔率更高，主体结构的刚度就会相对较小，因此在地铁基坑中逆作法施工的变形控制能力并不显得那么突出。

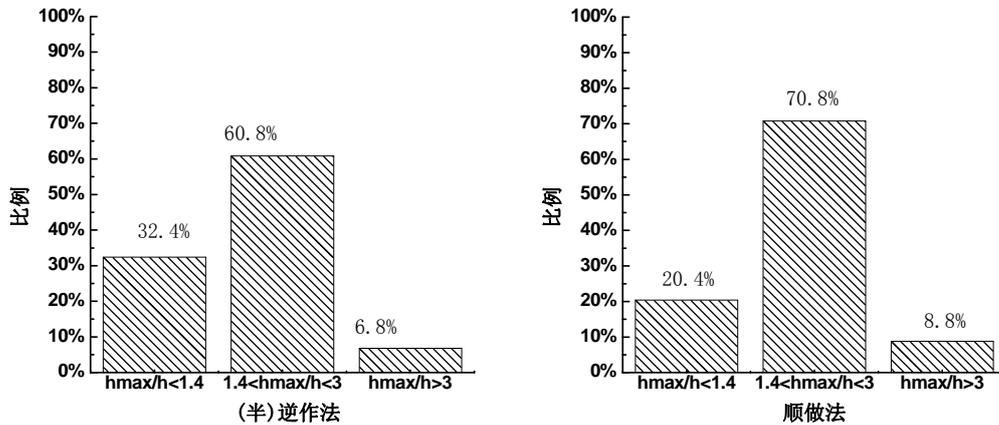


图 7-23 施工工法与围护结构变形关系图

② 基坑开挖的分段、土坡坡度及开挖程序

长条形深基坑按限定长度 L 分段开挖时，可利用基坑的空间作用，以提高基坑抗隆起安全系数，减少周围地层移动，Skempton 曾对长条形、方形和长宽比为 2 的矩形基坑的抗隆起安全系数提出如下计算公式

$$\text{抗隆起安全系数 } F_s = \frac{S_u N_c}{\gamma H + q} \quad (7-6)$$

式中 S_u ——不排水抗剪强度(kN/m²);

- γ ——土体重度(kN/m³);
- H ——开挖深度(m);
- N_c ——从图 7-24 中查出;
- q ——地面超载。

从上式可知在同样地质的基坑中 $F_s \propto N_c$ ，如对 $H/B=1$ 及 $B/L \rightarrow 0$ 的长条形，基坑从图 7-20 可知： $N_{c0} = 6.4$ ， $F_{s0} = \frac{6.4S_u}{\gamma H + q}$

对 $H/B=1$ 及 $B/L=1$ 的方形基坑，从图 7-24 可知： $N_{c1} = 7.7$ ， $F_{s1} = \frac{7.7S_u}{\gamma H + q}$ ，从中可知

$$\frac{F_{s1}}{F_{s0}} = \frac{7.7}{6.4} = 1.21$$

即 $H/B=1$ 的方形基坑的抗隆起安全系数，比 $H/B=1$ 的长条形($B/L \rightarrow 0$)基坑大 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，增加比例为 10%~20%。

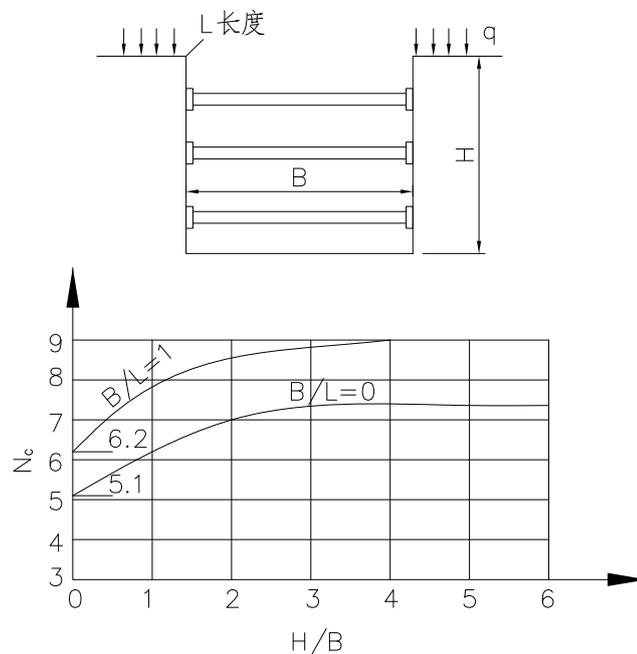


图 7-24 按基坑长、宽、深尺寸查 N_c 的图表

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 $1\% \cdot H$ ，这属于大的墙体位移，则相应的地面最大沉降 $S_v = \delta_h = 1\% \cdot H$ ，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 $0.6\% \cdot H$ ，这属于小的墙体位移，则相应的地面最大沉降

$S_v = \frac{\delta_h}{1.4} = 0.43\% \cdot H$ ，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、和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。

在每个开挖的开挖程序中，如分层、分小段开挖、随挖随撑，就可在分步开挖中，充分利用土体结构的空作用，减少围护墙被动压力区的压力和变形，还有利于尽速施加支撑预应力，及时使墙体压紧土体而增加土体抗剪强度。这不仅减少各道支撑安装时的墙体先期变

形，而且可提高基坑抗隆起的安全系数。否则将明显增大土体位移。

五、施工周期

在黏性土的深基坑施工中，周围土体均达到一定的应力水平，还有部分区域成为塑性区。由于黏性土的流变性，土体在相对稳定的状态下随暴露时间的延长而产生移动是不可避免的，特别是剪应力水平较高的部位，如在坑底下墙内被动区和墙底下的土体滑动面，都会因坑底暴露时间过长而产生相当的位移，以至引起地面沉降的增大。特别要注意的是每道支撑挖出槽以后，如延搁支撑安装时间，就必然明显地增加墙体变形和相应的地面沉降。在开挖到设计坑底标高后，如不及时浇筑好底板，使基坑长时间暴露，则因黏性土的流变性亦将增大墙体被动压力区的土体位移和墙外土体向坑内的位移，因而增加地表沉降，雨天尤甚。

在有支撑暴露时间中，Lin^[17]（2002）通过对坑内孔隙水压力的监测结合有限元的研究认为对于低渗透性的土由于超负孔压消散而造成的基坑变形量是很小的，而由于土体蠕变而造成的基坑变形量占了有支撑变形量中的大部分。Lin 的监测数据还显示开挖深度越深，基坑放置期间的变化速率就越大。但离基坑越远的土体变化速率越小，离基坑最远的一根土体测斜孔的变形速率基本保持不变。这说明基坑放置期间的土体变形速率与土体的应力水平有直接关系，离基坑越远剪应力水平越低，所以变形速率越小。图 7-25 中 I-1 测斜孔距基坑最近，I-3 距基坑最远，I-2 位于两者之间。

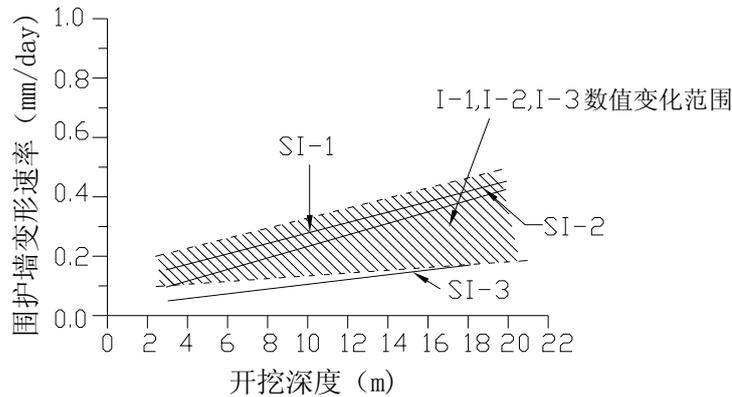


图 7-25 基坑放置期间土体水平位移变化速率

上海地区围护结构整体都位于软土的基坑，其变形与施工周期有着密切的关系。如图 7-26 所示，基坑围护结构的最终变形基本与施工周期呈双曲线关系。双曲线渐进线为 $10‰H$ ，这说明施工周期的长短给软土地区中的基坑所带来的变形是十分可观。

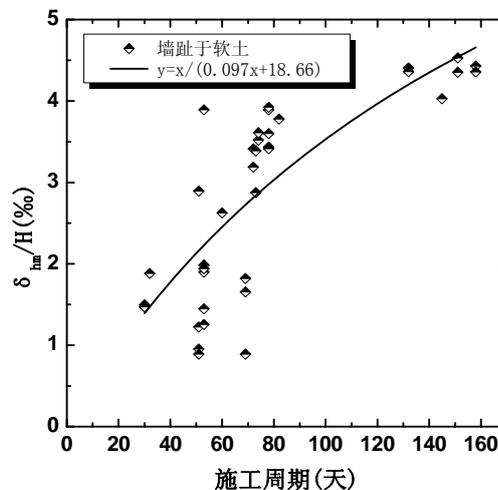


图 7-26 基坑施工周期与位移的关系图（墙趾位于软土开挖深度超过 20m 的基坑）

六、超挖及工程事故

超挖和工程事故都会使基坑本体和周边环境发生较大变形。对上海地铁远程监控系统^[18]所发出的预警信息进行了分类统计,发现由于超挖所造成的围护结构大变形超过了 50%(图 7-27),其次是地下水,高压旋喷挤土也占了较大比例。由此可见超挖对基坑变形的影响是十分显著,它使基坑被动区土体处于设计考虑外的高应力水平状态下,对于插入比较小的基坑超挖甚至会造成基坑的整体失稳。

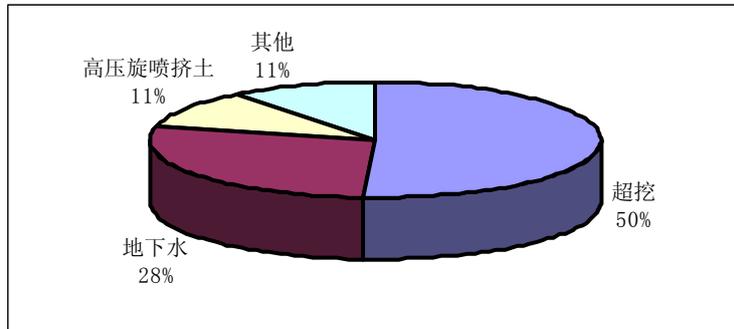


图 7-27 造成基坑变形较大的主要因素分布

雨水和其它积水无抑制地进入基坑,而不及及时排除坑底积水时,会使基坑开挖中边坡及坑底土体软化,从而导致土体发生纵向滑坡,冲断基坑横向支撑,增大墙体位移和周围地层位移。

在承压水造成的事故中可以分为以下三大类

(1) 在承压水的降水过程中,如果降水速度、参数不当,会使坑外形成较大的降水漏斗,从而对周边环境造成危害。

(2) 由于围护结构插入深度不够,或者是承压水降深不够,会导致坑底产生较大隆起。严重者,当坑底上覆土体的自重荷载不足以抵抗坑内承压水头时,可能引发坑底突涌。包括立柱出现大幅度隆起。

(3) 由于围护结构的施工质量,特别是地墙接缝处存在缺陷,在地下水的作用下发生漏水漏砂现象。围护墙接缝的漏水及水土流失、涌砂会使坑外地表、管线和房屋等发生较大的沉降。同时漏水、漏砂的产生的同时会使被动区土体受到浸泡造成抗力下降,而主动区土体由于结构破坏而造成抗剪强度降低,土压力增加,进而造成围护结构出现较大变形。实际工程还会由于堵漏和坑内水砂清理造成无支撑暴露时间过长而造成围护结构出现大变形。

7.4 基坑变形计算的理论、经验方法

目前计算基坑支护结构变形的手段一般采用以下两种:经验公式和数值计算。经验公式是在理论假设的基础上,通过对原型观测数据或数值模型计算结果的拟合分析得到半经验性结论,或者由大量原型观测数据提出经验公式。数值方法主要采用杆系有限元法或连续介质有限元法。前者可以较为容易的得到围护结构的位移,后者通过应用不同的本构模型可以比较好的模拟开挖卸载、支撑预应力等实际施工工艺。本节将着重介绍经验估算方法,有限元方法见 7.5 节

7.4.1 围护结构水平位移

一、根据开挖深度估算

国内外的学者均对不同土层、工法、围护结构等条件下的基坑进行过变形统计。得到了围护结构最大变形与开挖深度的关系。对于围护结构变形的粗略估算,可以通过查询表中的系数,通过开挖深度来估算围护结构的变形。

表 7-1 基坑变形与开挖深度关系统计表

出处	地质条件	施工工法/围护结构		δ_{hm} / H (%)	δ_{vm} / H (%)
Clough and O'Rourke ^[1] (1990)	硬黏土、残积土和砂土	板桩、排桩和地下连续墙		0.2	0.15
Wong ^[19] (1997)	软土厚度 0.6-0.9H, 下卧风化岩石	排桩和地下连续墙		<0.15	<0.1
	软土厚度<0.6H, 下卧风化岩石			<0.1	<0.1
Leung ^[20] (2007)	$N \leq 30$	地下连续墙, 7 个逆作, 2 个顺做		0.23	0.12
	$N > 30$			0.13	0.02
Yoo ^[21] (2001)	软弱残积土厚度 0.48H, 下卧风化岩石	排桩、水泥土挡墙		0.13~0.15	
		地下连续墙		0.05	
Ou ^[2] (1993)	粉质砂土与粉质黏土交互地层	排桩和地下连续墙, 8 个顺做, 2 个逆作		0.2-0.5H	$0.5-0.7 \delta_{hm}$
Long ^[22] (2001)	软土厚度>0.6H, 下卧中到硬土层	坑底位于硬土层	顺做	0.39	0.50
			逆作		
		坑底位于硬土层	顺做	0.84	0.8
			逆作	0.6	0.79
	软土厚度<0.6H, 下卧中到硬土层	顺做法		0.18	0.12
		逆作法		0.16	0.20
Moormann ^[23]	软黏土 $S_u < 75kN/m^2$	排桩、土钉、搅拌桩、连续墙围护		0.87	1.07
	硬黏土 $S_u > 75kN/m^2$			0.25	0.18
	非黏性土			0.27	0.33
	成层土			0.27	0.25
徐中华 ^[5]	上海地区软土	地下连续墙、排桩支护	顺做法	0.42	0.40
			逆作法	0.25	0.24

