ICS 93.020
P 22
备案号:34965-2012

DB42

湖　北　省　地　方　标　准

DB42/T 159—2012
代替DB42/ 159—2004

基坑工程技术规程

Technical Specification for Excavation Engineering

2012-12-01 发布　　2013-01-01 实施

湖北省住房与城乡建设厅
湖北省质量技术监督局　　联合发布

目　　录

1　总　则 1
2　规范性引用文件 1
3　术语、符号 2
3.1　术　语 2
3.2　符　号 4
4　基本规定 6
5　岩土工程勘察 9
5.1　一般规定 9
5.2　勘探、取样与现场测试 9
5.3　室内试验 10
5.4　勘察成果 11
6　支护结构设计 12
6.1　支护结构的类型和适用条件 12
6.2　土压力、基坑稳定性及变形计算 13
6.3　悬臂式排桩支护结构 20
6.4　桩锚支护结构 21
6.5　双排桩支护结构 24
6.6　型钢水泥土搅拌墙 27
6.7　地下连续墙 28
6.8　围筒式支护结构 29
6.9　内支撑 30
6.10　支护结构与主体结构相结合及逆作法 34
6.11　水泥土挡墙 37
6.12　土钉支护结构 40
6.13　被动区土体加固 43
6.14　放坡开挖及坡面保护 44
7　地下水控制 46
7.1　一般规定 46
7.2　明沟、盲沟排水 46
7.3　隔　渗 47
7.4　管井降水 47
7.5　轻型井点降水 48
8　基坑工程施工 49
8.1　一般规定 49
8.2　施工组织设计 49
8.3　排桩施工 50
8.4　钢板桩施工 50
8.5　地下连续墙施工 51

8.6 锚杆（索）施工 53
8.7 喷锚支护与土钉墙施工 54
8.8 内支撑施工 55
8.9 基坑隔渗帷幕及土体加固施工 57
8.10 型钢水泥土搅拌墙施工 59
8.11 土方开挖与回填 60
8.12 施工质量验收 61
9 环境影响及防治措施 63
10 监 测 65
10.1 一般规定 65
10.2 监测项目 65
10.3 监测点布置 66
10.4 监测方法及精度要求 66
10.5 监测频率及报警值 67
10.6 监测资料成果编制及信息反馈 69
附 录 A （资料性附录） 区域工程地质及水文地质概况 70
A.1 湖北省工程地质及水文地质概况 70
A.1.1 自然地理地质概况 70
A.1.2 地层分布概况 70
A.1.3 工程地质条件 70
A.1.4 水文地质条件 71
A.2 武汉地区工程地质及水文地质概况 72
A.2.1 自然地理地质概况 72
A.2.2 地层分布及岩土体工程地质特征 72
附 录 B （资料性附录） 土的抗剪强度指标参考值 76
附 录 C （规范性附录） 土的地基抗力系数 77
C.0.1 土的水平向抗力系数随深度变化的比例系数 m 77
C.0.2 土的竖向抗力系数 C_o 77
附 录 D （资料性附录）岩体的抗剪强度指标参考值 78
附 录 E （资料性附录） 圆形截面受弯构件的承载力表 79
附 录 F （资料性附录） 土与锚杆浆体的极限摩擦力 f 值推荐值 83
附 录 G （资料性附录） 内支撑节点构造大样示意 84
用词和用语说明 86

前　言

本标准为湖北省基坑工程勘察、设计、施工和监测的技术标准。

本标准自实施之日起，代替 DB42/ 159—2004《基坑工程技术规程》。

本标准是在《基坑工程技术规程》（DB42/ 159—2004）的基础上，根据近几年来的实际工程经验修改补充而成的。本次修订基本上保持了原《规程》的适用范围、总体框架和主要内容，作了局部修改并增加了部分内容。现分为 10 章：1.总则；2.规范性引用文件；3.术语与符号；4. 基本规定；5.岩土工程勘察；6.支护结构设计；7.地下水控制；8.基坑工程施工；9.环境影响及防治措施；10.监测。

本标准与原标准相比主要在以下几方面作了补充与修改：

1、对基坑工程勘察成果中交互层土的抗剪强度指标的取值和适用条件作了修订；

2、对基坑工程变形控制标准做了补充修订；

3、补充修订了被动区地面非水平时土压力计算的规定和变形计算的基本方法；

4、补充了岩土组合基坑的基本设计原则和内容；

5、对“内支撑”章节做了部分修订补充；

6、增加了“双排桩支护结构”、“型钢水泥土搅拌墙”、“支护结构与主体结构相结合及逆作法”、“被动区土体加固”等章节；

7、补充了四种类型条件下基坑管井降水设计的基本内容；

8、附录中补充了岩体的抗剪强度指标参考值。

本标准的附录 A、附录 B、附录 E、附录 F、附录 G 为资料性附录，附录 C、附录 D 为规范性附录。

本标准由湖北省住房与城乡建设厅提出并归口。

本标准主编单位：中南勘察设计院有限公司
武汉市建设工程设计审查办公室
武汉市勘测设计研究院

本标准参编单位：中煤国际工程集团武汉设计研究院
总参工程兵科研三所
中冶集团武汉勘察研究院有限公司
湖北省水文地质勘察院
武汉市政工程设计研究院有限责任公司
武汉建工科研设计有限公司

顾　　问：何克农　候石涛

本标准主要起草人：李受祉　刘佑祥　张凯萍　张晓玉　施木俊　袁内镇　申俊甫　余平安
龙雄华　冯晓腊　徐杨青　徐贵来　宋榜慈　戚　辉　刘卫国　万凯军
张杰青　向　艳　马　郧　丁洪元　唐传政　舒武堂　阎建海　刘亚洲
王爱勋　袁海庆　贾　伟　方晓梅　晏绍新　王泽希　沈贵松　危正平
肖炳成　余新才

本标准主要审查人：刘祖德　顾宝和　张旷成　范士凯　徐光黎　陆祖欣　肖汉光　胡宗铁

本标准由湖北省住房与城乡建设厅负责解释。

基坑工程技术规程

1 总 则

1.0.1 为使湖北省基坑工程的勘察、设计与施工、地下水控制、监测等工作规范化，做到安全可靠、技术先进、经济合理，确保质量和环境安全，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于建筑物、市政公用设施开挖深度超过 5m（含 5m）的基坑工程，或周边环境条件复杂、深厚软弱土层分布场地开挖深度超过 3m（含 3m）的基坑工程以及其它设有地下室的建（构）筑物的基坑工程。

1.0.3 本规程适用于本省平原、河流阶地、岗地、山区等地域。基坑工程设计和施工均应针对当地的特殊地质条件和环境条件，因地制宜地确定需要解决的重点问题。

1.0.4 对于下列情况下的基坑工程宜进行专题研究：

1 开挖深度大、岩土工程条件或周边环境条件复杂，对拟采用的设计、施工技术缺乏经验；

2 对大型地下设施、生命线工程的安全有重大影响。

1.0.5 基坑工程应精心设计、精心施工和严格管理，确保基坑支护结构及影响范围内环境的安全。

1.0.6 执行本规程的同时，尚应执行国家或行业的有关强制性标准以及本地其它标准中的有关规定。当基坑支护结构作为永久性工程一部分时，尚应满足永久性工程的设计要求。

2 规范性引用文件

下列文件中对于本标准的应用是必不可少的。凡是注日期的引用文件，仅注日期的版本适用于本标准。凡是不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本标准。

DB42/T830 基坑管井降水工程技术规程

GB 50007 建筑地基基础设计规范

GB 50009 建筑结构荷载规范

GB 50010 混凝土结构设计规范

GB 50017 钢结构设计规范

GB 50021 岩土工程勘察规范

JGJ72 高层建筑岩土工程勘察规程

JGJ94 建筑桩基技术规范

GB 50026 工程测量规范

GB 50027 供水水文地质勘察规范

GB 50296 供水管井技术规范

GB 50202 地基与基础工程施工质量验收规范

GB 50204 混凝土结构工程施工质量验收规范

GB 50205 钢结构工程施工质量验收规范

GB 50330 建筑边坡工程技术规范

JGJ 120 建筑基坑支护技术规程

GB 50086 锚杆喷射混凝土支护技术规范

GB 50497 建筑基坑工程监测技术规范

GB 50108　地下工程防水技术规范
JGJ/T199　型钢水泥土搅拌墙技术规程
JGJ165　　地下建筑工程逆作法技术规程

3　术语与符号

3.1　术　语

下列术语和符号适用于本标准。

3.1.1

基坑工程　excavation engineering

为保证基坑正常施工、主体地下结构的安全和周围环境不受损害而采取的各工程措施的总称。主要有岩土工程勘察、支护设计与施工、地下水及地表水的控制、周围环境监测与保护、土方开挖与回填等内容。

3.1.2

主动土压力　active earth pressure

基坑开挖至某一深度后支护结构向坑内方向产生一定程度的位移或转动致使主动侧土体达到极限平衡状态时的最小侧向土压力。其值应小于静止土压力。

3.1.3

被动土压力　passive earth pressure

支护结构在外力作用下产生向坑外方向或迎土面侧的一定程度的位移或转动致使被动侧土体达到极限平衡状态时的最大侧向土压力。其值应大于静止土压力。

3.1.4

支护结构　retaining and protecting structure

基坑工程中为保持边坡和坑底稳定并控制其变形而采用的支护桩（墙）、支撑（或锚固）、围檩、隔渗帷幕等结构体系的总称。

3.1.5

悬臂式支护　cantilever supporting

采用桩（墙）支护的基坑，坑底面以上无支点，仅依靠嵌入段的土抗力保持平衡的支护方式。

3.1.6

桩锚支护　anchored pile supporting

采用排桩（灌注桩、预制桩等桩型）及锚杆（索）支护的基坑，依靠基坑底面以上锚杆（索）的锚固力和嵌入段的土抗力保持平衡的支护方式。

3.1.7

内支撑　bracing system

在基坑以内设置的水平向、斜向（垂向平面内）杆件或桁架，给支护桩（墙）提供反力支点的受力构件系统。

3.1.8

逆作法　top-down　method

利用主体地下结构的全部或部分作为基坑支护构件，按地下结构楼层自上而下并与基坑开挖交替进行的施工方法。

3.1.9

弹性抗力法　elastic resistance method

假定弹性地基中被动区土体对支护结构产生的抗力与支护结构的位移呈线性关系，用解析法、杆件

有限元法、有限差分法等进行支护结构的平衡计算和内力计算的分析方法。

3.1.10

自稳边坡 self-stabilized slope

按照一定的坡率削缓开挖的、不需要支挡而能够依靠土体自身强度保持稳定的边坡。

3.1.11

加固边坡 reinforced slope

必须采用某种加固方式（设置某种支护结构或加固土体），方能保持稳定的非自稳边坡。

3.1.12

分阶边坡 stepped slope

基坑开挖较深或坡底上下存在软弱土层时，为保持边坡稳定和坑底抗隆起稳定，将边坡分为二阶或多阶开挖，阶与阶之间设置一定宽度的平台，形成的边坡称为分阶边坡。

3.1.13

水泥土挡墙 cement-soil retaining wall

通过设置密排水泥土桩，形成实腹式或格构式水泥土墙体，按重力式挡墙进行计算的支护结构。

3.1.14

型钢水泥土搅拌墙 reinforced soil mixed wall

在连续搭接的三轴搅拌水泥土桩内插入型钢形成的复合挡土隔水结构。

3.1.15

坑内扶壁或暗撑 interior counterfort or embedded brace

在深厚软弱土层中为了增加被动区抗力，提高支护结构的稳定性并减小变形而设置的位于基坑底面上、下墙状水泥土体。仅接触一侧支护结构并向坑内延伸一定距离的称为扶壁；位于基坑底以下且直抵基坑相对两侧支护结构的称为暗撑。

3.1.16

土钉支护 soil nailing supporting

由混凝土面板和土钉组成的支护结构。侧向土压力通过面板和土钉传递至基坑外围稳定岩土体，依靠外围稳定岩土体保持边坡稳定并限制其变形的支护结构型式。

3.1.17

复合土钉支护 composite soil nailing supporting

在基坑侧壁或底部存在软弱土层时，采用水泥土桩（墙）、微型钢管等竖向结构与土钉共同工作的支护结构型式。

3.1.18

突涌 abrupt gush

基坑底以下存在承压含水层，基坑开挖后，坑底剩余隔水层厚度不足，承压水冲破隔水层涌入基坑，造成破坏的现象称为突涌。

3.1.19

管涌和流土 piping and soil flow（quick soil）

在超过临界水力坡降的地下水渗流作用下，土体中的细小颗粒随渗流通过粗大颗粒的孔隙，发生移动或被带出的现象，称为管涌；粉土、粉细砂层随水流失称为流土或淅土。管涌和流土严重时可在土体中形成土洞引起地面塌陷。

3.1.20

隔渗 sequester seepage

在基坑侧壁、基坑底部或侧壁加底部人工设置不透水帷幕，阻隔或减少地下水进入基坑，称为隔渗。

3.1.21

降水 dewatering

采用轻型井点、管井等抽排水，降低地下水位，以防止地下水对基坑支护和土方开挖产生影响，称为降水。基坑坑底进入含水层(承压水或潜水)时，将水位降低至含水层顶板以下，称为疏干降水；如坑底保留有一定厚度的隔水层，降低后的承压含水层测压水头仍在含水层顶板以上，称为减压降水。

3.2 符 号

3.2.1 抗力、材料性能、作用与作用效应

c_k ——土的黏聚力标准值

φ_k ——土的内摩擦角标准值

e_{az} ——深度 z 处的主动土压力强度标准值

e_{pz} ——深度 z 处的被动土压力强度标准值

E_a ——主动土压力合力

E_p ——被动土压力合力

f ——土层的极限摩阻力

k ——含水层渗透系数

k_a ——主动土压力系数

k_p ——被动土压力系数

k_o ——静止土压力系数

M_k ——弯矩标准值

N_a ——锚杆轴向拉力设计值

N_{ak}——锚杆轴向拉力标准值

N_{uk}——锚杆轴向极限抗拔力标准值

N_h、N_z——支撑、立柱轴力设计值

N_{0k}——圆形围筒轴向压力标准值

p_{waz}——主动侧深度 z 处的孔隙水压力

p_{wpz}——被动侧深度 z 处的孔隙水压力

p_{az}——主动侧深度 z 处由于上覆土自重引起的竖向土压力标准值

p_{pz}——被动侧深度 z 处由于上覆土自重引起的竖向土压力标准值

q_o——坡顶超载标准值

q_z——深度 z 处的由于超载引起的竖向土压力标准值

R——结构构件抗力的设计值

S_k——荷载效应的标准组合值

G——水泥土挡墙的自重、滑动土条的自重；双排桩、桩顶连梁和桩间土的自重之和（kN）

γ——土的重力密度、简称重度

3.2.2 几何参数

h_a、h_p——主动土压力、被动土压力的力臂

H——基坑设计开挖深度；自承压水含水层底部起算的承压水测压水位高度

H_w——承压水水头高度

R——引用影响半径；圆形围筒半径；结构构件抗力的设计值

R_o——基坑等效圆半径

S——水位降深

S_x、S_y——锚杆水平和垂直方向的间距

α——滑动土条底面与水平面的夹角；潜在破裂与垂直面的夹角

β ——坡面与水平面的夹角

θ ——锚杆倾角（轴线与水平线的夹角）

3.2.3 计算系数

k_{hd}——边坡或挡墙抗滑动安全系数

k_{lq}——坑底抗隆起安全系数

k_{qf}——挡墙抗倾覆安全系数

k_{ty}——坑底突涌抗力分项系数

k_{gy}——侧壁接触管涌抗力分项系数

ψ_t——临时性支护结构调整系数

4 基本规定

4.0.1 基坑工程重要性按表 4.0.1 划分为三个等级。

表 4.0.1 基坑工程重要性等级划分

开挖深度 H(m)	环境条件与工程地质、水文地质条件								
	$a<H$			$H\leqslant a\leqslant 2H$			$a>2H$		
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
$H>15$	—			—			—		
$10<H\leqslant 15$	—			—		二	—	二	
$6<H\leqslant 10$	一		二	一	二		一	二	三
$H\leqslant 6$	一	二		一	二	三	二	三	

注：1、H——基坑计算开挖深度，按 4.0.7 条确定。

2、a——主干道、生命线工程及邻近建（构）筑物基础边缘离坑口内壁的距离。

3、工程地质、水文地质条件分类：

Ⅰ、复杂——有深厚淤泥、淤泥质土或承载力特征值低于 80kPa 的饱和黏性土层；或承压水埋藏浅，对基坑工程有重大影响；

Ⅱ、较复杂——土质较差；或浅部有易于流淅的粉土、粉砂层，地下水对基坑工程有一定影响；

Ⅲ、简单——土质好，且地下水对基坑工程影响轻微。

坑壁为互层土时可经过分析按不利情况考虑。

4、邻近建（构）筑物指采用天然地基浅基础的永久性建筑物。管线指重要干线、生命线工程或一旦破坏危及公共安全的管线。如邻近建（构）筑物为价值不高的、待拆除的或临时性的，管线为非重要干线，一旦破坏没有危险易于修复的，则重要性等级可按 $a>2H$ 确定。如邻近建筑物为桩基，虽然 $a<H$，也可根据具体情况按 $H\leqslant a\leqslant 2H$ 或 $a>2H$ 确定重要性等级。

5、同一基坑周边条件不同时，可分别划分不同的重要性等级，但采用内支撑时应考虑各边的相互影响。

6、坑内外有工程桩需要保护时，重要性等级不应低于二级。

7、距离基坑边开挖深度 1 倍（对软土为 1.5 倍）范围内存在历史文物或优秀建筑时，重要性等级应为一级。

8、周边场地开阔具备放坡或分阶放坡条件，不需采用桩、墙支护的基坑工程，可确定为二级或三级。

4.0.2 基坑工程开挖施工应连续进行，从基坑开挖到主体地下室完成，有效使用期限不宜超过一年半；当基坑支护结构作为永久性工程一部分时，结构设计应满足相应使用年限要求。

4.0.3 基坑工程设计前应取得下列资料：

1 用地和建筑红线图、场区地形图及地下工程结构施工图（含桩位图、承台图等）；

2 场地岩土工程勘察报告。当地下水对基坑工程有影响时应提供水文地质勘察报告；

3 基坑周围环境资料；

4 相邻地下工程施工情况和经验性资料；

5 基础施工对基坑支护设计的要求；

6 基坑周边的地面堆载和活荷载（动、静）。

4.0.4 基坑工程设计应包括下列内容：

1 支护结构方案选型与技术经济比较；

2 基坑内外土体稳定性验算；

3 支护结构的强度、稳定性和变形计算；

4 基坑降水、隔渗的设计；

5 基坑开挖与地下水变化引起的土体变形对基坑内外环境影响的评估；

6 支护结构施工、土方开挖及环境监测的设计要求；

7 基坑工程施工图。

4.0.5 基坑支护设计中的荷载与作用应包括下列内容：

1 岩土体的主动、被动土压力和静止土压力；

2 静水压力、渗流压力；

3 基坑开挖影响范围内建（构）筑物的荷载、地面超载（含既有堆载）；

4 支护结构自重及其可能产生的施工荷载；

5 需要时，宜结合工程经验，考虑温度变化、混凝土收缩与徐变、土体开挖后的应力释放、浸水或失水后的性状变化（特别是膨胀性的岩土）以及施工爆破、打桩振动、挤土等作用对支护结构产生的影响；

6 支护结构作为永久性结构使用时，尚应考虑相关规定的荷载与作用及抗震要求。

4.0.6 支护结构设计采用的作用效应最不利组合和相应的抗力限值应符合下列规定：

1 临时性支护结构

1）计算土压力、地基或基坑稳定性、滑坡推力及锚杆抗拔力时，荷载效应应采用承载能力极限状态下作用的基本组合，但其分项系数和组合系数均取值为 1.0；

2）按地基承载力确定支护结构（如挡土墙、支撑立柱桩等）的基底面积及其埋深时，荷载效应应采用正常使用极限状态下作用的标准组合，其组合系数取值为 1.0。其相应的抗力采用地基承载力特征值或立柱桩的承载力特征值；

3）确定支护结构（桩墙、锚杆、支撑等）截面尺寸及配筋和验算材料强度时，荷载效应应采用承载能力极限状态下作用的基本组合。其基本组合的效应设计值 S 采用式 4.0.6-1 所示简化规则：

$$S = 1.35\psi_t S_k \leqslant R \qquad (4.0.6\text{-}1)$$

式中：

R——结构构件抗力的设计值，按有关建筑结构设计规范的规定确定；

S_k——承载能力极限状态下荷载组合的效应设计值；

ψ_t——临时性支护结构调整系数，对一、二、三级基坑重要性等级分别取1.0、0.95、0.90。

4）验算基坑支护结构、周边建筑物及地面的水平位移和沉降时，荷载效应应采用正常使用极限状态下作用的准永久组合，相应的限值应为支护结构、周边建筑物及地面水平位移和沉降变形允许值。准永久值组合值系数取 1.0。其准永久组合的效应设计值 S_d 采用式 4.0.6-2 进行验算：

$$S_d \leqslant C \qquad (4.0.6\text{-}2)$$

式中：

S_d——正常使用极限状态下荷载组合的效应设计值（水平位移和沉降变形等）；

C——支护结构、周边建筑物及地面水平位移和沉降变形的限值；

2 永久性支护结构设计应符合建筑设计规范的规定。

4.0.7 对一、二级重要性等级基坑的支护结构应进行结构变形和坑壁位移的计算。计算时宜采用能考虑土体与结构相互作用的方法，如有限单元法、“m” 法，并应采用工程地质类比法，参照类似条件工程的实测资料判断计算结果的可靠性。重要性等级为一、二级基坑工程应结合保护对象的具体要求按表 4.0.7 确定支护结构的变形控制指标。

表4.0.7　基坑支护结构水平变形控制标准表

基坑工程重要性等级	变形控制标准 δ	说　　明	
一级	≤30 mm	特殊重要保护对象，$a<H$	H为基坑开挖深度，a为保护对象距基坑边沿的距离。
	≤40 mm	特殊重要保护对象，$H\leq a\leq 2H$ 重要保护对象，$a<H$	
	≤50 mm	一般保护对象及其他一级基坑	
二级	≤80 mm	除上述情况外	

注：1 特殊重要保护对象指一旦破坏危及社会公共安全，影响广泛，后果特别严重的生命线工程。重要保护对象包括：优秀历史建筑，有精密仪器与设备的建筑物、采用天然地基、短桩基础、复合地基的重要建筑物，轨道交通设施、隧道、高架桥、自来水总管、煤气管、重要的高压电杆及电缆等建（构）筑物及设施。一般保护对象包括：自来水管、污水管、电缆等市政管线，采用长桩或地下室埋深大于基坑开挖深度的一般建筑物等。

2 当支护结构当作永久结构使用时，支护结构的变形控制值尚应满足建筑物的使用和抗裂要求。

3 三级基坑变形不作限制，但支护结构不能应因变形过大而不能发挥正常使用功能。

对基坑重要性等级为三级的基坑可不进行变形计算，但应进行水平位移的监测。

4.0.8　基坑工程设计时，其计算深度应符合下列规定：

1　筏板和条型基础应以其垫层底为计算深度；

2　当地下室底板、独立柱基（或承台）深度不一时，如边缘独立柱基（或承台）布置较稀，平行基坑边方向的基础间的净间距与基础边长之比不小于 2，可以构造底板垫层底为计算深度，设有基础梁时可以基础梁底为计算深度；否则应以独立基础（或承台）垫层底为计算深度；

3　当基坑内的坑中坑与坡脚的距离小于 2m 时，以坑中坑底标高为计算深度；

4　因换土等原因需要靠近基坑边超挖时，其计算深度应至超挖底标高；如超挖范围处于基坑中部，则应按第 3 款要求确定计算深度；

5　基坑开挖在既有边坡坡脚附近时，如该坡脚线与基坑开口线距离大于等于实际开挖深度，可以实际开挖深度作为计算深度，将既有边坡作为地面超载；否则应以既有边坡坡顶至开挖底标高的高差作为计算深度，并将既有边坡受开挖影响的范围纳入一并分析计算。

4.0.9　对于基坑工程重要性等级为一级或环境保护要求严格的基坑工程宜优先采用内支撑或桩（墙）锚支护等结构型式，并按变形控制的原则进行设计和施工。

4.0.10　当基坑工程需采取降水措施时，应慎重考虑降水对相邻建（构）筑物和地上地下设施产生的不利影响，采取可靠的设计和施工技术措施确保周边环境的安全。

4.0.11　对于岩质及岩土结合地层的基坑（边坡）工程应根据岩体强度、岩层的产状和节理裂隙结构面的组合性状、岩土分界处软弱结构面的性质和强度，采取相应的设计和施工措施。具体可参照《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的有关规定执行。

4.0.12　基坑工程可以按照信息化施工的原则，在实施过程中根据监测信息对设计进行动态的调整。对重要的基坑工程宜利用反馈信息进行反分析，检验校核设计参数，指导后续设计、施工。

5 岩土工程勘察

5.1 一般规定

5.1.1 当基坑开挖深度大于 3m 时，应按基坑工程勘察要求进行勘察。基坑岩土工程勘察应结合拟建主体工程详细勘察工作同时进行，根据主体结构设计和基坑工程设计施工的要求，确定勘察工作量。在勘察纲要中应对基坑工程的岩土工程勘察提出要求，在勘察成果报告中应有专门章节对基坑工程进行分析评价。当已有的勘察成果资料不能满足基坑工程设计和施工要求时，应进行专项勘察或补充勘察工作。

5.1.2 基坑岩土工程勘察前，应取得以下资料：

1 附有拟建建筑物的位置、坐标与地面标高以及周边已有建筑物与管线的总平面图；

2 拟建建筑物的结构类型、荷载情况、拟采用的基础形式及埋置深度等；

3 场地及基坑附近地区已有的勘察资料。

5.1.3 基坑岩土工程勘察应解决以下主要问题：

1 查明场地的地形、地貌、地层结构与成因类型、分布规律及其在水平与垂直方向的变化，尤其需查明软土及粉土夹层或黏性土与粉土、粉砂交互层的分布与特征；

2 提供各岩、土层的物理力学性质指标及基坑支护设计、施工所需的有关参数指标； 查明岩土层的膨胀性、软化性、崩解性、触变性等对基坑工程的影响；

3 对岩质基坑，应查明岩体的地质构造（含褶皱、断层、节理、破碎带）、岩性、产状、风化程度，结构面特征（包括结构面的类型、力学性质、发育程度、闭合状态、充填与充水情况、各结构面组合关系）以及软质岩石开挖暴露后工程性能恶化对基坑稳定性的影响等；岩土组合基坑或坑底以下隐伏岩体对支护结构有影响时，应查明土、岩交界面倾斜方向及其对基坑边坡稳定的影响；对岩层进行岩石坚硬程度、岩体完整程度和岩体基本质量等级划分，确定岩质基坑的岩体类型；

4 查明地下水的类型、埋藏条件、水位、赋水性、补给来源、动态变化、径流条件及土层的渗透性等；

5 了解当地基坑工程的经验，包括常用的基坑支护形式及地下水控制的方法，曾经发生的基坑工程事故及其原因。

5.1.4 基坑工程勘察应进行环境调查，包括以下内容：

1 查明基坑四周一定范围内相邻的建（构）筑物分布位置、层数、结构类型、基础形式与埋置深度以及使用年限和完好程度等；

2 查明基坑附近所分布的各种地下管线（包括给排水、电力、电讯、煤气等）及地下人防工程的位置及其规模、埋置深度、结构类型和构筑年代等；

3 查明基坑周边的道路位置、宽度等；

4 查明基坑附近的湖泊、水塘等地表水体和暗塘、暗沟的位置、范围、规模、水深（埋深）以及与地下水的联系等。

5.2 勘探、取样与现场测试

5.2.1 基坑工程勘察勘探点的布置应符合下列要求：

1 根据基坑开挖深度及场地岩土工程条件，结合主体建筑的勘察要求布置勘探点，勘探点宜沿基坑周边布置；对于大面积基坑，尚应按基坑工程的重要性等级在坑内布置勘探孔。等级为一、二级的基坑工程勘探孔间距为 15m～25m，三级基坑工程勘探孔间距为 25m～35m；对软土层分布地段，以及暗沟、暗塘等异常地段，应适当加密勘探点；

2　勘探点布置范围宜扩大到在基坑开挖边线外 1～2 倍开挖深度；对地形或地质条件复杂的基坑，应根据需要进一步扩大勘察范围，并适当加密勘探点；当开挖边界外无法布置勘探点时，应通过调查取得相应资料，必要时进行补充勘察工作。

5.2.2　勘探深度应满足基坑工程的坑底抗隆起和支护结构稳定性计算的要求，应不小于基坑深度的 2 倍～2.5 倍；当存在有较厚软土层、粉土夹层或因降水、隔渗需要时，勘探深度应适当加深，且应穿透软土层、粉土夹层；在此深度内遇有厚层坚硬黏性土、碎石土及岩层时，可适当减小勘探深度。对岩质基坑应穿过潜在滑动面进入稳定岩体 3m～5m。

5.2.3　勘察工作宜采用钻探取样，原位测试及室内试验等多种手段，原位测试应根据地层性质适当选择，可采用静力触探、动力触探、标准贯入试验、十字板剪切试验、扁铲侧胀试验等。对于软土及粉土夹层或黏性土与粉土、粉砂交互层土应采用静力触探试验查明其空间分布厚度和土性特征。

5.2.4　取样和原位测试应符合下列要求：

1　取样间距应按地基土分布情况及土的性质确定，自地面至坑底以下 2 倍基坑深度范围内为 1.0m～1.5m；每一主要土层的原状土试样或原位测试的数据不应少于 6 组，如采用静力触探，孔数不少于 6 个；

2　对厚度大于 2m 的填土及厚度大于 0.5m 的软弱夹层或透镜体，应取土试样或进行原位测试。

5.2.5　岩体及土岩组合基坑的勘探及测试应符合下列要求：

1　当岩体出露条件好，构造简单时，可采用工程地质测绘，实测地质剖面或探井、探槽代替钻探工作。对岩体应测量结构面（特别是软弱结构面）的类型、产状，了解其发育程度、延伸程度、张开程度、充填状况、胶结程度、组合关系及与基坑边坡临空面的关系。

2　对土、岩结合基坑的隐伏岩体可采用物探与钻探相结合的方法进行勘察，必要时可采用探井、探洞。应着重查明土、岩结合面的产状及起伏程度、物质成分及地下水赋存情况。基坑开挖后尚应根据需要补充施工勘察。

3　对基坑稳定有影响的软弱结构面，有条件时可进行现场原位剪切试验，或采集包含结构面的试样进行室内试验。

5.2.6　对场地地下水应测量初见水位和稳定水位；对多层含水层，当对基坑开挖可能有影响时，应分层测量其水位；当基坑底以下有承压水时，应测量其水头高度，并调查水位变化幅度；在邻近地表水地段，应查明地下水与地表水的水力联系。

5.2.7　对于重要基坑工程和为满足基坑降水或隔渗设计需要而进行的水文地质勘察工作，应布置水文地质试验井，进行现场抽水试验。对基坑有影响的多层含水层，应分层进行抽水试验，提供各含水层的有关水文地质参数，试验方法应符合《供水水文地质勘察规范》GB 50027 的有关规定。

5.2.8　现场抽水试验应模拟工程降水时的特点，合理布置试验井和水位观测井，以求得含水层的有关水文地质参数 ；抽水试验宜采用群井干扰试验求得含水层的参数以及水位干扰变化的规律；必要时可进行回灌压水（注水）试验。

5.2.9　对位于基坑侧壁或坑底以下的黏性土与粉土、粉砂交互层，在岩土工程勘察时应重点加以研究，以评价其渗透性和渗透稳定性。

5.2.10　对可能影响到基坑安全稳定和地下水渗透稳定的勘探孔应及时采用有效措施进行回填封孔；回填封孔应满足相关的技术要求。

5.3　室内试验

5.3.1　为基坑工程进行的室内试验宜包括下列项目：

1　各岩土层的重度、抗剪强度、压缩系数、固结系数；对重要工程或需要时提供静止土压力系数；

2　饱和软土的灵敏度、无侧限抗压强度、有机质含量等；

3　膨胀岩、土的膨胀性；

4　一般黏性土及粉土的垂直及水平渗透系数；

5　砂性土、碎石土的水下休止角；

6　工程需要的其他试验项目。

5.3.2　对黏性土和粉土可采用直接快剪试验或自重压力下预固结的三轴不固结不排水剪试验(UU)。一般情况下要求测定总应力 *c*、*j* 指标，必要时要求测定有效应力 *c'*、*j'* 指标。对岩体稳定起控制作用的结构面试样可采用专用设备进行抗剪强度试验。

5.4　勘察成果

5.4.1　基坑工程勘察报告应针对基坑支护设计、施工的需要进行编制，对自地面至坑底以下 2 倍基坑深度范围内的土层进行合理划分，综合指标（如承载力）差别大于 30%时应单独分层；水平方向有趋势性变化时可分区段划分亚层。

5.4.2　对各岩、土层应分别提供物理、力学指标，其中抗剪强度指标建议值按下列原则确定：

1　对黏性土层取各层统计标准值；

2　对黏性土与粉土、粉砂交互层土的 *c*、*j* 可按三者的比例综合取值，同时提供三者中的最小值；

3　对老黏性土以及残积土、软岩应充分考虑基坑开挖暴露后的强度衰减，按室内试验所确定的黏聚力标准值应乘以 0.3～0.6 的折减系数，且最高不宜大于 50kPa；

4　对比较纯净的砂土，*c* 值取零，*j* 值可根据标准贯入击数标准值相关公式计算确定；

5　对岩体当缺乏结构面资料无法进行块体平衡计算时，可根据《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的有关规定并结合本地区工程经验提供其等效内摩擦角。

6　对重要性等级为二级、三级的基坑工程，岩土层的 *c*、*j* 值可根据土工试验与原位测试成果并参照本规程附录 B 综合确定。

5.4.3　勘察报告应阐明场地上层滞水和浅部潜水、粉土粉砂互层土中弱承压水及深部承压水的埋藏条件、水位变化幅度和地表水的联系（临近地表水体的基坑工程）以及土层的渗流条件，并对产生流砂、管涌、坑底突涌等可能性进行分析评价；提供含水层的水文地质计算参数。

5.4.4　山区（包括丘陵地带）进行基坑工程勘察时，应阐明场地地质条件（尤其是软弱结构面、裂隙及断裂面）和环境条件，分析评价对基坑工程的影响，提供有关设计和施工所需参数。

5.4.5　基坑工程勘察报告应对基坑支护设计、施工作出分析评价，并提供建议，包括以下内容：

1　对基坑边坡稳定性进行评价，并提供岩土设计参数，对支护结构的选型提出建议；

2　对软土、粉土、膨胀岩土、软岩和极软岩等特殊岩土，应针对其特殊性质对基坑工程的影响进行分析评价；

3　提出地下水控制方法、计算参数的建议；评价基坑开挖和降水可能引发的问题及对邻近建筑物和地下设施的影响；

4　对基坑工程设计和施工中可能遇到的问题的处理对策提出建议；

5　对施工阶段的环境保护和监测工作提出建议。

6 支护结构设计

6.1 支护结构的类型和适用条件

6.1.1 支护结构设计应根据基坑环境条件及其保护要求、岩土工程条件、基坑开挖深度以及基坑平面形状和面积大小、场地施工条件以及选用的施工工艺和设备情况，通过多方案比选，制定安全可靠、技术可行、施工方便、经济合理的支护结构方案，确保工程的顺利进行。