二、稳定安全系数法

稳定安全系数法是 Mana and Clough^[24]首先提出的, 它是一种基于有限元法和工程经验的简化方法, 用于估算围护墙体最大位移和墙后地面的最大沉降值。

工程实践表明, 围护墙的最大水平位移与基底的抗隆起安全系存在一定的关系, 如图 7-28 所示, 基底的抗隆起安全系数 F_s 根据 Terzaghi^[15]可用下式进行计算:

1. 基坑底以下硬土层埋深 D 较大($D > 0.7B$, B 为基坑宽度)时(图 7-29(a)):

$$F_s = \frac{1}{H} \cdot \frac{S_u N_c}{\gamma - \frac{S_u}{0.7B}} \quad (7-7)$$

2. 基坑底以下存在较硬土层时(图 7-29(b)):

$$F_s = \frac{1}{H} \cdot \frac{S_u N_c}{\gamma - \frac{S_u}{D}} \quad (7-8)$$

式中 S_u ——不排水抗剪强度;
 H ——基坑开挖深度;
 N_c ——稳定系数;
 γ ——土的容重。

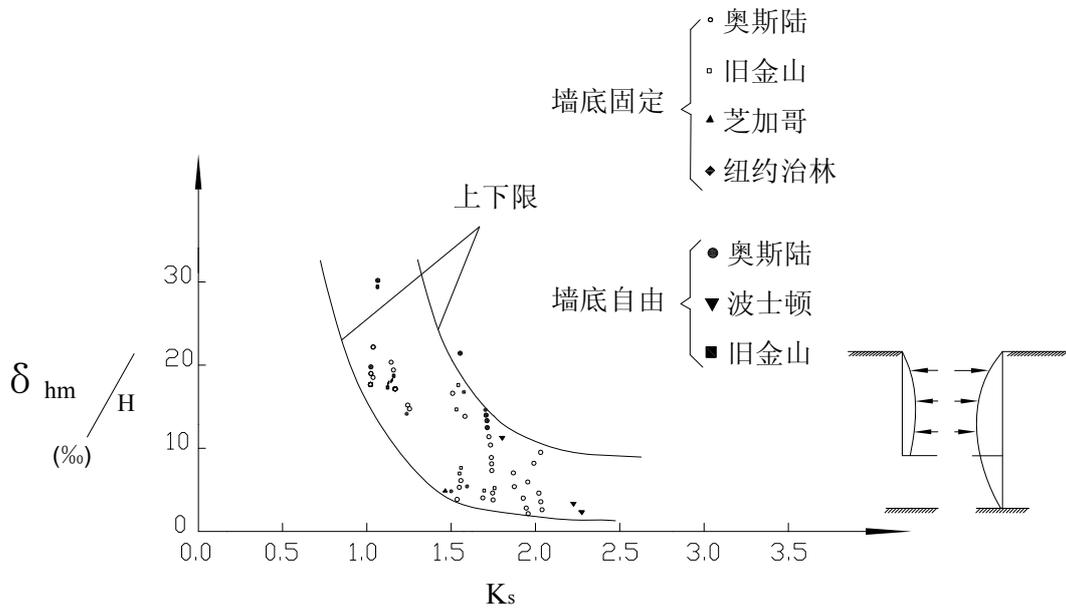


图 7-28 工程实测抗隆起安全系数与归一化最大墙体位移关系

墙后地表最大沉降又与墙体的最大水平位移有一定的关系(见图 7-30), 故墙后地表最大沉降亦与基底抗隆起安全系数 F_s 存在函数关系, 据此, 采用有限元分析, 在一定的条件下(如假设一定的墙体刚度, 支撑刚度, 基坑尺寸, 土的模量等等)也得到墙体位移, 墙后地面沉降与 F_s 的函数关系, 如图 7-31 所示, 这一函数关系与实测结果不同, 是唯一的, 所以便于实际应用。

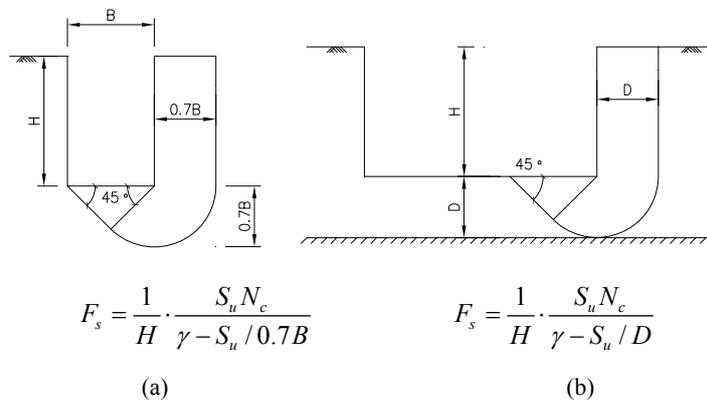


图 7-29 基坑抗隆起稳定安全系数分析方法(Terzaghi 法)

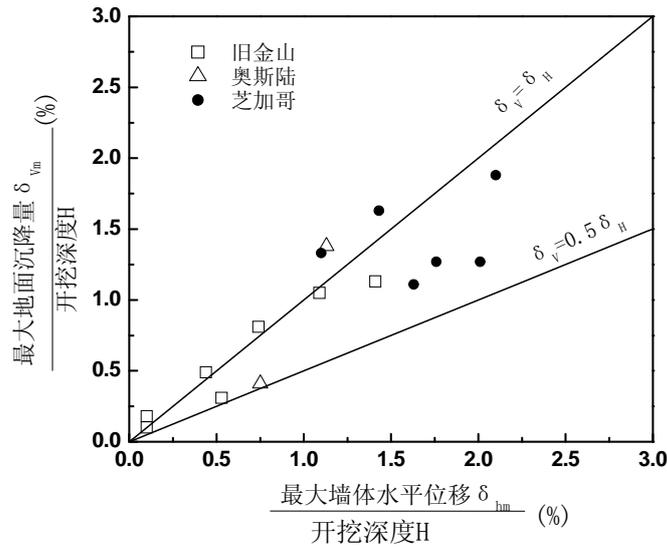


图 7-30 实测最大地面沉降量与最大墙体位移关系

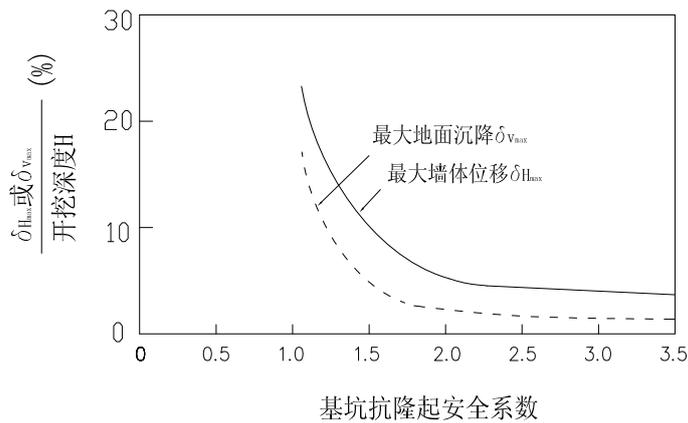


图 7-31 最大地面沉降、最大墙体位移与 F_s 关系

定义 δ_{hm} 为最大墙体水平位移， δ_{vm} 为最大地面沉降量，只要计算出 F_s ，根据图 7-31 以很容易地获得 δ_{hm} 和 δ_{vm} 。

但这里求得最大墙体位移和最大地面沉降是针对一定的基坑形式和土质情况而言的，对于其它类型的基坑和地质条件，显然不适用，故需作修正。

修正可从如下几方面进行：

1. 围护墙刚度和支撑间距，定义修正系数为 α_w ；
2. 支撑刚度和间距，定义修正系数为 α_s ；
3. 硬层之埋深，定义修正系数为 α_D ；
4. 基坑宽度，定义修正系数为 α_B ；
5. 支撑预加轴力，定义修正系数为 α_p ；
6. 土体模量乘子(即模量与不排水抗剪强度之关系系数)，定义修正系数为 α_m ；

修正后的墙体最大水平位移：

$$\Delta H_{\max} = \delta_{\text{hm}} \alpha_w \alpha_s \alpha_D \alpha_B \alpha_p \alpha_m \quad (7-9)$$

修正后的最大地面沉降

$$\Delta V_{\max} = \delta_{\text{vm}} \alpha_w \alpha_s \alpha_D \alpha_B \alpha_p \alpha_m$$

(7-10) α_w 、 α_s 、 α_D 、 α_B 、 α_p 、 α_m 可从图 7-32~图 7-37 查得。

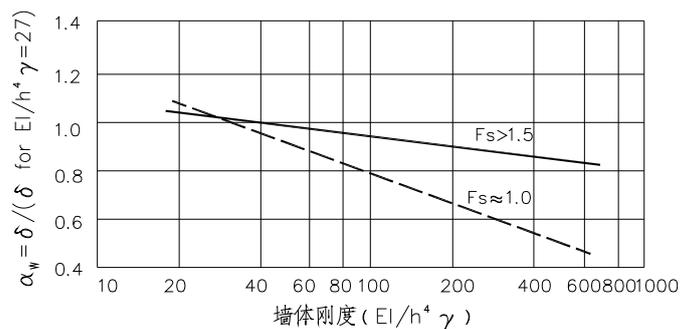


图 7-32 墙体刚度的影响

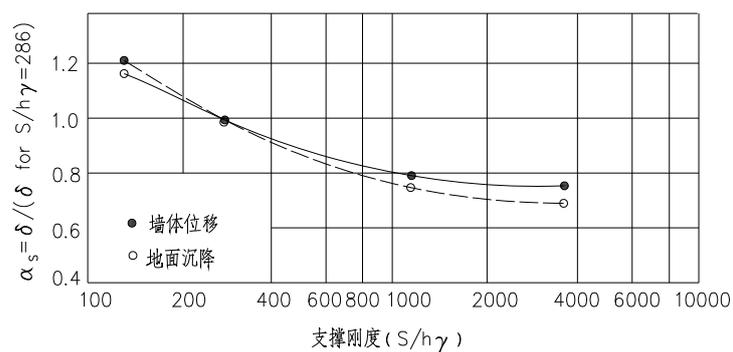


图 7-33 支撑刚度的影响

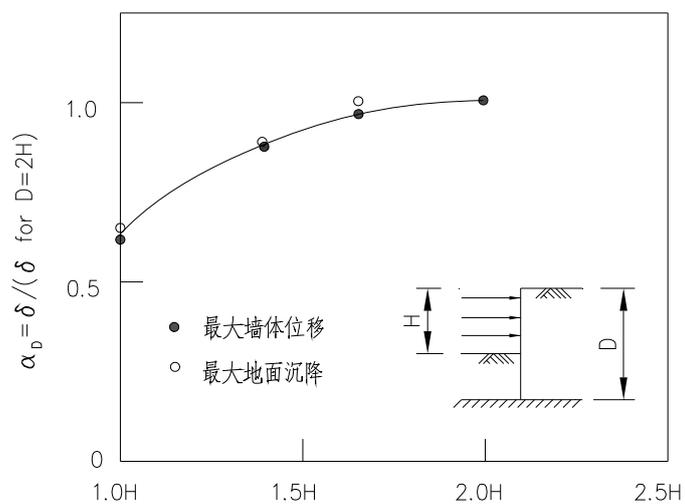


图 7-34 硬层深度的影响

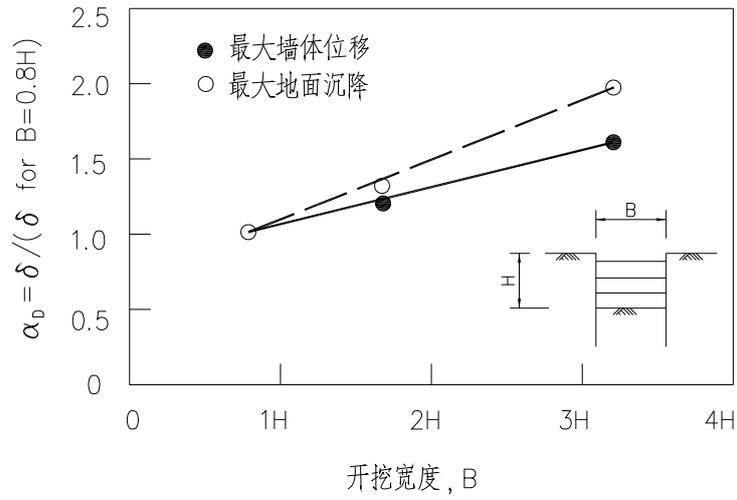


图 7-35 基坑宽度的影响

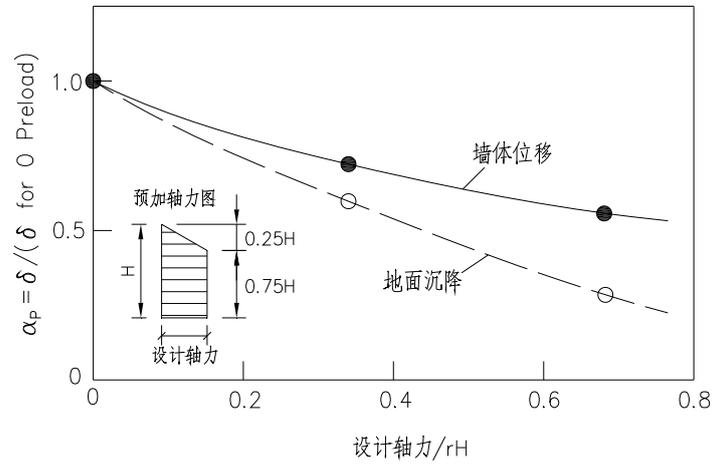


图 7-36 支撑预加轴力的影响

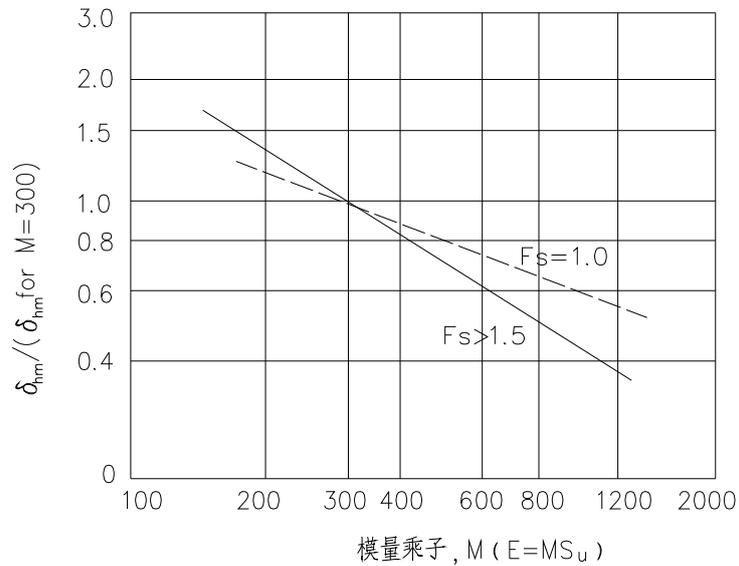


图 7-37 模量乘子的影响

本法的根据是建立了稳定安全系数与墙体水平位移的固定关系,当某地区具有一定实测数据后,与有限元法结果结合使用,对该地区具有很大可靠性,可以在固定地区推广。

7.4.2 坑底隆起

基坑工程中由于土体的挖出与自重应力释放,致使基底向上回弹。另外,也应该看出,基坑开挖后,墙体向基坑内变位,当基底面以下部分的墙体向基坑方向变位时,挤推墙前的土体,造成基底的隆起。

基底隆起量的大小是判断基坑稳定性和将来建筑物沉降的重要因素之一。基底隆起量的大小除和基坑本身特点有关外,还和基坑内是否有桩、基底是否加固、基底土体的残余应力等密切相关。本节将介绍三种计算坑底隆起的方法。其中前两种方法较为简单,适用于快速估算。第三种残余应力方法计算较为复杂,但可以通过试验积累本地相关经验

一、日本规范公式

日本“建筑基础构造设计”中关于回弹量的计算公式如下:

$$R = \sum \frac{H \cdot C_r}{1+e} \lg\left(\frac{P_N + \Delta P}{P_N}\right) \quad (7-11)$$

式中 e ——孔隙比;
 C_r ——膨胀系数(回弹指数);
 P_N ——原地层有效上覆荷重;
 ΔP ——挖去的荷重;
 H ——厚度。

在应用上式计算回弹量时,需对每一层土都进行计算,然后总和起来。第一层土的 H 、 C_r 、 e 都可能是不同的, ΔP 为即所计算层挖去的那部分土重。 P_N 也可能是每一层不同。

二、模拟试验经验公式

同济大学对基底隆起进行了系统的模拟试验研究,提出了如下的经验公式:

基底隆起量 δ 的计算公式如下

$$\delta = -29.17 - 0.167\gamma H' + 12.5\left(\frac{D}{H}\right)^{-0.5} + 5.3\gamma c^{-0.04} \cdot (\text{tg}\phi)^{-0.54} \quad (7-12)$$

式中: δ ——基底隆起量(cm);

$$H' = H + \frac{p}{\gamma} \text{ (m)}$$

H ——基坑开挖深度(m);

p ——地表超载(t/m^2);

c 、 ϕ 、 γ ——土的黏聚力(kg/cm^2), 内摩擦角(度), 重度(t/m^3);

D ——墙体入土深度(m)

式(7-12)由于是经验公式,式中各参数的量纲仍采用旧制。

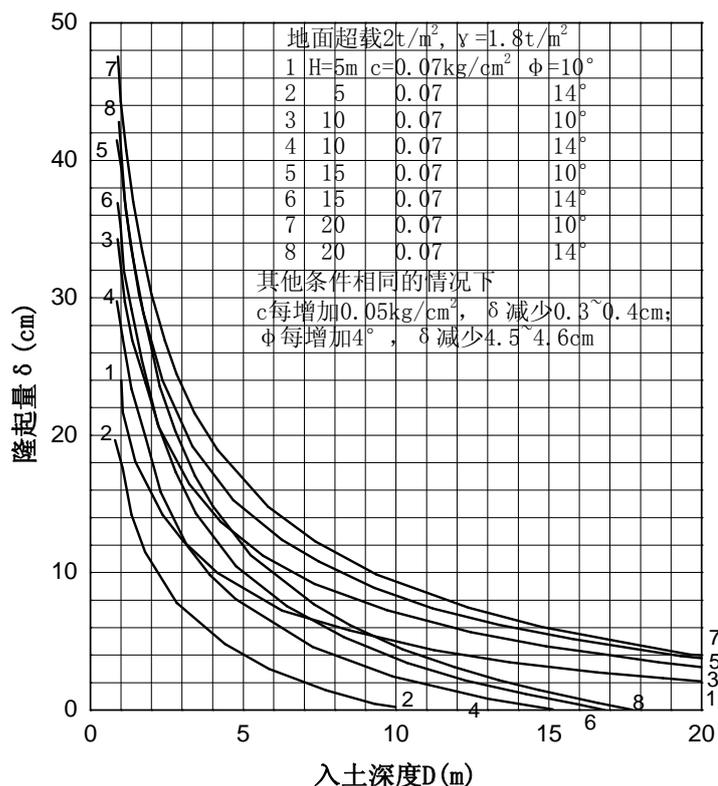


图 7-38 基坑隆起量计算

为应用方便起见，特绘制成以下图表（图 7-38），图中取 $p=2\text{t/m}^2$ ， $\gamma=1.8\text{t/m}^3$ 。共绘了八条曲线，开挖深度 $H=5\text{m}$ ， 10m ， 15m ， 20m ， $c=0.07\text{kg/cm}^2$ ， $\phi=10^\circ$ ， 14° 。通过计算发现，在其它条件相同的情况下，黏聚力每增加 0.03kg/cm^2 ， δ 就能减少 $0.3\sim 0.4\text{cm}$ ，内摩擦角 ϕ 每增加 4° ，则能减少 $4.5\sim 4.6\text{cm}$ 。上海市地铁新客站围护墙工程基底最隆起量为 10.3cm ，其开挖深度 H 为 12m ，墙体入土深度 D 为 10m ，基本符合图 7-38 的曲线。该方法适用于基坑较宽、基坑深度不小于 7m 的场合。

三、残余应力的计算方法

1、残余应力概念

刘国彬等^[25]（2000）根据大量的实测资料，提出了残余应力概念，认为基坑开挖后，在开挖面以下深度范围内仍然有残余应力存在，把残余应力存在的深度定义为残余应力影响深度。针对基坑工程中开挖卸荷土压力特点，为了描述基坑开挖卸荷对基坑内土体应力状态的影响，引入残余应力系数的概念。

$$\text{残余应力系数 } \alpha = \frac{\text{残余应力}}{\text{卸荷应力}} \quad (7-13)$$

从大量实测结果发现， α 值与基坑开挖深度 H 、上覆土层厚度 h 以及土性有密切的关系。这说明残余应力系数是反映土体的初始应力状态、应力历史、卸荷应力路径、土性等因素的综合性参数。对于某一开挖深度， α 值随着上覆土层的厚度 h 的增加逐渐增大，到某一深度以后，其值趋向于极限 1.0，说明这一深度以下土体没有卸荷应力，处于初始应力状态。

为了方便，将 $\alpha=0.95$ 对应的 h 称为残余应力影响深度，用 h_r 表示。上海地区的经验关系：

$$h_r = f(H) = \frac{H}{0.0612H + 0.19} \quad (7-14)$$

式中： H 为基坑的开挖深度（m）。

开挖面以下土体的残余应力系数 α 的计算公式如下：

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_0 + \frac{0.95 - \alpha_0}{h_r^2} \cdot h^2 & (0 \leq h \leq h_r) \\ 1.0 & (h > h_r) \end{cases} \quad (7-15)$$

式中：对于上海地区软黏土， $\alpha_0 = 0.30$ ； h 为计算点处上覆土层厚度。

2、回弹量最终计算公式

开挖回弹量的计算采用分层总和法的原理，并依照开挖面积、卸荷时间、墙体插入深度进行修正，基坑开挖时坑底以下 z 深度处回弹量 δ_z 计算公式为：

$$\delta_z = \eta_a \eta_t \sum_{i=1}^i \frac{\sigma_{zi}}{E_{ii}} \cdot h_i + \frac{z}{h_r} \Delta \delta_D \quad (7-16)$$

式中： h_i ——第 i 层土的厚度（m）

h_r 为残余应力影响深度（m）

η_a ——开挖面积修正系数； $\eta_a = \frac{\omega_0 b}{26.88} \leq 3$ ， ω_0 为布辛奈斯克公式的中心点影响系数

η_t ——坑底暴露时间修正系数；根据上海经验，当基坑在某工况下放置时间超过 3 天，

应根据实际情况，时间修正系数 η_t 取 1.1~1.3。

σ_{zi} ——第 i 层土的卸荷应力平均值（kPa）； $\sigma_{zi} = \sigma_0 (1 - \alpha_i)$ ，其中 σ_0 表示总卸荷应力；

α_i 为第 i 层土的残余应力系数。

E_{ii} ——第 i 层土的卸荷模量；可由下式计算确定：

$$E_{ii} = \left[1 + \frac{(\sigma_{vi} - \sigma_{Hi})(1 + K_0)(1 + \sin \phi) - 3(1 - K_0)(1 + \sin \phi)\sigma_{mi}}{2(c \cdot \cos \phi + \sigma_{Hi} \cdot \sin \phi)(1 + K_0) + 3(1 - K_0)(1 + \sin \phi)\sigma_{mi}} \cdot R_f \right]^2 \cdot \overline{E_{ui}} \cdot \sigma_{mi} \quad (7-17)$$

其中， σ_{vi} 、 σ_{Hi} 、 σ_{mi} 分别为第 i 层土体垂直方向的平均应力、水平方向的应力和平均固结应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{vi} &= \alpha_i \sigma_0 + \sum_{i=1}^i \gamma_i h_i \\ \sigma_{Hi} &= K_0 \left(\sigma_0 + \sum_{i=1}^i \gamma_i h_i \right) - \frac{1}{R} \sigma_0 (1 - \alpha_i) \\ \sigma_{mi} &= \frac{1 + 2K_0}{3} \left(\sigma_0 + \sum_{i=1}^i \gamma_i h_i \right) \end{aligned} \right\} \quad (7-18)$$

R 为加卸荷比； γ_i 、 h_i 分别为第 i 层土体的重度及厚度。 K_0 为静止土压力系数； c 、 ϕ 为第 i 层土的黏聚力和内摩擦角， R_f 为破坏比； $\overline{E_{ui}}$ 为第 i 层土体初始卸荷模量系数，一般在 80~250 之间，根据应力路径和土的类型取值；

$\Delta \delta_D$ ——考虑插入深度与超载修正系数，可查下表来确定

表 7-2 不同插入深度下的基坑坑底回弹量的增量（单位：cm）

D/H	≥1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9	0.8	0.6	0.4	0.2	0.1
$\Delta\delta_D$	0	0.15	0.31	0.5	0.7	0.9	1.2	1.5	2.41	3.9	7.19	11.88

当基坑边有超载 q 存在时, 以等代高度 H' ($H' = H + \frac{q}{r}$) 代替基坑的开挖深度 H , 换言之,

即以 D/H' 值查表 7-2 进行修正。

7.4.3 墙后地表沉降

本节将介绍两种地表沉降的计算方法。一为根据开挖深度和地层情况估算墙后最大地表沉降, 另一为地层损失法计算地表沉降。地层损失法即是根据地下墙变形的包络面积来推算墙后的地表变形。两种方法的基本计算步骤如下图 7-39 所示:

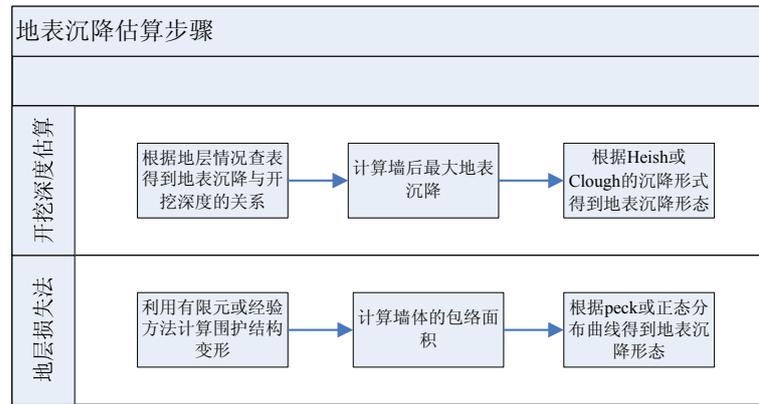


图 7-39 地表沉降估算流程

一、根据开挖深度估算地表沉降

墙后的地表沉降可以开挖深度来进行估算。通过直接查表来得到最大地表沉降与开挖深度的比值。再根据 Heish^[10]或 Clough^[26]所提出的地表沉降分布形态计算出地表沉降剖面。这一计算方法简单易用, 可以作为地表沉降的初步估算。但是需要说明的是, 实际的地表沉降包含了超载、成槽、降水等多方面因素, 如需对地表沉降进行较为精确的计算则需要将这些因素都考虑在内。

二、地层损失法

1、概述

由于墙前土体的挖除, 破坏了原来的平衡状态, 墙体向基坑方向的位移, 必然导致墙后土体中应力的释放和取得新的平衡, 引起墙后土体的位移。现场量测和有限元分析表明: 此种位移可以分解为两个分量即土体向基坑方向的水平位移以及土体竖向位移。土体竖向位移的总和表现为地面的沉降。

同济大学侯学渊教授在长期的科研与工程实践中, 参考盾构法隧道地面沉降 Peck 和 Schmidt 公式, 借鉴了三角形沉降公式的思路提出了基坑地层损失法的概念, 地层损失法即利用墙体水平位移和地表沉降相关的原理, 采用杆系有限元法或弹性地基梁法, 然后依据墙体位移和地面沉降二者的地层移动面积相关的原理, 求出地面垂直位移即地面沉降。