6.1.2 基坑支护类型可根据表 6.1.2 所列适用条件选择。

表 6.1.2 基坑支护分类及适用条件

类型	支护方式或结构	支挡构件或护坡方法	适 用 条 件
放坡	自稳边坡	根据土质按一定坡率放坡(单一坡或分阶坡)，土工膜覆盖坡面，挂网喷保护坡面，袋装砂、土包反压坡脚、坡面。	基坑周边开阔，相邻建(构)筑物距离较远，无地下管线或地下管线不重要，可以迁移改道； 坑底土质软弱时，为防止坑底隆起破坏可通过分阶放坡卸载。
坡体加固	加筋土重力式挡墙	土钉、螺旋锚、锚管灌(注)浆等加筋土挡墙。	适用于除淤泥、淤泥质土外的多种土质，支护深度不宜超过 6m；坑底没有软土。 可用于二级或二级以下基坑
	水泥土重力式挡墙	旋喷、深层搅拌水泥土挡墙(实体式、格栅式)。 必要时可在墙身插入钢管、型钢等竖向构件，增强墙身的整体强度。	适用于包括软弱土层在内的多种土质，支护深度不宜超过 6m(加扶壁可加大支护深度)，可兼作隔渗帷幕； 墙底无软土； 基坑周边需有一定的施工场地。
	土钉支护	钢筋网喷射混凝土面层，锚杆。	适用于填土、黏性土及岩质边坡，支护深度不宜超过 6m（岩质边坡除外），坡底有软弱土层影响整体稳定时慎用； 可用于二级或二级以下基坑（岩质边坡除外） 不适用于深厚淤泥、淤泥质土层、流塑状软黏土和地下水位以下的粉土、粉砂层。
	复合土钉支护	钢筋网喷射混凝土面层，锚杆，另加水泥土桩、微型钢管桩或其它支护桩，解决坑底抗隆起稳定问题和深部整体滑动稳定问题。	坑底以下有一定厚度的软弱土层，单纯喷锚支护不能满足要求时可考虑采用复合喷锚支护，可兼作隔渗帷幕； 支护深度不宜超过 6m，坑底软土厚度超过 4m 时慎用。不宜用于一级基坑。
排桩	悬臂式	钻孔灌注桩、人工挖孔桩、预制桩，板桩(钢板桩组合,异型钢组合， 预制钢筋混凝土板组合)， 型钢水泥土搅拌墙；冠梁。	悬臂高度不宜超过 6m。坑底以下软土层厚度很大时不宜采用，但对被动区软土层进行加固处理经计算满足要求后可以采用； 嵌入岩层、老黏性土、密实卵砾石、碎石层中的刚度较大的悬臂桩的悬臂高度可以超过 6m。

续表 6.1.2

类型	支护方式或结构	支挡构件或护坡方法	适 用 条 件
排桩	双排桩	两排钢筋混凝土桩，顶部钢筋混凝土横梁连结,必要时对桩间土进行加固处理。	可在一定程度上弥补单排悬臂桩变形大支护深度有限的缺点，适宜的开挖深度应视变形控制要求经计算确定；当设置锚杆和内支撑有困难时可考虑双排桩； 坑底以下有厚层软土，不具备嵌固条件时应与被动区加固相配合。
	锚固式(单层或多层)	上列桩型加预应力或非预应力灌浆锚杆、扩大头锚杆、玻璃纤维锚杆、螺旋锚或灌浆螺旋锚、锚定板(或桩)；冠梁；围檩。	可用于不同深度的基坑，支护体系不占用基坑范围内空间，但锚杆需伸入邻地，有障碍时不能设置，也不宜锚入毗邻建筑物地基内；锚杆的锚固段不应设在灵敏度高的淤泥层内，在软土中也要慎用;在含承压水的粉土、粉细砂层中应采用跟管钻进施工锚杆或一次性锚杆。
	内支撑式(单层或多层)	上列桩型加型钢或钢筋混凝土支撑,包括各种水平支撑(对顶撑、角撑、桁架式支撑)，竖向斜撑;能承受支撑点集中力的冠梁或围檩；能限制水平撑变位的立柱。	可用于不同深度的基坑和不同土质条件，变形控制要求严格时宜选用； 支护体系需占用基坑范围内空间，其布置应考虑后续施工的方便。
地下连续墙	悬臂式或撑锚式	钢筋混凝土地下连续墙、型钢水泥土搅拌墙、钻孔灌注咬合桩	可用于多层地下室基坑，宜配合逆作法施工使用，利用地下室梁板柱作为内支撑 。
围筒	圆形、椭圆形、拱形、复合形	上列各类桩排、地下连续墙；环形撑梁。	基坑形状接近圆形或椭圆形，或局部有弧形拱段，可充分利用结构受力特点，径向位移小， 筒壁弯矩小。
注: 同一基坑或边坡可采用几种不同支护方式形成复合支护结构，如上阶放坡土钉支护，下阶排桩支护等。			

6.2 土压力、基坑稳定性及变形计算

6.2.1 土压力标准值可采用朗肯理论公式分层计算。地下水位以上应采用总应力法计算主、被动土压力；地下水位以下土层的土、水压力可采用总应力和有效应力两种方法计算。对黏性土和粉土宜采用总应力法，对粉、细砂宜采用有效应力法，有经验时也可采用总应力法。对中、粗砂及卵砾层应采用有效应力法。

6.2.2 作用在支护结构上的土压力，应根据支护结构侧向变形条件分别按静止、主动、被动土压力进行计算。对岩土工程和周边环境条件复杂或重要的基坑工程，宜采用土与结构共同作用的方法和合理的数值计算方法计算土压力。

6.2.3 静止土压力标准值可采用下式 6.2.3 进行计算:

$$e_{oz} = (\Sigma g_i h_i + q_z) k_o \qquad (6.2.3)$$

式中 e_{oz} ——计算点处静止土压力标准值(kPa)；

γ_i、h_i ——计算深度以上第 i 层土层的天然重度和厚度；

q_z ——主动侧深度 z 处由于超载引起的竖向土压力标准值(kPa)；

k_0 ——计算点处静止土压力系数。

静止土压力系数宜采用室内 k_0 试验或现场原位试验确定。有成熟工程经验时可按当地经验确定。

6.2.4 主动、被动土压力和水压力合算时可采用式 6.2.4-1 、6.2.4-2 进行计算 ； 土、水压力分算时可采用下式 6.2.4-3、6.2.4-4 进行计算。

$$e_{az}=\left(p_{az}+q_{z}\right)\cdot k_{a}-2c_{k}\sqrt{k_{a}} \tag{6.2.4-1}$$

$$e_{pz}=p_{pz}\cdot k_{p}+2c_{k}\sqrt{k_{p}} \tag{6.2.4-2}$$

$$e_{az}=\left(p_{az}+q_{z}\right)k_{a}+p_{waz}\left(1-k_{a}\right)-2c_{k}^{'}\sqrt{k_{a}} \tag{6.2.4-3}$$

$$e_{pz}=p_{pz}\cdot k_{p}+p_{wpz}\left(1-k_{p}\right)+2c_{k}^{'}\sqrt{k_{p}} \tag{6.2.4-4}$$

$$p_{az}\ 、\ p_{pz}=\sum_{i=1}^{n}g_{i}\cdot h_{i} \tag{6.2.4-5}$$

式中：

e_{az}, e_{pz} ——深度z处的主、被动土压力标准值(kPa)， e_{az}<0时取e_{az}=0；

q_z ——主动侧深度z处由于超载引起的竖向土压力标准值(kPa)；

p_{az}、p_{pz}——主、被动侧深度z处的由上覆土层自重引起的竖向土压力标准值(kPa)，按式6.2.4-5计算；

p_{waz}、p_{wpz} ——主、被动侧深度z处的孔隙水压力(kPa)，按6.2.7条规定计算；

z——计算点的深度(m)，主动侧自坑顶起算， 被动侧自坑底起算；

n——主动侧或被动侧计算点以上的土层数；

γ_i、h_i ——计算深度以上第i层土层的天然重度和厚度；

k_a——主动土压力系数，$k_a=\tan^2\left(45°-j_k/2\right)$，土水分算时应采用有效应力参数$j'_k$计算；

k_p——被动土压力系数，$k_p=\tan^2\left(45°+j_k/2\right)$，土水分算时应采用有效应力参数$j'_k$计算；

c_k、c'_k——计算深度处土的总应力、有效应力黏聚力标准值(kPa)；

j_k、j'_k——计算深度处土的总应力、有效应力内摩擦角标准值(度)。

注：1 土层抗剪强度指标可取直剪快剪值；

2 以下各章节中凡仅以c、j 表示者均应根据土水合算或分算分别取总应力值或有效应力值。

6.2.5 岩层的侧向压力应通过结构面分析按块体平衡方法计算。对强风化软质岩和破碎岩可取等效内摩擦角按6.2.4条公式计算。对中、微风化的中硬岩或硬质岩，如不存在引起岩体滑移的不利结构面，则可不计主动侧向压力，被动侧可视为刚性层，在弹性抗力法计算中刚度系数采用极大值模拟。

6.2.6 采用弹性抗力法计算时，被动区抗力 e_{ptk} 按下式确定：

$$e_{ptk}=k_{h}\Delta x \tag{6.2.5-1}$$

被动区抗力合力应满足以下条件：

$$E_{ptk}\leqslant E_{p}/k_{tk} \tag{6.2.5-2}$$

式中：

e_{ptk}——按弹性抗力法计算的被动区抗力（kPa）；

k_h ——水平向基床系数，按“m ”法确定（kPa/m）；

Δx——支护结构的水平位移（m）；

E_{ptk}——支护结构嵌入深度范围内被动区抗力合力（抗力反向时取绝对值求和）（kN）；

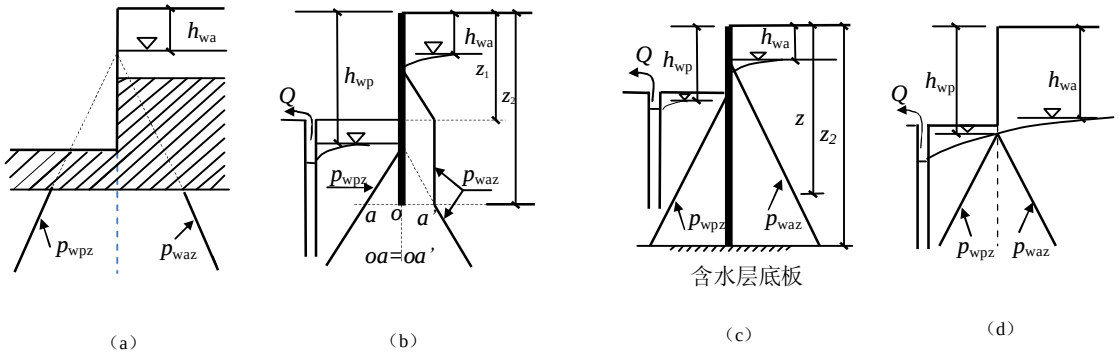
E_p ——支护结构嵌入深度范围内的被动土压力合力（kN）；

k_{tk} ——被动区抗力安全系数，对于悬臂结构，不应小于1.50；对于单支点结构，不应小于1.20；对于多支点结构，不应小于1.05。

6.2.7 位于低级阶地的基坑，按承压水水头确定水压力时可按表 6.2.7 所列几种不同的情况进行计算。有多层地下水时，应分别按各含水层的水位（头）计算其中的水压力。

表 6.2.7 不同条件下的水压力计算

隔水帷幕	坑内降水	坑内外之间的渗流	主 动 侧	被 动 侧	图 示
无	不降	无	$p_{waz}=p_{wpz}=g_w(z-h_{wa})$		图 6.2.7(a)
悬挂式	降	有	$z\leqslant z_1$： $p_{waz1}=g_w(z_1-h_{wa})$ $z\geqslant z_2$： $p_{waz1}=g_w(z_2-h_{wp})$ 以上两段之间取线性插值	$p_{wpz2}=g_w(z_2-h_{wp})$	图 6.2.7(b)
落底式	降	无	$p_{waz}=g_w(z-h_{wa})$	$p_{wpz}=g_w(z-h_{wp})$	图 6.2.7(c)
无	降	有	$p_{waz}=g_w(z-h_{wa})$	$p_{wpz}=g_w(z-h_{wp})$	图 6.2.7(d)



h_{wa}：主动侧计算地下水位（头）埋深；

h_{wp}：被动侧计算地下水位（头）埋深；

Z_1：基坑开挖深度；

Z_2：隔水帷幕深度；

图 6.2.7 不同情况下的水压力计算

6.2.8 坡顶地面非水平时可按库伦公式或采用楔体试算法计算主动土压力。坡顶有一部分放坡，其高度不大时，亦可将放坡范围的土层折算为超载进行计算。

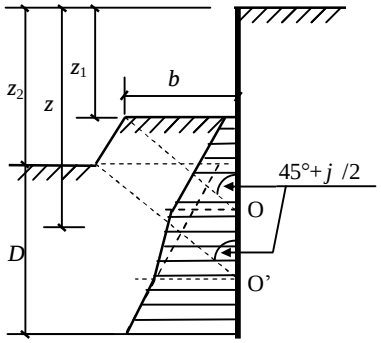


图 6.2.8 被动区留土时土压力计算

坑底地面非水平且靠近坑边的台阶宽度大于 2.0m 时（图 6.2.8），可按下式计算被动土压力：

O点以上：$e_p = g\left(z - z_1\right)k_p + 2c\sqrt{k_p}$ （6.2.8-1）

O’ 点以下：$e_p = g\left(z - z_2\right)k_p + 2c\sqrt{k_p}$ （6.2.8-2）

O点与O’点之间取插值。

当 $b > D/2$ 时可以 z_1 作为计算开挖深度，否则应以z_2 作为计算开挖深度。

坑底被动区留土时支护结构的变形可根据经验采用以下方法近似计算：

1 考虑留土的抗力作用，调整其 m（或 k_h）值；

2 考虑留土的平衡作用，扣减部分主动土压力。

6.2.9 沿基坑边坡延长方向连续分布条形地面超载q_o引起的竖向土压力标准值增量q_z按以下不同情况确定：

1 假定 q_o 从基坑边坡开始向外无穷远分布时，$q_z=q_o$，且自上至下分布 (图 6.2.9 a)；

2 q_o局部分布一倍开挖深度范围之内时 q_z的分布范围可按图 6.2.9b 所示方法确定，其值为 q_z（z）=q_o（x）–γd

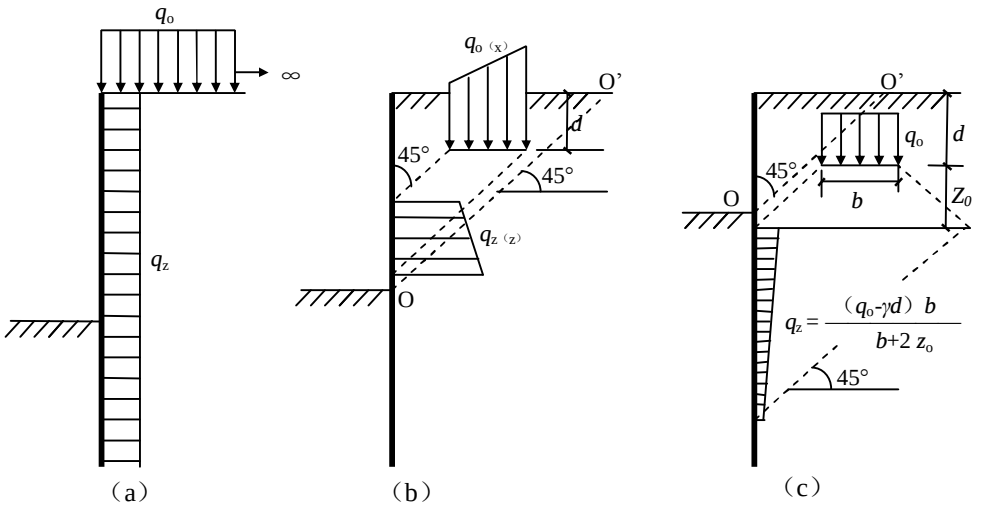


图6.2.9 不同情况下的超载计算

3 q_o局部分布在一倍开挖深度范围之外（或图 6.2.9 c OO’线以下）时，q_z按应力双向扩散假定计算。

6.2.10 当临近基坑的建筑物外墙距支护结构净距 b 小于 Htg（45°-φ_m/2）时，可按下列方法计算作用在支护结构上任意点的有限宽度土体水平荷载标准值 e_{ak}。

1 当计算点深度 Z 位于 O_1 点以上或 O_2 以下时，分别按第 6.2.9 条进行计算。

2 当计算点深度 z 位于 O_1、O_2 之间时：

对于黏性土、粉土和地下水位以上的砂土、碎石土，按下式计算：

$$e_{ak} = (2 - n_b)n_b\sum g_i h_i k_a - 2c_k n_b\sqrt{k_a} \qquad (6.2.10\text{-}1)$$

对于地下水位以下的砂土、碎石土，按下式计算：

$$e_{ak} = (2 - n_b)n_b\sum g_i h_i k_a - 2c_k n_b\sqrt{k_a} + (z - h_{wa})(1 + k_a)g_w \qquad (6.2.10\text{-}2)$$

式中 H ——基坑深度；

Z ——计算点深度；

n_b----系数，$n_b = b/[H \cdot \mathrm{tg}(45^\circ - \varphi/2)]$

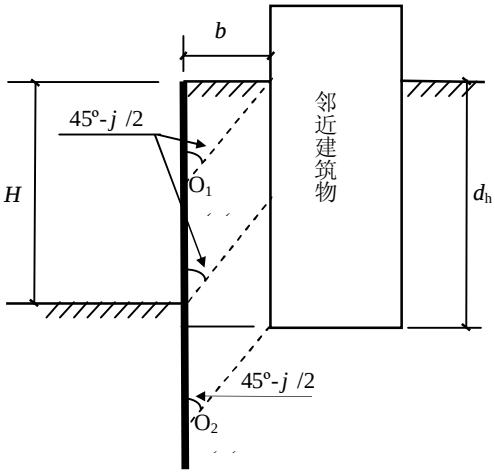


图6.2.10　有限范围土体的土压力计算

6.2.11　坑边超载宜按实际产生和可能产生的超载分布情况和强度分别计算。考虑随机发生的施工堆载、车辆行驶动载等因素，对无固定超载的邻近边坡的空场地，坑边可变荷载的强度可取 q_o= 10 kPa～20 kPa，分布范围宜根据现场实际情况确定，并应在施工中加以控制。基坑周边如有重载车辆行驶，其荷载应按实际情况另行确定。

6.2.12　对采用放坡或采用土钉和复合土钉支护的基坑边坡应进行整体稳定性分析，分析方法可采用圆弧滑动面法，按式 6.2.12 计算(图 6.2.12)下滑力 T、抗滑力 R 和抗滑稳定安全系数 k_{hd}。

$$T = \sum_{i=1}^{n1} (Q_i + G_i) \sin a_i \qquad (6.2.12\text{-}1)$$

$$R = \sum_{i=1}^{n} c_{ki} l_i + \sum_{i=1}^{n} (Q_i + G_i) \cos a_i \tan f_{ki} + \sum_{i=n1+1}^{n} (Q_i + G_i) \sin a_i \qquad (6.2.12\text{-}2)$$

$$k_{hd} = R / T \qquad (6.2.12\text{-}3)$$

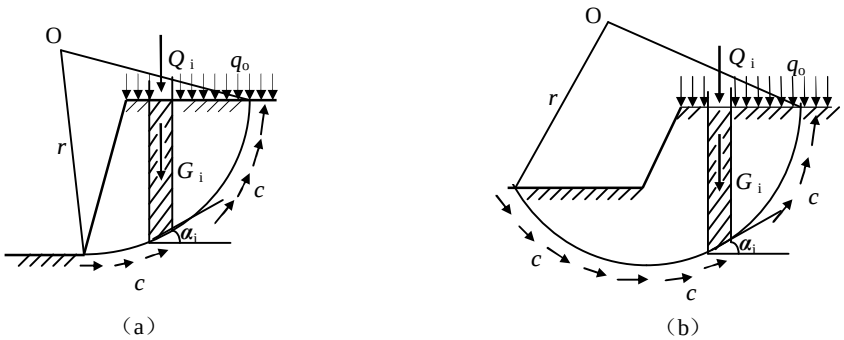


图6.2.12　圆弧滑动面法分析

式中：

c_{ki} ，j_{ki} ——第i土条底面的按总应力法确定的黏聚力(kPa)、内摩擦角（ °）标准值；

l_i ——第i土条底面的弧长(m)；

Q_i ——第i土条顶面的超载标准值(kN/m)；

G_i ——第i土条的自重加权平均值(kN/m)；

α_i ——第i土条底中点切线与水平线的夹角(°)，α_i 为负值时取正值；

n, n_1——分别为分条总数、主动侧分条数。

抗滑稳定安全系数k_{hd}对于重要性等级为一、二、三级的基坑分别不应小于1.30、1.15、1.05。

当锚杆、土钉穿越滑动面时按6.12.6条的规定计算。

对非均质的边坡、坡体内有不利倾向的软弱夹层的边坡以及岩质边坡，应根据具体条件采用平面滑动面法、折线滑动面法、三维刚体平衡法等方法进行稳定性分析。

6.2.13 支护桩（墙）的底部仍有软弱土层或夹层时（图 6.2.13），应按式 6.2.13 进行桩（墙）底抗隆起稳定性验算及通过桩、墙底以下土层的圆弧或非圆弧滑动面整体稳定性验算。

$$g_a H_d + q_0 \leqslant \left[g_p h_d \cdot N_q + c_k \left(N_q - 1 \right) \cot j_k \right] \frac{1}{k_{lq}} \qquad (6.2.13)$$

式中：

k_{lq}——坑底抗隆起安全系数，不应小于1.80；

γ_a 、γ_p——分别为主动侧、被动侧土层的加权平均重度；

c_k、j_k ——桩（墙）底部土层的抗剪强度指标标准值；

N_q——承载力系数；

$$N_q = k_p e^{p \tan j_k}$$

$$k_p = \tan^2 \left(45° + j_k / 2 \right)$$

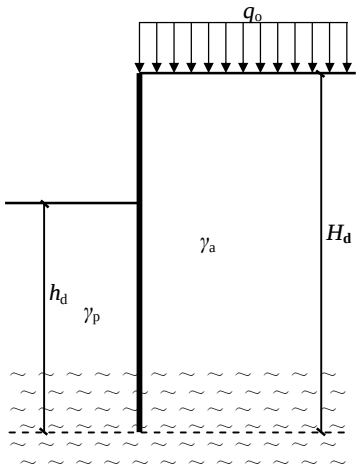
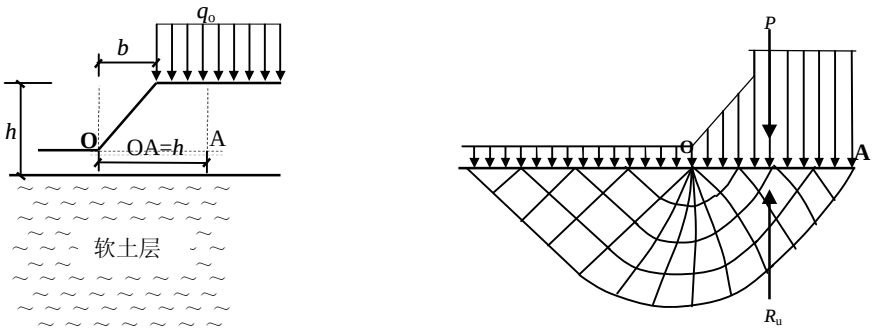


图6.2.13 桩、墙底隆起稳定性验算

6.2.14 对无支护桩（墙），采用一定坡率放坡的边坡（包括土钉支护边坡）,如坡脚或坡脚以下有软塑～流塑状的黏性土、淤泥、淤泥质土分布，应按图 6.2.14 所示模型进行坑底抗隆起稳定性验算，并应满足式 6.2.14 的要求。图 6.2.14 中，取验算土层深度 h 为承载力的计算宽度，如放坡宽度 b 大于 h，则应取放坡宽度 b 为计算宽度。

$$P \leqslant R_u / 1.80 \qquad (6.2.14)$$



(a)实际剖面　　(b) 计算模型

图6.2.14　放坡条件下的坑底抗隆起验算

式中：

P——OA宽度范围内验算土层以上总荷载，包括土体重量以及地面超载(kN)；

R_u——按OA宽度计算的验算土层的极限承载力合力(kN)。

6.2.15　当基坑坑底存在承压含水层时应按式6.2.15进行抗承压水突涌验算(图6.2.15)。

$$k_{ty} \cdot H_w \cdot g_w \leqslant D \cdot g \qquad (6.2.15)$$

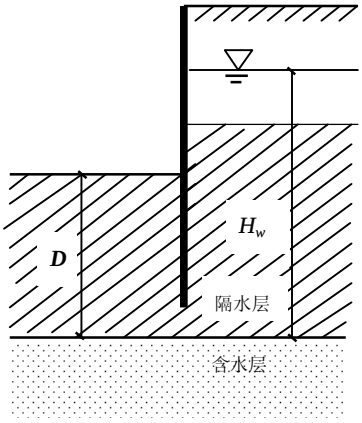


图 6.2.15　坑底突涌验算

式中 k_{ty} —— 抗坑底突涌安全系数，对于大面积普遍开挖的基坑，不应小于1.20；对于承台可分别开挖且平面尺寸较小的基坑，不应小于1.05；

D —— 基坑底至承压含水层顶板的距离(m)；

γ —— D 范围内土的平均天然重度(kN/m^3)；

H_w —— 承压水水头高度(m)；

γ_w —— 水的重度，取10kN/ m^3 。

6.2.16　当基坑侧壁有粉土、粉砂层时应按式 6.2.16 进行管涌验算(图 6.2.16)。

$$k_{gy} h g_w \leqslant (2t + h) \cdot g' \qquad (6.2.16)$$

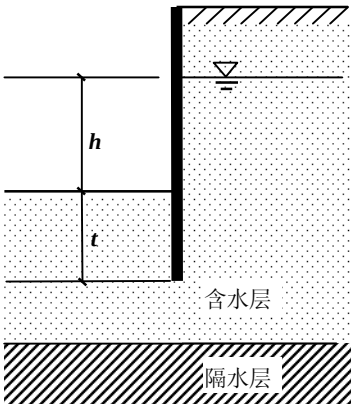


图6.2.16　侧壁管涌验算

式中：

k_{gy} ——抗管涌安全系数，不应小于1.50；

t ——隔渗帷幕或连续桩、墙插入基坑底以下的深度(m)；

h ——侧壁含水层水位至基坑底的深度(m)；

γ'——土的平均浮重度(kN/m^3)；

γ ——水的重度，取10kN/m^3。

6.3　悬臂式排桩支护结构

6.3.1　悬臂式排桩的桩型与成桩工艺应根据土层性质、地下水条件及基坑周边环境要求等，按安全适用、经济合理的原则选择，可采用钢筋混凝土灌注桩、预制桩、钢板桩、工字钢、钢管、水泥土桩内置型钢等桩型。当支护桩的施工影响范围内存在对地基变形敏感、结构性能差的建筑物或地下管线时，不应采用挤土效应严重、易塌孔、易缩径或有较大震动的桩型和施工工艺。

6.3.2　悬臂式排桩悬臂高度不宜超过 6m，对深度大于 6m 的基坑可结合桩顶以上放坡卸载使用；嵌固段的地层为老黏性土、密实卵砾石、碎石层或岩层且桩身截面尺寸较大时，悬臂高度可以超过 6m。

6.3.3　钢筋混凝土悬臂支护结构体系的各构件应按具体工程条件选定：

1　钢筋混凝土桩的直径宜采用 Φ500mm～Φ1200mm；采用高强预应力管桩时，桩的直径不宜小于Φ500mm；

2　钢筋混凝土冠梁宜沿基坑周边形成封闭圈，其竖向厚度不应小于500mm，平面上外包桩体并突出50mm～100mm，每侧配筋率不宜小于0.3%。桩身混凝土应伸入冠梁底面以上50mm～100mm，桩主筋伸入冠梁不少于30d(d为钢筋直径)。桩的其它配筋要求参见混凝土结构设计规范。冠梁不能形成封闭圈时应在其端部采取加强稳定的结构措施；

3　桩与桩之间可视情况采用砖拱、喷射混凝土、水泥土桩等封闭措施，防止管涌和流土，并应采取有效措施疏导地下水，减轻支护桩承受的水压力。

6.3.4　悬臂桩内力(弯矩、剪力)标准值应采用弹性抗力法进行计算。如采用杆件有限元法，可按 6.4.2 条规定的步骤进行计算。

在土层中,当计算确定的嵌入深度小于0.5H 时，应取0.5H（H为计算开挖深度）。

6.3.5　悬臂钢筋混凝土桩的配筋应符合下列要求：

1　应按钢筋混凝土受弯构件计算和配筋，弯矩设计值M 按式6.3.5确定：

$$M = 1.35 \cdot y_t \cdot M_k \tag{6.3.5}$$

式中：

M_k ——按6.3.4条确定的弯矩标准值(kN·m)；

ψ_t ——临时性支护结构调整系数，根据4.0.6条确定；

桩的配筋可根据弯矩设计值和材料参数按附录E确定；

2 桩的混凝土强度等级不宜低于C25，水下混凝土强度等级不宜低于C30；

3 土质较好或采用人工挖孔桩时可采用不均匀配筋，将抗弯钢筋集中布置于受拉边的弯矩作用平面左右各45°～60°范围内。钢筋较多时可用束筋，但每束不应多于2根，在施工图中应强调钢筋布置要求；

4 箍筋按构造设置；

5 采用预制桩时不宜设置接头。

6.4 桩锚支护结构

6.4.1 桩锚支护结构体系中的各构件应按具体工程条件选定。

1 桩锚支护结构体系中排桩的桩型可按表6.1.2选用；

2 根据支护深度和土质条件，锚杆可设置一层或多层，其锚固段宜避开淤泥、淤泥质土，置于较好的黏性土、粉土或粉细砂层中，并应注意避开浅部的地下设施。根据土质和施工条件可选用灌浆锚杆、螺旋锚杆等不同锚型。在粉土、粉细砂层中有承压水时，宜采用不拔管的一次性锚杆。根据变形控制要求，可分别选用预应力锚杆、非预应力锚杆；

3 如冠梁与顶撑、角撑、拉锚等传力构件连接，则应按受力构件设计，否则只需按构造要求配筋，其参见6.3.3条；

4 围檩以及锚头中的各部件应根据设计锚固力制作或选用型钢或标准件。围檩与排桩之间宜设置素混凝土垫块。

6.4.2 对单层或多层锚杆支护桩排宜采用弹性抗力法或其他能考虑支护结构与土体共同作用的方法计算桩身内力、锚杆力和桩的变形。如采用杆件有限元法，可采用图 6.4.2 所示模型进行计算，计算步骤应符合以下要求：

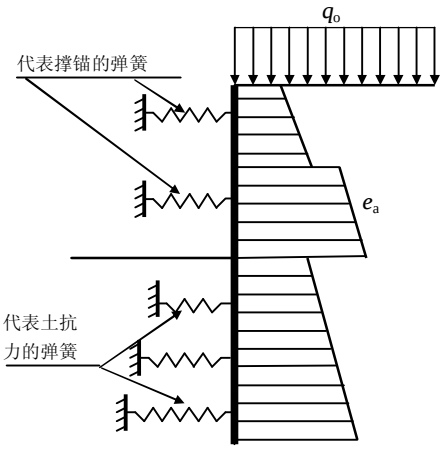


图6.4.2 弹性抗力法计算模型

1 设定桩长；

2 按照施工顺序分工况计算桩的内力、水平位移、锚杆反力、被动区土抗力；

3 按6.2.6条规定检验被动区各工况中的最大抗力是否满足要求，否则加大嵌入深度重新计算；

4　在土层中,如计算嵌入深度小于0.3H，应取0.3H（H为计算开挖深度）；

5　在深厚软弱土层中，如计算嵌入深度大于按“m”法计算的弹性长桩的特征深度4/α，可取4/α为设计嵌入深度，但应考虑是否需要对被动区土体采取加固措施；

注：α为桩的变形系数，$\alpha=(mb_0/EI)^{0.2}$。

6　桩底如仍存在软弱土层，尚应按进行整体稳定性和桩底抗隆起验算。

6.4.3　土抗力弹簧的水平反力系数可按下式计算：

$$k_{\mathrm{h}} = m\left(z - h_0\right) \qquad (6.4.3\text{-}1)$$

式中：　m——土的水平反力系数的比例系数（kN/m^4），对多层土，按不同土层分别取值；

z——计算点距地面的深度（m）；

h_0——计算工况下的基坑开挖深度（m）。

6.4.4　锚杆水平向刚度系数宜通过试验确定,缺乏试验资料时可按下式计算：

$$K_{\mathrm{B}} = \frac{3E_{\mathrm{g}}E_z A_g A b_a}{\left(3E_z A l_f + E_g A_g l_a\right)s}\cos^2 q \qquad (6.4.4\text{-}1)$$

$$E_z = \frac{\mathrm{E_g}A_g + E_m\left(A - A_g\right)}{A} \qquad (6.4.4\text{-}2)$$

式中：　K_{B}——锚杆水平向刚度系数（kN/m）；

E_{g}——锚杆杆体的弹性模量（kN/m^2）；

E_{Z}——锚杆锚固段的组合弹性模量（kN/m^2）；

A_{g}——锚杆杆体的截面面积（m^2）；

A——锚杆锚固段的截面面积（m^2）；

l_{f}——锚杆自由段长度（m）；

l_{a}——锚杆锚固段长度（m）；

E_{m}——锚杆注浆锚固体的弹性模量（kN/m^2）；

b_{a}——结构计算分析宽度（m）；

s——锚杆水平间距（m）；

θ——锚杆水平倾角。

6.4.5　桩的配筋应符合下列要求：

1　弯矩设计值 M 按式 6.3.5 确定，并应满足桩身构造配筋的要求；

2　桩的配筋可根据弯矩设计值和材料参数按附录 D 确定，但宜对称配筋。

6.4.6　单根锚杆的轴向拉力标准值和设计值可按下式计算：

$$N_{\mathrm{ak}} = \frac{H_{\mathrm{tk}}}{\cos q} \qquad (6.4.6\text{-}1)$$

$$N_a = 1.35y_t N_{ak} \qquad (6.4.6\text{-}2)$$

式中 ：

N_{ak} ——锚杆的轴向拉力标准值(kN)；

N_{a} ——锚杆的轴向拉力设计值(kN)；

H_{tk} ——锚杆所受水平拉力标准值(kN)，按6.4.2条原则计算确定；

θ ——锚杆对水平方向的倾斜角（°）；

ψ_{t}——临时性支护结构调整系数，根据4.0.6条确定。

6.4.7　验算锚杆的轴向抗拉承载力时应满足式 6.4.7 的要求。

$$N_{ak} \leqslant N_{uk}/1.7 \quad , \quad N_{uk} = \sum_{i=1}^{n} A_i \cdot f_i \qquad (6.4.7)$$

式中：

A_i ——锚杆有效锚固段内在第i 层土中的锚固表面积(m^2) ；

f_i ——第i 层土的极限摩擦力(kPa)，根据试验确定，无试验资料时可根据经验并参照附录E确定；

n ——锚杆锚固段穿越的土层数；

N_{uk}——锚杆极限抗拔力标准值(kN)。

6.4.8 锚杆中的杆芯可采用钢绞线、高强钢筋、无缝钢管制作。其截面面积按式 6.4.8 确定。

$$A_s \geqslant N_a / (x f_y) \qquad (6.4.8)$$

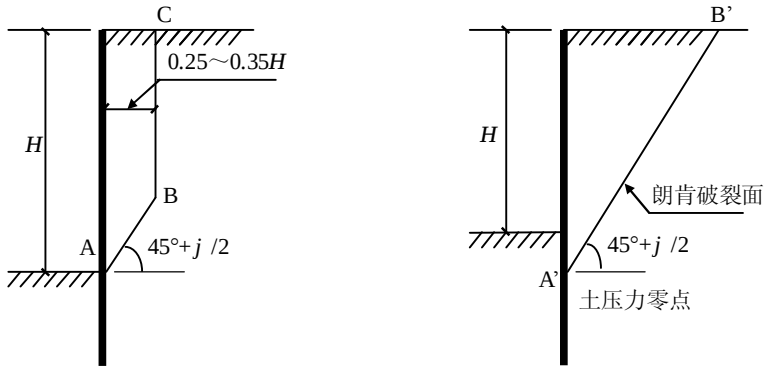
式中：

A_s ——杆芯的截面面积(m^2)；

ξ——工作条件系数，临时性锚杆可取0.92，永久性锚杆可取0.69；

f_y ——杆芯材料抗拉强度设计值(kPa)。

6.4.9 锚杆的有效段和自由段按通过基坑以下土压力零点的朗肯破裂面划分。对 Q_2、Q_3 老黏性土可取图 6.4.9 中的 A-B-C 线。

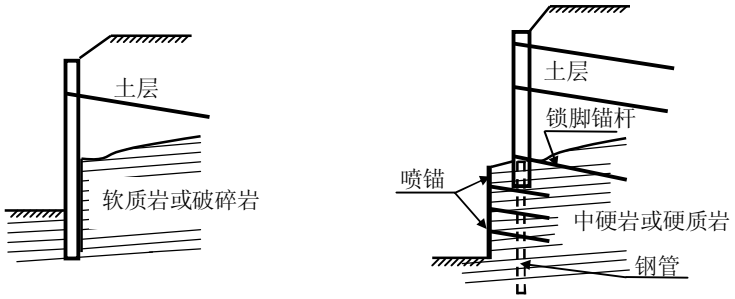


A-B-C老黏性土的潜在破裂面　　A'-B'一般土的潜在破裂面

图6.4.9 锚杆自由段、锚固段的划分

6.4.10 对岩土组合基坑（或边坡），当下部为软质岩或风化破碎带时，可采用图 6.4.10a 所示嵌岩桩锚(撑）支护结构，岩层可按其抗剪强度指标（或等效值）计算侧压力及被动抗力。

当基坑下部为中硬岩或硬质岩时可采用图6.4.10b所示悬壁嵌岩桩组成的桩锚(撑）支护结构。



（a）嵌岩桩支护示意图　　（b）悬壁嵌岩桩支护示意图

图6.4.10 岩土组合基坑垂直开挖时的支护型式

6.4.11 悬壁嵌岩桩构造应符合以下要求：

1　桩端进入岩面以下1m～2m（视岩石强度确定），桩外缘距离开挖面1.0m～1.5m；

2　当桩端以下岩体比较破碎时，或支护桩承受较大水平荷载时，可在桩底以下设置一根或多根钢管，钢管底端伸入基坑底以下2m ～3m，顶端锚入桩体之内；

3　桩端设置锁脚锚杆，锚入稳定岩体；

4　桩端以下应随着开挖进程及时对岩壁进行喷锚支护。喷锚支护锚杆长度及竖向间距根据岩体结构面发育情况确定，一般锚杆长度可取4m～6m。如存在倾向坑内的可能引起滑移的不利结构面，锚杆应穿过该结构面锚入稳定岩体。

6.4.12　悬壁嵌岩桩可如图 6.4.12 所示模型按弹性抗力法进行计算。计算应符合以下原则：

1　土体部分按常规计算；岩体部分可不考虑主动侧向岩石压力；

2　开挖面尚在桩端以上时可按常规考虑开挖面以下的土抗力（图 6.4.14 a），并适当考虑岩体抗力；

3　开挖面到达岩面或低于岩面时（图6.4.14 b）不考虑桩端岩层的抗力，桩底端抗力弹簧刚度仅决定于锁脚锚杆。应根据锁脚锚杆的实际约束情况选取抗力刚度系数。

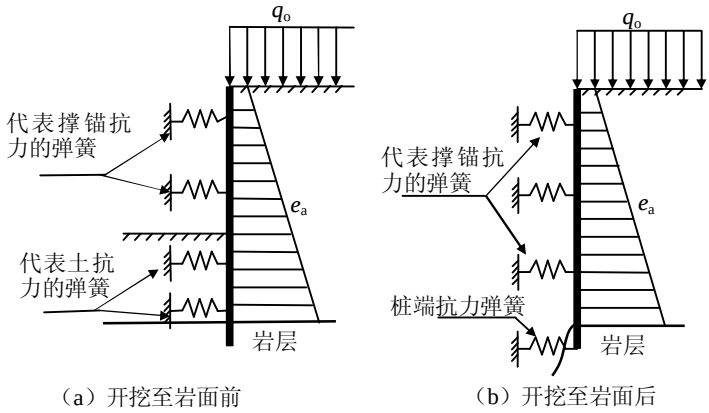


图6.4.12　悬壁嵌岩桩的计算模型

6.4.13　锚杆的构造与布置应符合下列规定：

1　锚杆的水平间距不宜小于 1.5m；对多层锚杆，锚杆的竖向间距不宜小于 2.0m；

2　锚杆锚固段的上覆土层厚度不宜小于4.0m；

3　锚杆倾角宜取15～35°，且不应大于45°，不宜小于10°；

4　锚头连接应牢固可靠，不松动，装卸方便并便于重复张拉。

6.4.14　锚杆的抗拔试验分极限抗拔力试验(基本试验)和张拉试验(验收试验)两种。按 6.4.6 条和 6.4.7 条计算的锚杆抗拔力，在无经验时或采用新型锚杆时应通过基本试验证实方能用于设计。在一项工程中基本试验数不应少于 3 根，有充分的经验时可不作基本试验，但必须进行张拉试验(验收试验)验证设计是否符合实际，试验数量不应少于锚杆总数的 5% 。锚杆的基本试验、验收试验应按湖北省地方标准《建筑地基基础检测技术规范》（DB42/ 269）的规定进行。如试验结果表明锚杆承载力不足，应对原设计作必要的修改。在软弱黏性土层中设置锚杆时尚应进行锚杆的蠕变试验，以确定锚杆随时间延长逐渐松弛、锚固力降低、变形增大的程度，以便采取相应的对策。

6.5　双排桩支护结构

6.5.1　当单排悬臂桩刚度不足，变形过大且存在一定的施工空间时，可采用双排桩。双排桩的支护高度不宜超过 12.0m，当采取被动区加固或结合撑（锚）使用时可以根据计算确定支护高度。

6.5.2　双排桩的设计应符合以下要求：

1　除纵向冠梁之外，尚应在前、后排之间设置足够刚度的横梁，组成门式刚架。双排桩支护结构顶连梁应按图6.5.2布置；

2　双排桩之间的中心间距宜为2.5d～5d (d为桩径或桩宽)。但此间距也不宜超过墙背主动朗肯区宽度的二分之一；

3　刚架横梁的宽度不应小于d，高度不宜小于0.8d，刚架横梁的高度与双排桩排距的比值宜取1/6～1/3；

4　双排桩结构的嵌入深度应根据被动区抗力安全系数确定。对于多支点的双排桩结构，被动区抗力安全系数应不小于1.05；其它双排桩结构的被动区抗力安全系数应不小于1.20。

悬臂双排桩的嵌固深度应满足以下构造要求：

对一般黏性土、砂土，不宜小于0.5 H（H 为基坑深度）；

对于淤泥、淤泥质土及承载力小于80kPa的软土，应对被动区进行加固。当桩底以下仍存在软弱土时尚应进行整体稳定性验算。

5　当周边环境条件对双排桩变形控制有较高要求时，应对桩间软土进行加固处理。加固工艺可采用水泥土搅拌桩或高压旋喷桩。当采用水泥土搅拌桩时，为保证加固土体与支护桩良好接触，宜先施工水泥土搅拌桩，后施工桩排。

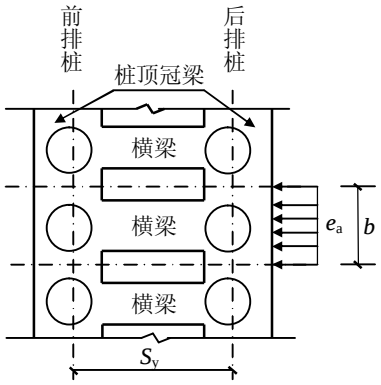


图6.5.2　双排桩桩顶连梁布置

6.5.3　双排桩支护结构可采用图 6.5.3 所示的平面刚架结构模型进行计算。后排桩土压力应按本规程 6.2 节的规定计算，前排桩嵌固段的土抗力应按本规程 6.4.3 条计算。桩间土体可用弹性介质模拟或采用其它有经验的土体应力应变本构关系模型模拟。

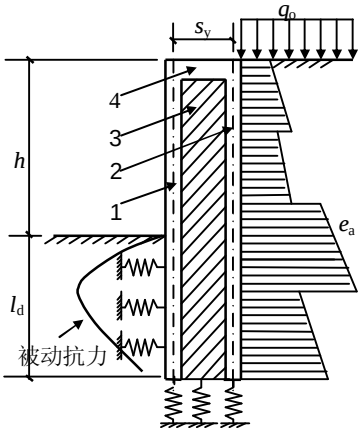


图6.5.3　双排桩计算

1-前排桩；2-后排桩；3-桩间土；4-连梁

6.5.4　竖向弹簧支座的刚度系数 K_v 应按下式计算：

$$K_v = k_v bh \tag{6.5.4}$$

式中：

k_v——地基土的垂直向基床系数（kN/m^3），宜由现场试验确定或参照类似工程的经验确定；

b、h——分别为土体弹簧的水平和垂直向计算间距（m）。

6.5.5　双排桩结构的抗倾覆稳定性应符合下式规定（图 6.5.5）：

$$K_{qf} = \frac{E_{pk} z_p + G z_G}{E_{ak} z_a} \tag{6.5.5}$$

式中：K_{qf}——抗倾覆稳定性安全系数；一、二、三级重要性等级的支护结构，安全系数应分别不小于1.25、1.20、1.15；

E_{ak}、E_{pk}——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力的标准值（kN）；

z_a、z_p——分别为基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力的合力作用点至桩底端的距离（m）；

G——双排桩、桩顶连梁和桩间土的自重之和（kN）；

z_G——双排桩、桩顶连梁和桩间土的重心至前排桩边缘的水平距离（m）。

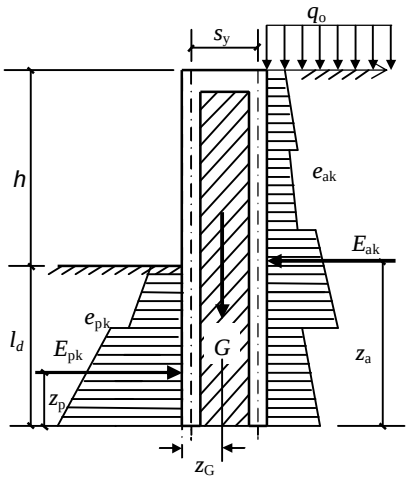


图6.5.5　双排桩抗倾覆稳定性计算

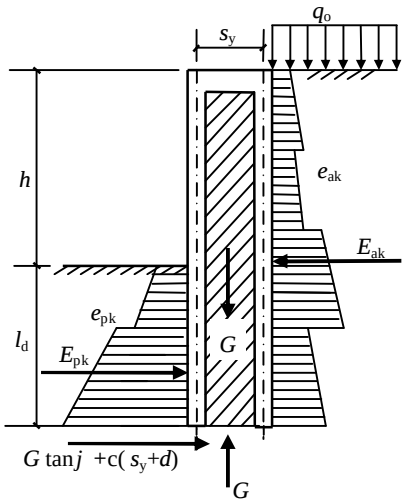


图6.5.6　双排桩抗滑移稳定性计算

、

6.5.6　双排桩结构的抗滑移稳定性应符合下式规定（图 6.5.6）：

$$K_{hd} = \frac{E_{pk} + G\tan f + c\left(s_y + d\right)}{E_{ak}} \tag{6.5.6}$$

式中：K_{hd}——抗滑移稳定性安全系数；一、二、三级重要性等级的支护结构，安全系数应分别不小于1.25、1.20、1.15;

E_{ak}、E_{pk}——基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力的标准值（kN）；

f、c——排桩底面下土的内摩擦角（度）和黏聚力标准值（kPa）；

G——双排桩、桩顶连梁和桩间土的自重之和（kN）；

s_y——双排桩排距（m）；

d——桩的直径（m）。

6.5.7 双排桩与桩顶连梁节点处，桩与连梁受拉钢筋的搭接长度不应小于$1.5l_a$，此处，l_a为受拉钢筋的锚固长度。其节点构造尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 对框架顶层端节点的有关规定。

6.6 型钢水泥土搅拌墙

6.6.1 型钢水泥土搅拌墙的选型应根据基坑开挖探度、周边环境条件、场地工程地质和水文地质条件、基坑形状与规模、支撑或锚杆体系的设置等综合确定。

6.6.2 常用的水泥土搅拌桩直径有 650 mm、850mm、1000mm 等；内插型钢可采用焊接型钢或轧制型钢，一般采用 H 型钢。型钢插入布置可根据计算确定采用连续密插、插二跳一、插一跳一的方式。

6.6.3 型钢水泥土搅拌墙适用于开挖深度小于 12m 的基坑；当具备放坡卸载条件，采用增加支撑（锚）的方式时，支护深度可适当加大。型钢水泥土搅拌墙成墙深度不宜大于 30 m；

6.6.4 搅拌桩及型钢应符合下列要求：

1 内插型钢宜采用 Q235B 级钢和 Q345B 级钢，规格、型号及有关要求宜按国家现行标准《热轧 H 型钢和部分 T 型钢》GB/T 11263 和《焊接 H 型钢)) YB 3301 选用。型钢的材质、截面尺寸、力学性质及平顺度等应符合相关标准的要求，并满足各种工况下型钢受力、变形计算及其他相关要求。

2 搅拌桩 28 天龄期的无侧限抗压强度不应低于设计要求且不应低于 0.5MPa。

3 搅拌用水泥宜采用不低于 P.O 42.5 级的普通硅酸盐水泥。水泥用量和水灰比应结合土层条件及机械性能等通过现场试验确定，并宜符合表 6.6.4 的规定。

表 6.6.4 水泥土搅拌桩材料用量和水灰比参考表

土质条件	搅拌土体的单位材料用量		水灰比
	水泥(kg/m^3)	膨润土(kg/m^3)	
黏性土	≥350	0~5	1.5~2.0
砂性土	≥320	5~10	1.5~2.0

注：1、计算水泥用量时，被搅拌土体的体积可按搅拌桩各单桩圆形截面面积与深度的乘积计算；

2、在填土、淤泥质土、淤泥等软土中应提高水泥掺量；

3、水灰比在型钢依靠自重或辅助设备可插入到位时，宜取小值。

6.6.5 水泥土搅拌墙作为隔水帷幕时，应采用套孔方法施工。其抗渗性能应满足墙体自防水的要求，在砂性土中搅拌桩施工宜外加膨润土。

6.6.6 当搅拌桩穿越标贯击数大于 30 击的硬土层时，应采用预引孔的方法施工。

6.6.7 型钢水泥土搅拌墙的顶部应设置钢筋混凝土或型钢冠梁。设置钢筋混凝土冠梁时，型钢顶面应突出冠梁顶面不少于 500mm；冠梁应设置封闭箍筋，冠梁上设置内支撑或锚杆时，纵向配筋应通过计

算确定；构造配筋的冠梁，纵向钢筋的最小配筋率不应小于 1%，且单侧纵向钢筋不应少于 4Φ20。设置型钢冠梁时，水泥土搅拌桩、H 型钢与型钢冠梁之间的空隙应用钢楔块或 C30 以上细石混凝土填实，型钢冠梁与插入 H 型钢应可靠连接。

6.6.8 墙体计算抗弯刚度，只应计入内插型钢的截面刚度。在进行支护结构内力和变形计算以及基坑抗隆起、抗倾覆、整体稳定性等各项稳定性分析时，支护结构的深度应取型钢的插入深度，不应考虑型钢端部以下水泥土搅拌桩的作用。水泥土搅拌桩的入土深度，除应满足型钢的插入要求之外，尚应满足基坑抗渗流稳定性的要求。

6.6.9 应对水泥土搅拌桩桩身局部受剪承载力进行验算。局部受剪承载力应包括对型钢与水泥土之间的错动受剪承载力和水泥土最薄弱截面处或侧土压力最大处的局部受剪承载力进行验算，验算方法应符合《型钢水泥土搅拌墙技术规程》JGJ/T199 的有关规定。

6.6.10 型钢宜采用整材；当必须分段接长时，应采用坡口焊接，对接坡口焊接的坡口型式及要求应符合《建筑钢结构焊接技术规程》JCJ81 有关规定。单根型钢中焊接接头不宜超过 2 个，焊接接头的位置应避开型钢受力较大处（如支撑设置位置、开挖面附近等），相邻型钢的接头位置应相互错开，错开距离不小于 1m。

6.7 地下连续墙

6.7.1 地下连续墙作为基坑支护结构可采用以下几种方式：

1 悬臂式

1）直线等厚悬臂式 适用于土质较好，开挖深度较浅的基坑护壁。其顶部宜设置圈梁，以承担部分水平力；

2）组合断面悬臂式 将地下连续墙作成T形、Π形或工字形，可用于较深的基坑。

2 内支撑式

1)单层水平支撑式 在地下连续墙顶部或接近顶部设一道水平内支撑，下端弹性嵌固于天然岩土层或加固土层中，可用于开挖深度较大的基坑；

2）多层水平支撑式 可用于开挖深度很大的基坑；

3)斜撑式 利用建筑物基础底板、靠近边缘的承台或另外设置专门的支撑承台（含抗水平力桩）作为支点设置斜撑，可代替单层支撑。采用此种支撑时应与土方开挖和基础施工密切配合，在支撑生效之前保留边缘护壁土体不挖除，以保证施工过程中墙体的稳定并控制其位移；

3 锚拉式 采用类似桩锚支护结构的方法，边开挖边设置锚杆，或设置顶部拉锚(锚碇板或锚碇块)。

6.7.2 仅作为临时支护结构的地下连续墙设计应符合下列要求：

1 土、水侧压力可按6.2节的规定计算，但应考虑位移限制对主、被动两侧土压力分布的影响，对设有撑、锚的地下连续墙宜根据经验对土压力计算结果给以必要的调整；

2 悬臂式地下连续墙可按6.3节的方法计算入土深度和内力；

3 有撑、锚的地下连续墙可按6.4节的方法计算入土深度、内力和撑锚力；

4 对座落于软土层中的地下连续墙尚应进行坑底抗隆起稳定性验算及整体稳定性验算。

6.7.3 对设置一层以上内支撑或锚杆的地下连续墙应按照施工顺序对不同工况逐一进行计算，包括内支撑的设置过程和拆除过程，并按最不利工况进行墙体的设计。

6.7.4 地下连续墙的厚度应根据成槽机的规格、墙体的抗渗要求、墙体的受力和变形计算等综合确定。现浇地下连续墙常用的墙厚为 600mm、800mm、1000mm 和 1200mm。

6.7.5 地下连续墙单元槽段的平面形状和槽段长度，应根据墙段的结构受力特性、槽壁稳定性、环境条件和施工设备条件等因素综合确定。地下连续墙一字形槽段长度不宜大于 6m，L 形、T 形等槽段各

肢长度总和不宜大于 6m。墙身混凝土强度等级不应低于 C30，抗渗等级不宜小于 S6 级，水下浇筑时混凝土强度等级按相关规范要求提高。主筋保护层坑内侧不宜小于 50mm，坑外侧不宜小于 70mm。

6.7.6　地下连续墙槽段间的施工接头可据设计要求采用柔性接头和刚性接头。当地下连续墙作为基坑临时的支护墙时，可采用柔性接头（圆形锁口管、半圆形锁口管、波形管、锲形及预制接头等）；当地下连续墙作为地下室外墙结构时，应采用刚性接头（十字穿孔钢板、钢筋搭接、工字形型钢、十字形型钢等接头）。

6.7.7　地下连续墙的纵向受力钢筋应沿墙身均匀配置，并可根据内力分布沿墙体纵向分段配置，且通长配置的纵向钢筋不应小于50%；纵向受力钢筋宜采用HRB335或HRB400级钢筋，直径不宜小于16mm，钢筋净间距不宜小于75mm。水平钢筋和构造钢筋可选用HPB300、HRB335或HRB400级钢筋，直径不宜小于12mm。地下连续墙墙顶应设置钢筋砼冠梁将其连成整体，冠梁宽度不宜小于墙体厚度，梁高不宜小于500mm，总配筋率不应小于0.4%，墙身纵向钢筋伸入冠梁的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010对钢筋锚固的有关要求。

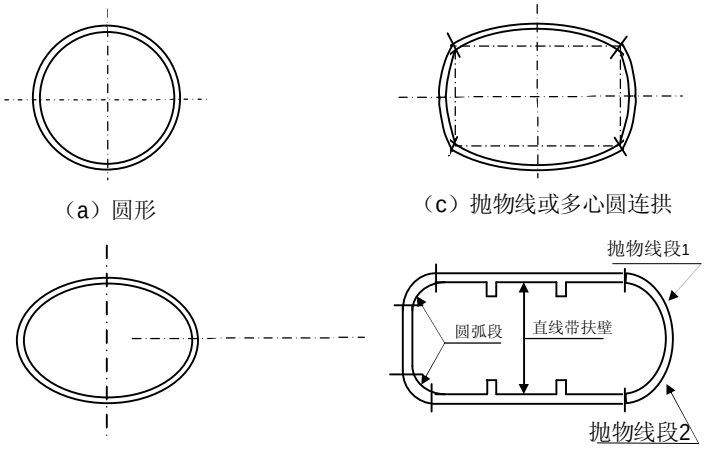
6.7.8　地下连续墙作为地下室外墙或作为地下室外墙的一部分时(“两墙合一”)，应将其作为永久性结构纳入主体结构设计范畴，满足作为地下室外墙结构在施工期和使用期的内力、变形绕度控制、裂缝控制等要求，并应符合 6.10 节的相关规定。

6.7.9　当基坑侧壁或坑底分布有粉土、粉砂及其互层和砂性土含水层影响到基坑渗透稳定性时，在地下连续墙的施工接头部位应采取设置高压旋喷桩、多头搅拌桩、预埋后注浆等隔水措施，确保隔渗效果。

6.6.10　地下连续墙的成槽施工、墙身垂直度和墙面平整度、钢筋笼制作和吊装、墙身质量检测等尚应满足现行施工规范规程的技术要求。

6.8　围筒式支护结构

6.8.1　围筒式支护结构可采用圆形、椭圆形、抛物线或多心圆连拱等基本形式，也可由以上几种形式与直线带扶壁段共同组成复合型封闭结构(图 6.8.1)。围筒轴线的矢跨比不宜小于 1/8。应注意保持筒壁的连续性，保证围筒曲线形状符合设计要求。采用复合型围筒时，如直线段长度较大且开挖较深，宜在直线段加设对顶内支撑或锚杆。



（a）圆形　（c）抛物线或多心圆连拱

（b）椭圆形　（d）复合形

图6.8.1　围筒结构的各种形式

6.8.2　基坑外轮廓为圆形、椭圆形时宜采用围筒式支护结构，利用弧形、拱形结构的特点将径向力转化为环向力，一般可不再设内支撑。

6.8.3 围筒结构可由钢板桩、钢筋混凝土连锁桩、SMW 工法连续墙、钢筋混凝土连续墙等构筑。面积较大或土质软弱时宜采用钢筋混凝土连续墙。

围筒的形式、断面和材料的选择应通过计算确定。

6.8.4 围筒结构的筒壁可在开挖之前施工。在土质较好的情况下也可以分层开挖，由上至下分层构筑。筒体宜在分层处或适当部位设置腰梁或采用台阶式断面。

6.8.5 作用于围筒的土压力可按 6.2 节规定计算。对于围筒结构应特别注意侧向压力的非均匀性。

6.8.6 圆形围筒在均布外力作用下，内力只有轴向压力标准值 $N_{\theta k}$ ，可按式 6.8.6 计算：

$$N_{qk} = R \cdot P \qquad (6.8.6)$$

式中：

$N_{\theta k}$——圆形围筒轴向压力标准值(kN)；

R ——圆形围筒外圈半径(m)；

P ——作用于围筒的均布土压力标准值(kN/m)。

6.8.7 在均匀荷载或非均匀荷载作用下的椭圆形、抛物线形或多心圆连拱及复合型围筒，可简化为若干个两铰拱，视各支座为围筒变形和弯矩方向转换点(图 6.8.7)，利用支座反力平衡条件 $V_1 = H_2$ 、$V_2 = H_1$， 求出协调后的各拱土压力 E'_a ， 然后以 E'_a为荷载，分别计算各两铰拱的内力。

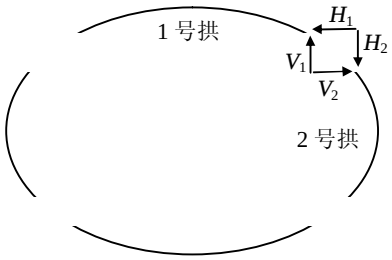


图 6.8.7 椭圆形围筒离散为 4 个两铰拱

6.8.8 为抵抗推向土体的拱座合力，设计时应考虑在拱脚附近一定范围内将拱壁加厚。

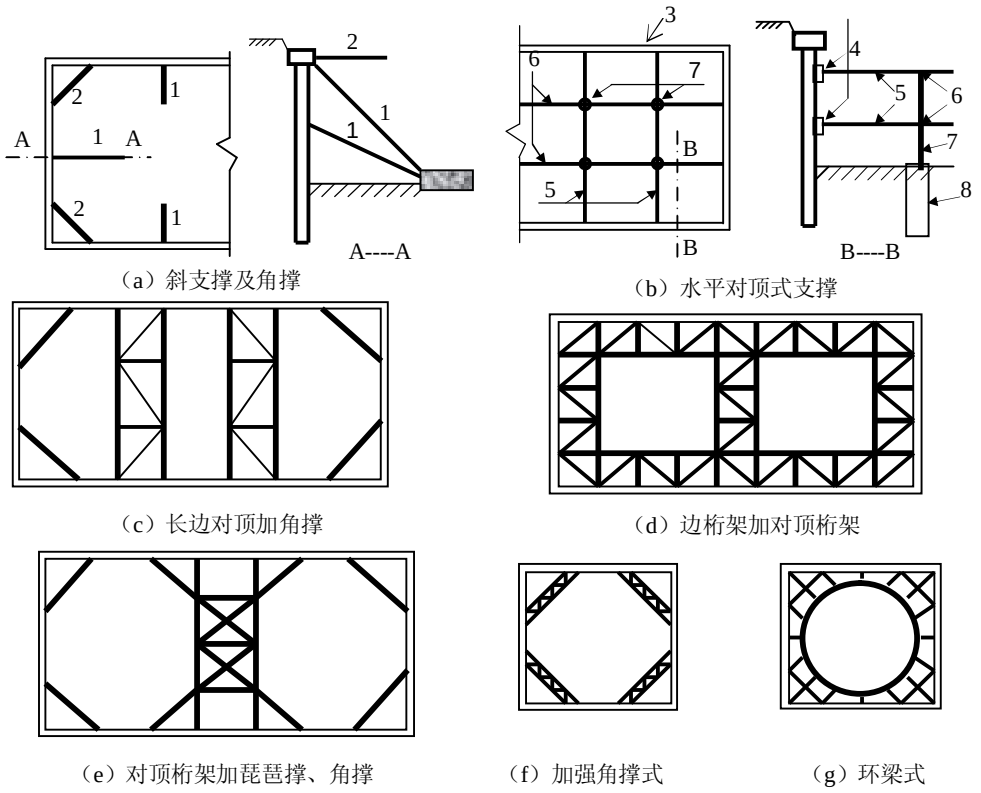
6.8.9 在深厚软土中采用围筒结构时， 围筒入土深度应根据基底抗隆起及整体稳定性验算确定。

6.8.10 钢筋混凝土围筒的混凝土强度等级不应低于 C25，应按《混凝土结构设计规范》（GB 50010）有关规定进行设计。

6.9 内支撑

6.9.1 本节规定适用于主要承受水平荷载的内支撑设计，对需承受竖向施工荷载的内支撑可参照本节规定另作专题设计。

6.9.2 根据不同条件可选用竖向斜支撑或水平支撑两类内支撑。开挖深度不大，所需支撑力不大时，可选用竖向斜支撑。竖向斜支撑宜为单层，不宜超过 2 层。 水平支撑可设计成格构、桁架、纵横对顶、环梁以及角撑等多种形式，各种形式可在同一基坑中组合使用；在采用逆作法的情况下，可将地下室梁板兼作内支撑使用。水平支撑可以单层设置，也可多层设置。常用的水平支撑形式及构造示意见图 6.9.2。根据支撑杆件稳定性和承受竖向荷载的需要，还应在水平支撑下设置立柱。



（a）斜支撑及角撑　　（b）水平对顶式支撑

（c）长边对顶加角撑　　（d）边桁架加对顶桁架

（e）对顶桁架加琵琶撑、角撑　　（f）加强角撑式　　（g）环梁式

1-斜支撑　2-角撑　3-冠梁　4-围檩　5-横向水平支撑　6-纵向水平支撑　7-支撑立柱　8-立柱基础

图6.9.2　内支撑布置的基本形式

6.9.3　内支撑各构件可采用钢结构或钢筋混凝土结构，也可采用混合结构：

1　采用钢结构时，宜采用 Q235 钢或其它焊接性能较好的低合金钢。钢支撑安装连接可采用电弧焊接或经过特殊设计的螺栓连结装配式构件，在重要构件上宜安装可调装置，改善构件受力条件。对于钢支撑中的受压构件，宜使其在水平和竖向两平面内长细比相同或相近；材料选择可采用钢管、型钢或钢管与型钢的组合式构件；

2　钢筋混凝土内支撑的混凝土强度等级不应低于 C30，且宜采用矩形截面，纵向钢筋宜采用 HRB335 或 HRB400 钢筋。支撑宜与冠梁或围檩采用同一强度等级混凝土，并与之整体浇灌；

3　立柱可用钢筋混凝土桩或插入立柱桩中的钢管、型钢组合柱，立柱桩可以利用工程桩代替，也可以专门设置。混凝土立柱强度等级不应低于 C25。

6.9.4　内支撑设置的层数、间距应经计算确定。布置立柱构件应避开地下主体结构的柱、梁板和其它重要部位，还应方便后续施工和拆除。内支撑构件穿越地下室底板、外墙板时必须做好防水构造处理。对于基坑平面中凸出的阳角，应对其两个方向设置较为均衡的支撑；阳角处存在软土时，宜采取局部加固措施。

6.9.5　水平支撑整体或单独受力单元必须与围檩共同组成几何不变体系，并应采用超静定体系，如加强围檩式、格构式及加强角撑式结构。采用纵横对顶式支撑时应加设一定数量的斜杆，增加结构的整体稳定性和支撑杆件的抗变形和抗压曲能力。按刚结点设计的结点，应采取有效措施保证结点的连结刚度。

6.9.6　与内支撑配套的支护结构必须进行强度和刚度验算。软土中的基坑或地面荷载较大的基坑，须用“圆弧法”验算土体的整体稳定性。被动区为软土时，应视必要进行被动区土体加固。

6.9.7　内支撑支护结构宜采用符合桩（墙）与撑协同工作原则的方法计算，也可按“弹性抗力法”进行计算。对于特别重要的基坑工程可采用空间有限元方法计算校核。按“弹性抗力法”计算时应注意以

下问题：

1　桩（墙）支护结构的内力和变形，以及沿基坑周边内支撑设置深度处每延米支护桩对内支撑的支撑力标准值参照 6.4 节桩锚支护结构进行计算；

2　内支撑结构（包含冠梁或围檩）作为平面刚架采用有限元计算时，应合理设置附加约束，当计算出的附加约束反力过大时，应通过试算调整附加约束的位置，使附加约束反力尽量趋近于 0；

3　支护桩（墙）与内支撑分别计算时，内支撑结构的位移应与桩（墙）支护结构位移相协调，二者相差过大时，应调整支撑刚度系数的取值，重新进行支护桩、墙计算，并利用所得到的支护桩对内支撑的作用力的新值重新对内支撑进行计算；

4　当采用对顶撑且两端支护结构所受土压力不均衡时，可按土压力大者进行计算；

5　应计算拆除下层支撑后上层支撑力的变化。

6.9.8　格构式、桁架式、环梁式支撑的内力标准值及变形宜按杆件有限元法进行计算。某一支撑的轴向支撑力设计值按式 6.9.8 计算。

$$N_{\mathrm{h}} = 1.35 y_{t} x N'_{\mathrm{hk}} \tag{6.9.8}$$

式中：

N_{h}——支撑杆件轴向支撑力设计值（kN）；

Ψ_t——临时性支护结构调整系数，根据 4.0.6 条规定；

x——内力分布不均匀及温度影响分项系数；

当支撑长度大于 20m 时可取 1.10～1.20，支撑两端主动区土质好时取高值，反之取低值；
当支撑长度小于 20m 的支撑可取 1.00；
当支撑体系不规则、受力复杂时可取 1.20。

N'_{hk}——支撑杆件轴向支撑力标准值（kN）。

6.9.9　使用“弹性抗力法”计算时，对顶式支撑、角撑及竖直面上的斜支撑的轴向支撑力设计值按式（6.9.9）计算。

$$N_{\mathrm{h}} = \frac{1.35 y_{t} x N'_{\mathrm{hk}} L}{\cos a} \tag{6.9.9}$$

式中：

L——所计算支撑与两边相邻支撑水平间距之和的二分之一（m）；

N'_{hk}——根据 6.9.7 条确定的每延米支撑杆件轴向支撑力标准值（kN/m），支撑两端支撑力不等时取大值；

a——支撑轴线与 N'_{hk} 作用方向的夹角（°）。

6.9.10　对于在土压力荷载下内支撑结构有限元计算为受压的构件，应考虑其所受安装偏心和重力荷载的影响，按压弯构件进行设计。支撑杆件弯矩标准值可取安装偏心产生的弯矩（对于钢支撑，偏心距可取 $e=L_0/500$ 或 40mm 两者较大值，L_0 为杆件计算长度；对于混凝土支撑，偏心距应取 20mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值），支撑的平面外（即竖直平面）弯矩标准值还应加上杆件重量（包括与之相连结杆件的部分重量）及施工荷载产生的弯矩标准值。

杆件弯矩设计值 M_{h} 按式 6.9.10 计算：

$$M_h = 1.35\psi_t M_k \quad (6.9.10)$$

式中：

Ψ_t——临时性支护结构调整系数，根据 4.0.6 条规定；

M_k——杆件弯矩标准值（kN·m）。

6.9.11 对支撑结构中的杆件必须进行承载能力（包括抗压、抗拉、抗剪及局部抗压）验算，对受压杆件还必须分别进行支撑平面内外稳定验算。在进行平面外稳定验算中确定杆件计算长度时可将立柱处作为铰结点考虑。对钢支撑尚应进行局部稳定验算。计算方法参见《混凝土结构设计规范》GB50010 及《钢结构设计规范》GB50017 的有关规定。

6.9.12 内支撑兼作施工栈桥使用时，应根据栈桥使用荷载按下列要求进行专门设计：

1 栈桥梁板及支承立柱（含立柱桩）的设计必须考虑在栈桥自重、堆载重量、挖机、运输车辆等各种静、动荷载组合作用下满足强度、刚度、稳定性要求，并同时考虑支护结构土压力的作用，确保支护体系的安全；

2 应按最不利荷载组合计算栈桥在荷载作用下的内力。竖向荷载计算时，不变荷载的分项系数取 1.20，可变荷载分项系数取 1.40。挖土机械荷载应考虑不同作业状态下履带向栈桥传递荷载的不同方式，按最不利情况计算；

3 挖土机械、运输车辆竖向荷载动力系数取 1.20；

4 应适当加密立柱并保证其插入立柱桩的深度；必要时可在立柱之间设置剪刀撑，以保证栈桥结构在水平方向的稳定性。

6.9.13 内支撑结构中的立柱设计应符合以下要求：

1 立柱间距应满足支撑杆件强度要求和稳定性要求，应使支撑在自重作用下不产生过大弯矩，支撑杆件的细长比不超过要求。钢筋混凝土支撑的立柱间距不宜大于 15m，钢支撑的间距不宜大于 20m。立柱应尽可能设置在节点之下。在不影响土方开挖的情况下立柱与水平支撑之间或立柱之间可设必要的连接如剪刀撑等，以加强其抗弯刚度和整体稳定性。

2 支撑立柱可按轴心受压（受拉）柱计算，长细比不宜大于 25，应同时满足抗压和抗拔承载力的要求，荷载组合按应按施工过程中的最不利工况取值。如开挖过程中立柱承受土压力，尚应考虑土压力的影响。

3 立柱的计算长度应根据受支撑杆约束情况确定。立柱下端按固接，固接点为开挖面以下 5 倍立柱直径（边长）；立柱与内支撑连结节点模式可按结构构造的实际情况确定。

4 立柱轴力标准值 N_{zk} 按抗压计算时按式 6.9.13-1a 计算，按抗拔计算时按式 6.9.13-1b 计算。

$$N_{zk} = N_{z1} \quad (6.9.13\text{-}1\text{-}1a)$$

$$N_{zk} = N_{z1} - N_{z2} \quad (6.9.13\text{-}1\text{-}1b)$$

$$N_{z2} = \sum_{i=1}^{n} h \ N_i \quad (6.9.13\text{-}1\text{-}2)$$

式中：

N_{z1}——水平支撑及立柱自重产生的轴力标准值（kN）；

N_{z2}——附加轴力标准值（kN）；

N_i——第 i 层支撑汇交于立柱的最大受力杆件的轴力标准值（kN）；

n ——内支撑层数；

η——附加轴力系数。一层内支撑时 η 取 0.10，超过一层内支撑时 η 取 0.05。

5　立柱轴力设计值 N_z 按式 6.9.13 计算：

$$N_z = 1.35\Psi_t N_{zk} \tag{6.9.13}$$

式中：

Ψ_t——临时性支护结构调整系数，根据 4.0.6 条规定取值；

N_{zk}——立柱轴力标准值（kN），负值为上拔力。

6.9.14　冠梁（围檩）按以支撑点为支座的多跨连续梁计算或采用有限元法进行计算，并应进行抗弯、抗剪及局部抗压的验算。围檩与支护结构之间应以 C25 以上混凝土填充密实。