2、实用公式法求地层垂直沉降法

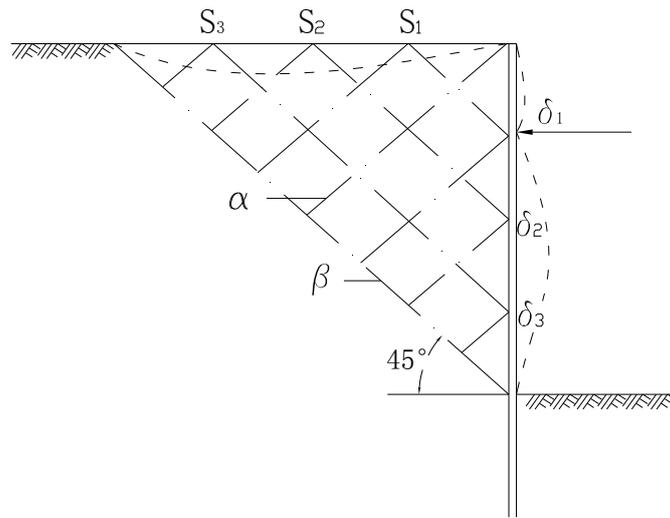


图 7-40 恒定体积时变形的简单速度场

为了掌握墙后土体的变形(沉陷)规律,不少学者先后进行了大量的模拟试验,特别是针对柔性板桩围护墙,在软黏土和松软无黏性土中不排水条件下土体变形情况。

试验表明(参见图 7-40):

(1) 零拉伸线 α 和 β 与主应变的垂直方向成 45° 角,它们之间相互垂直;

(2) 墙后地表任一点的位移与墙体相应点的位移相同,因此地表沉降的纵剖面与墙体挠曲的纵剖面基本相同;

(3) 1966年 Peck 和 1974年 Bransby 都曾指出,软黏土中支撑基坑的地表沉降的纵剖面图与墙体的挠曲线的纵剖面基本相同;

(4) 根据以上 3 条,可以认为:地表最大沉降近似于墙体最大水平位移。

这里有两个前提条件:一个条件是开挖施工过程正常,对周围土体无较大扰动;另一个条件是支撑的安设严格按设计要求进行。但是实际工程是难以完全做到的,所以工程实测得到的地表沉陷曲线往往与墙体变形曲线不相同。将它们进行比较后发现:

(1) 对于柔性板桩墙,插入深度较浅,插入比 $D/H < 0.5$ (D 插入深度, H 开挖深度)最大地表沉陷量要比最大墙体位移量大;

(2) 对于地下连续墙,插入较深的($D/H > 0.5$)柱列式灌注桩墙等,墙体水平位移 δ_{hm} ,约为墙后地表沉降 δ_{vm} 的 1.4 倍,即 $\delta_{hm} \approx 1.4\delta_{vm}$;

(3) 地面沉陷影响范围为基坑开挖深度 1.0~3.0 倍。

可采用以下步序将墙体变形和墙后土体的沉陷联系起来。

1. 用杆系有限元法计算墙体的变形曲线——即挠曲线。

2. 计算出挠曲线与初始轴线之间的面积。

$$S_w = \sum_1^n \delta_n \Delta H \quad (7-19)$$

3. 将上述计算面积乘以 m 的系数,该系数考虑到下列诸因素凭经验选取:

(1) 沟槽较浅(3m 左右)、地质是上海地表土硬层和粉质黏土,无井点降水,施工条件一般,暴露时间较短(<4 个月),轻型槽钢,(<[22]),回填土条件一般。 $m=2.0\sim 2.5$;

(2) 沟槽较深(5.0m 左右),地质为淤泥质粉质黏夹砂或粉质砂土,采用井点降水,施工条件较好,暴露时间较短,(<6 个月),重型槽钢(>[22]),回填土夯实质量较好。 $m=1.5\sim 2.0$;

(3) 深沟槽(>6.0m),地质为淤泥质粉质黏土夹砂或粉质砂土,采用井点降水,施工条

件较好，暴露时间较长(<10个月)，重型槽钢 $m=2.0$ ；

(4) 其它情况同上，钢板桩采用拉森型或包钢产企口钢板桩， $m=1.50$ ；

(5) 基坑较深(>10m)，地质淤泥质粉质黏土黏土夹砂或粉质黏土，采用拉森型或包钢生产企口钢板桩，采用井点降水，施工条件较好，支撑及时并施加预应力， $m=1.0\sim 1.5$ ；

(6) 其它类型的基坑根据实际工程经验选取，如插入较深的如地下连续墙，柱列式灌注桩墙，一般 $m=1.0$ ；

(7) 采用第 6 章 6.9 节推荐的方法计算， $m=1.0$ 。

4. 选取典型地表沉陷曲线，计算地表沉降

(1) 三角形沉降曲线

三角形的沉降曲线一般发生在围护墙位移较大的情况，如图 7-42 所示。

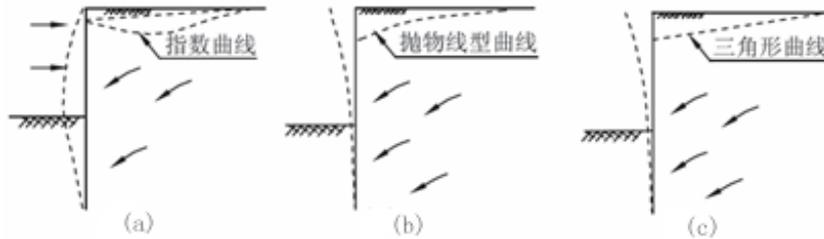


图 7-41 地表沉降曲线类型

(a) 三角形； (b) 指数曲线； (c) 抛物线

地表沉降范围为：

$$x_0 = H_g \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (7-20)$$

式中 H_g ——围护墙的高度；

φ ——墙体所穿越土层的平均内摩擦角。

沉陷面积与墙体的侧移面积相等，可得：

$$\delta_{\max} = \frac{2S_w}{x_0} \quad (7-21)$$

(2) 指数曲线

考虑按 Peck 教授理论和上海地区实际情况修正模式，参见图 7-42。

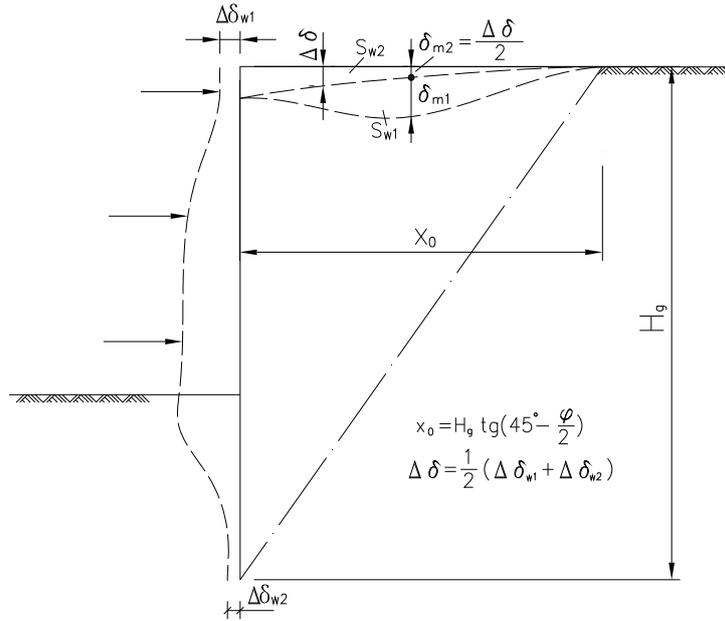


图 7-42 指数曲线计算模式

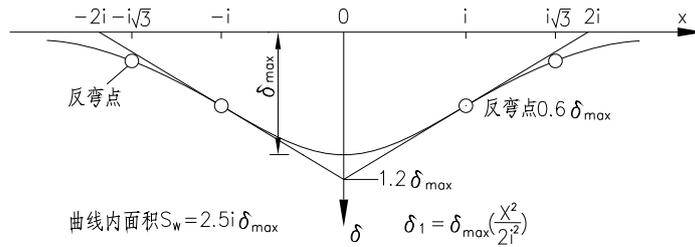


图 7-43 沉降槽曲线

按 Peck 教授理论，地面沉降槽取用正态分布曲线。
根据图 7-43 所示，并在此假定的基础上取 $x_0 \approx 4i$

$$S_{w1} = 2.5\left(\frac{1}{4}x_0\right)\delta_{m1} \quad (7-22)$$

$$\delta_{m1} = \frac{4S_{w1}}{2.5x_0} \quad (7-23)$$

$$x_0 = H_g \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (7-24)$$

式中 $\Delta\delta_{w1}$ ——围护墙顶位移；

$\Delta\delta_{w2}$ ——围护墙底水平位移，为了保证基坑稳定，防止出现“踢脚”和上支撑失稳，希望控制 $< 2.0\text{cm}$ 。

$$\Delta\delta = \frac{1}{2}(\Delta\delta_{w1} + \Delta\delta_{w2}) \quad (7-25)$$

则

可计算出各点沉降

$$\Delta\delta_i = \delta_{m1} \left(\frac{x_i}{x_0}\right)^2 \quad (7-26)$$

最大沉降值

$$\Delta\delta_{\max} = \delta_{m1} + \delta_{m2} = \delta_{m1} + \frac{\Delta\delta}{2} = \frac{1.6S_w}{x_0} - 0.3\Delta\delta \quad (7-27)$$

7.4.4 周围地层位移

一、土体深层沉降的计算

在对地下墙后深层土体沉降变形规律进行实测数据分析及有限元分析后^[13]，对墙后深层土体沉降传递规律可以用沉降传递系数 CST 进行描述。CST 等于任一深度处土层的沉降与相应位置处地表沉降的比值。近似分析中可认为它与开挖步骤、点的纵向位置无关，而只与点离开墙体的横向距离有关，并可用下式计算：

$$CST = \begin{cases} 1 & 0 \leq y \leq B \\ 1 - 0.03Z & B \leq y \leq 2B \\ 1 + 0.017Z & 2B \leq y \leq 3B \\ 1 - 0.009Z & 3B \leq y \leq 4B \end{cases} \quad (7-28)$$

式中 y 表示离墙背距离， B 为基坑开挖宽度， Z 为离地表距离，其最大值约在 6—7m 之间。

据此，可以根据地面沉降曲线推算深层土层沉降曲线。即：开挖面以上至地表范围内土体的沉降值沿深度近似相等，各深度处沉降曲线近似等于地表沉降曲线；开挖面以下至两倍开挖深度处，随深度的增加，土体沉降值逐渐线性减小为零。

二、位移场的计算

修正围护墙的变形曲线，确定墙下土体扰动深度（如图 7-44 所示）。将三角形 OBB' 部分引起的墙后地层移动用简单位移场来模拟，曲线 OAB 部分引起的墙后地层移动用考虑收缩系数的地层补偿法来模拟，综合以上两部分，得到墙后的地层移动。

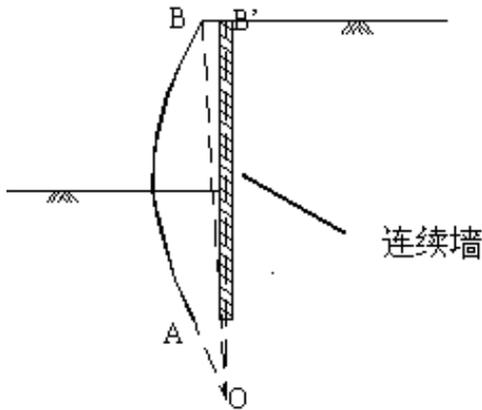


图 7-44 围护墙侧向变形的处理

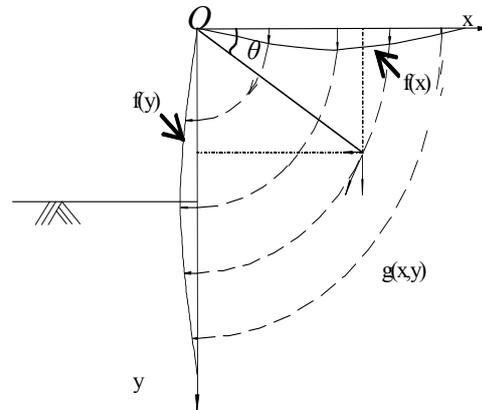


图 7-45 地层补偿法计算原理（侯学渊，1999）

1、简单位移场

主动区的简单位移场即上述水平位移中的三角形部分 OBB' 可以看作是刚性墙绕 O 点的刚体转动，可以用简单位移场来描述这一部分侧向变形导致的墙后土体位移场。

设围护墙的三角形部分水平位移方程为 $S_1 = f_1(y)$ 。基坑开挖的总影响深度为 $H_{\text{总}} = (1 + \eta)H_0$ ， H_0 为挡墙长度。设墙顶最大侧移为 δ_{hc} 。则墙后土体水平位移 $\delta_x(x, y)$ 和垂直位移和 $\delta_y(x, y)$ 分别为：

$$\delta_{h1}(x, y) = \delta_{v1}(x, y) = f_1(x + y) = \delta_{hc} \left(1 - \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{H_{\text{总}}}\right) \quad (7-29)$$

墙后地表沉降为：

$$\delta_{v1} = \delta_{hc} \left(1 - \frac{x}{H_{\text{总}}} \right) \quad (7-30)$$

2、地层补偿法修正

Peck^[8](1969)提出了地层补偿法。地层补偿法认为：基坑开挖过程中，墙后土体体积保持不变，墙体发生水平位移所引起的土体体积损失等于地表沉降槽的体积。以下分析中用修正后的地层补偿法，给出墙体水平位移中曲线 OAB 部分所引起的墙后地表沉降。

Roscoe^[27](1970)提出墙后土体破裂面 0 拉伸线的一致性的试验结果，而依据塑性理论，0 拉伸线与滑移线重合。所以墙后土体破裂面与土体滑移线重合，且滑移线在墙后呈平行分布。Terzaghi 和 Caspe^[28]指出：与重力式挡土结构相比，有支护的基坑围护结构采用绕围护结构顶端旋转的滑移线模式较为合理。假定墙后土体的滑移线为圆弧线，挡墙水平位移曲线部分 OAB 的方程为： $S_2 = f_2(y)$ 。则墙后土体中任意点 (x, y) 处的水平位移 $\delta_h(x, y)$ 和垂直位移 $\delta_v(x, y)$ 为：

$$\delta_{h2}(x, y) = f(\sqrt{x^2 + y^2}) \cdot \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2}} \quad (7-31)$$

$$\delta_{v2}(x, y) = f(\sqrt{x^2 + y^2}) \cdot \frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2}} \quad (7-32)$$