6.9.15　应采用可靠的构造措施保证内支撑节点的刚度。节点构造可参照本规程附录 G 进行设计。钢筋锚固长度对于拉杆不应小于受力钢筋直径的 35 倍，压杆不应小于 30 倍。对于钢管内支撑，当节点杆件最大轴力不大于 2000kN 时，可采取钢管直接相贯焊接，焊接时主要管件不切口，将次要管件按相贯线切口焊于主杆件上。当节点杆件最大轴力大于 2000kN 时，节点处宜设置节点板。钢支撑的节点构造应符合《钢结构设计规范》GB50017 的有关规定。

6.9.16　采用钢支撑时，应按《钢结构设计规范》GB50017、《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的有关条文进行设计、施工和质量检验，并应符合下列要求：

1　当采用多层内支撑时，第一层支撑宜采用钢筋混凝土结构；

2　采用桁架或组合杆件内支撑时，应按照《钢结构设计规范》GB50017 中桁架部分进行设计；

3　桁架或组合杆件的节点处，应使各杆件轴线汇交于一点，减少节点偏心的影响；

4　主要受力杆件的长细比不得大于 100，次要杆件的长细比不得大于 150；

5　支撑与冠梁或围檩相接的端头必须设置厚度不小于 12mm 的钢板作封头端板，封头端板与冠梁（围檩）的焊接必要时设置加劲板。钢筋混凝土冠梁与支撑连接处应设置钢板预埋件，钢板的厚度不小于 16mm。

6.9.17　水平支撑应保持水平，不设上拱度，同一杆件或单元水平标高误差不得大于 30mm。

6.9.18　钢筋混凝土内支撑各杆件根据受力情况可采用不同的截面尺寸，以利于钢筋布置和节省材料，但同一杆件不宜变截面。

当采用钢筋混凝土和钢结构混合内支撑时，钢拉杆端部应在节点内与钢筋混凝土支撑内的主筋焊接；连接件锚固长度通过计算决定。

6.9.19　内支撑杆件拆除时，应进行换撑逆工况的设计和计算。可利用地下室结构楼板、框架梁作为反力支撑点，采用钢筋混凝土板带或钢筋混凝土梁、型钢、型钢与混凝土组合等构件与支护桩（墙）间形成可靠换撑。支撑拆除应严格按设计的工况要求进行。

6.10　支护结构与主体结构相结合及逆作法

6.10.1　支护结构与主体结构可采用下列结合形式：

1　地下结构外墙与围护墙体相结合，即地下连续墙“两墙合一”；

2　地下结构水平构件与支撑结构相结合；

3　地下结构竖向构件与竖向支承结构相结合。

6.10.2　支护结构与主体结构相结合的工程可采用以下施工方法：

1　周边“两墙合一”的地下连续墙结合临时支撑系统，采用顺作法施工；

2　周边临时支护桩（墙）结合坑内地下室水平梁板体系替代支撑，采用逆作法施工；

3　支护结构与地下室主体结构全面相结合，采用逆作法施工。

6.10.3　采用支护结构与主体结构相结合的设计应符合下列规定：

1　支护结构在基坑开挖阶段应根据本规程 6.2 节有关规定进行设计计算和验算，在永久使用阶段应根据相关规范满足主体结构的设计要求；

2　基坑开挖阶段坑外土压力采用主动土压力，永久使用阶段坑外土压力采用静止土压力；

3　支护结构相关构件的节点连接、变形协调与防水构造尚应满足主体工程的设计要求。

6.10.4　两墙合一地下连续墙可采用单一墙、复合墙和叠合墙的形式。

1　单一墙：仅采用地下连续墙作为地下结构外墙，墙体应同时满足基坑开挖和永久使用两种不同阶段的受力和变形要求。

2　复合墙：地下连续墙作为地下结构外墙的一部分，地下连续墙与内侧设置的钢筋混凝土内衬墙间的结合面不承受剪力。永久使用阶段的墙体内力宜按地下连续墙与内衬墙的刚度比例进行分配；

3　叠合墙：地下连续墙作为地下结构外墙的一部分，与内侧设置的钢筋混凝土内衬墙间的结合面可承受剪力。在永久使用阶段计算时墙体厚度可取地下连续墙与内衬厚度之和。

6.10.5　两墙合一地下连续墙的设计应符合下列规定：

1　两墙合一地下连续墙应分别按照承载能力极限状态和正常使用极限状态进行承载力、变形计算和裂缝验算；

2　复合墙和叠合墙应分别根据基坑施工阶段和永久使用阶段的不同情况，按内外墙实际受荷过程进行墙体内力与变形计算；

3　两墙合一地下连续墙使用阶段最大裂缝宽度限值为 0.3mm，裂缝验算时取用的计算保护层厚度为 30mm。当有特殊要求时，应根据相关规范进行控制；

4　两墙合一的地下连续墙墙身的防水等级应根据地下结构外墙防水等级确定；

5　地下连续墙与主体结构连接处应根据其受力特性和连接刚度进行设计计算；

6　墙体承受上部结构竖向荷载时，应根据相关规范分别按照承载能力极限状态和正常使用极限状态计算地下连续墙的竖向承载力和沉降量。地下连续墙竖向承载力宜通过现场静载荷试验确定；

7　当由多幅地下连续墙共同承担上部结构竖向荷载时，槽段施工接头宜采用刚性接头，且应进行接头抗剪承载力计算；

8　墙顶承受竖向偏心荷载时，应按偏心受压构件计算正截面受压承载力；

9　墙顶圈梁与地下连续墙及上部结构的连接处应验算截面受剪承载力。

6.10.6　当地下连续墙作为主要竖向承重构件时，宜采取如下措施协调地下连续墙与主体结构之间的差异沉降。

1　选择压缩性较低的土层作为地下结构墙持力层；

2　对地下连续墙采取墙底注浆的加固措施；

3　在地下连续墙附近的基础底板下设置工程桩。

6.10.7　两墙合一地下连续墙与主体结构构件的连接及防水结构应符合下列规定：

1　地下连续墙与主体结构构件的连接可采用墙内预埋钢筋、钢筋接驳器、锚板和剪力槽等，预埋钢筋直径不宜大于 20mm，并采用 HPB300 级钢筋；需连接的主体结构构件钢筋直径大于 20mm 时，宜采用预埋钢筋接驳器连接；

2　地下连续墙与地下结构梁板之间宜设置贯通的结构环梁，并能通过预埋钢筋、剪力槽等方式与结构环梁连接；地下连续墙宜通过预埋钢筋接驳器、剪力槽等方式与基础底板连接；地下连续墙与地下结构边柱、结构墙宜通过预留插筋或钢筋接驳器的方式连接；

3　主体结构的沉降后浇带延伸至地下连续墙位置时，宜在对应沉降后浇带位置留设槽段分缝；分缝位置应采取可靠的止水措施；

4　槽段施工接头外侧可设置高压喷射注浆、接缝处预埋注浆管等防渗构造措施；内侧宜设置扶壁式构造柱或框架柱、排水沟结合构造墙体或钢筋混凝土内衬墙结合防水材料、排水管等的防渗措施；

5 地下连续墙与主体结构连接的接缝位置可根据地下结构的防水等级要求，设置刚性止水片、遇水膨胀橡胶止水条或预埋注浆管等构造措施。

6.10.8 主体地下结构水平构件与支撑相结合宜采用梁板或无梁楼盖结构。对用作支撑的地下结构水平构件，可采用简化方法或有限元整体分析方法进行计算，水平作用支撑力标准值参照 6.4 节桩锚支护结构进行计算。对于主体地下结构水平构件兼作施工平台或栈桥时，其构件的承载力和变形应同时按水平向和竖向受荷状态进行计算，并应同时满足基坑开挖阶段和永久使用阶段的设计要求。

6.10.9 在主体地下结构水平构件与支撑相结合的设计计算中，宜考虑由立柱桩差异变形及立柱桩与支护墙之间差异变形引起的结构次应力，并应采取防止有害裂缝产生的技术措施。

6.10.10 主体地下结构的水平构件与支撑相结合的设计应符合下列规定：

1 作为支撑的地下结构水平构件应通过计算确保水平传力的传递；

2 对地下结构的同层楼板面存在高差的部位，应验算该部位构件的弯、剪、扭承载能力，必要时应设置可靠的水平转换结构或临时支撑等措施；

3 对结构楼板的洞口及车道开口部位，当洞口两侧的梁板不能满足水平传力要求时，应在缺少结构楼板处设置临时支撑等措施；

4 在各层结构留设结构分缝或基坑施工期间不能封闭的后浇带位置，应通过计算设置水平传力构件；

5 当主体地下结构采用梁板结构时，框架梁截面宽度宜大于竖向支承钢立柱的截面尺寸，当受到使用功能限制框架梁截面宽度不能满足要求时，宜在梁柱节点位置采用梁端宽度方向加腋、环梁、钢环板或双梁等措施。

6.10.11 基坑竖向支承结构(包括立柱和立柱桩)相结合的设计应符合下列规定：

1 竖向支承结构相结合设计时，应综合考虑主体地下结构的布置、地下结构施工时地上结构的建设要求以及受荷大小等因素。当立柱和立柱桩与主体地下结构的柱或墙及其工程桩的定位一致时，应满足主体结构对其承载力的要求；

2 竖向支承结构宜采用一根结构柱位置布置一根临时立柱和立柱桩（一柱一桩），当一根临时立柱无法满足逆作施工阶段的承载力与沉降要求时，也可采用一根结构柱位置布置多根临时立柱和立柱桩的型式（一柱多桩）；

3 根据逆作阶段承受的竖向荷载与主体结构的设计要求，支承立柱可采用角钢格构柱、H 型钢柱或钢管混凝土柱等型式。角钢格构柱的截面宽度不宜小于 450mm；钢管混凝土桩的钢管直径不宜小于 500mm；立柱长细比不应大于 25，立柱桩宜采用灌注桩；

4 立桩在基坑开挖阶段承受的竖向荷载包括地下结构自重、同时施工的上部结构自重、结构梁板的施工荷载等；

5 立柱应按偏心受压构件进行承载力计算和稳定性验算，立柱桩应进行单桩竖向承载力计算与沉降验算。立柱与立柱桩的设计计算除应符合本规程外，计算原则与方法尚应符合国家现行主体结构设计标准的规定；

6 立柱与水平结构构件连接点应根据计算设置抗剪钢筋、栓钉或钢牛腿等抗剪措施；

7 当钢立柱需外包混凝土形成主体结构框架时，立柱的型式与截面设计应与地下结构梁、板和柱的截面相协调，并应采取构造措施以保证结构整体受力与节点连接的可靠性。框架柱位置处的立柱宜在地下结构底板混凝土浇筑完成后，逐层在立柱外侧浇筑混凝土形成地下结构的永久性框架柱，临时立柱在永久框架完成并达到设计强度要求后方能拆除；

8 立柱插入立柱桩的深度应根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 计算确定，且不应小于 3.0m；钢管混凝土立柱插入立柱桩部分，钢管外的混凝土保护层厚度不应小于 100mm。立柱在穿越底板位置应设置可靠的止水措施。立柱桩泛浆高度以上的桩孔应采用碎石密实回填，并留充注浆管注浆填充；

9 在主体结构底板施工之前，相邻立柱桩间以及立柱桩与邻近基坑围护墙之间的差异沉降不宜大

于 1/400 柱距，且不宜大于 20mm。作为立柱桩的灌注桩可采用桩端后注浆措施控制立柱桩的不均匀沉降。

6.11　水泥土挡墙

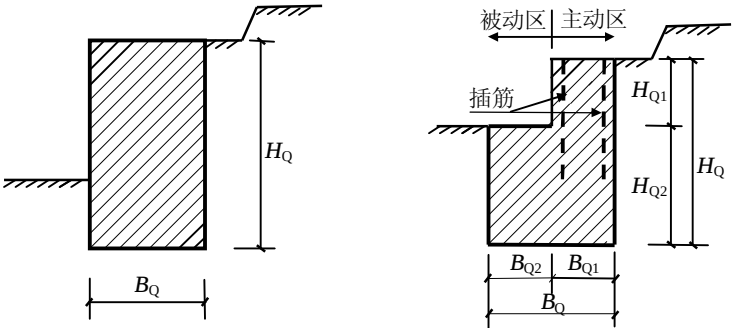
6.11.1　水泥土挡墙适用于开挖深度不大于 6m 且墙底有较好持力层的基坑工程。适用于淤泥、淤泥质土、粘土、粉质粘土、粉土、素填土等土层；当用于有机质土、泥炭质土、泥炭土，应通过试验确定其适用性。

6.11.2　水泥土挡墙应根据土质条件、地下水情况、周边环境、施工条件等因素，选择采用实腹式或格构式，其形状可为直线形、或直线加扶壁形。水泥土桩宜优先选用深层搅拌桩（浆喷）或高压旋喷桩。

6.11.3　深层搅拌桩施工前，应进行成桩工艺及水泥掺入量或水泥浆的配合比试验，以确定相应的水泥掺入比或水泥浆水灰比。高压喷射注浆施工前，应通过试喷试验确定不同土层旋喷固结体的最小直径、高压喷射施工技术参数等。

6.11.4　水泥土挡墙的构造应符合以下要求：

1　墙宽B_Q应根据土质情况取墙高的H_Q的0.6倍～0.9倍（土质好取低值，反之取高值）。跨于主、被动区之间的变截面水泥土挡墙尚应满足以下要求:



a）等截面水泥土挡墙　　b）变截面水泥土挡墙

图6.11.4 -1 水泥土挡墙竖向截面形式

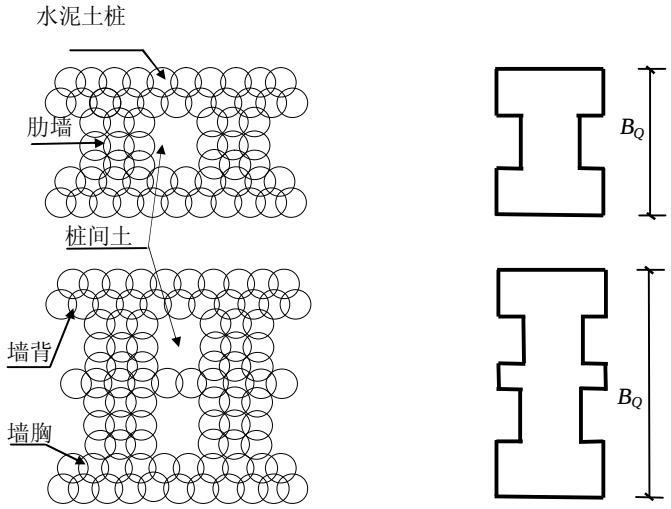
a) 主动区墙宽B_{Q1}应为坑底以上墙高H_{Q1}的0.6倍～0.9倍（土质好取低值，反之取高值），否则应插筋加强（图6.11.4-1 b）;

b）被动区墙宽B_{Q2}不应大于被动区墙高H_{Q2}的二分之一。

2　墙底应置于承载力较高的土层上。为增大抗滑稳定，可将墙底做成斜坡状或齿状；

3　连体桩宜采用梅花形布置，优先采用多头深层搅拌设备施工，垂直边坡方向桩的搭接宽度不宜小于150mm；平行边坡方向桩的搭接宽度不宜小于100mm；

4　当水泥土挡墙采用格构式布置时，水泥土的置换率，对淤泥和淤泥质土不应小于0.8，对一般粘性土及砂土等其他类土不宜小于0.7，应保持垂直边坡方向肋墙的贯通并有较大宽度；变截面挡墙的主动区应采用实腹式。计算格构式水泥土挡墙时，应按图6.11.4-4取概化截面，墙体重度可取土的天然重度；计算实腹式挡墙时，墙体重度可取土的天然重度的1.05倍。计算墙体强度时，不计格构中土的抗剪能力；



（a）桩墙平面布置示意图　　（b）概化的单元墙

图6.11.4-4　格构式水泥土挡墙的概化图

5　用于水泥土重力式挡墙结构的水泥强度等级不宜低于P.S.A32.5，水泥掺量应根据水泥土强度设计要求确定，当采用深层搅拌桩时，水泥掺入比不宜小于12%（在淤泥中不宜小于18%），当采用高压旋喷桩时，水泥掺入比不宜小于30%。经过试验可掺入一定量的粉煤灰、氯化钙、石膏、生石灰。设计前应取得土质参数和有关配合比强度的室内试验数据。深层搅拌桩(浆喷、粉喷)施工时应全长范围内复搅；

6　水泥土挡墙顶部应设置厚100mm～200mm的钢筋混凝土压顶板，配筋百分率不宜小于0.15%。压顶板在墙顶前缘宜加厚成肋状，混凝土强度等级不宜低于C20。压顶板与挡墙用插筋连结，插筋长度不宜小于1.0m，直径不宜小于Φ12，每桩一根；

7　水泥土挡墙应有28d以上龄期方能进行基坑开挖。

6.11.5　水泥土的抗压、抗剪、抗拉强度宜通过 28d 强度试验确定。

$$q_u = \frac{1}{2} \sim \frac{1}{3} f_{cu.k} \qquad (6.11.6\text{-}1)$$

$$q_j = \frac{1}{3} q_u \qquad (6.11.6\text{-}2)$$

$$q_l = 0.15 q_u \qquad (6.11.6\text{-}3)$$

式中：

q_u ——水泥土抗压强度设计值(kPa)，不宜大于0.8MPa；

q_j ——水泥土抗剪强度设计值(kPa)；

q_l ——水泥土抗拉强度设计值(kPa)，不大于0.2MPa；

$f_{cu.k}$ ——与搅拌桩身水泥土配比相同的室内水泥土试块(边长 70.7mm 的立方体，也可采用边长50mm 的立方体)龄期 28d 无侧限抗压强度平均值。也可用 7d 龄期抗压强度推算，$f_{cu.k}=2 f_{cu.7}$。

6.11.6　水泥土的变形模量宜经过试验确定。当无试验资料时,可按 $E=100 \sim 150 f_{cu.k}$ 取值。

6.11.7　对水泥土挡墙应按重力式挡墙的设计原则进行验算，包括抗滑动、抗倾覆、地基承载力、墙体强度和变形的验算。

1　水泥土挡墙的抗滑稳定性应按下式验算：

$$k_{hd} \cdot E_a \leqslant \left(G \cdot m + E_p\right) / g_0 \qquad (6.11.7\text{-}1)$$

式中：

k_{hd}——挡墙抗滑安全系数,不应小于1.20；

E_a——主动土压力合力标准值(kN/m)；

G——墙体自重(kN/m)；

E_p——被动土压力合力标准值(kN/m)；

μ ——墙体基底与土的摩擦系数对淤泥质土，可取 μ=0.2～0.25；对一般黏性土，可取 μ=0.25～0.40；对砂类土，可取 μ=0.4～0.50；对岩石，可取 μ=0.50～0.70。

2　水泥土挡墙抗倾覆稳定性应按下式验算：

$$k_{qf} \cdot E_a \cdot h_a \leqslant \left(G \cdot a + E_p \cdot h_p\right) / g_0 \qquad (6.11.7\text{-}2)$$

式中：k_{qf}——挡墙抗倾覆安全系数,不应小于1.35。其余详见图6.11.7。

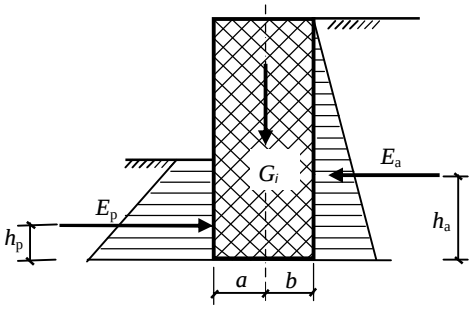


图6.11.7　水泥土挡墙验算简图

6.11.8　等截面挡墙水泥土挡墙坑底截面处墙体应力按式6.11.8-1～6.11.8-3验算：

$$s_{max} = g_{cs} \cdot z + \frac{M_y \cdot a}{I_y} \qquad (6.11.8\text{-}1)$$

$$s_{min} = g_{cs} \cdot z - \frac{M_y \cdot b}{I_y} \qquad (6.11.8\text{-}2)$$

$$t = \frac{Q}{A} \qquad (6.11.8\text{-}3)$$

式中：

γ_{cs}——验算截面以上墙体加权平均重度(kN/m^3)；

z——验算截面在挡墙顶面以下的深度(m)；

M_y——验算截面每延米的墙身力矩(kN.m/m)；

a——由验算截面以上墙体重心到挡墙坑内侧墙边的距离(m)；

b——由验算截面以上墙体重心到挡墙坑外侧墙边的距离(m)；

I_y——验算截面每延米的惯性矩(m^4/m)；

Q——验算截面以上每延米土压力的合力，为E_a－E_p (kN/m)；

A——验算截面墙体每延米桩体概化水泥土净截面积(m^2/m)。

验算结果应符合下列要求:

$$\sigma_{max} \leqslant q_u$$

当σ_{min} <0时，　$|\sigma_{min}| \leqslant q_l$

$$\tau \leqslant q_j$$

式中q_u、q_l、q_j分别为水泥土抗压、抗拉、抗剪强度设计值。

变截面挡墙应根据坑底以上墙高H_{Q1}范围内（图6.11.4-1）承受的土压力、力矩对坑底截面进行抗压、抗拉、抗剪验算。

6.11.9　挡墙基底地基承载力应按式(6.11.9)验算：

$$P_{min}^{max} = \frac{G}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \qquad (6.11.9)$$

式中：

e ——荷载在挡墙底面上的偏心距（m）；

G、B——分别为墙体自重（kN/m）与墙底宽度（m）。

验算结果应满足：

$$p_{max} \leqslant 1.20 f_a \ , \quad p_{min} > 0$$

f_a——挡墙底地基土承载力设计值(kPa)，可由承载力特征值经深度修正后确定，或用承载力理论公式计算。

6.11.10　当墙底存在软弱土层时，尚应按 6.2.11 条进行整体稳定性验算，并调整嵌入深度。

6.11.11　当水泥土挡墙墙体强度和变形不能满足要求时，可采取下列措施：

1　增加重力式挡墙的宽度；

2　加固基坑内外侧土体，设置坑内扶壁或暗撑；

3　在墙体两侧插入型钢等筋材。

6.12　土钉支护结构

6.12.1　本节规定适用于按照土钉锚固系统的稳定条件进行设计的土钉支护或复合土钉支护结构。土钉可采用全长黏结型钢筋或钢管土钉。如需施加预应力，则应设置锚杆，并可将锚杆划分为自由段和锚固段。

6.12.2　土钉支护结构适用于重要性等级二、三级的基坑工程。在低级阶地土钉支护结构挡土深度一般不宜超过 6m，在土质条件较好时(如老黏性土)或采用复合土钉支护结构也可用于深度大于 6m 的基坑。当地下水位高，坡脚有软弱土、粉土、粉砂时，应采用复合土钉支护结构。

6.12.3　土钉和复合土钉支护结构的构造应符合以下要求：

1　70%以上的土钉长度不宜小于开挖深度的 1.5 倍；

2　土钉的水平间距和垂直间距宜在 1.0m~1.5m 之间，宜采用孔径 80mm~200mm 的钻孔注浆土钉，注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆，其结石强度不宜低于 20MPa。对于填土及砂性土也可采用钢管灌浆土钉，钢管直径不应小于 ϕ48mm；

3　最下一层土钉距离坡脚垂直高度不宜大于 0.5m；

4　土钉材料可采用钢筋、钢绞线，也可采用钢管。如采用钢筋，直径不宜小于 16mm；

5　混凝土面板厚度宜为 80mm~120mm，钢筋网宜采用 ϕ6@200×200 或 ϕ6.5@250×250，喷射混凝土强度等级不低于 C20。在与土钉连接部位，应设双向加强筋，加强筋与土钉之间应设锚筋固定，锚筋与土钉纵向焊接。为加强连结，也可设置型钢围檩；

6　复合土钉支护中的水泥土加固体宜设置在边坡前缘，其上端应超出坑底至少与一层土钉连结；下端应穿过软弱土层进入较好土层不宜少于 1.0m。单纯水泥土加固体宽度与坑底以下的长度之比不宜小于 1/6 。采用两排或两排以上的水泥土桩形成加固体时，排间搭接不应少于 100mm；

7　复合土钉支护中的竖向钢管宜采用注浆花管，钢管直径不小于Φ114mm，钢管桩间净间距宜为0.5m～1.0m，单排或多排布置，采用两排或两排以上的排距宜为 0.5m～1.0m，下端应穿过软弱土层进入较好土层不少于 1.0m；

8　复合土钉支护中的预应力管桩宜采用直径为 500mm～600mm 的 AB 或 B 型桩，桩间净间距宜小于 0.5m，下端应穿过软弱土层进入较好土层不少于 1.0m；

9　土钉支护边坡顶部地面应设置宽度不小于 2.0m，厚度不小于 100mm 的混凝土板护顶，并在前端设竖向土钉锁定。

6.12.4　土钉长度可按土压力法确定，也可按滑动面法确定。

1　采用土压力法时。土钉的轴向拉力标准值可按式 6.4.6-1、6.4.6-2 确定，式中 H_{tk} 按下式计算：

$$H_{tk}=z\overline{e}_{ak}S_xS_z \tag{6.12.4-1}$$

$$z=\frac{\tan\frac{b-j}{2}\left[\frac{1}{\tan\left(\frac{b+j}{2}\right)}-\frac{1}{\tan b}\right]}{\tan^2\left(45^0-\frac{j}{2}\right)} \tag{6.12.4-2}$$

式中：

ζ —— 荷载折减系数，按 6.12.4-2 式确定。j 为开挖深度范围内土层的内摩擦角平均值(°)，β 为坡面与水平面的夹角；

$\overline{e}_{ak}$ —— 土钉受力深度范围(按二分之一分割法确定)内的土压力平均值，按调整土压力法确定，即将开挖范围的主动土压力按总量相等的原则调整为上三角形下矩形分布(图 6.12.4-1)；

S_z —— 按二分之一法确定土钉分担土压力的高度(m)；

S_x —— 土钉水平间距(m)。

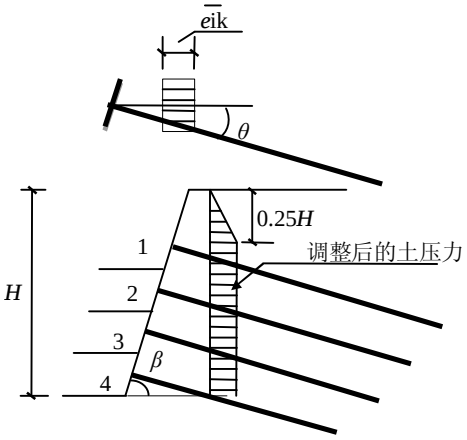


图6.12.4-1 土压力法确定土钉轴向拉力

2　采用滑动面法确定土钉长度时，土钉的轴向拉力标准值 N_{ak} 按如下方法确定(图 6.12.4-2)：

（a）采用圆弧滑动面法，对无土钉边坡进行分析，找出经过坡脚的最危险滑动面；

（b）求出各土条下滑力与抗滑力之差即为不平衡下滑力；

（c）将不平衡下滑力按总量相等的原则调整为沿滑弧上三角形下矩形分布，三角形高度为 0.5L(L 为弧长)；按中心角二分之一法确定土钉的轴向拉力标准值 N_{ak}。

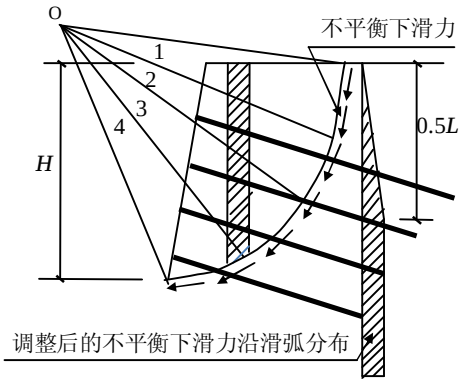
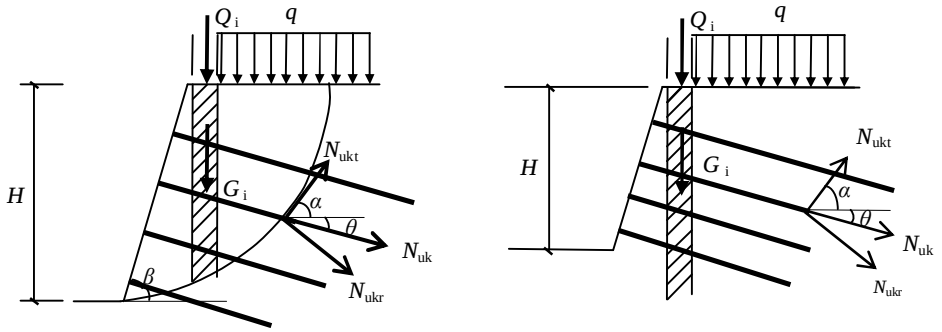


图6.12.4-2　滑动面法确定土钉轴向拉力

6.12.5　验算土钉的轴向抗拉承载力并确定杆芯截面时应满足 6.4.6 条至 6.4.7 条的要求。

6.12.6　按照 6.12.4 条、6.12.5 条确定土钉支护结构的土钉设置后，尚应采用圆弧滑动法对包括土钉在内的加固边坡进行整体稳定性验算。对加固边坡进行整体稳定性验算时，不仅要验算通过坡脚的滑弧，而且要验算通过坡底以下不同深度的滑弧(图 6.12.6)。如验算不能满足式（6.12.6）式的要求，应对土钉的布置进行调整，或采用复合土钉结构、被动区加固等措施。



(a)通过坡脚的滑弧　　(b)通过坡脚以下的滑弧

图6.12.6　土钉支护边坡整体稳定性验算

$$\sum_{i=1}^{ni}\left(Q_i+G_i\right)\cdot\sin a_i \leqslant \left(R_1+R_2\right)\frac{1}{k_{hd}} \qquad (6.12.6)$$

$$R_1=\sum_{i=1}^{n}\left[c_{ki}l_i+\left(Q_i+G_i\right)\cdot\cos a_i\tan f_{ki}\right]+\sum_{i=nl+1}^{n}\left(Q_i+G_i\right)\cdot\sin a_i \qquad (6.12.6\text{-}1)$$

$$R_2=\sum_{i=1}^{m}\left[\cos\left(a_i+q_i\right)+\sin\left(a_i+q_i\right)\cdot\tan j_{ki}\right]\frac{N_{uik}}{S_{xi}} \qquad (6.12.6\text{-}2)$$

式中：

K_{hd} —— 整体抗滑稳定安全系数，对于重要性等级为一、二、三级的基坑分别不应低于 1.30、1.15 和 1.05；

c_{ki}，φ_{ki}——第 i 土条底面或第 i 层土钉与滑弧相交处按总应力法确定土的黏聚力(kPa)、内摩擦角(°)标准值；

l_i —— 第 i 土条底面弧长(m)；

Q_i —— 第 i 土条顶面的超载(kN/m)；

G_i —— 第 i 土条的自重((kN/m)；

α_i —— 第 i 土条底中点或第 i 层土钉与滑弧相交处切线与水平线的夹角(°)；

θ_i —— 第 i 层土钉与水平线的夹角(°)；

m —— 滑弧穿越的土钉层数；

N_{uki} —— 第 i 层土钉极限抗拔力标准值(kN)；

S_{xi} —— 第 i 层土钉水平方向的间距(m)。

其余符号意义同式 6.2.12。

6.12.7　对复合土钉支护结构中的水泥土加固体抗剪验算时，其 c 值可取 $0.2q_j$～$0.4q_j$　(q_j 为水泥土的抗剪强度)，φ 值取零。如水泥土加固体宽度不能满足 6.12.3 条的构造要求，应采取插筋补强措施。

6.12.8　采用土钉支护的边坡变形宜根据类似条件的边坡实测资料和经验判断。为限制变形，可加大或部分加大中、上层土钉的长度，也可设置锚杆并对锚杆施加预应力等措施，施加预应力的锚杆按照预应力锚杆方法设计，锚杆预应力值不宜超过锚杆抗拔力设计值的 60%。

6.12.9　土钉支护坡脚以下有软弱土层时应按 6.2.14 条的要求进行坑底抗隆起验算。如采用复合土钉支护，前缘设置有水泥土桩排并能对坡底软土提供有效侧限时，则可不再进行坑底抗隆起验算，但应进行整体稳定性验算。

6.13　被动区土体加固

6.13.1　本节规定适用于为改善坑底软弱土层的嵌固条件以加强对支护桩、墙的变形的控制而进行的被动区加固。按照本节要求加固后，变形计算时可将加固深度范围视为一完整加固土层并按加固土确定其 c、φ、m 值。

6.13.2　被动区土体加固的平面布置形式有实腹式、格构式两种。除避开已施工的工程桩外，应尽可能采用实腹式。如采用格构式，计算时应对加固体参数按置换率进行折减。

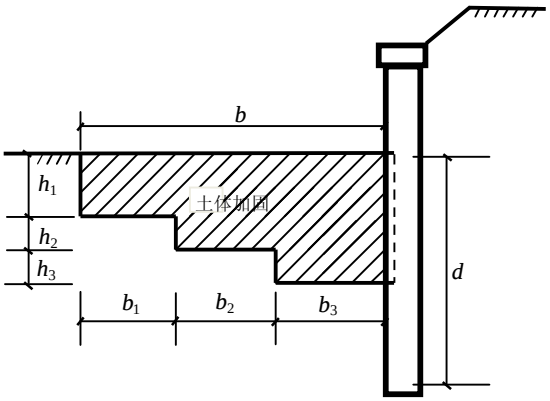


图6.13.2　被动区加固剖面

6.13.3　被动区土体加固竖向布置形式可采用平板式或阶梯式（图 6.13.2），应符合以下要求：

1　被动区加固宽度不应少于支护桩（墙）在坑底以下嵌固深度的1.1～1.2倍；当支护桩（墙）嵌固深度超过4/α时，可取坑底至4/α点深度的1.1～1.2倍；

2　靠近支护桩（墙）一侧加固土厚度也不宜小于5m～6m；坑内方向一侧不宜小于2m～3m。当加固范围内有较大的承台坑时，应将加固范围降低至承台坑以下，或者在开挖该承台坑时增加支撑等传力设施；

3　当采用阶梯式布置时，台阶应平缓过渡，台阶高宽比不宜大于1：2；

4　应采取措施确保加固体与支护桩（墙）有效密贴，当采用水泥土搅拌桩加固且支护桩（墙）先于搅拌桩施工时，加固体和墙体之间的空隙应采用旋喷桩或压力注浆等措施充填。

6.13.4　当主体结构设计要求对工程桩承台周边进行加固时，基坑周边被动区加固可结合主体结构设计要求进行布置。

6.13.5　对于狭长基坑坑底存在较厚软土时，可采用图6.13.5所示多孔板式坑底满堂加固。加固体可作为暗撑进行设计计算。基坑中部暗撑宽度最小处的截面(图6.13.5 A-A)应满足单元受力要求。

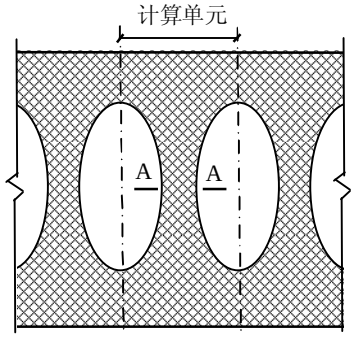


图 6.13.5　多孔板式坑底满堂加固

6.13.6　被动区加固宜在基坑开挖之前完成，不得在基坑大部分或全部开挖后再进行被动区加固。

6.13.7　基坑被动区土体加固体水泥掺量与加固体强度参见 6.11 节水泥土挡墙相关内容。被动区加固在坑底以上空孔段也应适量喷灰（浆），水泥掺量不宜小于 7%或根据现场试验确定。

6.14　放坡开挖及坡面保护

6.14.1　符合表 6.14.1 所列坡度值可视为“自稳边坡”。对自稳边坡可酌情(土质、基坑维持时间、环境条件)采取一定的坡面保护措施，保护设施不作为受力构件设计。

6.14.2　边坡坡脚以下有软弱土层分布时应进行整体稳定性验算和坑底抗隆起稳定性验算。如不能满足要求应采取下列措施：

1　放缓坡率，或分阶放坡，减少边坡高度，卸去部分坡体重量；

2　采取支护措施。

6.14.3　对陡于表6.14.1所列坡度值的边坡应进行稳定性分析，若不能自稳，则应采取适当的补强加固措施。

6.14.4　分阶放坡时，如上阶坡坡脚与下阶坡坡脚连线与水平线的夹角小于等于 45°，则可分阶确定坡度值，或分阶进行稳定性分析。但当下阶坡中分布有软弱土层时，应考虑上、下阶坡之间的相互影响，对上阶坡应验算从平台或下阶坡面剪出的的可能性；下阶坡坡底以下有软弱土层时应验算在整个坡体重量作用下产生深层整体滑动的可能性。

表 6.14.1　自稳边坡容许坡度

岩土类别	状态或风化程度	坡　高	容许坡度值	说　　明
杂填土	中密至密实， 成分以建筑垃圾为主	5m 以内	1:0.75～1:1.00	1、有经验的地区应根据经验确定稳定坡度值 2、在土质不均、有软弱夹层或边坡岩体构造节理发育的情况下，对边坡稳定性应另做专门研究
黏性土	坚硬	5m 以内	1:0.75～1:1.00	
	硬塑		1:1.00～1:1.25	
	可塑		1:1.25～1:1.50	
粉　土	稍湿(地下水位以上)	5m 以内	1:1.00～1:1.25	

碎石土	密实	5m 以内	1:0.35～1:0.50	
	中密		1:0.50～1:0.75	
	稍密		1:0.75～1:1.00	
软质岩石	微风化	8m 以内	1:0.35～1:0.50	
	中等风化		1:0.50～1:0.75	
	强风化		1:0.75～1:1.00	
硬质岩石	微风化	8m 以内	1:0.10～1:0.20	
	中等风化		1:0.20～1:0.50	
	强风化		1:0.50～1:0.75	

6.14.5 对自稳边坡宜采用土工膜覆盖、砂(土)包反压、抹面、挂网(钢丝或铁丝网)喷浆等措施保护坡面。对老黏性土边坡和软质岩石边坡坡面的保护必须及时进行，尽可能减少暴露时间，防止土、岩体软化、风化。

6.14.6 抹面宜按下列要求进行:

1 事先整平坡面，凹陷处用浆砌片石嵌补；

2 厚度30mm～50mm，必要时加铁丝网(短筋固定)；

3 坡脚宜设0.5m～1.0m 高度的浆砌片石或砖砌护坡；

4 留泄水孔以利排水。

6.14.7 喷浆或混凝土护面宜按下列要求进行：

1 喷射厚度50mm～80mm，可分2次～3次喷射；

2 做到表面平整，骨料分布均匀，自下而上分层喷射，达初凝后立即洒水养护；

3 挂网时可采用网孔距离100mm～200mm的钢丝或铁丝网，用0.5m～1.0m 深的短土钉固定。

6.14.8 对裸露的边坡坡面宜采用土包反压护坡。可采用一排或数排土工织物袋装砂或土叠置于坡脚和坡面。置于坡脚部位的应是透水性好同时变形性能也比较好的的砂包(或其他粗粒材料)。

7 地下水控制

7.1 一般规定

7.1.1 在基坑工程中，必须对地下水进行有效控制，防止因地下水引起的流砂、管涌及坑底突涌等渗透变形造成的危害。

7.1.2 基坑工程中地下水控制方案的选择与设计，应满足下列要求：

1 保证基坑边坡和坑底土层的渗透稳定；

2 保证基坑在土方开挖期间和地下室施工期间不受地下水的影响；

3 保证在降水期间，基坑邻近的建（构）筑物及地下管线、道路等的正常使用。

7.1.3 基坑工程地下水控制设计应备有专门水文地质勘察报告，以及地下工程施工、环境对地下水处理的要求等资料。

7.1.4 基坑工程中地下水的控制方法，应根据基坑开挖深度、周围环境及场地水文地质条件在下列方法中选取。

1 明沟、盲沟排水；

2 降水：可采用轻型井点降水或管井降水等。根据降水的实际降深是否进入含水层可分为疏干降水和减压降水；

3 隔渗：可采用竖向隔渗（悬挂式竖向隔渗和落底式竖向隔渗）、水平隔渗或两者相结合的五面隔渗；

4 隔渗、降水相结合的综合治理方法。

7.1.5 针对二、三级阶地及其中的古河道的承压水，在渗流计算影响范围内，应充分考虑边界条件的影响。

7.1.6 对于承压含水层上部存在的交互层（即粉土、粉砂、粉质黏土互层），当基坑的开挖深度进入本层时，可将其视为弱承压含水层；当基坑开挖深度未进入此层，且黏性土夹层厚度大于总厚度 1/2 时，在计算时可将其视为相对隔水层。

7.1.7 对于隔渗帷幕深度大于或接近降水井深度的降水工程，宜采用数值模拟方法计算地下水的渗流场；对于落地式隔渗帷幕宜进行帷幕形成后的群井抽水试验，以定量检验帷幕的隔水效果。

7.1.8 地下水控制设计，除进行有关降排水、隔渗等的设计计算以外，尚应包括变形预测、变形监测要求，信息化施工组织，信息反馈处理程序以及应急应变措施等内容。

7.1.9 地下水控制设计应与基坑支护结构的设计统一考虑，并应对降水引起的地面变形和支护结构水平位移所引起的地面变形以及对环境的影响进行综合评估。在满足开挖地下结构干作业条件或满足渗透变形稳定性要求的前提下，尽量减少地下水的抽排水量和水位降深。

7.1.10 地下水控制设计和施工，除满足本规程的有关要求外，尚应符合湖北省地方标准《基坑管井降水工程技术规程》(DB42/T830-2012)的相关规定。

7.2 明沟、盲沟排水

7.2.1 在填土、浅层黏性土中开挖基坑，经计算和现场试验判断不可能发生坑底突涌或侧壁渗漏、流土，可采用明沟、盲沟排水方法。

7.2.2 排水沟和集水井应设置在地下室基础边线 0.4m 以外，沟底低于挖土面以下不少于 0.3m，集水井底低于排水沟底以下不少于 0.5m。随基坑开挖逐步加深，沟底和井底均应保持这一深度差。排水沟、集水井应采取一定的防渗措施。

7.2.3 明沟、盲沟排水时应调查基坑周边地表水是否可能对基坑边坡产生冲刷潜蚀作用，必要时宜在基坑外采取截水、封堵、导流等措施。

7.3 隔 渗

7.3.1 下列条件下应采取隔渗措施：

1 开挖深度以上或坑底以下接近坑底部位分布有丰富的上层滞水、潜水或分布有粉土、粉砂，有可能产生流土时；

2 邻近基坑有地表水体（湖塘、渠道、河流），与基坑之间没有可靠隔水层时；

3 有承压水突涌可能，且无降水措施时。

7.3.2 应根据基坑开挖深度、周边环境条件及场地水文地质条件，合理选择隔渗帷幕类型及深度，预估隔渗帷幕内外的水压力差和坑底浮托力，以此作为隔渗帷幕厚度及隔渗体强度的验算依据。

7.3.3 隔渗体形成方法可按下列原则选择：

1 竖向隔渗：可采用钢筋混凝土地下连续墙、TRD 连续墙、水泥土连续墙（高压旋喷、深层搅拌）等，有可靠施工经验时也可采用支护桩间高压旋喷、压力注浆等措施；

2 水平隔渗：可采用高压旋喷、双液灌浆等。

7.3.4 悬挂式竖向隔渗设计应满足下列要求：

1 对设置于潜水层中的隔渗帷幕，应进行帷幕底绕渗验算，帷幕深度应满足抗渗流稳定的要求；

2 对承压水含水层，当坑底有一定厚度的互层，其中压力水头难以与下部含水层同步下降时，应适当加大帷幕深度，必要时封隔全部交互层，并做好坑内排水工作。

7.3.5 落底式竖向隔渗设计应符合下列要求：

1 隔渗帷幕应穿过含水层进入下卧完整的隔水层 2m～3m；

2 隔渗帷幕内尚应设置一定数量的抽水井，抽排封闭基坑内及渗入帷幕内侧的地下水流。

7.3.6 当采用水平隔渗与悬挂式竖向隔渗墙结合，形成五面封闭的周底隔渗时宜结合其他辅助措施，如布设减压井，使封底与导渗相结合。对于大面积的基坑不宜采用五面隔渗。

7.3.7 当采用深层搅拌桩、高压旋喷桩形成隔渗帷幕时，对于深层搅拌桩，搭接宽度不宜小于 150mm，旋喷桩的搭接宽度不宜小于 200mm。

7.3.8 如利用支护结构自身隔渗，应针对其可能发生渗漏的薄弱环节采取补充防渗措施。

7.4 管井降水

7.4.1 管井降水可根据水文地质条件、水位降幅要求和环境保护要求采用完整井或非完整井。宜采用直径不小于 250mm 的滤水管，单井出水量一般为 30 m^3/h ～80m^3/h。

对于渗透性较差的二、三级阶地（古河道）的含水层，可采用真空管井降水。

7.4.2 在降水施工实施过程中，必须先施工具有代表性的 1 口～2 口井进行抽水试验，校核水文地质设计参数后，方可进行其它降水井的施工。

7.4.3 降水设计时承压水测压水头应按最不利情况考虑；抽降水位在疏干降水的情况下，应大于基坑开挖深度 0.5m～1.0m，在减压降水情况下，应根据基坑坑底以下保留的土层性质及厚度通过计算确定。

7.4.4 管井降水设计应充分考虑是否设置隔渗帷幕以及隔渗帷幕类型和深度、基坑开挖深度与含水层空间分布的关系、降水井平面布置和井深等因素形成的渗流场的规律，采取合适的方法进行地下水渗流分析。管井降水的基坑涌水量和群井干扰条件下的水位降深以及降水引起的地面沉降量应按照湖北省地方标准《基坑管井降水工程技术规程》(DB42/T830-2012)第 4 节的有关规定进行设计和计算。

在计算地下水位下降引起的有效应力增量时，应充分考虑常年地下水位变化及拟开挖基坑附近竣工的降水工程对其地面沉降的影响。

7.4.5 当基坑周边有建筑物及地下管线需要保护或坑外水位降低较多时，宜采用回灌措施，设置回灌井点。回灌井的设置应因地制宜，距离降水井点不宜小于 6m，避免因回灌形成局部反漏斗，增加基坑壁外侧的水头高度；回灌时应防止井点堵塞及造成地下水污染。

7.4.6 降水设计应适当增设备用井，备用井的数量不应小于设计计算井数的 10%，且不小于 1 口井。

7.4.7 管井施工应按湖北省地方标准《基坑管井降水工程技术规程》等规定进行施工与质量验收。实管、滤水管的长度及井管外侧回填料的高度应根据降水井的深度、地层结构及降水要求而定。管井抽水应取水样进行含砂量测试，其含砂量应小于 1/100000。否则，应停抽采取措施减少水中的含砂量。

7.4.8 应布置适量的水位观测井，其数量与位置应能满足基坑各个部位水位观测的要求，观测井的结构宜与降水井一致，必要时，也可按不同深度布设。

7.4.9 设置于基坑内的降水井，穿越基础底板处基础施工时应设置止水环。

7.4.10 降水施工组织设计应对排水管网、供电系统等进行周密布置，确保降水不间断运行。

7.4.11 在降水维持运行阶段，应配合土方开挖和地下室施工对抽排水量、地下水位、环境条件变化进行控制，以求达到最佳状态。有条件时，可采用电子计算机辅助进行信息控制。

7.4.12 当后浇带施工完毕及基坑周边回填，且经验算满足地下室抗浮要求后，方可结束降水工程维持阶段，并按有关规定进行井孔回填处理。

7.5 轻型井点降水

7.5.1 对填土、粉土、夹薄层粉砂的粉质黏土、地表吹填砂等含水层，当其涌水量不大时，宜采用轻型井点降水。井管的深度不宜进入下部承压含水层。

7.5.2 常用轻型井点的成孔孔径 100mm～150mm，间距 0.8m～1.6m，抽水设备可选用射流泵、隔膜泵等。

7.5.3 采用轻型井点降水时，除应严格遵照有关规范设计施工外，尚应满足以下要求：

1 单级轻型井点降低水位深度不宜超过6m；

2 轻型井点降水井的结构应能防止涌砂。

8 基坑工程施工

8.1 一般规定

8.1.1 施工前应具备已批准的基坑工程设计文件、施工组织设计、施工应急预案、监测方案等技术文件。

8.1.2 基坑工程施工前应查明基坑周围的地表水以及场地的地下水情况，做好基坑周边及坑内的明水排放，以及坑周边地面防水保护措施。 对有可能排入或渗入基坑的地面雨水、生活用水、上下水管渗漏水应设法堵、截、排，并在土方开挖前结合路面硬化作好防排水工作，尤其在老黏性土分布区应严防各种地表水渗入边坡土体和基坑内。

8.1.3 基坑工程施工前应查明基坑周围建(构)筑物的基础形式与埋置深度,基坑周围地下市政管网的位置与走向等周边建筑环境,明确需要保护的坑内基础工程;了解临近工程的基坑开挖和基础施工情况;基坑的施工应保证建筑场地及周边环境的使用安全。

8.1.4 施工时应搞好各分项工程的协调管理，合理安排工期，并注意各工序衔接，确保其技术保障工期（如混凝土强度龄期）的落实，使得支护结构能够按设计运行。同时，及时掌握工程的运行情况，一旦出现异常情况，应果断采取应急备用方案。

8.1.5 基坑开挖应按照分层、分段、对称、均衡、限时的原则确定开挖顺序，并符合各设计工况的要求，不得超挖。合理安排车辆的进出道路，并对道路路面进行硬化。

8.1.6 基坑开挖和施工应采取信息法施工；对重要的基坑工程宜利用监测信息进行反分析，检验校核设计与施工参数，指导后续的设计和施工。

8.1.7 基坑开挖至设计标高后，应及时进行垫层及基础施工，防止水浸和暴露，并确保基础和地下空间结构施工的紧密衔接；应尽快回填地下室与临时支护结构之间的肥槽。

8.2 施工组织设计

8.2.1 基坑工程施工之前必须编制详尽的、切实可行的施工组织设计，指导施工和规范施工行为，在对可能发生的问题要有充分的预见和周密的对策。

8.2.2 基坑施工组织设计应依据下列资料编制:

1 建设单位招(议)标文件、工程合同及主体结构相关施工总体计划与安排；
2 基础及基坑工程设计图纸、文件；
3 场区工程地质、水文地质勘察报告；
4 场区周边建(构)筑物、道路、地下管线等分布情况及其结构特征；
5 国家、地方现行有关规范、规程、技术标准、技术政策及技术管理规定等。

8.2.3 施工组织设计应包括下列内容：

1 工程概况及实物工作量等；
2 工程实施目标和施工部署，包括工程实施目标、项目组织机构、施工部署；
3 施工准备：包括施工机械、主要材料、劳动力的配备；
4 主要施工方法及技术、质量、安全保障措施；
5 施工进度计划及工期保证措施；
6 土方开挖方案；
7 环境保护技术方案（需要时）；
8 施工监测及应急抢险措施；
9 雨季、冬季施工等其他技术组织措施。

8.3 排桩施工

8.3.1 当排桩桩位邻近的既有建筑物、地下管线、地下构筑物对地基变形敏感或坑壁土层软弱时，应根据其位置、地基基础及结构类型、材料特性、使用状况等相应采取下列控制地基变形或成桩质量的措施：

1 排桩宜采取间隔成桩的施工顺序；对混凝土灌注桩，混凝土浇注完毕 24h 后方可施工相邻的桩。

2 对松散或稍密的砂土、稍密的粉土、饱和软土等易坍塌或流动的软弱土体，应按成桩工艺（回转钻进、旋挖钻进、冲击钻进）不同采取改善泥浆性能等措施，必要时加入一定的分散剂等外加剂，保证成孔质量，以防塌孔。

3 人工挖孔桩施工前应进行专项的安全论证，并预先进行试挖成孔。施工过程中必须做好通风、照明、排水工作；必须采用混凝土护壁，护壁圈应与土体紧密接触。

4 预应力管桩应合理选择锤重（配重），保证能顺利将桩下沉至设计深度，管桩用作支护桩时应尽可能采用一段桩，如采用两段桩，不宜采用硫磺胶泥接桩，且桩的接头不宜在同一截面内，应相互错开。

8.3.2 灌注桩钢筋笼的制作、焊接、吊放应符合规范要求，钢筋笼主筋连接应采用焊接或机械连接，焊接接头或机械连接接头的类型和质量应符合国家现行有关标准的规定。位于同一连接区段内的主筋连接接头面积百分率不应大于 50%，且应间隔布置。对非均匀配筋或有预埋件的钢筋笼必须严格控制其方向性和定位标高。

8.3.3 除特殊要求外，排桩的施工偏差应符合下列规定：

1 桩位的允许偏差应为 50mm；

2 桩垂直度的允许偏差应为 1%；

8.3.4 混凝土在浇灌时需严格按施工工艺施工，保证桩身混凝土质量，并宜采用商品混凝土灌注。混凝土配合比应通过试配确定，配置的混凝土应具有良好的和易性和流动性，并能满足设计强度以及施工工艺要求。

8.3.5 冠梁施工时，应将桩顶部浮浆、低强度混凝土及破碎部分清除。冠梁混凝土浇注采用土模时，土面应修理平整。

8.3.6 采用混凝土灌注桩时，其质量检测应符合下列规定：

1 应采用低应变动测法检测桩身完整性，检测桩数不少于总桩数的 30%，且不得少于 10 根；

2 当根据低应变动测法判断的桩身完整性为Ⅲ类时，应采用钻芯法进行验证，并应扩大低应变动测法检测的数量。

8.3.7 排桩施工（灌注桩及混凝土预制桩）及质量检验应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 及《地基与基础工程施工质量验收规范》GB50202 相对应的有关规定。

8.4 钢板桩施工

8.4.1 钢板桩的平面布置应保证轴线平直顺畅，应尽可能避免不规则的转角。有严格交圈合拢要求时，各边尺寸应符合桩的模数，避免使用异形截面桩。

8.4.2 钢板桩使用之前应进行矫正。弯曲、企口不正等应采用机械方法或火焰校正，局部孔洞应用焊接修补，端头矩形比失控时应予切割修正。

8.4.3 钢板桩长度不大、打设精度要求高时可采用单独打入法；当长度大于等于 10m、打设精度要求高时应采用“屏风式”打入法。必要时，在施工过程中设置隔震沟以减小对周边环境的影响。

8.4.4 钢板桩接长可采用剖口对焊或加鱼尾板焊接。相邻桩的焊缝宜间隔设置，错开 1m 以上。

8.4.5 拔桩前应进行土方回填，尽量使板桩两侧土压力平衡。拔桩设备要同板桩保持一定距离，减小板桩受到的侧向压力。拔桩顺序宜与打桩顺序相反，拔桩后形成的桩孔应及时回填处理。

8.4.6 质量检验应包括下列内容：

1 外观检验，包括表面缺陷、长度、宽度、厚度、高度、端头矩形比、平直度和企口形状等；

2 材质检验，主要为力学指标检验，构件的拉伸、弯曲试验，企口强度试验和延伸率试验等；

3 钢板桩的桩顶标高偏差不大于100mm，垂直度偏差不大于1% 。

8.5 地下连续墙施工

8.5.1 地下连续墙的施工应根据地质条件、周边环境条件、设计要求等选择成槽设备和成槽工艺。成槽施工前应进行成槽试验，确定合适的施工工艺和技术参数。

8.5.2 当成槽施工可能对邻近重要的建（构）物、地下管网线产生不利影响时，应跳槽段施工并采取有效措施控制槽壁变形，也可对邻近的建（构）物、地下管网线采取预加固、托换或隔离措施。在深厚的松散填土和粉土、砂土、软弱淤泥及淤泥质黏性土中施工地下连续墙时，应采取可靠措施提高槽壁的稳定性，必要时，宜采用搅拌桩、高压旋喷等方法对槽壁进行加固。

8.5.3 地下连续墙的施工顺序及单元槽段划分应根据地下连续墙的平面布置、场地地质条件、邻近建(构)筑物分布状况以及泥浆池容量、混凝土供应能力、起重设备吊运能力等因素综合考虑确定。一字形单元槽段的长度宜为 4.0m～6.0m。单元槽段宜采用间隔一个或多个槽段的跳幅施工顺序。每个单元槽段的挖槽分段不宜超过 3 个。

8.5.4 成槽施工前，应沿地下连续墙两侧设置导墙。导墙应符合下列要求：

1 导墙应具有足够的强度、刚度、整体性和抗渗性。应采用C20以上强度等级的混凝土制作钢筋混凝土导墙；导墙外侧应采用黏性土填实；导墙应满足成槽设备及顶拔接头管时的强度及稳定性要求；

2 导墙应平行于地下连续墙轴线，导墙墙基应置于较好土层上，如土层较软，应采取加固措施，埋深不宜小于1.5m，墙面垂直。导墙之间的净空应为连续墙厚加40mm～50mm，墙顶标高应根据结构要求及连续墙施工要求综合确定。导墙施工允许误差为：轴线偏差±10mm；净空尺寸±5mm；

3 导墙拆模后，需在墙间每隔1.0m左右加设上、下两道对顶木支撑，如附近有较大荷载或有重型机械运行时，还需在重荷载影响范围的导墙中每隔0.2m～0.3m设一道钢闸板支撑，防止导墙位移和变形。

8.5.5 成槽护壁泥浆制作宜选用膨润土，使用前应进行配比试验。施工过程中应控制泥浆比重、黏度、含砂率、胶体率等指标，定时观测，防止槽壁失稳。成槽过程槽内泥浆液面应高于导墙底面 500mm。

8.5.6 钢筋笼的加工和安放应符合下列要求：

1 钢筋笼应焊接成空间骨架。当配筋较少时应增加纵向骨架 2 榀～4 榀。骨架纵横钢筋交点应有50%以上采用焊接，焊点交错布置。 钢筋笼内及两侧应有必要的净空，保证浇灌混凝土的导管及单元槽段接头管(或型钢等)能顺利拔出；

2 钢筋笼的下端与槽底之间 500mm 内,沿地下连续墙的厚度方向应作收口处理；钢筋笼两侧的端部与接头管（或型钢）或相邻墙段混凝土接头面之间应留有 100mm～150mm 的间隙。钢筋笼制作时，纵向受力钢筋的接头不宜设置在受力较大处；

3 钢筋笼应设置定位垫块，垫块在垂直方向上的间距宜取3.0m～5.0m，水平方向上每层宜设置2块～3块；

4 钢筋笼通过验收合格后方能吊运入槽。吊装前应制定起吊、运输、吊放专项施工方案。应根据需要施工的笼体重量选择可靠的主、副吊设备。钢筋笼制作过程中应对吊点进行局部加强，沿钢筋笼设置纵横向起吊桁架。钢筋笼入槽时应先对准单元槽段中心，垂直而又准确地插入槽内，不得产生横向摆动，以免造成槽壁坍塌。起吊后若有钢筋笼散架现象，必须重新焊接，严禁强行入槽。如遇障碍应重新吊起，查明原因、清除障碍再下槽，严禁采用冲击、压沉方法下槽。

8.5.7 两墙合一地下连续墙钢筋笼制作时，要处理好地下连续墙与结构楼板、柱、梁连接的结构接头，应在钢筋笼上预留剪力槽、插筋、钢筋接驳器等预埋件，预埋件应可靠固定；严格控制预埋件的标高和水平位置，并做好保护工作，保证预埋连接件部位的混凝土浇灌密实。

8.5.8　地下连续墙应按水下混凝土浇灌要求采用导管连续浇筑。并应符合下列要求：

1　一个单元槽段内导管数量应通过计算确定；每根导管分担的浇筑面积宜均等，导管距槽段端部不宜大于 1.5m；

2　混凝土浇筑过程中导管埋入混凝土液面以下的深度宜为 2.0m～4.0m，各导管底面的高差不宜大于 0.3m；

3　浇灌上升速度不宜小于 3.0m/h。浇灌过程中应注意保证接头质量。

8.5.9　槽段的混凝土浇筑标高应比墙顶设计标高高出 300mm～500mm，浇筑冠梁前应将高出部分凿去，并保证墙顶面嵌入冠梁内 50mm。混凝土塌落度宜为 180mm～220mm，初凝时间不宜小于 8h；配合比通过试验确定；混凝土强度应比设计墙身强度提高等级进行配置。

8.5.10　地下连续墙墙段接头处理应符合下列要求：

1　槽段间的连接接头形式，应根据地下连续墙的使用要求选用，同时还应满足混凝土浇筑压力对其强度和刚度的要求。两墙合一地下连续墙槽段施工接头宜采用刚性接头；

2　后续槽段浇注混凝土前，应对前槽段竖向接头处进行清刷处理，清刷后的槽段接头和混凝土面不得夹泥砂或污物；

3　地下水丰富地层中的槽段接头处宜采用旋喷桩等墙外防渗措施。

8.5.11　承受竖向荷载的地下连续墙，根据设计要求需进行墙底注浆时，墙底注浆应符合下列要求：

1　注浆管应采用钢管，宜设置在墙厚中部，且宜沿槽段长度方向均匀布置；

2　单幅槽段注浆管数量不应少于2根；注浆管低于槽底以下不少于300mm；

3　在墙体混凝土达到设计强度的80%后注入水泥浆，注浆压力应大于注浆深度处的土层压力，注浆量应符合设计要求。

8.5.12　地下连续墙槽段开挖、泥浆配制、钢筋笼制作及吊装、浇灌混凝土等尚应符合《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《地基与基础工程施工质量验收规范》GB 50202 的有关规定，质量检验标准应符合表 8.5.12 的规定。

8.5.13　地下连续墙的质量检测应符合下列规定：

1　成槽结束后应对成槽的宽度、深度及垂直度进行检验，一般抽查数量不得小于同条件下总槽段数的 20%，每槽段应抽查 1 个段面。两墙合一地连墙每段槽段都应检查；

2　两墙合一地下墙，在钢筋笼沉放后，应做二次清孔，并全数检查沉渣厚度，沉渣厚度应符合设计要求；

3　墙身混凝土抗压强度试块每 100m^3 混凝土应做 1 组，每幅槽段不得少于 1 组，在强度满足设计要求后方可开挖土方；

4　墙体混凝土质量应采用超声波透射法进行检测，检测墙段数量不宜少于同条件下总墙段数的 20%,且不少于 3 段。必要时，可对两墙合一地下连续墙采用钻孔取芯方法进行验证；

5．作为两墙合一的地下连续墙，土方开挖后应进行逐段检查，墙面应平整，局部凹凸不宜大于 100mm，墙顶中心线的偏差不应大于 30mm，墙体不应有夹泥现象。

表 8.5.12　　地下连续墙质量检验标准

项目	序号	检查项目		项目允许偏差或允许值		检查方法
				单位	数值	
主控项目	1	墙体强度		设计要求		查试件记录或取芯试压
	2	垂直度：永久结构			1/300	测声波测槽仪或成槽机上的监测系统
		临时结构			1/150	
一般项目	1	导墙尺寸	宽度（设计厚度+40）	mm	±10	用钢尺量
			墙面平整度	mm	≤5	用钢尺量
			导墙平面位置	mm	±10	用钢尺量
	2	沉渣厚度：永久结构		mm	≤100	重锤测或沉积物测定仪测
		临时结构		mm	≤200	
	3	槽深		mm	+100	重锤测
	4	混凝土坍落度		mm	180-220	坍落度测定器
主控项目	1	钢筋笼	保护层厚度	mm	±10	用钢尺量
	2		主筋间距	mm	±10	用钢尺量
一般项目	3		主筋长度	mm	±50	用钢尺量
	4		箍筋间距	mm	±20	用钢尺量
	5		钢筋材质检验	设计要求		抽样送检
	1	墙体表面平整度	永久结构	mm	＜100	此为均匀黏土层中的要求，松散及易坍土层由设计决定
			临时结构	mm	＜150	
			插入式结构	mm	＜200	
	2	两墙合一地连墙预埋件位置	水平向	mm	≤10	用钢尺量
			垂直向	mm	≤20	水准仪

8.6　锚杆（索）施工

8.6.1　对于重要工程、无经验以及采用新型锚杆(索)时，应按设计要求事先进行成锚工艺及极限抗拔力试验，并根据试验结果对设计进行必要的调整。对于软弱黏性土、淤泥及淤泥质土层中的锚杆，尚应进行成锚工艺及其蠕变试验。

8.6.2　正确选择锚杆(索)成孔的钻孔机械和钻孔工艺,在复杂的地质条件、易涌水的松散层中钻孔时应采用旋转式钻机并套管跟进成孔，如遇卵石、孤石等应采用冲击旋转式钻机成孔。在承压水含水层中施工锚杆时，宜事先降低地下水位，预防沿锚孔发生涌砂。

8.6.3　锚杆（索）钻孔在水平方向误差不应大于 100mm，垂直方向误差不应大于 50mm，钻孔偏斜度不应大于 3%，孔深应超过设计深度 0.5m～1.0m。

8.6.4　锚杆施工应符合下列要求：

1　锚杆制作应严格按设计要求下料，长度误差不应大于 50mm。锚杆钢筋杆体接长可以采用机械连接，也可以采用双面搭接焊，焊接长度不应小于 8d，接长的杆体轴线应与原轴线保持一致。

2　安放锚杆时，应做好定位工作，并宜将注浆管一同放入钻孔。注浆管底端距孔底宜为 50mm～100mm。在条件许可的情况下，尽可能采用可回收锚杆。

3　设计未作明确规定之处，锚杆施工可参照工程建设标准化协会标准《岩土锚杆（索）技术规范》CESS 的有关规定执行。

8.6.5　锚索的施工应符合下列要求

1　钢绞线锚索杆体绑扎时，钢绞线应平行、间距均匀，沿杆体轴线方向每隔 1.0～1.5m 设置一个隔离支架，注浆管和排气管应与杆体绑扎牢固，绑扎材料不宜采用镀锌材料；杆体插入孔内时，应避免钢绞在孔内弯曲或扭转；

2　杆体制作和安放时应除油污、锈斑；每根钢绞线的下料长度误差不应大于设计长度的 50mm。钢绞线宜使用机械切割，不得使用电弧切割；

3　拉力型钢绞线锚索宜采用钢绞线束整体长拉锁定的方法；压力型锚索的承载体应与钢绞线牢靠固定。锚具、垫板应与锚筋体同轴安装，对于钢绞线或高强钢丝锚索，锚索锁定后其偏差应不超过±5°，垫板应安装平整、牢固，垫板与垫墩接触面无空隙；

4　其它要求可参照工程建设标准化协会标准《岩土锚杆（索）技术规范》CESS 的有关要求执行。

8.6.6　锚杆（索）灌浆必须保证锚固段连结密实。用压力泵灌浆时压力不宜过大，以免吹散浆液。在浆液硬化前，不得使锚体承受外力。

8.6.7　浆液应按设计要求配制,可选用水泥砂浆或纯水泥浆。浆体设计强度不应低于 20MPa。

8.6.8　采用二次高压灌浆时，应在一次灌浆浆体强度达 5.0MPa 后进行，二次灌浆压力宜控制在 2.0MPa～4.0MPa 之间。

8.6.9　锚固体强度大于 15.0MPa 且达到设计强度 75%后方可进行张拉。张拉前应对张拉设备进行标定。锚固体强度应根据现场取样标准养护的试块试压确定。

8.6.10　确定锚杆（索）的张拉顺序时应考虑相邻锚杆（索）的相互影响。张拉荷载应分级施加，张拉至设计荷载值后，保持 10min～15min，然后卸荷至锚杆（索）锁定荷载锁定。

8.6.11　锚杆（索）锁定应保证锁定后具有设计规定的预应力，锁定荷载一般为设计荷载的 0.6 倍～0.8 倍。锁定后若发现有明显的预应力损失，应进行补偿张拉。

8.6.12　质量检验应符合下列要求：

1　浆体强度检验试块每30根锚杆不少于一组，每组试块砂浆为3块，纯水泥浆为6块。每项工程试块不少于2组；

2　锚杆（索）杆体制作应按钢筋、钢绞线及有关材料制作规定进行。

8.6.13　锚杆（索）围檩施工应符合下列要求：

1　混凝土围檩应采用吊筋、植筋等方式与支护桩进行可靠的连结；组合型钢围檩应采用托架等方式与支护桩进行可靠的连结。围檩与支护桩、支护桩间土之间应采用强度不低于 C25 的细石混凝土填充；

2　组合型钢锚杆（索）腰梁，钢台座的施工应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的有关规范。混凝土腰梁、混凝土台座的施工应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 的有关规范。

8.7　土钉支护施工

8.7.1　基坑开挖应按设计要求分段分层进行，严禁超深度开挖，也不应超长度开挖。机械开挖后，应辅以人工修整坡面。上下层面板及锚杆（或土钉）施工间隔应满足养护期要求。

8.7.2 土钉成孔机具可根据地质条件及环境情况选用螺旋钻、冲击钻、洛阳铲等；对于孔隙较大的杂填土、砂性土等土层，可选用打入式钢管花管，形成注浆式土钉。成孔深度应超过设计长度的 0.3m～0.5m。

8.7.3　喷射混凝土作业时应符合下列要求:

1　喷射作业应分段分片进行，并在坡面上垂直打入短钢筋作为控制厚度的标志，同一段内应自下而上进行喷射，射流应垂直喷射面，射距宜在0.8m～1.5m 范围之内；

2　当面板设置有钢筋（或钢丝）网时，应分二次进行喷射，第二次喷射前应清除表面上的浮浆和松散碎屑，并喷水使之湿润；

3　喷射混凝土的配合比应进行试配，其设计强度不宜低于20MPa；

4 应做好保湿养护，养护时间应根据气温和环境条件而定。

8.7.4 钢筋网宜在喷射一层混凝土后铺设，钢筋与坡面间距宜大于 30mm，钢筋网应通过加强筋(肋)与土钉连结，连接方式及强度应满足本规程及设计的有关规定。

8.7.5 土钉施工可参照 8.6 节的有关要求执行。

8.7.6 质量检验应按下列要求进行：

1 应对土钉的抗拔承载力进行检测，抽检数量不宜少于土钉总数的1%，且同一土层中的检测数量不应少于3根；

2 喷射混凝土试块数量每300m^{2}取一组，每组试块不少于3块，制作试块时将试模底面紧贴基坑坡面从侧向喷入混凝土；

3 浆体强度试块每100根锚杆不少于一组， 每组试块砂浆为3块，水泥净浆为6块。每项工程试块不少于二组；

4 喷射混凝土厚度可通过凿孔检查。

8.8 内支撑施工

8.8.1 内支撑有钢或混凝土支撑系统，支撑系统包括围檩及支撑、支撑下的立柱及其下部立柱桩。

8.8.2 施工前应熟悉支撑系统的图纸及各种计算工况，掌握土方开挖及支撑设置的方式、预顶力及周围环境保护的要求。

8.8.3 支撑结构的安装与拆除顺序，应与基坑支护结构的设计计算工况相一致。支撑安装应与土方开挖密切配合，必须严格按“由上而下、先撑后挖、严禁超挖”的原则施工。

8.8.4 支撑下立柱穿过主体底板或楼板以及支撑结构穿越主体结构地下室外墙的部位，应采用止水构造措施。采用钢立柱时应避免在负荷状态下对立柱主体施焊。

8.8.5 在设置围檩部位，应凿去支护结构表面的软弱部分，露出坚实的混凝土。采用钢围檩时还需在围檩与支护结构之间充填适当厚度的强度等级 C25 以上的混凝土，或采取其它有效措施，保证支撑力的有效传递。

8.8.6 混凝土内支撑的施工应符合下列要求：

1 开挖土方至混凝土支撑垫层底标高；

2 平整、压实支撑底部位的地基，施工垫层或做底胎膜。当支撑部位的地基土为软弱土层，为防止地基土沉降对混凝土支撑梁的平直度和挠度产生影响，应根据设计要求、结合具体地层条件采取预先加固防沉的措施；

3 施工混凝土支撑并养护，若考虑为爆破拆除则宜预先留设药眼；

4 待支撑混凝土强度达到设计要求或设计无要求达到设计强度的 80%以上后，继续开挖支撑以下的土方；

5 重复以上工序，直至土方开挖完毕。

8.8.7 钢内支撑的施工应符合下列要求：

1 钢支撑的构件制作应符合《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 和《建筑钢结构焊接规程》JGJ81 的有关规定；