李亚^[14](1999)在水平方向引入收缩系数 α ，使上述圆弧滑动法变成以 X 轴为短轴的椭圆滑动法。杨国伟^[29](2001)发现实测值与计算值的差异较大，将收缩系数 α 进行线性插值修正，弥补了二者之间的差异。修正后墙后土体中任意点 (x, y) 处的水平位移 $\delta_h(x, y)$ 和垂直位移 $\delta_v(x, y)$ 为：

$$\delta_{h2}(x, y) = f_2 \left(\sqrt{(\alpha x)^2 + y^2} \right) \cdot \frac{y}{\sqrt{(\alpha x)^2 + y^2}} \quad (7-33)$$

$$\delta_{v2}(x, y) = f_2 \left(\sqrt{(\alpha x)^2 + y^2} \right) \cdot \frac{x}{\sqrt{(\alpha x)^2 + y^2}} \quad (7-34)$$

$$\alpha = \alpha_{\max} - \frac{(\alpha_{\max} - \alpha_{\min})x}{(1 + \eta)H_0} \quad (7-35)$$

其中： $\alpha_{\max} = 0.032\phi + 0.41n + 1.3$ ； $\alpha_{\min} = 1.1 \sim 1.2$ ；

η —开挖时墙趾下部土体影响深度系数；

x —计算点至基坑边的距离；

ϕ —围护墙后土体内摩擦角；

n —支撑合力深度系数，一般可取为 0.7。

3、天然地面墙后地层位移场

这样，综合上面的简单位移场及修正的地层补偿法，可以得到天然地面墙后地层位移场，墙后任一点的水平位移和竖向位移如下所示：

水平位移：

$$\delta_h(x, y) = \delta_{h1}(x, y) + \delta_{h2}(x, y) = \delta_{hc} \left(1 - \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{H_{\text{总}}} \right) + f_2 \left(\sqrt{(\alpha x)^2 + y^2} \right) \cdot \frac{y}{\sqrt{(\alpha x)^2 + y^2}} \quad (7-36)$$

垂直位移：

$$\delta_v(x, y) = \delta_{v1}(x, y) + \delta_{v2}(x, y) = \delta_{hc} \left(1 - \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{H_{\text{总}}} \right) + f_2 \left(\sqrt{(\alpha x)^2 + y^2} \right) \cdot \frac{x}{\sqrt{(\alpha x)^2 + y^2}} \quad (7-37)$$

其中， $\alpha = \alpha_{\max} - \frac{(\alpha_{\max} - \alpha_{\min})x}{(1 + \eta)H_0}$ ； $\alpha_{\max} = 0.032\phi + 0.41n + 1.3$ ； $\alpha_{\min} = 1.1 \sim 1.2$

7.5 数值计算方法

7.5.1 概述

随着基坑工程的快速发展, 基坑自身形式和周边条件都变的越来越复杂, 采用理论经验方法进行分析已无法完全满足工程的需要。数值计算方法的出现为基坑工程的设计与计算提供了一个新的有效的途径。数值计算方法虽然历史较短, 但今天已成为结构分析中最强有力、最普遍应用的一种方法了。

在基坑工程的计算中常用两种数值计算模型为荷载结构模型和连续介质模型。荷载结构如常用的杆系有限元和三维 m 法等。荷载结构模型计算时需要有多数假设。但其建模和计算方便, 现已广泛的应用于工程的设计当中。荷载结构模型既可以计算围护结构的内力也可以计算围护结构的变形。相关的内容可以参考第六章中的相关内容。

连续介质模型将土与结构共同建模, 是考虑其共同变形和作用的计算模型。连续介质模型不仅可以计算结构的位移和内力还可以直接得到土体的相关位移和内力。特别在分析一些内力情况较为复杂的工程时有其特殊的优势。本节将主要介绍连续介质有限元在基坑变形估算中的使用。

7.5.2 本构模型和单元

基坑的数值计算分析中必然会涉及到对土体及结构的模拟问题。一般的基坑分析中所包含的基本构件包括: 土体、加固体、围护墙、内支撑或锚杆。其他可能的构件还包括立柱桩和立柱等。下面将对基坑中的基本构件所采用的本构模型和单元进行描述。

一、土体模型

第六章中已经对适用于基坑工程分析的模型进行了描述。一般来说基坑分析中对于土体的本构常用的模型摩尔库伦 (MC) 模型、修正剑桥模型 (MCC) 模型和 Plaxis HS 模型。其中 MC 模型参数简单, 较为适用于反分析。但是用其进行分析时, 由于其压缩和卸载模量相同, 模型会出现整体上浮的现象, 地表沉降会与实际情况有较大的差异。对于基坑中的岩石、加固体、硬土、砂土等一般可以采用 MC 模型来模拟。

而 MCC 模型和 Plaxis HS 模型则同属于硬化模型, 二者可以较好的模拟基坑周边的土体位移场。对于一般的土体, 均可以采用 MCC 模型和 Plaxis HS 模型来进行模拟。

土体单元的模拟一般采用实体单元进行模拟, 实体单元根据节点的数量可以分为低阶单元和高阶单元。当单元内的应变变化为线性时, 称单元为低阶单元, 当单元内的应变变化为二次或二次以上函数时, 则称单元为高阶单元。高阶单元在单元内部有着较高的精度, 可以使用较少的单元获得准确的计算结果, 低阶单元则需要更密的网格才能获得较为准确的结果。一般情况下, 较稀的单元划分可以使计算的速度加快, 因此应优先选用高阶单元进行分析。但是对于有多层土和多道内支撑的基坑, 为了保持与实际开挖、支撑状态的一致, 不得不将网格划分的较为密集, 在这种情况下采用低阶的单元反而可以减少计算时间。因此对于高阶和低阶单元的选取应当根据模型的实际情况来确定。

二、支撑 (锚杆) 模型与单元

对于内支撑来说, 在不考虑立柱隆起和墙顶沉降对其产生的二阶效应情况下, 一般采用弹性模型, 简化为一维杆单元进行分析。但是对于钢支撑, 其只能承受压应力而不能承受拉应力。在对上海地区的基坑监测中, 发现第一道支撑出现拉应力是可能的。因此对于第一道支撑采用钢支撑的基坑模拟分析中, 应将钢支撑考虑为材料非线性问题, 只能受压而不能受拉。

对于锚杆可以分为锚固段和自由段。其中对于自由端即为一般的弹性杆单元, 而对于锚固段则需要设置与土体的接触面来模拟锚固段的黏结作用。

三、墙体模型与单元

连续墙的模拟通常有两种方法, 即采用实体单元和梁 (板) 单元。采用实体单元时需沿着其厚度方向划分更多的单元。连续墙厚度方向至少要划分两排实体单元才能模拟连续墙的弯矩。显而易见采用实体单元对墙体进行模拟更符合实际情况。Potts^[30] (2001) 在对一个土体 $K_0 = 0.5$ 的基坑分析后发现采用采用梁单元的结果比采用实体单元的结果在位移和弯矩上分别偏大 33% 和 20% (图 7-46)。

产生这一结果的主要原因为围护墙体后侧表面在基坑的开挖过程中会承受土体对其向下的摩擦力, 当连续墙采用实体单元时, 该摩擦力相对围护墙截面中和轴会产生一个与连续

墙转动方向相反的弯矩，从而会减少作用在围护墙体上的水平向土压力所产生的弯矩。当连续墙采用梁（板）单元时，梁（板）是作为无厚度的单元来处理的，因此忽略了摩擦力产生的弯矩。所以采用梁（板）单元计算所得到的围护墙位移和弯矩都要略大。

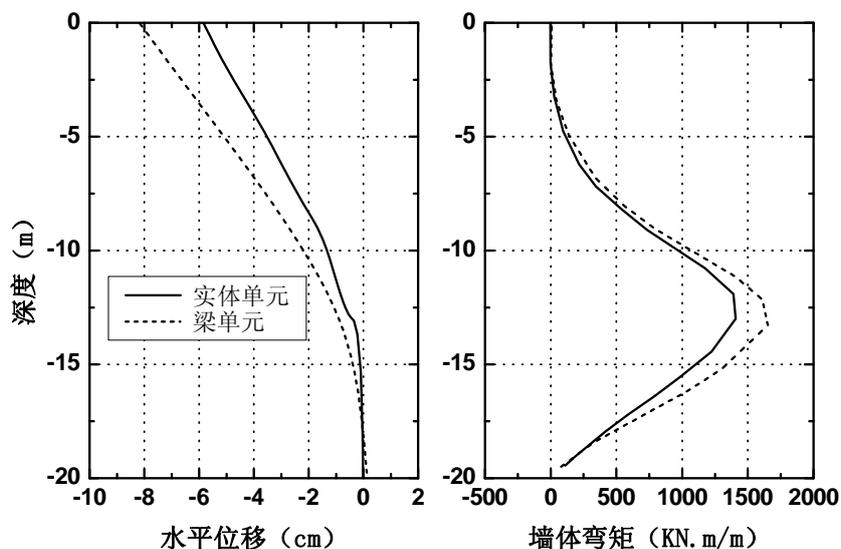


图 7-46 选用不同墙体单元的结果比较

7.5.3 模型边界

当围护墙的结构形式，介质条件，荷载分布，施工条件等均为轴对称时，可取对称轴的一侧作为计算域。对于三维模型则可以选取 1/4 模型进行分析。计算域的边界一般是这样考虑的：原则上此范围要达到基坑开挖结构受力后不再产生变位影响的边界为止。

对于墙底方向的边界，当墙底建在坚硬地层上或墙底不远处存在坚硬地层时，则坚硬地层面即作为不动的边界，只要模型底部离墙底距离不要过小即可。当墙底一定范围(大于后文所述范围)的地层仍较软弱时，可取基底面以下深度大于基坑横向跨度的地方作为边界(当墙体的入土深度大于基坑跨度时，取低于墙底某一距离的层面而作为边界)。墙底方向的边界究竟作为可动或是不动，视边界的地质条件而定，如是坚硬的，即作为不动支点，如为软弱的，即作为可动支点。在考虑土体固结的情况下，水边界条件这样考虑，计算域上部(即地表和基坑开挖面)一般作为透水边界；如有对称面，对称面处作为不透水边界；墙后的边界和计算域下部边界一般作为不透水边界，如有补给源存在，则作为给水边界。模型的侧向边界^[30]是采用简支还是滑动支座对于基坑的变形没有太大影响，仅对模型边界附近的变形有一定影响。对基坑变形影响较大的是模型尺寸大小（图 7-47）。

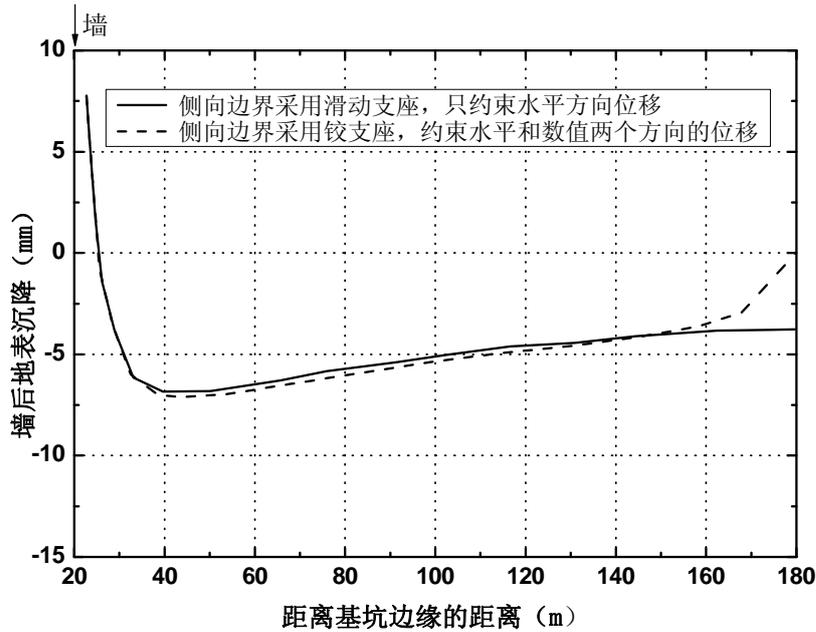


图 7-47 边界约束条件对基坑变形的影响

对于墙背侧边界，其对地表沉降的模拟有较大影响。而模型水平方向上的边界主要受到土体本构模型影响。相关学者都对模型的边界做过收敛性的研究，相关研究成果汇总如下

表 7-3 数值计算收敛性结果表

序号	本构模型或边界条件	开挖深度 H(m)	墙深 L(m)	开挖宽度 W (m)	收敛距离 WC (m)	描述	作者
1	刚度随深度增加的线弹性模型 MC 屈服准则	9.3	20	20	>360	>18W	Potts ^[30] (2001)
2	Small- Strain- Stiffness	9.3	20	20	80~160	4W~8W	Potts ^[30] (2001)
3	Duncan- Chang	12	24	20	>50	>2L	Ou ^[31] (1998)
4	无限元	12	24	20	20	L	Ou ^[31] (1998)
5	刚度随深度增加的线弹性模型	12.8	18.3	40	64	5H	Roboski ^[32] (2004)
6	线弹性模型 MC 屈服准则	18	36	33.6	268	8W	庄智翔 ^[33] (2008)

从上表可以看出如需使边界对地表沉降无影响，则理想的边界应当为无限元边界，边界的宽度只需大于一倍的墙深就可收敛。而当采用一般的有限元边界条件时，本构模型越高级，则需要的收敛边界越小。采用线弹性和 MC 屈服准则或采用 Duncan- Chang 的模型需要的边界宽度较大，一般要大于 8 倍的墙深甚至更大。而当使用小应变模型时 4 倍以上的墙体深度即可达到收敛。

需要说明的是以上结果是在地表沉降曲线形式基本不变的情况下所得到的结果，因此得到的模型边界范围都较大。而当边界条件略小于以上结果时，实际产生的误差并不会太大。

特别在三维有限元的计算当中，影响基坑变形的因素中，边界的影响已经不是主要因素。而适当的减小模型宽度对于计算速度的提高有着明显的效果。

实际使用中国内外学者所使用的模型大小 WC/W 均在 4~17 倍之间，高级本构模型取小值，低级本构模型取大值。对于二维有限元模拟边界可适当放大，对于计算量较大的三维有限元可以先通过二维平面应变模型进行试算，在考虑计算效率的条件下适当减小模型边界范围。

7.5.4 土体本构模型参数

一、概述

本节将仅针对在基坑工程的分析中常用 MC 模型、MCC 模型和 Plaxis HS 模型，这 3 种模型进行相关说明。文[34]给出了不同本构模型中参数通过试验的取得方法。一般可采用以下试验来取得模型参数：