2 有立柱时先焊好立柱支撑托架，再依次安装角撑、横向（短方向）水平支撑、纵向水平支撑；

3 钢支撑的施工与使用过程中均应考虑气温变化对支撑工作状态的影响，应对钢支撑内力进行监控；

4 根据设计要求，钢结构支撑如需施加预应力，宜采用工具式接头，并配有计量千斤顶装置。千斤顶及计量仪器应由专人使用管理，并定期校验，有异常现象应随时校验或更换。

5 钢支撑安装后施加预压力，应符合下列要求：

1) 预压力控制值根据设计确定，通常为支撑设计轴向力的 50%～75%；

2) 施加预压力前，应检查各节点的连接状况，经确认符合要求后方可施加，施加时应在支撑的两端同步对称进行；

3) 预压力应分级施加，加至设计值时，应再次检查各连接点的情况，必要时应对节点加固，待额定压力稳定后锁定。

8.8.8 采用坑内钢斜撑时，应在支护结构内侧先预留一定的护壁土，施工好斜撑的传力支座后，开槽安装斜撑，再挖除该斜撑所在段的护壁土。对穿越底板和外墙的斜撑，应采用止水构造措施。

8.8.9 支撑拆除前，应根据设计工况要求，先进行基坑回填或安装好替代支撑系统。替代支撑的截面和布置应由设计计算确定。当采用爆破法拆除混凝土支撑结构时，必须对周围环境和主体结构采取有效的安全防护措施。

8.8.10 利用主体结构换撑时，应符合下列规定：

1 主体结构的楼板或底板混凝土强度应达到设计强度的 80%以上；

2 在主体结构与支护结构之间设置可靠的换撑传力构造；

3 在主体结构楼板局部缺少部位，应在主体结构内的适当部位设置临时的支撑系统；

4 当主体结构的底板和楼板分块施工或设置后浇带时，应在分块或后浇带的适当部位设置传力构件。

8.8.11 每层支撑体系安装结束后，应对整个使用期进行监测，监测内容和频率应符合《建筑基坑工程监测技术规范》GB50497 的规定要求，确保整个系统的正常运转直至支撑体系全部拆除。

8.8.12 支撑施工过程中和施工完成后，除非设计时有考虑，严禁在支撑顶面运行施工机械。

8.8.13 立柱桩施工应满足《建筑桩基技术规范》JGJ94 的规定和设计要求。立柱应插入立柱桩中不小于 3m，立柱的制作与安装应按结构柱的要求满足相关国家和地方标准的规定和设计要求。

8.8.14 混凝土结构多层地下室的逆作法施工应满足下列要求：

1 沿地下室四周施工挡土止水支护结构；

2 施工地下室内的逆作法用临时立柱及立柱桩；

3 浇筑地下室顶板结构并按设计要求预留垂直运输孔洞，使之与基坑四周的支护结构及临时立柱结合，形成第一层水平支撑；

4 挖除已施工楼面结构下面的土方，施工下一层楼面结构，并形成第二层水平支撑；

5 按本条第 3、4 款分别进行其下各层的楼面结构和土方开挖施工，直至浇筑地下室底板。然后自下而上浇筑地下室侧墙（内衬墙）和临时立柱的外包钢筋混凝土，直至完成地下室结构的施工。

8.8.15 钢支撑或混凝土支撑系统工程质量检验标准应符合表 8.8.15 规定。

表 8.8.15　钢支撑或混凝土支撑系统工程质量检验标准

项目	序号	检查项目		允许偏差或允许值		检查方法
				单位	数量	
主控项目	1	支撑位置	标高	mm	30	水准仪
			平面	mm	100	用钢尺量
	2	预加顶力		kN	±50	油泵读数或传感器
一般项目	1	围檩标高		mm	30	水准仪
	2	支撑中心标高和同层支撑顶面标高差		mm	±30	水准仪
	3	支撑两端标高差		mm	20 或 L/600	水准仪（注：L—支撑长度）
	4	支撑挠曲度		mm	L/1000	水准仪
	5	立柱桩		按工程桩施工要求		
	6	立柱位置	标高	mm	30	水准仪
			平面	mm	50	用钢尺量
	7	立柱垂直度		mm	H/300	经纬仪（注：H—基坑开挖深度）
	8	混凝土支撑截面尺寸		mm	＋15 －10	用钢尺量
	9	开挖超深（开槽安放支撑不在此范围）		mm	200	水准仪
	10	支撑安装时间		设计要求		用钟表估测

8.8.16　为永久性结构的支撑系统尚应符合现行国家、地方有关标准规范的要求。

8.8.17　当对钢筋混凝土支撑结构或对钢支撑焊缝施工质量有怀疑时，可采用超声探伤无损方法检测。

8.9　基坑隔渗帷幕及土体加固施工

8.9.1　根据设计要求，基坑隔渗帷幕与坑内土体加固可采用高压旋喷桩、深层搅拌桩施工。

1　高压旋喷桩可采用单管法、 二重管法、 三重管法, 注浆形式可采用旋喷、摆喷、定喷。高压旋喷桩应根据不同的地质条件和技术要求选择机具设备、喷射参数和浆液配方, 并通过现场试喷确认后方可正式施工。当土层中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎、过多的有机质或为坚硬黏性土时,应经现场试验确定其适用程度后再确定施工参数;

2　深层搅拌桩施工可采用浆喷或粉喷，施工中应根据加固土层的特点选用合适的施工方法和施工机械，宜优先选用浆喷型双轴或三轴深层搅拌工艺。

8.9.2　高压旋喷桩施工应符合下列要求：

1　高压喷射浆液应按设计要求配制，一般采用普通硅酸盐水泥 ，水灰比一般取1.0～1.5，常用1.0。当有特殊要求时，可加入适宜的外加剂。作为隔渗帷幕时不宜使用矿渣水泥，但可在浆液中掺入膨润土、粉煤灰等填充材料，掺量应经试验确定；

2　高压旋喷桩应间隔施工，喷射注浆时，应由下而上均匀地喷射，停止喷射的位置宜高于帷幕设计顶面标高 1.0m；且应在注浆施工 24h 内并初具强度后，再施工相邻的注浆孔。孔位与设计位置的偏差不得大于 80mm，垂直度应控制在 1%以内；可采用复喷工艺增大固结体半径、提高固结体强度，喷浆下沉或提升速度不应大于 100mm/min；

3　当喷射注浆因故中途停喷后，继续注浆时应与停喷前的注浆搭接，其搭接宽度不应小于 500mm；

4　为防止固结体顶部浆液凝固收缩影响其高程，高喷作业时应注意其标高控制，必要时应采用冒浆回灌；当注浆孔邻近既有建筑物时，宜采用速凝浆液进行喷射注浆；

5　采用与排桩咬合的高压喷射注浆截水帷幕时，应先进行排桩施工，后进行高压喷射注浆施工；当在排桩之间施工高喷隔渗帷幕时，为便于准确定位可先施工冠梁，在冠上预埋注浆孔(管)，后施工高喷注浆；

6　采用高压旋喷桩隔渗帷幕深度大于 15.0m 时，应采用双排或多排相互搭接的高压旋喷桩隔渗帷幕；隔渗帷幕深度大于 20.0m 时，对隔渗帷幕的施工的可行性应进行专题论证；

7　高压旋喷桩是在高压下进行的，要注意施工的安全性，防止接头断开、软管破裂导致的浆液飞散、软管甩出等安全事故。喷射浆自喷嘴喷出时，人和喷嘴的距离不应小于 0.6m。

8.9.3　深层搅拌桩施工应符合下列要求：

1　深层搅拌桩施工应满足设计的搭接要求，每一施工段应连续施工，相邻桩体的施工间隔时间不宜超过 24h。施工开始和施工结束处的搭接应采取加强措施；

2　深层搅拌桩桩位水平偏差不大于 50mm，垂直偏差不大于 1%；对于作为隔渗帷幕时，桩位水平偏差不大于 20mm，垂直偏差不大于 0.5%；

3　为了保证桩的完整性和均匀性，应合理划分施工段，宜减少段数，缩短施工段之间的间隔时间。若间隔时间过长，应采取补桩或其它加强措施。施工期间应对桩位、桩长、提升速度、水泥浆(粉)总用量等做出记录。

8.9.4　当采用高压旋喷桩作加固体时，宜先进行支护桩（墙）施工，再进行坑内土体加固；当采用深层搅拌桩作加固体时，若先进行支护桩（墙）施工，再进行坑内土体加固时，应在支护桩（墙）与加固体之间的空隙采用高压旋喷桩或高压注浆进行补强加固。

8.9.5　高压旋喷或深层搅拌水泥土体应有 28d 以上的龄期，达到设计强度要求后，方能进行基坑土方开挖。

8.9.6　施工过程中应对孔位、孔深、喷射和搅拌时的各项参数做出记录。遇有地下障碍物、洞穴或其它特殊情况时应查明原因，采取相应对策，并作好记录，作为隐蔽资料存档。

8.9.7　质量检验

1　成桩 3d 内可用轻便触探检查桩身的均匀性；

2　必要时在成桩 15d 后，进行浅部开挖抽样检查桩顶质量及搭接情况；

3　隔渗帷幕的质量检测应符合下列规定：

1）　与排桩咬合高压喷射注浆帷幕应在基坑开挖前或开挖时，检测水泥土固结体的范围、表面轮廓、搭接接缝；检测点应按随机方法选取或选择施工中出现异常、开挖中出现漏水的部位；

2）　对施工质量有怀疑时，可在高压喷射注浆或深层搅拌桩固结后，采用钻芯法检测帷幕固结体的范围、单轴抗压强度、连续性及深度；检测点应针对怀疑部位选取帷幕的偏心、中心或搭接处，检测点的数量不应小于 3 处。

4　当采用深层搅拌桩进行基坑土体加固时，基坑开挖前应采用单动双管钻具钻芯取样，检查加固体的连续性、均匀性以及水泥土抗压强度，检测数量不少于 6 根，每根桩取芯不少于 3 个，检测合格后方可进行土方开挖。芯样抗压强度可按试压结果乘以 1.2~1.3 的调整系数。

8.9.8　高压旋喷桩及深层搅拌桩的施工及质量检验尚应符合《建筑地基处理技术规范》（JGJ 79）的有关规定。

8.10　型钢水泥土搅拌墙施工

8.10.1　型钢水泥土搅拌墙施工前应通过成桩试验确定搅拌下沉和提升速度、水泥掺量、水泥浆液水灰比等工艺参数及成桩工艺，成桩试验不宜少于 3 根。对有机质含量较高的淤泥、淤泥质土应取样进行配合比试验，确定其适用性。

8.10.2　搅拌下沉速度宜控制在 0.5m/min～1.0m/min 范围内，提升速度宜控制在 1.0m/min～2.0m/min 范围内，并保持匀速下沉或提升。提升时不应在孔内产生负压造成周边土体的过大扰动，搅拌次数或搅拌时间应能保证水泥土搅拌桩的成桩质量。对环境保护要求高的基坑工程，宜选择挤土量小的搅拌机头，并应通过试成桩及其监测结果调整施工参数，搅拌下沉速度宜控制在 0.5m/min～0.8m/min 范围内，提升速度宜小于 1.0m/min，喷浆压力不宜大于 0.8MPa。

8.10.3　水泥土搅拌墙的施工顺序可采用跳打方式（图 8.10.3a）、单侧挤压方式（图 8.10.3b）、先行引孔套打方式。转角处宜采用单侧挤压方式。

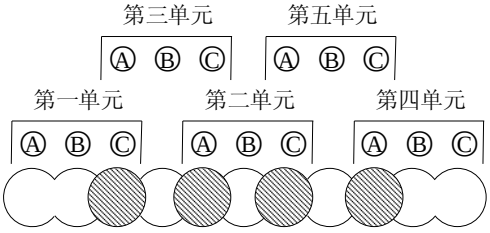


图 1 跳打方式施工顺序

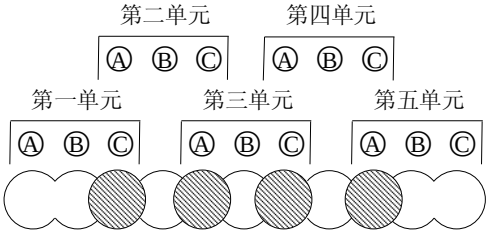


图 2 单侧挤压方式施工顺序

图 8.10.3　水泥土搅拌桩施工顺序图

8.10.4　水泥土搅拌桩成桩质量应符合下列规定：

表 8.10.4　水泥土搅拌桩成桩质量检测标准

序号	检查项目	允许偏差或允许值	
		单位	数值
1	桩底标高	mm	+100,-50
2	桩位	mm	≤50
3	桩径	mm	±10
4	桩体垂直度	--	≤1/200

8.10.5　拟拔出回收的型钢，插入前应先在干燥条件下除锈，再在表面涂刷减摩材料。完成涂刷后的型钢，在搬运过程中应防止碰撞和强力擦挤。减摩材料如有脱落、开裂等现象应及时补涂减摩材料。型钢宜在水泥土搅拌墙施工结束后的 30min 内完成，型钢宜依靠自重插入；相邻型钢焊接接头位置应相互错开，竖向错开距离不宜小于 1.0m。

8.10.6　型钢回收起拔，应在水泥土搅拌墙与主体结构外墙之前的空隙回填密实后进行，并满足设计工况要求后进行。型钢拔出后留下的空隙应及时注浆填充，并应编制包括浆液配比、注浆工艺拔除顺序等内容的施工方案。周边环境复杂、保护要求高的基坑工程，型钢不宜拔出。必须拔出时应采取跳拔、随拔随灌浆、控制上拔速度、加强监测等措施。

8.10.7　插入型钢的质量检测应符合表 8.10.7 的要求：

表 8.10.7　插入型钢的质量检测表

序号	检查项目	允许偏差或允许值	
		单位	数值
1	型钢垂直度	----	≤1/200
2	型钢长度	mm	±10
3	型钢底标高	mm	-30
4	型钢平面位置	mm	50（平行于基坑方向） 100（垂直于基坑方向）
5	形心转角 Φ	º	≤3

8.10.8 施工过程中应提取刚搅拌完成尚未凝固的水泥土搅拌桩浆液制作应采用70.7mm×70.7mm×70.7mm 立方体试模。试验数量及方法为每台班抽查 3 根桩，每根桩设不少于 3 个取样点。基坑开挖前应进行试块抗压强度试验，强度指标应符合设计要求。其他检测要求同深层搅拌桩。

8.11　土方开挖与回填

8.11.1 土方开挖前必须根据基坑工程设计文件和基坑工程施工组织设计制定详细的施工方案。其内容包括：土方开挖的前提条件，与设计工况一致的开挖方法，分层、分段、对称、均衡、限时开挖的顺序，上下基坑道路设置，设备选择等。

8.11.2 土方开挖应充分考虑时空效应，合理确定土方分层开挖层数、每层分段数量（长度和宽度）、护壁土留置宽度和高度、分段开挖的时间限制等，尽可能减少基坑临空边的长度和高度。

8.11.3 土方开挖必须和设计工况保持一致，分层开挖深度一般为 2.0m～4.0m，软土地层宜取小值；在深厚淤泥和淤泥质土地层中开挖基坑，若坑内工程桩为管桩，桩顶实际标高上部 3.0m 范围内地层分层开挖深度不宜大于 1.0m。分段长度除视基坑形状、大小及后浇带等因素而定外，一般不应大于 25m。

8.11.4 基坑开挖可采用机械或人工开挖，人工清边检底。并应符合下列要求：

1 不得碰撞支护结构、立柱及立柱桩、降水运行系统、测量标志和监测元件，严禁损伤隔渗帷幕和碰撞、拖动工程桩；机械挖土应避免对工程桩产生不利影响，挖土机械不得直接在工程桩顶部行走；

2 基坑周边、放坡平台的堆载及施工荷载不得超过支护设计规定的荷载值；基坑开挖的土方不应堆放在基坑周边及邻近建筑物影响范围内；

3 基坑开挖过程中必须作好基坑内外的截水、排水，防止水对基坑坑壁和坑内土体浸泡，并保证正常施工作业面；

4 坑底应根据地基土性质预留厚度不小于0.3m～0.5m（对桩基应留1.0m）的余土采用人工清理，防止大型机械开挖对天然地基及桩基的扰动及破坏。已挖好的基坑应及时清边检底，满封垫层保护基底，以利于改善支护结构的工作状况。

5 邻近基坑边的局部坑中坑宜在大面积垫层完成后开挖。

8.11.5 开挖老黏性土边坡和岩土复合边坡时，必须重视对边坡岩土体的保护，防止边坡岩土体力学性能随暴露时间延长而降低，使边坡稳定状况恶化。

8.11.6 设有支护结构和隔渗、降水系统、基坑土体加固的基坑必须在支护结构、隔渗结构和土体加固的强度达到设计要求，降水系统运行正常，满足施工要求后，方可进行基坑开挖。当各层支护结构施工完毕、达到开挖阶段的设计强度后，方可开挖下层土方。

8.11.7 施工栈桥应根据周边场地环境条件、基坑形状、支撑布置、施工方法等进行专项设计；施工过程中应该按照设计要求对栈桥的荷载进行控制。

8.11.8 采用内支撑支护体系的基坑,应符合下列要求：

1 应按照先撑后挖、限时支撑、分层开挖、严禁超挖的原则，并尽可能对称、均衡地进行土方开挖。

2　宜采用开槽方法浇筑混凝土支撑或安装钢支撑;开挖到支撑作业面后,应及时进行支撑的施工,减少基坑无支撑暴露时间和空间。

3　对土方开挖过程中临时边坡范围内的立柱和降水井应采取保护措施，应均匀挖去其周围土体,以避免立柱和降水井受到附加的侧向压力;

4　在上、下基坑道路部位的内支撑,宜将支撑下的土填实，并应在支撑构件上覆盖 300mm 以上厚度的建筑砖渣、黏土等，然后铺设钢板，或者采取其他有效措施对该部位的支撑构件进行妥善保护。支撑系统设计未考虑施工机械作业荷载时，严禁在底部已经挖空的支撑上行走或作业。

8.11.9　面积较大或周边环境保护要求较高的基坑，可分别采用分块开挖、岛式开挖和盆式开挖方式:

1　分块开挖的大小和开挖顺序应结合基坑周边环境的重要等级、支撑形式、场地条件等因素综合确定;

2　采用岛式开挖方式时，边部土方的开挖范围应根据支撑布置形式、围护结构变形控制要求等因素确定;边部土方应采用分段开挖的方式，并应减少围护结构无支撑或无垫层暴露时间;

3　采用盆式开挖方式时，中部土方的开挖范围应根据支撑形式、围护结构变形控制要求、坑边土体加固等因素确定;中部有支撑时应先完成中部支撑，再开挖盆边土方;

4　岛式和盆式开挖土方过程中预留土体的高度不宜大于6.0m;应根据场地条件、土质条件和临时支护、加固情况，采用单级或多级放坡;各级边坡和总边坡应满足边坡稳定性要求。

8.11.10　狭长形基坑，可采用纵向斜面分层分段开挖的方式，并符合下列要求:

1　可采用一端向另一端开挖的方法，也可采用从中间向两端开挖的方法;斜面应设置多级边坡;分段长度宜为3.0m～8.0m，分层厚度宜为2.0m～4.0m，软土地层宜取较小值;

2　各级边坡、各工况边坡以及纵向总边坡应满足稳定性要求，必要时，可采取临时护坡或加固措施;

3　纵向斜面分层分段开挖至基坑底时,应按照设计要求和基础底板施工缝设置要求限时进行垫层和基础底板的浇筑，基础底板分段浇筑的长度不宜大于18m～25m（地层条件差的对应较小值），基础底板施工完毕后方可进行相邻纵向边坡的开挖。

8.11.11　采用逆作法、盖挖法进行暗挖施工时，应符合下列要求:

1　基坑土方开挖和结构工程施工的方法和顺序应满足设计工况要求;

2　基坑土方分层、分段、分块开挖后应按照施工方案的要求限时完成水平结构施工;

3　基坑暗挖作业应设置足够的照明设施;应根据结构预留洞口的位置、间距、大小增设强制通风设施;

8.11.12　工程桩超出坑底过高时，应控制分层开挖的深度，工程桩顶与开挖面底部高差保持在 1.5m～2.0m 范围。在深厚软弱土层分布区,要采取严格控制每层开挖厚度及长度,及时截断超出过高的工程桩,清除桩侧不均匀分布的土体，防止桩体受到外力而发生偏移和倾斜。

8.11.13　基坑内需进行石方爆破作业时，必须委托有资质的单位进行爆破作业。应对装药量、爆破进度、安全防护、环境保护等进行周密策划，制定爆破作业专项方案，报有关部门批准后方可实施。

8.11.14　基坑开挖过程中必须坚持信息化施工，注意监测信息的反馈资料，及时指导开挖工程。有充分的应急准备，遇有异常情况时，应及时调整施工措施。若出现紧急情况时，必须采取果断措施，采取回填反压、坡顶卸载的原则，阻断事态发展，再行加固处理，消除隐患后方可继续开挖。

8.11.15　应按规范、设计要求及时进行土方回填，采用分层密实，保证其密实度。

8.12　施工质量验收

8.12.1　基坑工程施工应按有关施工技术规范进行，并作好各工序质量控制及施工记录。

8.12.2　基坑工程施工使用的原材料及半成品，应遵照有关施工质量验收标准进行检验。

8.12.3　对重要性等级为一级或对构件质量有怀疑的重要性等级为二级、三级的支护结构，应进行施工质量检测。

8.12.4　基坑支护结构施工质量检测应按《建筑地基基础检测技术规范》DB42/ 269 相关规定执行。

8.12.5　地下工程施工至正负零后，可进行基坑工程验收。基坑工程验收应按分项工程进行。验收时应提供以下资料：

1　施工测量放线定位图；
2　基坑工程竣工图；
3　各种主要材料的合格证、材质检验报告；
4　隐蔽工程验收记录；
5　设计变更通知、事故处理记录
6　监测报告
7　有关试验及质量检测报告；
8　其他有关资料。

9 环境影响及防治措施

9.1 对环境影响的评价

9.1.1 基坑工程对周边环境影响的评价应考虑下列因素：

1 基坑支护结构设置和土方开挖使土体应力状态改变，引起坑周紧邻建（构）筑物的不均匀沉降，出现裂缝或倾斜；

2 基坑放坡开挖时，由于地表水疏排不当，边坡岩土体浸水，强度急剧降低，边坡发生局部破坏或整体失稳滑移，使破坏、滑移区内的建（构）筑物严重倾斜、下陷以致倒塌，地下管线变形、断裂或功能丧失（水管折断，电力电讯中断，煤气泄漏等）及其引发次生灾害；

3 隔渗、降水措施不力或失效，发生基土渗透破坏（如基底管涌或流土，侧壁水土流失，土层淘空等）引发基坑周围地面、建（构）筑物急剧沉降，地下管线断裂及道路破坏；

4 长时间、大幅度降低深层地下水引起大范围地面沉降的可能性及上层滞水、潜水排向基坑，水位降低，引发邻近道路、地面和建（构）筑物沉降、变形开裂，各种管线变形或断裂；

5 支护结构（如排桩、喷锚、内支撑、水泥土重力式挡墙，围筒结构等）突然失效发生事故对环境的影响；

6 打、拔钢板桩的噪声和振动对周围居民生活的影响，以及打、拔钢板桩和拔桩时土体松动变形对建（构）筑物产生不利影响；

7 采用挤土桩作为支护结构时，由于土体挤密给邻近建（构）筑物造成损害的可能性；

8 超出地界设置锚杆或土钉等设施给邻近场地已有或拟建的建（构）筑物地基基础造成危害或施工障碍等不利影响；

9 采用土钉支护，在软弱土层（如淤泥，淤泥质土）施工过程中产生土体扰动变形、边坡失稳、基底隆起，给邻近建（构）筑物造成危害；

10 基坑降水使地质环境（水文地质，工程地质）发生变化对岩土工程条件带来的不利影响。围护结构、隔渗帷幕等对地下水补给、泾流、排泄路径和渗透的影响；

11 山区斜坡地带基坑放坡开挖时，降雨（尤其是暴雨）时，地表水沿风化裂隙渗透或渗流，使基坑边坡或周边斜坡变形或失稳，给邻近建（构）筑物造成危害。

9.1.2 基坑工程对坑内环境影响的评价应考虑下列因素：

1 基坑工程支护结构或边坡产生变形或位移，基底隆起使坑内已有工程桩受到横向挤推作用而造成倾斜、偏位及断桩等不良影响；

2 基坑工程支护结构或边坡产生严重变形使坑内降水、排水系统、内支撑立柱等设施破坏破坏；

3 挖土机械类型选用不当，机械停放位置和行车路线不合理，挖土方式和顺序安排不当，以及挖出土方临时堆放位置和数量控制不严等对坑内已有工程桩的完整性产生不利影响；

4 基坑支护结构施工先于工程桩施工时，工程桩桩型选择和沉桩方式不当对已建基坑支护结构产生推挤和振动等不利影响；

5 相邻基坑施工次序（包括打工程桩、设支护桩及锚杆、筑挡土墙、放坡、抽排水以及挖土等各个阶段）安排不当对本基坑内工程产生不利影响。

9.1.3 与降低地下水位有关的环境影响评价应根据降水幅度和延续时间，考虑水位下降后地面沉降的差异是否能为建（构）筑物所容许，土层压缩对桩基产生的负摩擦力是否产生不良后果。

9.2 对环境影响的防治措施

9.2.1 在基坑工程中，应本着“预防为主”的精神，方案选择和各项设计必须满足承载力和正常使用两种极限状态的要求，应有必要的安全储备和有效的环境保护措施。

9.2.2 基坑工程实施阶段，除必须严格按设计施工外，还应采用信息化施工，实时跟踪监测基坑支护结构和地下水治理系统的工作性状以及周围环境的动态变化，并及时采取有效应变应急措施，确保基坑支护结构和周围环境的安全。基坑土方开挖应符合分层、分段、对称、平衡、适时的原则，在软土、砂土和风化土地段应特别注意掌握开挖时间和开挖顺序，严格控制基坑周边堆土高度，处理好支护、降水、开挖三者之间的配合关系。

9.2.3 在市区内尽可能不采用挤土型桩作支护结构。特别是对钢板桩打、拔造成的环境影响应有充分的估计。必须采用时，应有防振、隔振以及拔桩时灌浆填缝等安全措施。

9.2.4 设置锚杆时应考虑对锚杆伸入范围现有建（构）筑物的影响，包括锚杆施工（成孔、压力灌浆）及锚杆工作（土体受力）时的影响。如锚杆伸入范围属开发用地，尚应考虑锚杆对今后地下施工的影响，宜采用可回收式锚索或锚杆，可回收式锚索或锚杆回收后应注浆填充。

9.2.5 对地下水治理宜采取降水或隔渗与降水相结合的方法，应力求最大限度地减少抽水量并缩短抽水时间。虽有降水或隔渗措施，但仍可能因措施不力或失效而出现突发事故时，应急处理措施总的原则就是在封堵的同时做好反滤倒流措施，防止坑底基土及坑周土体的流失及破坏。

9.2.6 对紧靠基坑边的建（构）筑物必要时可采用有效、合适的方法进行预防性托换或加固。当基坑周边建（构）筑物严重开裂、倾斜以至成危房时，应立即补强加固或拆除，以确保人身和施工安全。

9.2.7 应做好整个地下工程的计划安排，充分考虑基坑开挖后的时空效应（随开挖面增大及时间延长稳定程度降低，环境影响增长），尽量缩短工期，减少暴露时间，及早回填。江汉平原尤其是沿江城市的基坑工程宜避开长江主汛期开挖施工。

9.2.8 基坑施工前应做好安全抢险预案，基坑施工和使用过程中发生紧急情况时，有相应的处置措施。

10 监 测

10.1 一般规定

10.1.1 基坑工程监测工作应贯穿于基坑工程和地下工程全过程。 基坑工程在开挖施工过程中必须由具备相应资质的单位对基坑支护体系和周边环境安全进行有效监测，并通过监测数据指导基坑工程的施工全过程。

10.1.2 基坑监测工作开展前应具备下列资料：

1 基坑红线图、地形图及建筑总平面图等工程设计资料：
2 岩土工程勘察报告；
3 基坑支护设计资料；
4 基坑工程影响范围内在建（构）筑物、地下管线与设施等有关资料；
5 基坑工程施工方案；
6 其他相关资料。

10.1.3 监测单位在现场踏勘、资料收集后，应根据基坑工程重要性等级和基坑设计要求编制监测方案。监测方案应包括以下内容：

1 工程概况；
2 建设场地岩土工程条件及基坑周边环境状况；
3 监测目的和依据；
4 监测项目、测点布置和监测方法及精度；
5 监测元件、仪器及检测要求；
6 监测频率和报警值；
7 资料整理方法及监测成果形式；
8 监测人员的配备、作业安全及信息反馈制度。

10.1.4 监测单位应严格实施监测方案。当基坑工程设计或施工有重大变更时，监测单位应与建设方及相关单位研究后及时调整监测方案。

10.1.5 基坑工程监测期间建设方、施工方、监理方应协助监测单位保护监测设施。

10.1.6 本章监测部分未列的内容可参照国家标准《建筑基坑工程监测技术规范》（GB50497）执行。

10.2 监测项目

10.2.1 监测项目应根据基坑工程重要性等级、环境保护要求、场地特点、基坑支护形式、施工工艺等因素综合确定，应采用仪器观测为主与巡视检查相结合的方法。

10.2.2 基坑工程监测项目宜根据基坑工程重要性等级参照表 10.2.2 选择确定。

表 10.2.2 基坑工程监测项目表

序号	基坑重要性等级 / 监测项目	一级	二级	三级
1	支护桩（墙）顶部竖向、水平位移	√	√	√
2	支护桩（墙）侧向变形（深层水平位移）	√	√	O
3	坑外土体深层侧向位移	√	√	O
4	支护体系观测	√	√	√
5	支护桩（墙）内力	√	O	—
6	支撑轴力	√	√	O
7	冠梁及围檩内力	O	O	—

8	锚杆拉力	√	√	—
9	立柱内力	O	O	—
10	侧向土压力	O	O	—
11	立柱竖向位移	√	√	—
12	坑底隆起（回弹）	O	O	—
13	坑外土体分层竖向位移	O	O	-
14	地表竖向位移	√	√	√
15	邻近建（构）筑物水平及竖向位移	√	√	√
16	邻近建（构）筑物倾斜	√	O	O
17	邻近地下管线水平及竖向位移	√	√	√
18	围护体系裂缝	√	√	√
19	邻近建（构）筑物裂缝、地表裂缝	√	√	√
20	基坑内地下水位	√	O	O
21	基坑外地下水水位	O	O	O

注：1、√应测项目；O选测项目（视监测工程具体情况和相关单位要求确定）；

2、管井降水时，应测地下水含砂量；

3、逆作法基坑施工除应满足围护体系监测要求外，尚应增加结构梁板体系内力监测和立柱、外墙垂直位移监测。

4、基坑支护结构体施工、预降水阶段应对序号3和13～21项监测项目选择确定。

10.2.3 当基坑周边有地铁、隧道或其他对位移有特殊要求的建筑及设施时，监测项目应与有关部门或单位协商。

10.2.4 基坑工程施工开始前应进行周边环境的调查及鉴定工作；基坑工程施工和使用期内，每天均应由专人对支护结构、施工情况、周边环境、监测设施等进行巡视检查，并做好记录，发现异常和危险情况，应及时反馈给建设方及其他相关单位。

10.3 监测点布置

10.3.1 监测点布置应根据基坑工程重要性等级、周边临近建（构）筑物状况，地下管线现状及基坑施工方案等综合确定，应能反映监测对象的实际状况及其变化趋势，满足设计和信息化施工的要求。

10.3.2 在基坑支护结构受力和变形较大处及周边环境保护要求较高处，应加密监测点。不同监测项目的监测点宜布置在同一断面上，有条件时，地下管线应布置直接监测点。

10.3.3 从基坑边缘以外1～3倍基坑开挖深度范围内需要保护的周边环境应作为监测对象。对深厚软土地区宜扩大至5倍基坑开挖深度范围。在进行管井降水的情况下，应将监测范围扩大到降水影响范围之外。

10.3.4 监测点设置应稳定可靠，标识清楚，便于观测；应不妨碍监测对象的正常工作，监测过程应减少对施工作业的不利影响。

10.3.5 相关方应对监测点的设置进行验收。

10.4 监测方法及精度要求

10.4.1 监测方法应综合考虑基坑重要性类别、设计要求、现场条件、地区经验和方法，适用性等因素而确定。

10.4.2　同一基坑工程的监测，宜固定观测人员和仪器，相同的观测方法和观测路线，并宜在基本相同的环境和条件下工作。

10.4.3　变形监测网的基准点，工作基点布设应符合下列要求：

1　每个基坑工程至少应有 3 个稳定、可靠的点作为基准点，在施工场地和降水影响范围外设置；在施工前埋设，并经观测确认其稳定后，方可投入使用；

2　工作基点应选在相对稳定和方便使用的位置。对于通视条件良好、距离较近的小型基坑工程，可直接将基准点作为工作基点；

3　监测期间，应定期检查工作基点和基准点的稳定性，并应采取有效措施，确保正常使用。

10.4.4　监测仪器和元件应符合下列要求：

1　监测仪器和设备除了灵敏度和精度满足使用要求外，必须有良好的稳定性和可靠性；

2　必须使用在其标定的有效期内的计量器具；

3　监测仪器和设备的观测精度、操作和维护应满足相关标准和规定；

4　孔隙水压力计、土压力计、钢筋应力计、钢筋应变计和支撑轴力计等监测元件在埋设安装前应进行标定，标定资料经现场监理审核后，方可埋设安装。

10.4.5　基坑周边存在轨道交通、隧道等重要保护对象的监测方法和监测精度应符合相关标准的规定以及相关部门的要求。

10.5　监测频率及报警值

10.5.1　监测频率应能准确反映支护结构、周边环境的动态变化，宜采用定时监测，当有危险事故征兆时，应实时跟踪监测。

10.5.2　各监测项目在基坑工程施工前，或基坑开挖前，应测定初始数据，且不应少于 3 次。

10.5.3　各监测项目的监测频率应根据其施工工况，按表 10.5.3 确定，并满足设计要求，当监测数据变化较大或者速率加快，监测值达到或接近报警值、遇不良天气状况，存在勘察未发现的不良地层，或出现其他影响基坑及周边环境安全的异常情况，应适当加密。

表 10.5.3　监测频率

施工工况 / 监测项目	支护结构的施工期	基坑开挖至结构底板浇筑完成后 3d（H 为基坑深度）	结构地板浇筑完成后 3 天至地下结构施工完成	
			各道支撑开始拆除到拆除完成后 3d	一般情况
应测项目	影响明显：3-4 次/周 不明显：1 次/周	土方开挖至 0～$\frac{1}{3}$H，1 次/3d； 土方开挖至 $\frac{1}{3}$H～$\frac{2}{3}$H，1 次/2d； 土方开挖至 $\frac{2}{3}$H～1H，1 次/1d	1 次/d	1～2 次/周
选测项目	1 次/周	1～2 次/周	1～2 次/周	1 次/周

注：当存在管井降水时，降水影响范围之外的周边环境监测频率可适当降低至 1 至 2 次/周。

10.5.4　监测报警值应由变化速率与累计变化值控制。

1　基坑支护工程监测项目的报警值应由基坑设计方确定，可参考表 10.5.4-1。

表 10.5.4-1 基坑支护工程监测报警值

基坑工程重要性等级 / 监测项目	一级						二级		三级
	a＜H 时		H≤a≤2H 时		a＞2H 时				
支护桩（墙）侧向最大位移	连续三天变化速率（mm/d）	累计值（mm）	连续三天变化速率（mm/d）	累计值（mm）	连续三天变化速率（mm/d）	累计值（mm）	连续三天变化速率（mm/d）	累计值（mm）	变形不能导致坑边土体开裂或影响支护结构正常使用
	2	24	2	32	2	40	3	64	
土压力、孔隙水压力、支撑轴力、支护桩（墙）应力、立柱内力、锚杆拉力	设计控制值的 80%								

注：H 为基坑开挖深度（m）；a 为保护对象距基坑边沿的距离，报警值可按基坑各边情况分别确定。

2 基坑周边环境监测项目的报警值应根据基坑周边环境对附加变形的承受能力由基坑设计确定，并满足相关规范和管线等主管部门的规定要求。当主管部门无具体规定时，可参考表 10.5.4-2

表 10.5.4-2 基坑工程周边环境报警值

监测项目			报警值
管线位移	刚性管道	压力	连续三天变化速率（mm/d）：2，累计值（mm）：20
		非压力	连续三天变化速率（mm/d）：3，累计值（mm）：30
	柔性管线		连续三天变化速率（mm/d）：4，累计值（mm）：40
邻近建筑位移及沉降			连续三天变化速率（mm/d）：2，累计值（mm）：30
地下水位			连续三天变化速率（mm/d）：300，累计值（mm）：1000