(1) 室内土工试验。包括固结试验、等应变率试验 (CRS)、三轴试验 (CD、CU、UU)、直剪试验 (DSS)。

(2) 现场试验。包括标准贯入试验 (SPT)、静力触探 (CPT)、旁压试验 (CPM)，膨胀计试验 (DMT)、十字板剪切试验 (VT)。

(3) 土的分类试验。如液限、塑限、塑性指数、液性指数等。

表 7-4 为参数确定表。D 表示参数能够直接从试验中得到，I 表示参数可根据试验结果再通过相关计算后得到。C 表示通过经验关系获得。C 表示通过经验关系获得。括号则表示参数的取得取决于试验方法。

表 7-4 有限元模型参数取得方法表

参数	模型	固结试验	等应变率	三轴 CD	三轴 CU	三轴 UU	直剪试验	标准贯入	静力触探	旁压试验	膨胀计试验	十字板剪切	土的分类试验
c'	MC,HS			D	D		D		C				
φ'	MC,HS			D	D		D		C				
M	MCC			I	I		I		I				
S_u	MC,HS					D		C	C			D	C
ψ	MC,HS			D									
E	MC	I	I	I	I	I	I	C	C		C		C
E_{50}^{ref}	HS	I	C	D	I	D	I	I	I				C
E_{ur}^{ref}	HS	(D)		(D)	(I)	(D)			I				
E_{oed}^{ref}	HS	D	D				I	I	I	I	C		C
λ	MCC	D	I						C	I	I		C
κ	MCC	(D)	I						C				I
ν	MC	I		D									
ν_{ur}	MCC,HS	(I)											
m	HS	D	I	D	D								C
K_0^{nc}	HS	(D)											C

二、摩尔-库伦模型

MC 模型有四个参数 c 、 φ 和 E 、 ν 。其中 c 和 φ 为强度参数，一般的地质勘察报告中均会提供，这里不再赘述。 E 、 ν 在 FLAC 中以体积模量 K 和剪切模量 G 来表示，

1、杨氏模量

杨氏模量 E 为土体的刚度参数。由于土体的应力-应变关系并非线性，因此 E 又可以分为初始切线模量 E_i 、一点的切线模量 E_{tan} 、割线模量 E_{sec} 和卸载回弹模量 E_{ur} 。其关系见图 7-48。割线模量代表土体的平均刚度，因此在 MC 模型中大多使用割线模量 E_{sec} 来作为土体的杨氏模量 E 。初始切线模量 E_i 和卸载回弹模量则多用在 Duncan- Chang 模型当中。

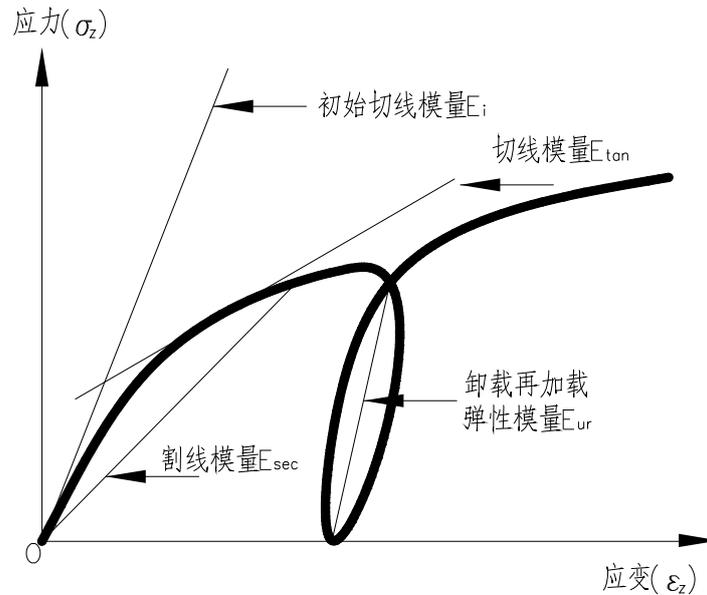


图 7-48 不同弹性模量示意图

土体的割线模量通常可以和室内试验和现场试验的参数建立如表 7-5 和表 7-6 所示的关系^[35]。

表 7-5 室内试验参数与割线模量的经验关系表

室内试验参数和 E_s 的经验关系					
试验	土类	土性	来源	经验关系	备注
不排水剪切强度 s_u	黏土	粉质或砂质	Bowles (1992)	$I_p > 30$ 或有机质土 $E_s = (100 \text{ to } 500)S_u$ $I_p < 30$ 或硬土 $E_s = (500 \text{ to } 1500)S_u$	塑性程度较高土系数取小值
		应用于一般情况	Bowles (1992)	$E_s = Ks_u$ $K = 4200 - 142.54I_p$ $+ 1.73I_p^2 - 0.0071I_p^3$	单位同 S_u
		正常固结的灵敏土	Bowles (1992)	$E_s = (200 \text{ to } 500)S_u$	单位同 S_u
		正常固结的灵敏土和轻微超固结土	Bowles (1992)	$E_s = (750 \text{ to } 1200)S_u$	单位同 S_u

		超固结程度较高的土	Bowles(1992)	$E_s = (1500 \text{ to } 2000)s_u$	单位同 S_u
		适用于一般情况	Fang(1991)	$E_s = \beta s_u$	$\beta=400$ 超固结程度较高的土取 $\beta=400$; 对软灵敏土取 $\beta=500$; 对硬黏土取 $\beta=1000$; 对非常坚硬的黏土取 $\beta=1500$
黏性土的不排水黏聚力 c	黏土	一般固结土	Schmertmann(1970)	$E_s = 250c \text{ to } 500c$	单位同 c
		超固结土	Schmertmann(1970)	$E_s = 750c \text{ to } 1000c$	单位同 c
指标参数	黏土	适用于一般情况	Bowles(1992)	$E_s = 9400 - 8900I_p + 11600I_c - 8800S$	I_p 为塑性指数, I_c 为相对密度, S 为饱和度。单位: kPa

表 7-6 现场试验参数与割线模量的经验关系表

现场试验参数和 E_s 的经验关系					
试验	土类	土性	来源	经验关系	备注
标准贯入试验	砂土	正常固结土	Bowles(1992)	$E_s = 50(N+15)$ $= 7000\sqrt{N} = 60000N$	单位: kPa
			USSR	$E_s = (15000 \text{ to } 22000) \cdot \ln N$	单位: kPa
		超固结土	D'Appolonia et al(1970)	$E_s = 40000 + 1050N$ $E_{s(OCR)} \approx E_{s,nc} \sqrt{OCR}$	单位: kPa
		饱和状态	Bowles(1992)	$E_s = 250(N+15)$	单位: kPa
		含砾石的	Bowles(1992)	$E_s = 1200(N+6)$ $= 600(N+6), N \leq 15$ $= 600(N+6) + 2000, N > 15$	单位: kPa
		黏性	Bowles(1992)	$E_s = 320(N+15)$	单位: kPa
		各种类型的砂土	Japanese Design Standards	$E_s = (2500 \text{ to } 2900)N$	单位: kPa
	Schmertmann(1978)		$E_s = 766N$	单位: kPa	
	Farrent(1963)		$E_s = 7.5(1-\nu^2)N$	单位: ton/ft ² ; ν 为泊松比	
	Trofimenkov(1974)		$E_s = (350 \text{ to } 500) \cdot \ln N$	单位: kg/cm ² ; 苏联	

		干砂	Schultze and Melzer(1965)	$E_s = \nu\sigma_0^{0.522}$ $\nu = 246.2 \log N - 263.4\sigma_0 + 375.6 \pm 57.6$	单位: kg/cm^2 $0 < \sigma_0 < 1.2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_0 =$ 为有效上覆压力
		涵盖含粉土的砂土和含砾石的砂土	Begemann(1974)	$E_s = 40 + C(N - 6),$ $N > 15$ $E_s = C(N + 6),$ $N < 15$	单位: kg/cm^2 ; $C=3$ (粉土) to 12(砾石); 希腊
	粉土	砂质或者黏质	Bowles(1992)	$E_s = 300(N + 6)$	单位: kPa
	一般		Parry(1977)	$E_s = 2.8N$	单位: MPa
静力触探试验	砂土	正常固结土	Bowles(1992)	$(1) E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$ $= 8000\sqrt{q_c}$ $(2) E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$	单位同 q_c
			Vesic(1970)	$E_s = 2(D_r^2 + 1)q_c$	单位同 q_c ; D_r 为相对密实度
		超固结土	Bowles(1992)	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$	单位同 q_c
		饱和状态	Bowles(1992)	$E_s = Fq_c$ $e = 1.0 \quad F = 3.5$ $e = 0.6 \quad F = 7.0$	单位同 q_c
		黏性	Bowles(1992)	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$	单位同 q_c
	所有砂土		Schmertmann(1978)	$E_s = 3.5q_c,$ <i>for $L/B > 10$</i> $E_s = 2.5q_c,$ <i>for $L/B > 1 \text{ to } 2$</i>	单位: MPa
			Buisman(1940)	$E_s = 1.5q_c$	单位同 q_c
			Trofimenkov(1964)	$E_s = 2.5q_c$ lower limit $= 100 + 5q_c$ average	单位同 q_c
			Trofimenkov(1974)	$E_s = 3q_c$	单位同 q_c ; 苏联
			De Beer(1974)	$E_s = 1.5q_c$	单位同 q_c
			De Beer(1974)	$E_s = 1.6q_c - 8$	单位同 q_c ; 保加利亚
				$E_s = 1.5q_c \quad q_x > 30$ $E_s = 3q_c \quad q_x < 30$	单位: kg/cm^2 希腊
		$E_s > 1.5q_c \text{ or } E_s = 2q_c$		单位同 q_c ; 意大利	
		细砂或中砂		$E_s = \alpha q_c \quad 1.5 < \alpha < 2$	单位同 q_c ; 英国
			$E_s = 5/2(q_c + 3200)$	单位: kN/m^2 ; 南非	

		干砂	Schultze and Melzer(1965)	$E_s = \frac{1}{m_v} v \sigma_0^{0.522}$ $v = 301.1 \log q_c - 382.3 \sigma_0 \pm 60.3 \pm 50.3$	单位: kg/m ² ; 0 < σ ₀ < 0.8 kg/cm ² σ ₀ 为有效上覆压力
	粉土	砂性或黏性	Bowles(1992)	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$	单位同 q _c
	黏土	软黏土	Bowles(1992)	$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$	单位同 q _c
		一般黏土	Trofimenkov(1974)	$E_s = 7q_c$	单位同 q _c ; 苏联
	各类土		Douglas(1982)	$E_s = 5q_c$	单位: MPa
		无黏性土	Schmertmann(1970)	$E_s = 2q_c$	单位同 q _c
			Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM)	$E_s = kq_c$	单位同 q _c ; 对砂土和粉土 K=1.5; 对压密砂土 K=2; 对密实砂土 K=3; 对含砾石的砂土 K=4
			Bachelier and Parez (1965)	$E_s = \alpha q_c$	单位同 q _c ; 对于纯净的砂土, α=0.8~0.9 ; 对粉质砂土 α=1.3~1.9; 对含黏性土的砂土 α=3.8~5.7 ; 对软黏土 α=7.7
			Bogdanovic (1973)	$E_s = \alpha q_c$	单位: kg/cm ² 对砂土和沙砾 q _c >40 α=1.5; 对粉土和饱和砂土 20<q _c <40 α=1.5~1.8; 对黏质粉土夹粉砂 10<q _c <20 α=1.8~2.5; 对粉质饱和砂土夹粉土 5<q _c <10 α=2.5~3.0
平板载荷试验		一般性土	Haysmann(1990)	$E_s = \frac{0.75D\Delta p}{\Delta s}$	单位: kPa 或 MPa P 为施加的压力; S 为沉降量; D 为载荷板的面积

需要说明的以上公式都仅仅适用于某一地区, 基于同样的试验参数而采取不同的经验公式得到的结果会差距较大, 因此应对于杨氏模量 E 应根据地质条件的不同选用相应的经验

公式。

2、土体的泊松比

土体的泊松比 ν 通常较难准确的确定。饱和土壤处于不排水条件下，由于无体积应变，其泊松比 ν 理论上应为 0.5，但以有限差分法进行分析时，若 ν 采用 0.5，将会造成刚度矩阵的奇异问题，因此可以取为 0.49。MC 模型下在主加载时，可采用侧压力系数 K_0 或有效内摩擦角来定义

$$\nu = \frac{K_0}{1+K_0} \approx \frac{1-\sin\varphi}{2-\sin\varphi} \quad (7-38)$$

下表^[35]为建议的泊松比取值

表 7-7 参考泊松比取值表

土的种类	μ					
	Das (1997)	Cernica (1995)	Budhu (2000)	Rowe (2000)	Bowles (1992)	Kulhawy et al. (1983)
黏土						
很软						
软	0.15-0.25	0.4	0.35-0.4	0.2		
中	0.2-0.5	0.3	0.3-0.35			
硬		0.25	0.2-0.3	0.4		
砂质		0.25			0.2-0.3	
饱和黏土					0.4-0.5	0.5 (不排水)
非饱和黏土					0.1-0.3	0.3-0.4
砂土						
粉质	0.2-0.4					
松	0.2-0.4	0.2	0.15-0.25	0.1-0.3	0.2-0.35	0.1-0.3 (排水)
中	0.25-0.4		0.25-0.3			
密	0.3-0.45	0.3	0.25-0.35	0.3-0.4	0.3-0.4	0.3-0.4 (排水)
砂和砂石	0.15					
松		0.2			0.3-0.4	
密	0.35	0.3				
黄土					0.1-0.3	
页岩						
淤泥					0.3-0.35	
岩石					0.1-0.4	
冰					0.36	
混凝土					0.15	
钢					0.33	
泥炭				0-0.1		

三、（修正）剑桥模型

MCC 模型是在数值计算中广泛使用以模拟土体的模型，在 FLAC2D/3D 和 ABAQUS 中都可以直接调用内置的模型进行参数设置。MCC 的参数由 4 个模型参数和 2 个状态参数构

成。4 个模型参数为临界状态线斜率 M 、泊松比 ν 、压缩参数 λ 和回弹参数 κ ；2 个状态参数分别为先期固结压力 p_{c0} 和初始孔隙比 e_{mi} 。对于泊松比 ν 可参见 MC 模型中的相关描述，其他参数的定义如下。