注：1、报警值可按基坑各边情况分别确定；

2、当同一监测项目按以上规定取值不同时，取较小值。

3、地面沉降控制按相关部门要求和具体情况而定。

10.6 监测资料成果编制及信息反馈

10.6.1 监测技术成果应包括监测日报表、阶段报告和最终报告；监测资料应真实、客观、准确，并使用正规的监测记录表格、数据整理及时。

10.6.2 当日报表包括下列内容：

1 当日天气情况和施工工况记录；

2 各监测点数据应包括本次测试值、本次变化值、变化速率及累计值等。

3 巡视检查的记录；

4 监测数据进行综合分析和评述。

10.6.3 阶段性报告应对各监测项目监测值的变化进行分析、评价及发展预测，提出相关的设计和施工建议。

10.6.4 基坑监测结束时应提交完整的监测总结报告，报告内容应包括：工程概况、监测依据、监测项目、监测点布置、监测设备和监测方法、监测频率、监测报警值、各监测项目全过程的发展变化分析及整体评述、监测工作结论与建议等。

10.6.5 监测人员应及时提供监测资料，应重视监测数据的综合分析，当观测数据出现异常，应进行必要的复测，并分析原因，指导现场信息化施工。

10.6.6 当监测数据接近或达到报警值时，必须立即进行报警，及时通报基坑工程参与各方及有关部门，并应对基坑支护结构和周边环境所保护对象采用相应应急措施。

附　录　A（资料性附录）
区域工程地质及水文地质概况

A.1　湖北省工程地质及水文地质概况

A.1.1　自然地理地质概况

湖北省地处我国中部，长江中游地区，为华中交通枢纽，自古有“九省通衢”之称，水陆交通十分发达。湖北省属亚热带季风气候，具有冬冷夏热、降水充沛的气候特点，年降水量为800mm～1600mm。省内地势为西高东低，三面环山，自然地理地貌条件多样，有山地、丘陵、平原三大类，其中鄂西北及鄂西南为中低山区，（最高为神农架，3105m），鄂东北为山地及连绵的丘陵岗地，鄂中为江汉平原，鄂东南为低山丘陵。长江、汉江纵贯全省，湖泊星罗棋布，素有“千湖之省”之称，省内地表水丰富，除长江与汉江外，全省共有1193条河流，全长约53000公里，最大的梁子湖面积有1000平方公里。

A.1.2　地层分布概况

湖北省境内地质条件复杂，地层分布类型广泛，既有新近沉积的第四系地层，也有古老的前古生界地层；既有沉积岩，又有岩浆岩和变质岩。详见湖北省地方标准《岩土工程勘察工作规程》(DB42/169)附录W。

A.1.3　工程地质条件

根据地壳的稳定性、新构造运动的差异和大区地貌，湖北省可分为 6 个工程地质区，并根据局部地貌、工程地质岩土体类型和小构造，细分为 23 个亚区，其划分情况详见表 A.1.1《湖北省工程地质分区表》。

表 A.1.1　湖北省工程地质分区表

区	分　　区
Ⅰ鄂西北地壳中等稳定中山低山工程地质区	$Ⅰ_1$两郧地区中低山碳酸盐岩工程地质亚区 $Ⅰ_2$十堰郧西复背斜低山丘陵以片状变质岩为主工程地质亚区 $Ⅰ_3$武当山穹窿中低山片状变质岩工程地质亚区 $Ⅰ_4$两竹地区低山片状变质岩工程地质亚区
Ⅱ鄂西地壳稳定性不均中山工程地质区	$Ⅱ_1$神农架穹窿中山碳酸盐岩工程地质亚区 $Ⅱ_2$鄂西中山碳酸盐岩工程地质亚区 $Ⅱ_3$秭归向斜中低山碎屑岩工程地质亚区 $Ⅱ_4$黄陵背斜中低山结晶岩工程地质亚区 $Ⅱ_5$当阳向斜低山丘陵碎屑岩工程地质亚区
Ⅲ鄂西南地壳稳定中山工程地质区	$Ⅲ_1$清江中下游碳酸盐岩碎屑岩工程地质亚区 $Ⅲ_2$清江中上游碳酸盐岩工程地质亚区 $Ⅲ_3$马前、建南中低山碎屑岩工程地质亚区
Ⅳ江汉南襄盆地地壳中等稳定丘陵平原工程地质区	$Ⅳ_1$唐白河丘陵岗地以松软岩类为主工程地质亚区 $Ⅳ_2$江汉盆地丘陵岗地碎屑岩松软岩类工程地质亚区 $Ⅳ_3$江汉平原冲洪积松软松散岩类工程地质亚区 $Ⅳ_4$武昌县丘陵岗地以松软岩类为主工程地质亚区 $Ⅳ_5$黄广岗地平原松软岩类工程地质亚区
Ⅴ鄂东北地壳稳定性不均低山丘陵工程地质区	$Ⅴ_1$大别山、桐柏山低山岩浆岩工程地质亚区 $Ⅴ_2$大别山南坡丘陵变质岩工程地质亚区

	V_3大洪山低山丘陵碳酸盐岩碎屑岩工程地质亚区
Ⅵ鄂东南地壳中等稳定低山丘陵工程地质区	VI_1黄石、大冶低山丘陵多岩类工程地质亚区 VI_2幕阜山低山碳酸盐岩碎屑岩工程地质亚区 VI_3通城低山岩溶工程地质亚区

从全省基坑工程的地质环境来看，土层、岩层、土岩组合的基坑均有涉及。基岩及岩土组合基坑，应主要查清相关地层的软弱结构面（岩体的结构、构造面及岩土交界面）分布，针对软弱结构面建立合理的“地质模型”。另由于受岩层破碎程度、风化程度等的影响，其工程力学参数离散较大，选用合理的配套参数也是基坑工程设计的关键环节。对于土层组合基坑可参阅A.2.2节相关内容。

A.1.4 水文地质条件

一、根据不同地区的水文地质特征及地下水类型，湖北省可分为以下6个水文地质区：

1 鄂中盆地孔隙水区（Ⅰ）

本区位于湖北省中部，主要包括江汉盆地和南襄盆地。盆地中间为冲积平原，地势低平，河网纵横，湖泊密布，海拔一般在20m～40m之间。盆地周边呈岗状起伏，地貌形态为岗状平原，海拔多在60m～150m之间。岗状平原第四系含水层多被切出地表，基本上不含水。但下部有上第三系裂隙孔隙水和碳酸盐岩类裂隙岩溶水。冲积平原地区地下水储存丰富，有3层地下水：第一层为孔隙潜水，含水岩组由砂、粉土、黏性土、淤泥质土交互组成。含水岩组厚度3m～10m，水位埋深1m～5m。第二层为孔隙承压水，分布较广，基本上为一多层结构的综合承压含水岩组。含水层厚度以平原河谷地区较薄，为5m～20m；江汉平原腹地较厚，为100m～110m，水位埋深1m～5m。第三层为裂隙孔隙承压水，含水地层为上第三系。

2 鄂西裂隙岩溶水区（Ⅱ）

本区位于湖北省西部和西南部，包括南漳、保康、五峰、鹤峰、巴东、利川、来凤等县和神农架地区。区内多属中山，海拔多在1000m以上，雨水充沛。主要含水地层为古生界和中生界碳酸盐岩含水岩类，地下水类型为裂隙岩溶水，为省内地下水资源丰富的地区。本区岩溶发育程度，为省内最强烈地区，亦是我国主要岩溶发育区之一。

3 鄂东南裂隙岩溶水为主区（Ⅲ）

本区包括武昌、黄石、崇阳、通山和蒲圻等县市，地势南高北低，南部以低山为主，海拔高程500m～1000m，北部多为丘陵和岗地，海拔高程40m～200m，含水岩类齐全，其中以碎屑岩类孔隙裂隙含水岩组分布最广，碳酸盐岩类裂隙岩溶含水岩组为主要含水层。南部碳酸盐岩类多裸露地表，地下水以潜水为主，北部碳酸盐岩类多隐伏地下，岩溶发育，以承压水为主。

4 鄂东北裂隙水区（Ⅳ）

本区范围大致位于由枣阳经安陆、新洲至黄石一线的东北部，地势北高南低。北部以低山为主，海拔高程500m～1000m，属大别山与桐柏山系，南部多为丘陵区，海拔高程大部分在500m以下。本区含水岩类主要为元古界变质岩类，以含裂隙水为主，风化层中有部分孔隙水。是省内地下水贫乏的地区之一。

5 大洪山裂隙岩溶水为主区（Ⅴ）

本区位于江汉盆地和南襄盆地之间，南到钱场、皂市，北至襄樊市。地形上是中间为低山，周边为丘陵和岗地。本区含水岩类齐全，以碎屑岩类孔隙裂隙含水岩类分布面积为最大，而以碳酸盐岩类裂隙岩溶水储量最为丰富。

6 鄂西北裂隙岩溶水为主区（Ⅵ）

本区包括郧县、郧西、竹山、竹溪和均县等县，地形上多为中至低山，海拔高程500m～1500m。含水岩类以变质岩裂隙含水岩类分布最为广泛，碳酸盐岩类裂隙岩溶水储存量最丰富。主要含水层为下古生界地层。

二、基坑工程规模一般较小，上述大的水文地质分区可作为工程指导。丘陵山区由于地势变化大，基坑工程所涉及多为小流域小汇水面积的水文地质条件。例如小河流阶地的含水层与河水的补排关系，山坡地带上下坡含水层补排关系等对基坑工程可能产生直接影响，应作为工作重点。对于平原盆地的孔隙含水层，其地下水治理可参阅A.2.3节相关内容。以砂卵石为主要含水层的地区，应注意其渗透系数大的特点，若水位降低幅度较大，宜采用封降结合等措施进行地下水治理。

A.2 武汉地区工程地质及水文地质概况

A.2.1 自然地理地质概况

1 气象水文

武汉地区属于我国亚热带东南季风气候区，具有夏季炎热、冬季寒冷、降水充沛等主要气候特点，年平均气温15.9℃，极端最高气温41.3℃，极端最低气温-18.1℃。多年年平均降水量1261.2mm，降水多集中在6月～8月，占全年的41%；最大年降水量2107.1mm，最大日降水量332.6mm。

武汉地区的长江最高洪水位为29.73m（吴淞高程系统），最低枯水位8.87m，水位升降幅度20.86m。长江水与其两岸承压水有密切的水力联系，互补关系明显，在基坑设计施工中必须考虑汛期长江水位上升的影响，基坑开挖应尽可能选在枯水季节。

武汉市区分布有众多大小不一的湖泊，其水域总面积达191.12平方公里，对位于湖泊四周的基坑工程不能忽视地表水体的影响。

2 地形地貌

武汉地处江汉平原东部，地势为东高西低，南高北低，中间被长江、汉江呈Y字形切割成三块，谓之武汉三填。武汉城区南部分布有近东西走向的条带状丘陵，四周分布有比较密集的树枝状冲沟，武汉素有“水乡泽国”之称，境内大小近百个湖泊星罗棋布，形成了水系发育、山水交融的复杂地形。最高点高程150m左右，最低陆地高程约18m。

武汉地区地貌形态主要有以下三种类型：

1） 剥蚀丘陵区：主要分布在武昌、汉阳地区，丘陵呈线状或残丘状分布，如武昌的磨山、珞珈山、汉阳的扁担山等，丘顶高为80m～150m，组成残丘的地层为志留系与泥盆系的砂页岩。

2） 剥蚀堆积垅岗区：主要分布在武昌、汉阳的平原湖区与残丘之间，地形波状起伏，垅岗与坳沟相间分布，高程为28m～35m（相当于Ⅲ级阶地）。组成垅岗的地层主要为中、上更新统黏性土（老黏土）。

3 堆积平原区：分布于整个汉口市区及武昌、汉阳沿江一带，主要为由长江、汉江冲洪积物构成的Ⅰ、Ⅱ级阶地。

Ⅰ级阶地：广泛分布于长江、汉江两岸地区，地面标高19m～21m。地层由全新统黏性土、砂性土及砂卵石层构成。区内有众多湖泊、堰塘、残存的沼泽地及暗沟、暗浜等。

Ⅱ级阶地：仅见于青山镇及东西湖一带，地面标高为22m～24m，地层由上更新统的黏性土与砂性土组成。

武汉地貌分区详见《武汉市地貌略图》图A.2.1

3 地质构造

武汉位于淮阳山字型构造南弧西翼，主要受控于燕山期构造运动，表现为一系列走向近东西至北西西的线型褶皱，以及北西、北西西、北东和近东西的正断层、逆断层及逆掩断层。

本区分布地层有古生界砂岩、页岩、灰岩及泥岩；中生界砂砾岩、砂岩、页岩及泥岩；新生界黏土岩、砂岩、砂砾岩等。志留系页岩常组成背斜轴部，背斜两翼依次为泥盆、石炭、二叠、三叠系各岩层。三叠系地层常组成向斜的槽部。由于强烈的南北向压应力作用，形成了东西向的紧密褶皱，并伴随压扭性断裂。在南北向主应力支配下，还发育有其他次一级的构造，即北北东及北北西两组张扭性断裂。

本区现代构造运动呈现缓慢下降的性质，新构造运动升降幅度不大，是一个相对稳定地带。

A.2.2 地层分布及岩土体工程地质特征

武汉地区的地层分布在不同的地貌单元有所不同。与高层建筑分布位置相关的主要是Ⅰ级阶地堆积平原地区和Ⅲ级阶地垅岗地区两类。

1 Ⅰ级阶地堆积平原的地层构成及岩土体工程地质特征

Ⅰ级阶地区的地层主要由第四系全新统河流相及部分河湖相冲洪积及冲湖积物构成。上部为黏性土，下部为砂性土（含卵砾石），呈二元结构，深度50m左右为基岩。此外在地表有一定厚度的填土，其地层组成条件详见表A.2.1。

表 A.2.1 Ⅰ级阶地堆积平原地区的地层构成条件及评价表

地层名称		顶面埋深（m）	地层厚度（m）	颜色	状态	地层主要参数指标		岩性特征及工程评价
						P_S (MPa)	f_{ak} (kPa)	
（1）填土	杂填土	-	0～5	杂				组成物质不均匀，结构较松散
	素填土	0～5	0～3	杂			50～80	
（2）	黏性土	2～4	0～6	黄褐	可塑	1.0～1.4	100～140	为硬壳层，可作为一般多层建筑的天然地基
（3）	淤泥质土，淤泥或软黏性土	3～5	6～20	灰	软～流塑	0.3～0.5 0.5～0.7	40～60 60～80	土质软弱
（4）	粉土或粉砂夹粉质黏土（互层）	9～13	3～5	灰	软～可塑	1.0～2.0	100～150	土质较软弱，具砂性土特征
（5）砂土	粉细砂 中粗砂	12～18 25～30	30～35	灰	稍～中密 中密～密实	5.0～8.0 8.0～10.0	160～200 180～220	土层的密度、组成颗粒及渗透性随深度而增大，可作为中等长度桩的持力层
（6）	砂砾卵石	43～45	3～6		中密～密实		300～350	较密实，可作为中长桩的持力层
（7）	基岩	50左右						按其岩性或分为强、中等、微风化层，中、微风化层可作为（嵌岩）桩的持力层

在上述地层组成中，与基坑工程相关的是以下几个土层：

1） 填土层：包括杂填土和素填土两类。杂填土的组成成分为建筑垃圾、工业垃圾及生活垃圾混黏性土，素填土的组成则以黏性土为主。填土层的组成物质不均一，结构较松散，对基坑而言，是边坡、隔水、锚固的不良土层。

2） 黏性土层：该层一般在上部呈可塑状态，成为汉口地区浅部土层中的硬壳层，厚度0～6m不等（部分地区缺失），向下渐变为软塑状态。该黏性土层的总厚度在部分地段达十余米，这对于基坑边坡稳定、降水、隔渗是有利的。

3） 淤泥或淤泥质土层：该土层呈流塑状态，强度低（fak=40 kPa～80kPa），压缩性大（Es=2.0 MPa～3.0MPa），并具有触变性和流变性特点，易形成滑动面。该层最大厚度可达二十余米，是影响基坑稳定或导致环境危害的主要不良土层。

4） 粉土或粉砂夹粉质黏土（互层）：该土层是黏性土与砂性土之间的过渡层，顶板埋深9m～13m，厚度约为3m～5m。土层多呈软塑状态，饱含水，水平、垂直渗透性差异较大。对于设有两层以上地下

室的高层建筑基坑往往遇到该层土，若处理不当，易产生坑底涌砂冒水及坑壁管涌、失稳等不良现象，应引起足够的重视。

2　垅岗地区（相当于Ⅲ级阶地）的地层构成及岩土体工程地质特征

位于垅岗地区的地层主要由中、上更新统的黏性土（老黏土）组成，下部局部地段为黏土夹碎石层（坡残积层）。一般呈硬塑～坚硬状态（部分为可塑状态），强度较高而变形较小，厚度为数米至二十余米，基岩岩性在武昌、汉阳地区为古生界至中生界砂岩、页岩、灰岩等，在汉口东西湖地区为白垩第三系泥质粉砂岩。在武昌地区的长江古河道（分布于紫阳路—付家坡—水果湖—武重一线）范围内，第四系土层厚度增大，最厚可达100m以上。地表常存在一定厚度、分布不均的人工填土层（包括杂填土与素填土），在老城区填土厚度更大。此外，在垅岗间的坳沟中存在有软塑至可塑的黏性土层或新近沉积的软土层。

虽然垅岗区土质条件较好，但对基坑工程而言，应特别注意以下三点：

1）　老黏性土是一种超固结土，在天然埋藏条件下承受着很高的前期固结压力。一旦开挖暴露，极易产生卸荷裂隙或干缩裂隙。若保护不当，使水分浸入，土体强度将迅速下降，发生崩塌、边坡失稳或增加对支护结构的压力。此外，塑性指数高的老黏性土还可能具有一定的膨胀性，失水干缩，遇水膨胀，对支护结构会产生一定的膨胀压力。

2）　志留系页岩是一种薄层状的泥质岩石，在地质历史上经受过强烈的挤压褶皱作用，节理裂隙发育，开挖暴露后极易风化、软化，导致各种边坡病害。

3）　在近东西走向的条带状碳酸盐分布区，由于隐伏岩溶的发育，导致出现地面塌陷，给工程建设带来危害。

水文地质条件

武汉地区的地下水类型按其赋存条件，在Ⅰ、Ⅱ级阶地主要为上层滞水与孔隙承压水，局部地区有潜水，在垅岗地区为层间水或潜水及岩溶裂隙水。

上层滞水主要赋存于填土层中，其含水与透水性取决于填土的类型。上层滞水的水位连续性差，无统一的自由水面，水位埋深为0.5m～1.0m，　主要接受地表水与降水补给。对于基坑工程，当与湖水有水力联系或雨季施工时，应对该层地下水给予足够重视。

潜水主要分布在Ⅰ级阶地、Ⅱ级阶地前缘地段。

孔隙承压水赋存于全新统及上更新统砂性土层中。

全新统孔隙承压含水层主要分布在长江、汉水两岸Ⅰ级阶地，与长江、汉水的水力联系密切，互补关系、季节性变化规律明显，主要赋存于粉土（或粉砂与粉质黏土交互层）、粉细砂及中粗砂砾卵石层中，含水层顶板为上部一般黏性土、底板为基岩，含水层厚度14m～45m，一般为30m左右，承压水测压水位标高一般为18.5m～20.0m，年变幅为3m～4m。

对于基坑工程，应注意该含水层以下二个特点：

1）　孔隙承压水的富水性随含水层颗粒组成的增大而增大，其渗透性也随着增大，渗透系数从10-5增大到10-1cm/sec；

2）　要重视对作为承压含水层“过渡带”的粉土层（或粉砂与粉质黏土交互层）的认识与处理，该层土水平渗透性大于垂直渗透性，水平渗透系数为10-2 cm/sec～10-3 cm/sec，垂直渗透系数为10-5 cm/sec，当基坑底板挖至该土层时，孔隙承压水在水压作用下，将直接进入基坑。由于粉土、粉砂层易形成管涌、流土，必须采取有效的处理措施。

武汉地区全新统孔隙承压水含水岩组顶板埋深等值线图及平水年汛期测压水位标高等值线图详见图A.2.2，图A.2.3。

上更新统孔隙承压含水层主要分布汉口城区以北二级阶地，含水层厚度不均，一般为6m～30m，含水层为黄色、灰绿色、含泥粉细砂、中粗砂及砾石层，含水层顶板为老黏性土，底板为基岩，含水层顶板埋深17m～34m，底板埋深为45m左右，主要接受地下水侧向径流补给。

位于垅岗地区的坳沟中的粉土及与基岩接触的坡残积层中存在有层间水或潜水。其中坳沟粉土含水层呈封闭型，含水与透水性均较差，水量不大，接受地表水体的补给。但开挖揭露该层时，应进行防水处理，防止流土。坡残积层中的地下水水量大小与坡残积层中的黏性土含量和碎石含量、结构密实程度和孔隙大小、以及补给来源的大小有关，如坡残积层中碎石含量高，孔隙大，且位于基岩裂隙水排泄区时，层间水的水量较大，对基坑工程的影响亦较大。

岩溶裂隙水主要分布在武昌和汉阳一带的大桥向斜、鲁巷向斜和狮子山向斜的核部，含水层为石炭—二叠系和三叠系灰岩，通过两侧裸露基岩接受大气降水渗透补给，水位埋深6m～20m。

降水设计的水文地质参数可根据专门水文地质试验结果参照表A.2.3选取。

表 A.2.3　降水设计参数经验值

过滤器放置位置处的地层	粉细砂	中砂	粗砂卵石层
渗透系数k（m/d）	10～18	18～25	>25
引用影响半径R（m）	200～300	300～350	>350

附 录 B
（资料性附录）
土的抗剪强度指标参考值

表 B.0.1 土的抗剪强度指标参考值

土 类	相关指标				总应力指标		有效应力指标	
	P_s(MPa)	N	$N_{63.5}$	f_{ak} (kPa)	c(kPa)	φ (°)	C'(kPa)	φ'(°)
杂填土， 以建筑垃圾或工业垃圾为主			>4		4～6	20～25		
杂填土， 建筑垃圾混工业垃圾、黏性土			3～4		8～10	18～20		
素填土，以黏性土为主			2～3		10～15	8～12		
素填土， 含黏性土、生活垃圾、淤泥质土			<2		5～10	6～8		
淤泥、淤泥质土	0.4 0.6 0.8	≤1 1～2 2～3		50 70 85	10 14 16	4 6 8		
一般黏性土	0.8 0.9 1.2 1.4 1.6 1.6~3.0	3 4 5 6 7 7~13		90 100 120 140 160 170~300	17 19 23 25 28 29~34	10 11 13 14 15 15~16		
粉土	2.0 3.0			110 150	12 11	20 23		
粉、细砂	4.0 6.0 8.0 10.0 12.0	10 14 21 30 40		135 170 210 250 290	0 0 0 0 0	27 30 33 35 36	0 0 0 0 0	30 32 36 39 40
老黏性土	3.0 4.0 5.0	13 17 20		320 450 500	35 42 50	16 17 18		

注：
1 此表总应力指标为直接快剪指标，仅用于基坑支护设计；
2 标准贯入试验N值采用实测值；
3 粉土的P_s值宜取峰值平均值；
4 表中老黏性土c、φ指标已进行了折减，确定强度指标时尚应根据地下水分布情况、排水条件、边坡保护情况作适当调整；
5 对湖塘中的新近填土应根据其成分、填积时间、碾压方式及效果综合考虑确定强度指标；
6 f_{ak} 值为根据物理指标及原位测试综合确定。

附 录 C
（规范性附录）
土的地基抗力系数

C.0.1 土的水平向抗力系数随深度变化的比例系数m

土的水平向抗力系数随深度变化的比例系数m宜通过水平载荷试验确定。当无试验或缺少经验时，第i土层的水平向抗力系数随深度变化的比例系数m_i(MPa/m^2)可按下列经验公式计算：

$$m_i=\xi\frac{1}{\Delta}（0.2\varphi_{ik}^2-\varphi_{ik}+c_{ik}）$$

式中：

φ_{ik}——第i土层内摩擦角标准值（°）；

c_{ik}——第i土层黏聚力标准值（kPa）；

△——基坑底面处位移量（mm），按地区经验取值，无经验时可取10；

Ξ ——经验系数，一般黏性土、砂性土取1.0；老黏性土、中密以上砾卵石取1.8～2.0；淤泥、淤泥质土取0.6～0.8。

C.0.2 土的竖向抗力系数C_o

$$h\leqslant 10\text{m 时}\quad C_o=m_o\cdot h$$

$$h>10\text{m 时}\quad 取\ h=10\text{m}$$

式中：

h——桩墙插入基坑底面以下的深度(m)；

m_o——参照C.0.1条中的m值。

岩石地基的竖向抗力系数根据岩石的饱和单轴极限抗压强度f_{rk}按表C.0.2确定。

表C.0.2 岩石地基的竖向抗力系数C_o

f_{rk} (kPa)	C_o (kPa/m)
1000	300000
≥25000	15000000

附 录 D

（规范性附录 ）

岩体的抗剪强度指标参考值

D.0.1 岩质基坑或边坡的岩体结构面的抗剪强度指标宜根据现场原位试验确定。当无条件时，二、三级基坑可按表 D.0.1 和结合地区经验确定。

表 D.0.1 结构面抗剪强度指标标准值

结构面类型		结构面结合程度	内摩檫角φ（°）	粘聚力C（MPa）
硬性结构面	1	结合好	＞35	＞0.13
	2	结合一般	35～27	0.13～0.09
	3	结合差	27～18	0.09～0.05
软弱结构面	4	结合很差	18～12	0.05～0.02
	5	结合极差（泥化层）	根据经验确定	

注 ： 1 无经验时取表中的低值；

2 极软岩、软岩取表中较低值；

3 岩体结构面连通性差取表中的高值；

4 岩体结构面侵水时取表中较低值。

D.0.2 岩体结构面的结合程度可按表 D.0.2 确定。

表 D.0.2 结构面的结合程度

结合程度	结构面特征
结合好	张开度小于 1 ㎜，胶结良好，无充填；张开度 1～3 ㎜ ，硅质或铁质胶结
结合一般	张开度 1～3 ㎜，钙质胶结；张开度＞3 ㎜，表面粗造，钙质胶结
结合差	张开度 1～3 ㎜，表面平直，无胶结； 张开度大于 3 ㎜，岩屑充填或岩屑夹泥质充填
结合很差、结合极差（泥化层）	表面平直光滑，无胶结；泥质充填或泥夹岩屑充填，充填物厚度大于起伏差； 分布连续的泥化夹层；未胶结或强风化的小型断层破碎带。

D.0.3 岩体内摩擦角可由岩块内摩擦角标准值按岩体裂隙发育程度乘以表 D.0.3 所列的折减系数确定。

D.0.3 基坑边坡岩体内摩擦角折减系数

基坑或边坡岩体特征	内摩擦角的折减系数	基坑或边坡岩体特征	内摩擦角的折减系数
裂隙不发育	0.90～0.95	裂隙发育	0.80～0.85
裂隙较发育	0.85～0.90	碎裂结构	0.75～0.80

D.0.4 基坑或边坡岩体等效内摩擦角按当地经验确定。当无经验时，可按表 D.0.4 取值。

表 D.0.4 岩体等效内摩擦角标准值

基坑或边坡岩体类型	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
等效内摩擦角 j_e（°）	≥70	70～60	60～50	50～35

注： 1 基坑或边坡岩体类型和岩体完整性程度可根据《建筑边坡工程技术规范》GB50330 的有关规定确定；

2 基坑边坡高度较大时宜取低值，反之取高值；坚硬岩、较硬岩、较软岩和完整岩和完整性好的岩体取高值；软岩、极软岩和完整性差的岩体取低值。

附 录 E
（资料性附录）
圆形截面受弯构件的承载力表

说明：

1） 本表采用混凝土强度等级 C30，f_c=14.3N/mm^2,HRB335 钢筋 f_y=300N/mm^2, a_s =50mm 计算；

2） 混凝土强度等级为 C25、C20，或 a_s =60，或 f_c 须乘以 0.9 降低时，用表中相应系数乘以表中查得之 M 值；

3） 当采用表中粗线以下数据时所配钢筋二根一并；

4） 表 E.0.1、E.0.3 桩配筋截面示意，见图 E.0.1a；

5） 表 E.0.2、E.0.4 桩配筋截面示意，见图 E.0.1b；

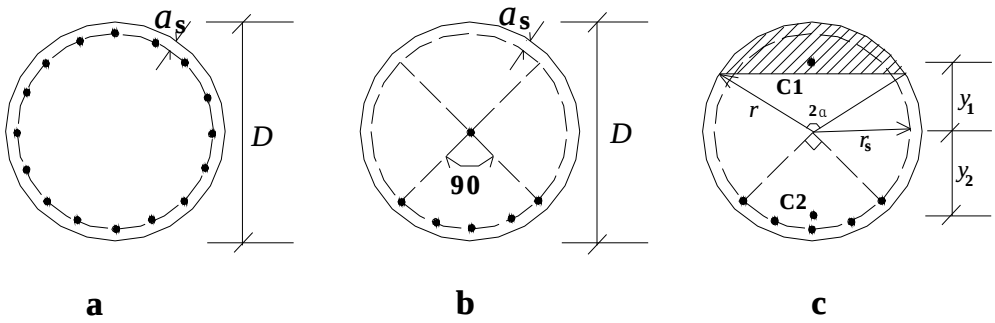


图 E.0.1 配筋截面示意图

6） 表 E.0.2、E.0.4 截面计算简图，见图 E.0.1c；

7） 计算公式：

表 E.0.1、E.0.3 按规范公式计算。

表 E.0.2、E.0.4 按以下公式计算：

$$\frac{1}{2}r^2(2\alpha-sin2\alpha)f_c=f_yA_s$$

$$M=A_sf_y\ (y_1+y_2)$$

式中：

$$y_1=rsin^3\alpha/(1.5\alpha-0.75sin2\alpha)$$

$$y_2=2\sqrt{2}\ r_s/\pi$$

r、r_s、α 的含义见图 E.0.1 所示。

表 E.0.1　均匀配筋时截面弯矩 M（kN.m）设计值与配筋对照表

配筋		桩径 D（mm）	
		400	500
8 Φ 16		69	93
8 Φ 18		84	115
8 Φ 20		101	139
10 Φ 18		102	141
10 Φ 20		122	169
10 Φ 22		144	200
12 Φ 20		143	198
12 Φ 22		169	234
12 Φ 25		210	293
14 Φ 20		—	227
14 Φ 22		—	268
14 Φ 25		—	333
16 Φ 20		—	254
16 Φ 22		—	301
16 Φ 25		—	374
系数	C20	0.95	0.96
	C25	0.98	0.98
	a_s=60	0.96	0.97
	0.9f_c	0.99	0.99

表 E.0.2　非均匀配筋时截面弯矩 M（kN.m）设计值与配筋对照表

配筋		桩径 D（mm）	
		400	500
4 Φ 16		70	94
4 Φ 18		86	116
4 Φ 20		103	141
5 Φ 18		104	142
5 Φ 20		124	172
5 Φ 22		144	203
6 Φ 20		143	201
6 Φ 22		165	236
6 Φ 25		197	290
7 Φ 20		—	229
7 Φ 22		—	267
7 Φ 25		—	326
8 Φ 20		—	255
8 Φ 22		—	297
8 Φ 25		—	360
系数	C25	0.94	0.94
	a_s=60	0.96	0.97
	0.9fc	0.96	0.96

表 E.0.3　均匀配筋时截面弯矩 M（kN.m）设计值与配筋对照表

配筋		桩径 D(mm)					
		600	700	800	900	1000	1200
8 ϕ 20		178	216	—	—	—	—
8 ϕ 22		210	257	304	—	—	—
8 ϕ 25		264	324	381	—	—	—
10 ϕ 20		216	264	312	—	—	—
10 ϕ 22		256	313	372	—	—	—
10 ϕ 25		321	394	470	—	—	—
12 ϕ 20		254	312	370	—	—	—
12 ϕ 22		301	370	440	509	—	—
12 ϕ 25		378	465	554	638	—	—
14 ϕ 20		293	356	424	489	—	—
14 ϕ 22		346	425	503	583	661	—
14 ϕ 25		431	531	634	736	839	—
16 ϕ 20		328	403	480	556	630	—
16 ϕ 22		388	477	569	660	751	—
16 ϕ 25		486	599	716	833	950	—
18 ϕ 20		364	447	533	619	703	—
18 ϕ 22		430	529	632	735	837	—
18 ϕ 25		538	665	795	926	1057	—
20 ϕ 20		400	493	584	678	771	—
20 ϕ 22		471	583	692	805	918	1148
20 ϕ 25		590	729	870	1014	1158	1457
22 ϕ 20		433	536	636	739	841	1051
22 ϕ 22		513	635	753	877	1000	1254
22 ϕ 25		642	793	948	1104	1262	1589
24 ϕ 20		469	577	689	801	914	1144
24 ϕ 22		552	683	816	950	1085	1364
24 ϕ 25		692	855	1026	1196	1368	1710
26 ϕ 20		502	621	738	858	979	1227
26 ϕ 22		592	732	874	1025	1172	1462
26 ϕ 25		743	917	1100	1281	1466	1849
28 ϕ 20		536	663	793	923	1055	1313
28 ϕ 22		633	782	939	1094	1251	1563
28 ϕ 25		791	979	1174	1368	1575	1975
系　数	C20	0.95	0.95	0.95	0.96	0.96	0.96
	C25	0.97	0.89	0.98	0.98	0.98	0.98
	a_s=60	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
	0.9fc	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99

表 E.0.4　非均匀配筋时截面弯矩 M（kN·m）设计值与配筋对照表

配筋		桩径 D (mm)					
		600	700	800	900	1000	1200
4 Φ 20		178	215	252	288	325	397
4 Φ 22		212	257	301	346	390	478
4 Φ 25		267	326	384	441	498	612
6 Φ 20		258	313	369	424	479	589
6 Φ 22		305	373	441	507	574	708
6 Φ 25		380	469	557	644	731	902
8 Φ 20		332	407	482	555	630	776
8 Φ 22		391	483	574	663	753	930
8 Φ 25		482	602	720	838	955	1185
10 Φ 20		—	497	590	683	776	959
10 Φ 22		—	586	700	813	927	1149
10 Φ 25		—	726	874	1023	1168	1459
12 Φ 20		—	—	695	806	919	1140
12 Φ 22		—	—	822	958	1094	1365
12 Φ 25		—	—	1021	1201	1377	1727
14 Φ 20		—	—	—	929	1060	1319
14 Φ 22		—	—	—	1100	1257	1575
14 Φ 25		—	—	—	—	1580	1991
16 Φ 20		—	—	—	—	1196	1491
16 Φ 22		—	—	—	—	1418	1780
16 Φ 25		—	—	—	—	—	2241
18 Φ 20		—	—	—	—	—	1666
18 Φ 22		—	—	—	—	—	1982
18 Φ 25		—	—	—	—	—	2488
20 Φ 20		—	—	—	—	—	1834
系数	C20	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96
	C25	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98
	a_s=60	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
	0.9fc	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

附 录 F
（资料性附录）
土与锚杆浆体的极限摩擦力 *f* 值推荐值

表 F.0.1　土与锚杆浆体的极限摩擦力 *f* 值推荐值表

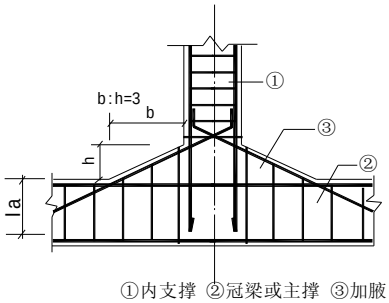
土类	土的状态	*f*值(kPa)	土类	土的状态	*f*值(kPa)
填土		10～30	粉细砂	稍密	20～40
淤泥		10～16		中密	40～60
淤泥质土		16～20		密实	60～80
			中砂	稍密	55～75
黏性土	软塑	20～30		中密	75～90
	可塑	30～50		密实	90～120
	硬塑	50～60	粗砂	稍密	90～130
	坚硬	60～75		中密	130～170
				密实	170～220
粉土		40～60	砾砂	中密、密实	190～260