1、临界状态线斜率 M

修正剑桥模型的临界状态线斜率可以通过内摩擦角求出

$$\text{对于轴向压缩状态: } M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

$$\text{对于轴向拉伸状态: } M = \frac{6 \sin \varphi}{3 + \sin \varphi}$$

$$\text{对于无剪胀条件下的平面应变状态: } M = \sqrt{3} \sin \varphi$$

基坑开挖属于卸载问题，因此选择轴向拉伸状态的 M 值是合适的。

2、压缩参数 λ

压缩参数 λ 可以从等压试验中的 $\nu - \ln p$ 曲线上得到。此外 λ 还可以从固结试验的 $\nu - \ln p$ 压缩曲线中得到。需指出的是，固结试验需知道侧压力系数 K_0 才能绘出 $\nu - \ln p$ 压缩曲线，在原始压缩曲线上 K_0 大致相等，这样 $\nu - \ln p$ 才为直线，从而 λ 可用压缩指数 C_c 表示为：

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} = \frac{C_c}{2.3} \quad (7-39)$$

多数情况下，地质勘察报告均会给出 C_c 值，因此可直接通过上式求得压缩参数 λ 。

3、回弹参数 κ

回弹参数 κ 与压缩参数 λ 类似，可以通过等压拉伸试验的 $\nu - \ln p$ 曲线求得。但是在固结试验的回弹曲线上，侧压力系数 K_0 是随着卸载增加的，并不是一个常量，从而在 $\nu - \ln p$ 平面中回弹曲线不是直线，因此严格意义上说无法用固结试验来确定 κ 。但若假设 K_0 为常数，则 κ 可以近似表示为 $\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} = \frac{C_s}{2.3}$ 。

研究^[36]表明上海地区软土 λ/κ 一般介于 8~18。此外还可以建立 λ 、 κ 与塑性指数的关系来进行估算。对于上海地区软土可采用下式^[37]进行计算：

$$\lambda = 0.0165I_p - 0.1309 \quad (7-40)$$

$$\kappa = 0.0036I_p - 0.0336 \quad (7-41)$$

4、先期固结压力 p_{c0} ^[52]和初始孔隙比 e_{mi} ^[53]

① 先期固结压力 p_{c0} 可以由下面式子求得：

$$p_{c0} = OCR \times \left(p_0 + \frac{q_0^2}{M^2 p_0} \right) \quad (7-42)$$

其中： $p_0 = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3}$ 为平均有效应力 $q_0 = \sigma_v - \sigma_h$ 为偏应力

σ_v ——竖向有效应力

σ_h ——水平有效应力

OCR——超固结比

② 可以基于不排水剪切强度 c_u 来确定初始比体积 v_λ ($v_\lambda = e_{ini} + 1$)。

在 $p = p_1$ 的临界状态线上的比体积 Γ ，由下式给出：

$$\Gamma = v_\lambda - (\lambda - \kappa) \times \ln 2 \quad (7-43)$$

土体中，不排水剪切强度通过下式与比体积唯一相关：

$$c_u = \frac{Mp_1}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - v_{cr}}{\lambda}\right) \quad (7-44)$$

因此，对于一个给定的 p_1 （通常取 1kPa），如果对于一个比体积 v_{cr} 的不排水剪切强度 c_u ，连同参数 M 、 λ 、 κ 都已知， Γ 的值以及 v_λ 可以计算出来。进而由 $v_\lambda = e_{ini} + 1$ 求得 e_{ini} 。

其中： Γ 、 v_λ 分别为 $v - \ln p$ 图上正常固结线和膨胀线与竖轴的截距；

M 、 λ 、 κ 为修正剑桥模型的模型参数，具体含义见第 3 章中土的本构；

v_{cr} 为与不排水强度 c_u 相对应的比体积。

四、Plaxis Hardening soil 模型

HS 模型的基本思想与 Duncan-Chang 模型相似，即假设三轴排水试验的剪应力 q 与轴向应变 ε_1 成双曲线关系，但前者采用弹塑性来表达这种关系，而不是象 Duncan-Chang 模型那样采用变模量的弹性关系来表达。此外模型考虑了土体的剪胀和中性加载，因而克服了 Duncan-Chang 模型的不足。模型采用 Mohr-Coulomb 破坏准则。Plaxis HS 模型共有 10 个参数，其中强度参数有 4 个：黏聚力 c 、内摩擦角 φ 、剪胀角 ψ 和破坏比 R_f ；刚度参数 5 个参

考压缩模量 E_{oed}^{ref} 、参考割线刚度 E_{50}^{ref} 、参考卸荷再加荷模量 E_{ur}^{ref} 、卸载再加载泊松比 ν_{ur} 、刚度应力水平幂指数 m ；另外还包括静止土压力系数 K_0 。

这些参数中黏聚力 c 、内摩擦角 φ 参照 MC 模型中的说明，静止土压力系数的取值方法参照第三章的方法。刚度参数中的参考压力均是 Plaxis 中默认的 100 KPa。相关参数取值方法如下：

1、剪胀角 ψ

剪胀角一般可以按照如下表取值。

表 7-8 剪胀角取值（Vermeer and de Borst^[38], 1984）

密实砂土	15°
松砂	<10°
正常固结黏土	0°
颗粒状和完整的大理岩	12° ~ 20°
水泥	12°

因此对于软土取 $\psi = 0^\circ$ ，FLAC和plaxis软件中建议砂土的剪胀角取为 $\psi = \varphi - 30^\circ$

2、破坏比 R_f

在Plaxis^[39]中软件默认的破坏比 $R_f = 0.9$ 。在对上海地区16个地质亚层中的9个进行模型试验^[40]中表明 $R_f = 0.7 \sim 0.85$ ，且砂土和黏土在取值上没有区别。试验^[41]中得到的杨凌黄土破坏比的数值基本在 0.8~0.95 之间，在高干密度和低含水量时取小值。

3、参考压缩模量 E_{oed}^{ref}

采用勘察报告中100kpa下的压缩模量的取值，可以直接从固结试验中取得，一般勘察报告中均有此参数这里不再赘述。

4、参考割线刚度 E_{50}^{ref}

可以从三轴CD试验中直接得到，在无相关试验的情况下参考下表^[42]取值：

表 7-9 E_{50}^{ref} 与 E_{oed}^{ref} 的经验关系

土类	经验关系
正常固结黏土 ($q_c < 5MPa$)	$E_{50}^{ref} \approx 2E_{oed}^{ref}$
正常固结黏土 ($10 < q_c < 25MPa$)	$E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref}$
正常固结砂土	$E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref}$

此外对于砂土，Lengkeek^[34]建议 E_{50}^{ref} 可以通过相对密度来定义： $E_{50}^{ref} = 60D_r$ (MPa)

5、参考卸荷再加荷模量 E_{ur}^{ref}

该模量除可以通过试验测出外，还可以同Duncan-Chang的回弹模量的取值方法进行比照。

表7-10 回弹模量经验关系表

经验范围	经验关系	文献来源	试验土层
$K_{ur} = 1.2K$		Duncan	密砂和硬黏土
$K_{ur} = 3.0K$			松砂和软黏土
$K_{ur} = 4 \sim 10K$	$K_{ur}/K = 2.76 + 238.59/K$	张云等 ^[40] (2008)	上海地区黏土亚层
$K_{ur} = 2 \sim 7K$	$K_{ur}/K = 16.03 - 2.15 \ln K$		上海地区砂土亚层

$K_{ur} = 4.5 \sim 6.09K$		张小平等 ^[43] (2002)	三峡粉质黏土
$K_{ur} = 2.0 \sim 4.5K$			三峡粉细砂质土
$K_{ur} = 1.2 \sim 2.0K$			三峡中粗砂

其中K在Duncan-Chang模型中的物理意义是围压为 $\sigma_3 = 100KPa$ 下初始切线模量。K的确定可以参照以下方法

表7-11 K的经验取值表

序号	经验关系	文献来源	试验土层
1	$K = 5.52e^{0.0995\phi}$	张云等 ^[40] (2008)	上海地区土层
2	$N = 0.899 + 535k^{-1}$	张小平等 ^[43] (2002)	三峡围堰区土层

此外刘国彬^[44]、郑刚^[45]等对上海、天津地区的软土卸荷模量都做过相关试验，并提出了取值方法和范围。Plaxis中对于 E_{ur}^{ref} 默认取 $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ ，结合相关之前有限元模拟的经验，近似采用这一默认设置是可行的。

6、卸载再加载泊松比 ν_{ur}

土在卸载时的泊松比较加载时的泊松比小得多。在HS模型中采用卸载再加荷泊松比来描述土体在卸载时的弹性行为，在这种情况下，对于砂土， $\nu_{ur} = 0.12 \sim 0.17$ ，对于黏性土 $\nu_{ur} = 0.15 \sim 0.2$ 。

7、刚度应力水平幂指数

刚度应力水平幂指数m是描述土体刚度与应力水平关系的参数。对于砂土和粉土m在0.5附近，在软土中一般取m=1。

五、加固体参数的取值

加固在软土地区的基坑中得到了广泛的应用，加固体的参数取值对于有限元计算结果的准确性有着重要的影响。加固体在基坑中的布置一般有裙边、抽条、满堂等形式。对于三维有限元计算来说，在建立模型的过程中就可以将加固体和未加固土体分开设定。而对于二维平面应变有限来说，无法很好的考虑加固形式对于基坑变形的影响，则在实际计算采用置换率的方式来进行近似模拟。

土体的复合模量可以表示为：

$$E_c = m_z E_g + (1 - m_z) E_s \quad (7-45)$$

式中： m_z ——土体置换率。

E_g ——加固体模量

E_s ——未加固土体的模量

1、强度参数

对于水泥土加固体参数，根据贾坚对水泥土的试验研究，认为工程中土体黏聚力里可以取 $c = 0.2q_u$ 。李琦^[46]在对深圳地区淤泥质黏土中水泥土的试验研究结果表明当水泥土无侧限抗压强度 $q_u = 0.5 \sim 4MPa$ 时，其内摩擦角变化在 $20^\circ \sim 30^\circ$ 之间。

陈修^[47] (1985) 曾以16%之水泥配比制成改良土，分别施加100、200及300Kpa的围压进行压缩试验。试验曲线反映出围压对于加固土体的单轴抗压强度 q_u 并没有太大影响。

所以一般情况加固体的不排水抗剪强度可以取为 $S_u = 1/2 q_u$ 。

破坏比 R_f 根据彭木田^[48] (1992) 由试验结果与双曲线仿真得知加固体的破坏比约为0.5。

2、刚度参数

通过在土压三轴仪上(无围压)得出的水泥土变形模量与抗压强度 q_u 的关系式为:

$E_{50} = (60 \sim 154)q_u$ 。而水泥土的压缩模量一般取 $E_{oed} = 60 \sim 100 MPa$ 。可以认为^[49]加固体的初始切线模量 E_i 和 E_{50} 十分接近, 因此可以近似用 E_{50} 替代 E_i 。

7.5.5 基坑三维效应的简化计算

对于一般的基坑开挖本质上属于三维问题。国内外学者基本都认为三维有限元的模拟结果较二维有限元更加准确。二维的平面应变模型分析显的较为保守, 且无法真实的反应基坑的角隅效应。但是在实际的工程实践中, 二维有限元的计算更为方便, 计算所需的时间少, 设备要求低。因此目前在工程实际中常用的还是二维有限元。本节将主要介绍通过二维有限元的计算结果来近似估计三维条件下基坑的变形。

一、平面应变比

平面应变比 (PSR) 的概念为基坑某一断面的最大墙体位移与其在平面应变条件下该位置位移的比值。在引入这一概念后就可以将平面应变模型的计算得到位移值转换为三维有限元条件下计算的结果。当 $PSR=1$ 时, 表明三维的计算结果与平面应变条件下的计算结果一致, 断面处于平面应变状态。

Ou^[31]使用邓肯—张模型进行了三维有限元分析后, 得到了Primary wall和Complementary wall在不同长度下, 离基坑角部不同距离土体位移大小与平面应变条件下计算结果的比值 (PSR)。从图7-49可以看到, 当Primary wall的长度越长时, 各种Complementary wall长度条件下计算得到的结果都逐渐趋近于平面应变状态。这一结论与李青^[50]在对上海地铁10号线古北路车站空间变形的研究中的结果一致。地铁车站基坑具有明显的空间效应, 基坑短边的空间作用较明显, 长边的空间作用较弱;且基坑端部的空间作用明显, 基坑跨中部位的空间作用较弱。

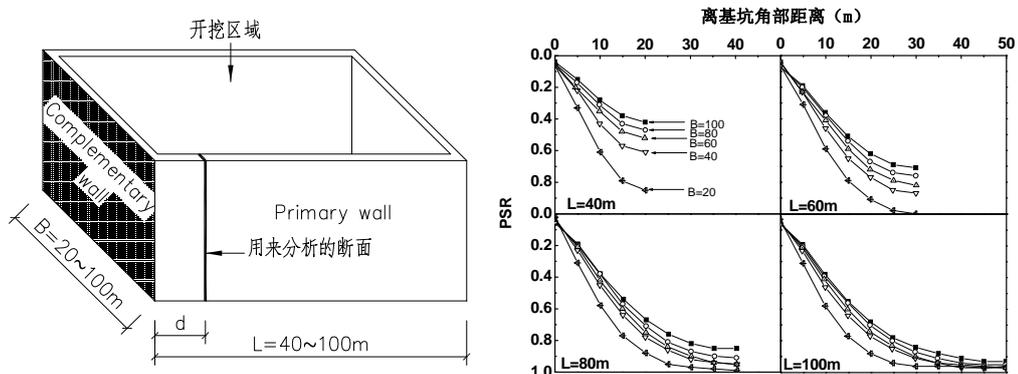


图 7-49 PSR 与基坑尺寸的关系 (Ou)

Finno^[51] (2007) 利用Plaxis HS模型计算150组不同条件下的基坑的变形, 研究结果表明: (1) L/H_e 、 L/B 的值、系统刚度、抗隆起稳定安全系数都对PSR有较大的影响。但当 $L/H_e > 6$ 时, Primary wall中部处2D和3D的计算位移值大小已基本相同; (2) 当 L/B 越小时, PSR越小。系统刚度越大, PSR越小。抗隆起稳定安全系数越小, PSR越小。其中PSR的值可以通过下式进行近似的计算

$$PSR = (1 - e^{-kC(L/H_e)}) + 0.05(L/B - 1) \quad (7-46)$$

其中L为基坑的长边尺寸, B为基坑的短边尺寸, H_e 为开挖深度。 $k = 1 - 0.0001(S)$, S

为系统刚度，参见式， $C = 1 - \{0.5(1.8 - FS_{BH})\}$ ， FS_{BH} 为Terzaghi所提出的坑底抗隆起稳定安全系数。

二、纵向变形的计算

基坑纵向变形的计算对于基坑外围管线、建筑物的保护有着重要的意义。这里介绍两种用于利用二维的计算结果来估算三维纵向变形的计算方法。

1、手册（一版）方法

从三维有限元分析结果及已有实测资料综合分析，可得到在地面纵向沉降曲线中，在围护墙基坑两端，因地层沉降受到刚度很大的端墙的约束，而出现沉降抑制点，在此点附近沉降曲线的曲率骤然变大，差异沉降坡度骤增，在基坑侧墙外边以外约 $1.0H$ (H 为开挖深度) 的范围内，地面纵向沉降有约束点(见图 7-50 中 A 沉降槽)。这种沉降形式目前尚无较好的估算方法；超过 $1.0H$ 范围以外，沉降曲线无约束点，如图 7-50 中 B 沉降槽，这种沉降可用上海地区现在试用的经验方法估算。

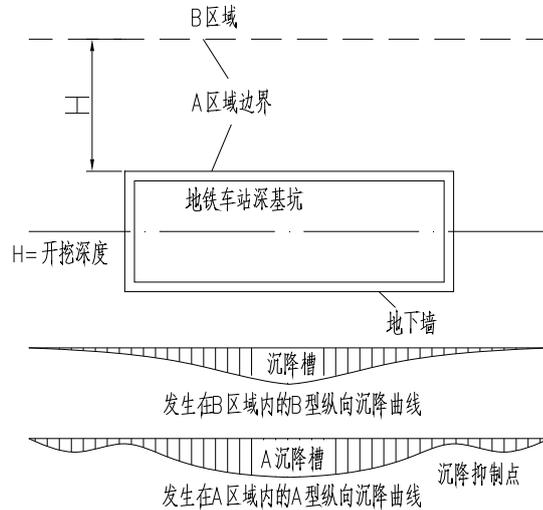


图 7-50 地铁车站深基坑纵向沉降分布

理想的纵向沉降曲线可用以下方法预测：

在一个基坑的开挖段中因开挖引起的纵向沉降曲线的范围及线型根据观测经验资料初步提出如下经验公式：

纵向沉降曲线的范围如图 7-51 所示：

$$l = 2(H - h)s + L \quad (7-47)$$

式中 H ——基坑开挖深度(m)；

h ——基本不产生地面沉降的挖深，软土地区在正常施工条件下可取 $3 \sim 4\text{m}$ ；

s ——开挖段中的开挖坡坡度；

L ——分段开挖的坑底长度(m)。

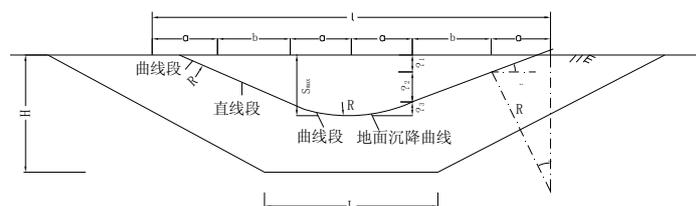


图 7-51 墙后纵向地面沉降曲线

纵向沉降曲线的线型：图 7-51 中 a 段为曲率半径为 R 的圆弧，b 段为两个 a 段的连接切线， δ_{vm} 为开挖段中心处预测墙后横向最大地面沉降量或横向沉降曲线某点的地面沉降(视预测的纵向沉降曲线距墙边距离而定)

$$\text{沉降曲线的曲率半径： } R = \frac{al - 2a^2}{2\delta_{vm}}, \quad \text{按经验} \quad a = \frac{l}{6}$$

$$\text{则： } R = \frac{l^2}{18\delta_{vm}}$$

式中 l ——纵向沉降影响范围；

δ_{vm} ——沉降曲线中心的最大地面沉降量。

该方法特别适用于预测长条形基坑在离开端墙内侧约 $3H$ 的基坑端墙中间部分的放坡开挖施工阶段的地面纵向沉降曲线。

2、余误差函数方法

Roboski^[32]提出用余误差函数来拟合考虑角隅效应的基坑纵向变形。误差函数即为正态分布函数的积分形式。定义如下：

$$erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-u^2} du \quad (7-48)$$

当 $x=0$ 时， $erf(0)=0$ ，当 $x=\infty$ 时， $erf(\infty)=1$ 。

定义余误差函数如下式：

$$erfc(x) = 1 - erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_x^\infty e^{-u^2} du \quad (7-49)$$

根据对现场实测数据和有限元计算数据的拟合得到基坑纵向变形为下式：

$$\delta(x) = \delta_{\max} \left(1 - \frac{1}{2} * erfc \left(\frac{2.8 \left(x + L \left[0.015 + 0.035 \ln \frac{H}{L} \right] \right)}{0.5L - L \left[0.015 + 0.035 \ln \frac{H}{L} \right]} \right) \right) \quad (7-50)$$

式中： H ——开挖深度

x ——计算点距基坑中部的距离

L ——基坑边线长度

只需知道基坑中部墙后某一点的沉降或水平位移，即可根据式得到沿基坑某一边的纵向位移值。

参 考 文 献

- [1] G. WAYNE CLOUGH, THOMAS D, O' ROURKE. Construction induced movements of insitu walls; proceedings of the ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, New York, F, 1990 [C]. Geotechnical Special Publisher.
- [2] CHANG-YU OU, PIO-GO HSIEH, CHIOU D-C. Characteristics of ground surface settlement during excavation [J]. Journal of Canada Geotechnical, 1993, 30(758-67).
- [3] WOO S-M, MOH Z C. Geotechnical Characteristics of Soils in the Taipei Basin [M]. Tenth Southeast Asian Geotechnical Conference. Taipei. 1990: 51-63.

- [4] 李琳, 杨敏, 熊巨华. 软土地区深基坑变形特性分析 [J]. 土木工程学报, 2007, 40(4): 66-72.
- [5] 徐中华. 上海地区支护结构与主体地下结构相结合的深基坑变形性状研究 [D]; 上海交通大学, 2007.
- [6] 刘燕. 地铁换乘枢纽后建车站施工影响研究 [D]. 上海; 同济大学, 2007.
- [7] 刘涛. 基于数据挖掘的基坑工程安全评估与变形预测研究 [D]; 同济大学, 2007.
- [8] PECK R B. Deep excavation & tunneling in soft ground. State-of-the-Art-Report; proceedings of the 7th Int Conf Soil Mech, Fdn. Engrg, F, 1969 [C].
- [9] GOLDBERG D T, JAWORSKI W E, GORDON M D, 1976.
- [10] HEISH P-G, OU C-Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation [J]. Journal of Canada Geotechnical, 1998, 35(6): 1004-17.
- [11] 欧章煜, 谢百钧. 粘土层深开挖引致之地表沉陷 [M]//林宏达. 深开挖工程设计与施工实务. 台北; 科技图书公司. 2000.
- [12] 吕少伟. 上海地铁车站施工周围土体位移场预测及控制技术研究[D]; 同济大学, 2001.
- [13] 李佳川. 软土地区围护墙深基坑开挖的三维分析及试验研究 [D]; 同济大学, 1991.
- [14] 李亚. 基坑周围土体位移场的分析与动态控制 [D]; 同济大学, 1999.
- [15] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics in engineering practices [M]. Wiley New-York, 1948.
- [16] MILLIGAN G W E. Soil deformations near anchored sheet- pile walls [J]. Geotechnique, 1983, 33(1): 41-55.
- [17] LIN H-D, OU C-Y. Time- dependent displacement of diaphragm wall induced by soil creep [J]. Journal of Chinese Institute of Engineers, 2002, 25(2): 223-31.
- [18] 张瑾. 基于实测数据的深基坑施工安全评估研究 [D]; 同济大学, 2008.
- [19] WONG I H, POH T Y, CHUAH H L. Performance of excavations for depressed expressway in Singapore [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(7): 617-25.
- [20] LEUNG E H Y, CHARLES.W.W.NG. Wall and ground movements associated with deep excavations supported by cast in situ wall in mixed ground conditions [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(2): 129-43.
- [21] YOO C. Behavior of braced and anchored walls in soils overlying rock [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 2001, 127(3): 225-33.
- [22] LONG M. Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(33): 203-24.
- [23] MOORMARM C. Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database [J]. Soils and Foundations, 2004, 44(1): 87-98.
- [24] MANA A I, CLOUGH G W. Prediction of movements for braced cuts in clay [J]. Journal of Geotechnical engineering, 1981, 107(6): 759-77.
- [25] 刘国彬, 黄院雄, 侯学渊. 基坑回弹的实用算法 [J]. 土木工程学报, 2000, 33(4): 61-7.
- [26] CLOUGH. G. W. , HANSEN. Clay anisotropy and braced wall behavior [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1981, 107(GT7): 893-913.
- [27] ROSCOE K H, SCHOFIELD A N, THURAIRAJAH A. Yielding of clays in States Wetter than Critical [J]. Geotechnique, 1963, 13(
- [28] CASPE M S. Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts [J]. JSMFD, ASCE, 1966, 92(SM4): 51-9.
- [29] 杨国伟. 深基坑及其邻近建筑保护研究 [D]; 同济大学, 2000.
- [30] DAVID M. POTTS, ZDRAVKOVIC L. Finite element analysis in geotechnical engineering [M]. Thomas Telford, 1999.

- [31] OU C Y, CHIOU D C, WU T. Three-dimensional Finite Element analysis of deep excavations [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(1): 337-45.
- [32] ROBOSKI J F. Three-dimensional Performance and Analyses of Deep Excavations [D]; NORTHWESTERN UNIVERSITY, 2004.
- [33] 庄智翔. 有限元素开挖分析结果受网格边界影响之探讨 [D]; 国立台湾科技大学, 2008.
- [34] BRINKGREVE R B J. Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application proceedings of the the sessions of the Geo- Frontiers 2005 Congress, Austin, Texas, F, 2005 [C].
- [35] 廖南华. 土壤经验参数于数值分析之应用 [D]; 台湾成功大学, 2003.
- [36] 魏道堦, 胡中雄. 上海浅层地基上的前期固结压力及其有关压缩性参数的试验研究 [J]. 岩土工程学报, 1980, 2(4): 13-22.
- [37] 陈建峰, 孙红, 石振明, et al. 修正剑桥渗流耦合模型参数的估计 [J]. 同济大学学报, 2003, 31(5): 544-8.
- [38] VERMEER P A, DE BORST R. Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock [J]. Heron, 1984, 29(3): 1-64.
- [39] BRINKGREVE R B J. Plaxis 2D- Version 8 Manual [M]. A. A. Balkema, 2002.
- [40] 张云, 薛禹群, 吴吉春, et al. 上海第四纪土层邓肯—张模型的参数研究 [J]. 水文地质工程地质, 2008, 1): 19-22.
- [41] 杨雪辉. 非饱和重塑黄土强度特性的试验研究 [D]; 西北农林科技大学, 2008.
- [42] 王卫东, 王建华. 深基坑支护结构与主体结构相结合的设计、分析与实例 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [43] 张小平, 张青林, 包承纲, et al. 卸荷模量数取值的研究 [J]. 岩土力学, 2002, 23(1): 27-30.
- [44] 刘国彬, 侯学渊. 软土的卸荷模量 [J]. 岩土工程学报, 1996, 18(6): 18-23.
- [45] 郑刚, 颜志雄, 雷华阳, et al. 天津市第一海相层粉质黏土卸荷变形特性的试验研究 [J]. 岩土力学, 2008, 29(5): 1237-42.
- [46] 李琦. 深圳地区海相淤泥水泥土强度特性的研究 [D]; 铁道科学研究院, 2005.
- [47] 陈修. 水泥系材料改良饱和黏性土力学性质之研究 [D]; 国立中央大学土木工程研究所, 1985.
- [48] 彭木田. 深层搅拌工法强化深开挖安全性之探讨 [D]; 国立台湾工业技术学院营建工程技术研究所, 1992.
- [49] 吴时选. 地盘改良于邻产保护之分析研究 [D]; 国立台湾科技大学, 2006.
- [50] 李青. 软土深基坑变形性状的现场试验研究 [D]; 同济大学, 2008.
- [51] FINNO R J, BLACKBURN J T, ROBOSKI J F. Three- dimensional effects for supported excavations in clay [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 2007, 133(1): 30-6.
- [52] Itasca Consulting Group, Inc. FLAC User Manuals, Version 5.0, Minneapolis, Minnesota, 2005.5
- [53] Britto, A.M., and M.J. Gunn. Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Chichester U.K.: Ellis Horwood Ltd., 1987.

本章专有名词和术语

基坑变形 地下连续墙 排桩 内支撑 围护结构水平位移 地表沉降 坑底隆起 土体位移场
 地层损失 抗隆起安全系数 顺作法 逆作法 稳定安全系数法 残余应力 本构模型 平面应变比
 基坑暴露时间 超深基坑 土拱效应 墙土接触单元 基坑三维效应

本章常用符号说明：

PSR—平面应变比

$H\delta_{hm}$ ——围护结构最大水平位移深度

δ_{Coner} ——基坑角部最大变形

δ_{Center} ——基坑中部最大变形

H——基坑开挖深度

S_u ——土体不排水抗剪强度

k_h ——土体水平渗透系数

k_v ——土体垂直渗透系数

F_s ——抗隆起安全系数

δ_{hm} ——围护结构最大水平位移

δ_{vm} ——墙后最大地表沉降

x_0 ——地表沉降范围

x_m ——地表最大沉降距围护结构的距离

CST——沉降传递系数

E_i ——初始切线模量

E_{tan} ——一点的切线模量

E_{sec} ——割线模量

E_{ur} ——卸载回弹模量

E_{oed} ——压缩模量

q_u ——水泥土无侧限抗压强度

ψ ——土体剪胀角

R_f ——破坏比

ν ——土体泊松比

ν_{ur} ——卸载再加载泊松比