注：1　本表适用于注浆结石强度不低于20MPa；

2　土钉设计也可按此表。

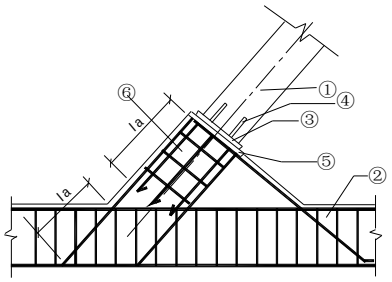
3　按表中数据设计、施工时应通过试验检验。

附 录 G
（资料性附录）
内支撑节点构造大样示意



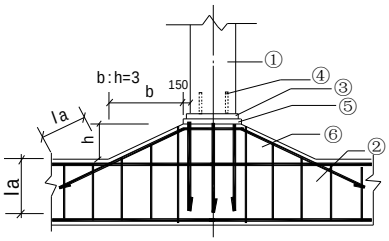
①内支撑 ②冠梁或主撑 ③加腋

G.0.1 混凝土冠梁或主撑与支撑正交节点



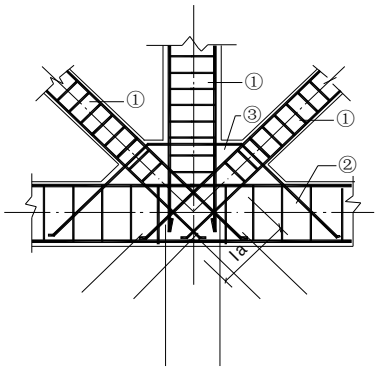
①钢管内支撑②混凝土冠梁或主撑③端板④加劲肋
⑤预埋钢板⑥暗柱及加腋

G.0.2 混凝土冠梁或主撑与钢支撑斜交节点



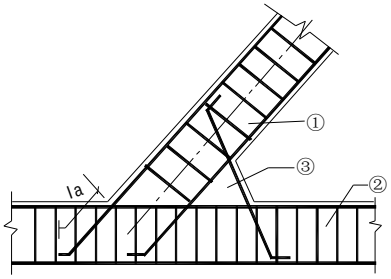
①钢支撑②混凝土冠梁③端板④加劲板
⑤预埋钢板⑥加腋（亦可不设）

G.0.3 混凝土冠梁与钢支撑正交节点



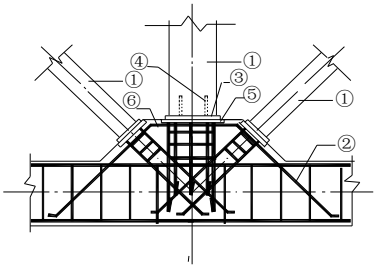
①内支撑（2～3支或更多）②混凝土冠梁或主撑 ③加腋

G.0.4 混凝土冠梁或主撑与混凝土内撑杆节点

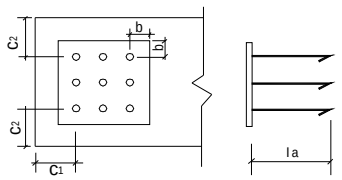


①混凝土内支撑②混凝土冠梁或主撑③加腋

G.0.5 混凝土冠梁或主撑与混凝土支撑斜交节点

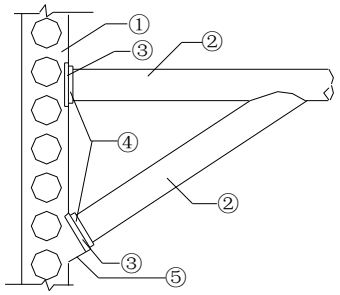


①钢支撑（2～3支）②混凝土冠梁或主撑 ③端板④加劲肋
⑤预埋板⑥加腋



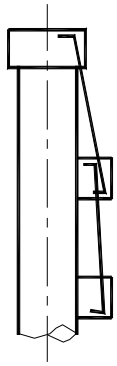
c1、c2≥3d和45

图G.0.7 预埋钢板节点

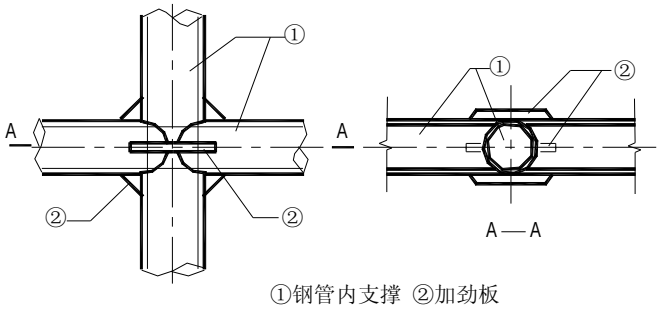


①混凝土冠梁②钢管内支撑③预埋钢板
④端板⑤混凝土支座

图G.0.8 钢支撑与冠梁连接

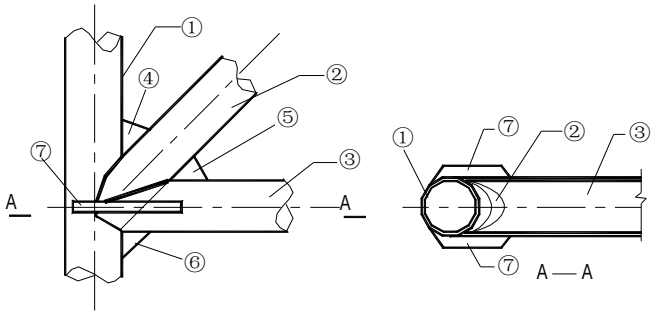


图G.0.9 围檩挂靠示意



①钢管内支撑 ②加劲板

G.0.10 钢管内支撑十字型相贯节点



①②③钢管支撑杆④⑤⑥⑦加劲板

图G.0.11 钢管内支撑三复合节点

用词和用语说明

为便于在执行本规程条文时区别对待，对于要求严格程度不同的用词，说明如下：

1） 表示很严格，非这样做不可时，正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

2） 表示严格，在正常情况下均应这样做时，正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3） 表示允许稍有选择，条件许可时首先应这样做时，正面词采用“宜”或“可”，反面词采用“不宜”。

湖 北 省 地 方 标 准

基 坑 工 程 技 术 规 程

DB42/ 159—2012

条 文 说 明

目　　次

1 总　则
2 规范性引用文件
3 术语与符号
4 基本规定
5 岩土工程勘察
5.1 一般规定
5.2 勘探与现场测试
5.3 室内试验
5.4 勘察成果
6 支护结构设计
6.1 支护结构的类型和适用条件
6.2 土压力、基坑稳定性及变形计算
6.3 悬臂式排桩支护结构
6.4 桩锚支护结构
6.5 双排桩支护结构
6.6 型钢水泥土搅拌墙
6.7 地下连续墙
6.8 围筒式支护结构
6.9 内支撑
6.10 支护结构与主体结构相结合及逆作法
6.11 水泥土挡墙
6.12 土钉支护结构
6.13 被动区土体加固
6.14 放坡开挖及坡面保护
7 地下水控制
8 基坑工程施工
8.1 一般规定
8.2 施工组织设计
8.3 灌注桩施工
8.4 钢板桩施工
8.5 地下连续墙施工
8.6 锚杆（索）施工
8.7 土钉支护施工
8.8 内支撑施工
8.9 隔渗帷幕及基坑土体加固施工
8.10 型钢水泥土搅拌墙施工
8.11 土方开挖与回填
9 对环境的影响及防治措施
9.1 对环境影响的评价

9.2 对环境影响的防治措施 .....
10 监　测 .....

《基坑工程技术规程》条文说明

1 总 则

1.0.1 本规程内容包括建（构）筑物基坑的岩土工程勘察、支护结构设计、地下水治理、基坑施工、环境保护和监测等方面。制定本规程的目的在于力求使基坑工程的各个方面统一协调，以利于工程的安全合理。本规程仅从基坑工程的特殊性出发，对上述各方面的内容作出必要的规定。

1.0.2 本规程将适用范围界定为开挖深度5m以上（含5m），主要是为了与建设部建质（2003）82号文对基坑的定义保持一致。但近来年的工程实践表明，有些基坑开挖深度虽未超过5米，由于地质条件较差或环境条件较复件，地下结构施工期相对较长，基坑工程的事故也时有发生。因此对于开挖深度未达到5m但超过3m（含3m）且土质条件较差或环境条件复杂的建（构）筑物的基坑工程，亦列入本规程适用范围。

工程地质水文地质条件较差是指基坑侧壁或坑底土质较差，或浅部有易于流淅的粉土、粉砂层、地下水对基坑工程有一定影响等。

环境条件较复杂的基坑工程，邻近大型地下设施、生命线工程和堤防的基坑工程涉及重大社会公共安全问题，应予以特别重视。

1.0.3 本条对本规程在湖北省境内的适用地域作了规定。湖北全省地域广阔，地质条件和环境条件差异很大，很难固定某几种支护方法（含地下水处理）完全适用所有地区。因此强调基坑工程设计、施工时应结合所在地的工程经验、教训，因地制宜，因时制宜。本规程规定的设计计算方法，大多偏重于土质边坡，比较适用于各级堆积阶地，对山区岩质边坡、采空区和岩溶地区可参照执行。

1.0.4 原规程为三层、开挖深度超过15m或对大型地下设施、生命线工程和堤防安全有影响的基坑工程应进行专门研究。近年来，武汉市对于地下四层或开挖深度小于20米的基坑工程已有一些设计和施工经验，超过地下四层或开挖深度大于20米的基坑也屡有所见，但在省内其他地市州超过地下四层或开挖深度大于20米的基坑相对较少。各地市州可根据当地的建设经验、技术实力等制定出适合本地需进行专门研究的地下层数和开挖深度的规定。

“专门研究”是指针对基坑工程的技术难点、可能出现的风险等等进行研究，可进行基坑支护的方案设计、初步设计、专家咨询等等。

1.0.5 当基坑支护结构作为永久性工程一部分而基坑支护设计单位与主体建筑设计单位不是同一单位时，基坑支护设计单位与主体建筑设计单位应充分沟通协调，避免各自设计，最后造成无法统一的现象出现。

1.0.6 本条将基坑工程各个环节的工作内容概括为一项系统工程。很多基坑工程的教训说明勘察、设计、施工、监测的某一环节甚至某一环节中的某一细节没有做好，均可能造成事故和经济损失。因此强调基坑工程必须按系统工程的观点精心设计、精心施工。

2 规范性引用文件

（无说明）

3 术语、符号

（无说明）

4 基本规定

4.0.1 本条考虑基坑工程的特殊性，将岩土工程的设计等级和支护结构的安全等级，按基坑的深度、所在场地的工程地质、水文地质和环境条件以及工程失效可能产生后果的严重性，统一规定为基坑工程重要性等级。

4.0.2 本条对基坑工程各项设施的使用期限按临时性和永久性分别作了规定。基坑工程各项设施的使用期限指从土方开挖开始到地下工程完工基坑回填为止的全部时间。如果进行降水，尚应计算到后浇带封闭、降水维持期结束为止。临时性基坑工程设施有效使用期为一年半。这对规模较大的建设工程是必要的，而一般规模较小的建设工程通常只需要几个月的时间即可完成地下工程。基坑工程的设计、施工事先应充分估计可能的持续时间，考虑在该持续时间内可能发生的气象、水文和土质变化，以及支护结构和土体位移增大、蠕变、应力松弛、环境影响范围和程度扩大等时空效应。在地下结构施工完成后，一般均应及时回填，降水维持期亦应尽可能缩短。

4.0.3 充分了解、掌握有关资料是基坑工程设计的前提。只有在设计前作好调查研究，取得全面资料，才能使基坑工程设计周全可靠、经济合理和施工安全。

1 阅读分析岩土工程勘察报告，了解土层分布、物理力学性质与水理性质，才能准确判断地质条件，选用适当的岩土参数，进而选择合适的支护方式。现在很多勘察报告存在的一个相当普遍的问题是相对于深部地层而言，对浅部地层反映不够详细。而位于市区的工程，往往是在旧房基上翻建，浅部地质条件更为复杂，地下障碍物多且无序分布。若事先没有充分了解，施工时或因地下障碍而被迫停工，或达不到预期的质量要求，这样的事件时有发生。因此勘察单位应充分重视浅层土的鉴别、划分、描述和评价，并提出详细报告。

2 水是危害基坑工程安全的重要因素。武汉地区多年来先后发生的基坑工程事故中多数与地下水有关。根据武汉地区的情况，对于地下水应着重研究以下资料：

1) 承压水含水层顶板的标高、承压水水头高度及其年变化幅度，判断有无坑底突涌的可能；

2) 浅部含水层中的潜水或弱承压水的水位、渗透性及其与深部含水层的水力联系，研究深部降水时浅部含水层水位下降的滞后性和形成侧壁管涌、流土的可能性；

3) 上层滞水（含地下水管、渠道及地表水体的渗漏水）的分布情况，研究上层滞水对边坡稳定的影响，如果允许上层滞水向坑内排泄是否导致周边建筑物下沉，如靠近地表水体，则应考虑渗漏水是否可能淹没基坑和采取隔渗措施的必要性。

3 基坑的开挖，势必改变建设场区一定范围内的自然平衡状态，对环境造成或大或小的影响。所以对基坑内外的环境状况必须调查清楚，便于设计时进行控制。环境调查应注意以下几点：

1) 基坑内环境资料　坑内土体往往受工程桩施工影响而发生性状变化。一般而言，工程桩为非挤土型桩时影响较小，可不予考虑。若采用挤土型桩且坑内为深厚饱和软黏性土时，施工过程中产生的超孔隙水压力消散极为缓慢，土体强度有一定程度的降低，降低程度取决于桩间土的性状和受扰动的程度。布桩愈密，扰动愈严重。当沉桩速度稍快或顺序不合理时，邻桩就会产生偏位。基坑开挖过程中必然形成一定的地面高差，也就形成土压力差。如采用反铲后退挖土作业，反铲处于土坎上方，则土压力差更大。由于土的结构强度未恢复，桩周土的嵌固作用很小，在土压力差作用下，工程桩往往朝一个方向偏位。严重时引起坑内土体滑移，导致大量工程桩报废。被动区土体强度降低，亦降低了支护结构的安全性能，导致位移增加，严重时引起边坡失稳。对于上述问题，目前尚缺乏系统可靠的对比资料，难以提出定量的计算数据。对此，本规程3.0.1条注6中对重要性等级作了相应规定。建设、设计、施工单位应结合地区工程经验，对坑内环境予以足够重视，根据情况采取相应的防范措施。

2) 调查和收集基坑周边的地下管线、地下埋设物的埋设位置、埋深、结构形式及其使用性质，了解其抗变形能力和破坏后果。

3) 调查和收集邻近既有建筑物的使用性质、位置、建造时间、层数（高度）、结构类型及完好程度、基础型式、埋置深度和主要尺寸等资料。土方开挖和管井降水会对邻近建筑物产生某种程度的影响。影响的程度不仅与支护措施的效果有关，还与建筑物自身的承受能力和完好程度有关。为明确责任，

必要时建设单位可在开挖前委托所在地区的房屋安全鉴定部门进行“证据保全”的鉴定。对邻近建筑物的保护，有加强支护、预防性托换以及拆除还建等措施，都需要一定的资金投入，应根据技术经济比较合理选择。

4) 基坑工程是实践性很强的工程。因此设计应重视收集相邻或类似条件的工程的经验。不仅要借鉴成功的经验，更要重视失败的教训，举一反三，取益舍弊。

4.0.4 基坑工程不同于一般建筑工程。其安全性除体现在支护结构安全及坑内外土体稳定外，还突出地体现在周围建筑物和地下设施、坑内工程桩和地下结构施工的安全上。基坑工程的失败，除直接造成支护工程本身损失外，同时会影响坑内外环境的安全，对周围居民生命财产造成危害。因此基坑工程设计必须对坑内外环境影响进行评估。

4.0.6 本条对基坑支护设计所采用的荷载、作用效应最不利组合和相应的抗力限值作了规定。确定支护结构（桩墙、锚杆、支撑等）截面尺寸、配筋和验算材料强度时，荷载组合应采用承载能力极限状态下荷载效应的基本组合。其组合设计值简化为 $S=1.35\psi_{t}S_{k}\leq R$。公式内涵与GB 50007公式4.0.5-4是一致的。增加 ψ_{t}（临时性支护结构调整系数）以示区别于设计基准期一般为50年的永久性支护结构。

4.0.7 本条在此次修订做了更进一步的具体规定。基坑开挖计算深度的确定对设计影响极大。由于基坑开挖底部往往有不同的标高，确定合适的计算深度并不是很简单的问题。如果按最大深度计算当然是安全的，但将使支护费用大幅度增加。如果只按普遍开挖深度（如地下室底板底深度）计算，不考虑坑中坑的影响则可能不安全。本条对此作出了一些具体的规定，目的是使确定计算开挖深度以及与此相关的重要性等级时有所遵循，作出的设计既安全又合理。总的原则是考虑土方开挖的空间效应，不同标高的开挖相互影响很大时应以最深处为计算深度。反之，可以较浅处为计算深度，另外对局部较深的开挖进行局部处理。需要说明的是即使按本条规定可以选择较浅处为计算深度，仍应根据具体情况适当考虑坡脚外较深开挖对边坡稳定的影响。另外，这一问题实际上还与土质条件有关。在土质条件不利的情况下，应从严掌握执行本条规定。

本条第5款所指的是邻近既有边坡的基坑开挖。这种情况在武汉地区曾经遇到过，在山区可能遇到的机会更多。如果既有边坡为土质边坡，且与基坑距离很近，肯定应作为一个整体边坡统一考虑。但有时既有边坡高度很大，延伸很远，统一计算会有困难，此时不是如何确定计算开挖深度的问题，而是确定开挖对既有边坡坡体产生影响的范围的问题。例如，既有边坡为岩质顺向坡，基坑开挖将切穿一部分岩层，则按其倾角可以判断影响范围。具体情况是多种多样的，应根据边坡的地质构成具体分析，本条不可能作出更详细的规定。

4.0.8 本条根据基坑重要性等级并综合考虑环境保护要求对原规定的变形控制标准作了修改。主要是对当基坑重要性等级为一级，而周边环境条件较宽松无重点保护对象时，将基坑变形控制作了适当放宽；另外对岩土工程条件复杂、特别重要保护对象的间距处于一倍的基坑深度范围内，基坑变形控制应从严要求。基坑变形控制指标对基坑工程的造价影响很大，这种有所区别的规定更符合经济合理的要求。

4.0.9 根据《建筑基坑支护技术规程》JGJ120 报批稿 3.1.17 条规定，支护结构的安全等级为一级时应采用支挡式结构，本条结合湖北具体情况，对于重要性等级为一级的基坑工程在方案设计时宜优先考虑支挡式结构，是出于基坑安全度和保护环境的因素。

4.0.10 深厚软土地段的基坑降排水对周边环境影响较大，社会影响强烈，也不利于地下水资源节约与保护。

5 岩土工程勘察

5.1 一般规定

5.1.1 基坑工程的岩土工程勘察一般很少单独进行，大多是结合拟建主体工程详细勘察阶段的岩土工程工作同时进行。按照主体工程要求进行勘察，在勘探点密度、深度方面一般都能同时满足基坑工程勘察要求。稍有不同的是，基坑工程需要了解建筑物轮廓以外一定范围的地下和地面情况，对浅部土层要

求作细致的划分与评价。当前不少勘察报告存在的一个比较普遍的问题是仅考虑如何满足地基基础设计的需要，对深部土层研究相当详细，而忽视基坑工程的需要，而对浅部土层反映很粗略，因此强调对浅部地层进行细分及评价，应注意改进。

对于重要的或地质条件复杂的基坑工程以及仅有地下室而无上部主体建筑的工程（如地下车库、地下交通通道等），当缺乏勘察资料或已有勘察成果资料不能满足基坑工程的设计和施工要求时，应进行专门的基坑勘察或补充勘察工作。

5.1.4　环境保护是基坑工程的重要任务之一。本条提出了应查明的环境条件的内容。由于涉及内容较广，宜作为专项工作委托勘察单位或其他相关单位完成。工作方法主要是通过调查收集资料和必要的勘查手段，包括开挖、物探、专用仪器探测等。

5.2　勘探与现场测试

5.2.1　本条是对基坑工程勘察的勘探点布置的要求。

勘探点的间距一般采用15m～25m，大致相当于复杂和中等复杂场地详勘的孔距。问题在于勘察的范围。在基坑开挖边线以外1倍～2倍开挖深度范围内进行勘探无疑是合理的，一般情况宜布置勘探点，勘察期间条件限制不能进行勘察工作时，可通过调查，包括收集邻近地区的已有地质资料，进行综合评价。必要时进行补勘，但对复杂场区及超深基坑必须布置勘探点。即使如此，仍有可能发现不了影响基坑工程设计施工的某些重要情况。 弥补的方法只能是在施工过程中根据实际情况调整设计。

5.2.3～ 5.2.4　这三条是基坑工程勘察对取样和测试的要求。这两条的要求并没有超过国标的相关规定，只是重申这些规定而已。对5.2.4条第2款要求可按湖北省标准《岩土工程勘察工作规程》（DB42/ 169）理解和执行。

由于浅部土层复杂多变，单层厚度不大，取样数量和间距往往很难圆满地满足规范的要求。根据武汉地区的经验，采用静力触探可以弥补这方面的不足。特别是对于软土、粉土夹层或黏性土与粉土、粉砂交互层宜侧重采用静力触探试验。

扁铲侧涨试验可判别土类，确定黏性土的状态、静止侧压力系数、水平基床系数等对基坑工程设计非常有用的资料和参数，因此值得在基坑工程勘察中推广应用。这是一种比较新颖的测试手段，目前应用的经验还不多。但通过今后大量的实践，其应用前景是可以预期的。

强调原位测试在基坑中的应用，值得注意的是原位测试成果往往带有区域、土类、试验方法的局限性，同时试验条件、操作方法等对试验成果质量有较大的影响。所以要综合地区经验、多种手段评价岩土层特性和确定土的参数，设计应用原位测试成果时也应注意各种试验方法的特点与局限性。

5.2.6、 5.2.7　基坑工程中需要进行地下水治理时必须进行专门水文地质勘察，这是国家标准中的强制性规定。当前需要注意以下几个问题：

1　应正确反映场地的地下水位。在有多层地下水时不应提供“混合水位”，而应分层提供水位。不能只提供勘察期间的地下水位，而不提供地下水位的年变化幅度。

2　应按照国家标准的要求，当基坑工程有可能进行降低地下水位时事先应进行水文地质勘察。如果水文地质资料欠缺，应在先期施工的降水井进行抽水试验，核实参数，对设计进行必要的调整。

3　水文地质勘察中的试验工作应尽可能接近将来的实用条件。例如，抽水试验最好能在不同深度的管井进行试验，以便降水设计时选择使用。如果试验数量受到限制，则应按照地区经验选用将来最可能采用的井深和井管构造进行试验。

4　针对武汉等平原城市地区的地层岩性特点和基坑工程经验提出的。位于基坑侧壁和坑底附近的黏性土与粉土、粉砂交互层（俗名“花层”）在基坑开挖过程中往往会产生渗水、流砂、管涌等不良现象，处理不及时很容易造成周边地面下沉，甚至发生工程事故，需要特别重视和加以研究。应准确查明这类土层的埋藏位置、岩性特征及其有关特性指标

5　降水对环境影响的评估涉及问题多，难度较大。根据现有经验，一般应考虑以下几个方面：

1) 地面沉降幅度不一定与水位下降漏斗完全吻合，有时远处沉降反而大于近处沉降。大幅度长时间的降低地下水，地面沉降波及范围可能达到数百米。

2) 地面沉降与地层结构特点有关。高压缩性的软弱黏性土层直接位于砂层之上最容易发生降水地面沉降。反之，如果高压缩性的软弱黏性土层与砂层之间有很厚的垂直渗透性低的过渡性土层，地面沉降较小或发展较慢。

3) 地面沉降与降水维持时间的长短有关。降水维持时间愈长，地面沉降愈大，反之，时间愈短，沉降愈小。

4) 地面沉降与场地及其附近地段的降水历史有关。如果降水幅度在年变化幅度以内，引起的地面沉降几乎可以不计。如果降水幅度不超过场地及其附近历史降水的幅度，引起的地面沉降也很小。

5) 不同类型的建筑物对降水地面沉降的反应不同。采用天然地基的建筑物比采用桩基的建筑物更敏感。在比较软弱的地基上早期施工的按天然地基设计的多层建筑物，整体刚度一般较弱，地基承载力没有富余，很容易因降水地面沉降而开裂、倾斜。即使是采用桩基的建筑物，如果桩型不一，或者密集程度不一，桩长不一，对地面沉降的反应也可能不同。

5.2.9 本条是针对武汉等平原城市地区的地层岩性特点和基坑工程经验提出的。位于基坑侧壁和坑底附近的黏性土与粉土、粉砂交互层在基坑开挖过程中往往会产生渗水、流砂、管涌等不良现象，处理不及时很容易造成周边地面下沉，甚至发生工程事故，需要特别重视和加以研究。应准确查明这类土层的埋藏位置、岩性特征及其有关特性指标。

5.3 室内试验

5.3.2 岩土层的抗剪强度 c、j 是基坑工程设计的重要指标。土工试验的目的是为设计、施工提供符合实际情况的土性指标，为此试验项目及方法的选择，应有明确的目的性和针对性，强调与工程实际情况的一致性。原则上，采用什么试验方法，提供什么试验条件下的抗剪强度参数，应与设计计算采用的计算模式吻合。例如，采用总应力法计算，应提供总应力的c、j指标，采用有效应力法计算，应提供有效应力的c’、j’指标。剪力试验前是否固结，各地也有不同的经验和习惯。如上海地区提倡用总应力的固结快剪c_{cu}、j_{cu}代替有效应力的c’、j’。比较一致的看法是采用什么样的强度参数应与计算模式、安全系数配套。本规程主要依据武汉地区多年的经验，按照我们所采用的各种计算模式和方法，认为首选的是直接快剪或自重应力下预固结的三轴不排水剪c_{uu}、j_{uu}。固结快剪c_{cu}、j_{cu}数值偏高，用于土水合算结果偏于不安全。对于软土，未经预固结的三轴uu试验结果往往偏低，偏于保守，因此需要在试验前对试样进行自重应力下的固结。

本规程附录B 提供了“土的抗剪强度参考值表”。当试验结果很离散，取值困难时，可以参照该表进行取舍。该表总应力参数大致相应于直接快剪的结果。应注意的是用该表中的强度参数就应按照本规程的计算方法和安全系数标准进行设计。

近几年的工程实践表明，当支护桩、墙底部仍为饱和软弱黏性土时,由于深部土层试样取出地面后扰动过大，一般直剪试验结果往往严重偏低，从而大大增加桩、墙的嵌固深度。此时，对受开挖卸荷影响不大的深部正常固结土可采用在原位应力下预固结后的剪切试验c、φ值进行计算，以消除土样扰动的部分影响。如有可靠经验也可采用固结快剪c_{cu}、j_{cu}值。

5.4 勘察成果

5.4.1 岩土工程勘察成果文件是基坑设计、施工的依据。强调勘察报告编制时应针对具体的工程特点、工程地质条件以及工程经验，因地制宜、突出重点的进行评价分析。暗塘、暗浜、地下障碍物及浅层填土、软土等对基坑设计、施工开挖影响非常大，为此勘察报告必须对其作出详细的分析评价。目前本地

区勘察报告相当普遍的特点是对浅部土层分层较粗,难以满足基坑支护设计的要求。因此本次修订增加了关于分层分段的要求，尤其是对浅层软土、填土应细化分层，分区分段进行评价。

5.4.2 原规定对交互层取黏性土、粉土、粉砂三者中的最小值，主要是考虑顺层剪切时将沿着最薄弱面发生。这一规定对侧土压力计算、变形计算显然不合适。因此本次修订提出要求提供三者的综合值，同时提供最小值。支护设计时应区分不同的计算项目有选择地取值。

5.4.3 湖北省大部分地区水文地质条件比较复杂，存在多层地下水，特别是浅层潜水、粉土粉砂互层（夹花层）中的弱承压水对基坑开挖影响较大，应予以足够的重视，很多事故都是由地下水引发，因此，勘察报告应提供有关潜水、弱承压水或承压水的埋藏条件、水位变化幅度以及土层的渗透性能等资料，并根据勘探、测试资料，对地下水引发的流砂、管涌、基坑突涌等危害的可能性进行分析评价。

5.4.4 本条为山区基坑勘察评价要求。

6 支护结构设计

6.1 支护结构的类型和适用条件

6.1.2 本条表列的各种支护方式是湖北省和武汉市目前常用或者可能采用的基坑支护方式。

根据各工程的具体条件，可以选用其中的一种，或几种方式配合使用。

在环境宽敞和开挖深度不是很大的情况下，可优先考虑放坡处理。“自稳边坡”的重要条件是坡脚以下不存在软弱土层。而武汉地区的土层特点往往不能满足这一条件。在这种情况下，采用分阶放坡减载是最为可靠、最为节省的方法，已经在几个深厚软弱土层分布场地取得成功。分阶放坡之间应留有足够宽度的平台，根据经验，平台宽度不宜小于分阶坡高。

坡体加固的几种方法中目前采用最多的是土钉支护和复合土钉支护。总的来说，绝大部分工程都是成功的，但应注意土钉支护的可支护深度是有限的，特别是在一级阶地深厚软土分布场地不能滥用。在坡脚下有一定厚度软土的情况下，目前有不少工程采用复合土钉支护取得成功，但复合土钉支护的设计计算方法迄今并不成熟，有待今后实践中进一步探索。

排桩支护是技术比较成熟的一种支护方式。悬臂排桩只能用于变形控制要求不严的情况，可支护深度有一定限制。近来有些工程试图通过增加水平向刚度的方法来提高悬臂桩的抗变形能力，如加设扶壁桩、π型肋，或采用双排桩，是值得进一步研究、推广的做法；另外武汉市区及湖北省一些地方采用被动区加固坑底下一定厚度的软弱土并结合悬臂式排桩支护，取得了成功，丰富了悬臂式支护的可选性；

桩锚支护的应用是很成熟的。但存在锚杆伸入红线以外的合法性、锚杆对邻近建筑物的影响、锚杆在软弱土层中的松弛效应等问题，今后有可能受到一定的限制。在锚杆应用受到限制的条件下，内支撑是值得推荐的。内支撑能严格控制变形，在环境条件严峻时应优先采用。设置内支撑对坑内土方开挖将形成障碍，需要采用小型的土方施工机械，并相应地改变土方运输方式。

实践证明，排桩或地下连续墙加内支撑是能严格控制变形，安全可靠的支护方式，应积极推广使用。

地下连续墙配合逆作法施工是一种先进的施工技术，应积极采用。

6.2 土压力、基坑稳定性及变形计算

6.2.2 国内外大量的工程实测表明，土压力的性质和大小与支护结构的位移方向、大小密切相关，根据支护结构的位移方向和大小可区分静止土压力、主动土压力、被动土压力和与基坑侧向变形条件相应的土压力。因此强调应根据支护结构与土体的位移情况以及采取的施工方法和措施等因素确定土压力的计算状态。设计时的土压力取用值可根据支护结构的变形限值要求及周围土体的变位情况分别取静止土压力、主动土压力极限值、被动土压力极限值和主动土压力提高值、被动土压力降低值（如采用弹性抗力法）。

6.2.3 静止土压力是支护桩（墙）体无侧向变位或侧向变位很小时，土体作用于桩（墙）上的土压力。《欧洲岩土设计规范》规定当挡土结构的位移小于0.05%H时（H为基坑或边坡深度），即可认为作用于桩（墙）上的土压力为静止土压力。

计算点处的静止土压力系数k_0确定是计算静止土压力的关键参数。通常优先考虑通过室内k_0试验测定；其次可采用现场旁压试验或扁铲侧胀试验测定；无试验条件时，亦可按地方经验方法确定。

6.2.4 土水分算和土水合算一直是岩土工程界有争议的问题。对此不同地区、不同规范规程有不同的处理方法。从工程实用角度来说，无论采用何种计算方法，若与相应的抗剪强度指标和有关的稳定性安全系数相匹配，也可取得较好的设计计算效果。本规程规定有经验时对大多数种土类都可以土水合算，主要依据是多年来的实践经验。武汉地区20多年来的数百项基坑工程支护结构设计计算绝大多数都是采用土水合算，迄今尚未发现由此导致不安全事故。当然，与参与计算的参数选取有关。我们要求土水合算时要按照地区经验合理选用土的强度参数。关于抗剪强度参数取值问题参见条文说明5.3.2。

本地区目前剪力试验基本都是直剪快剪，也有三轴不固结不排水剪。大家认为三轴不固结不排水剪参数较低，无法用于设计，因而多年的经验都是基于直剪快剪参数积累起来的。随着开挖深度不断增加，很多设计单位都反映直剪快剪参数用于深部软土的稳定性验算有问题，往往支护桩入土深度达到支护高度的5～6倍仍然不能满足稳定性要求，结果很不合理。考虑这一情况，可对深部正常固结土可取固结快剪值，对新近沉积的欠固结土仍然只能采用直剪快剪参数。关于“深部”的界定，至少应在坑底以下一倍开挖深度以下，设计时应仔细分析勘察资料（特别是静力触探曲线）作出合适的判断。

6.2.6 按经典土压力公式计算的土压力（主动、被动）是相应于极限状态的土压力，而达到极限状态需要有一定的变形量。被动区实际发挥的压力值（有人称之为“动员土压力”）不可能全部达到极限。为解决这一问题，过去的做法是人为地对被动土压力除以大于1的折减系数。这样虽能降低被动土压力的数值，但不能改变它随深度增加的分布特性。按山肩邦男精确法，支护桩(墙)被动区应分为两个区：上部为塑性区，土压力值接近极限值，随深度增加；下部为弹性区，土压力值与位移有关，随深度减小。弹性抗力法的计算结果比较接近这种分布模式，但通常在上部塑性区抗力超过被动土压力值，这显然也是不合理的。所以对弹性抗力法的抗力发挥值应有所限制。精确的计算应是进行多次迭代，限制任一深度的抗力值不大于被动土压力，但计算比较繁杂。本条采用简化方法，即规定支护结构嵌入深度范围内计算确定的弹性抗力合力不超过被动土压力合力，并根据不同的支护结构特点采用不同的安全系数。经过若干典型剖面的试算，表明可以通过逐步加大嵌入深度来达到这一要求。按照本条规定确定的嵌入深度，对于有撑锚的支护桩、墙，大致介于原规定的自由端法和等值梁法计算结果之间；对于悬臂桩，当嵌入段土质很好时，计算结果相当或略小于原极限平衡法计算的结果；

当支护桩（墙）嵌入坑底深厚软土层时，如果采用偏低的c、Φ值则难以满足本条要求。此时关于抗剪强度参数取值问题参见条文说明5.3.2。

6.2.7 坑内外水压力的计算取决于坑内外之间是否产生渗流。如果采用落底式隔渗帷幕，且帷幕绝对严密不渗漏，则均可按静水压力计算。其它情况下，坑内抽水使水位下降，水由坑外向坑内流动，严格地说，各点的水头应按渗流场（流网）确定，计算非常复杂。本条规定的是一些简化的假定，目的在于简化计算。

6.2.8 坑内地面非水平时的被动土压力计算方法本次修订作了修改的。坑内地面呈台阶状是很普遍的现象。工程实践要求我们考虑这种情况下的土压力计算问题，而对有限宽度的台阶经典方法是无法解决的。本条规定将坑内台阶处理为被动区局部超载，在一定深度范围内计算其作用，是一种比较合理的简化处理方法。但在按弹性抗力法计算时如何考虑坑内台阶尚待研究。一种方法是不考虑台阶部分的抗力，另一种方法是对台阶（即非连续土体）高度范围的m值按台阶宽度大小进行一定的折减。此外，用“m”法确定不同深度的水平向基床系数采用的公式是：$k_{hz}=m\cdot z$，坑内地面非水平时深度z的起算点如何确定也是一个问题。对此，原则上建议同样按照台阶宽度大小进行插值处理。

坑内地面非水平呈台阶状时的变形计算难点在于对有限土体控制支护桩墙变形的作用难以定量计算。作为实用近似方法可考虑以下两种：

1、 调整k_h法（图a），可用于m 法计算：

$K_h=m（Z-Z_0）$

式中：m---- 计算深度所在土 层的m值；

Z -----计算点深度；

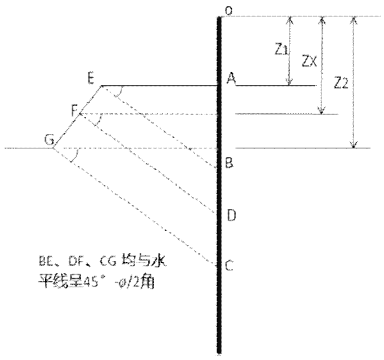
Z_0-----按以下条件分段取值：

深度AB范围内：$Z_0=Z_1$ ；

深度BC范围内：$Z_0=Z_x$；

深度 C点以下：$Z_0=Z_2$；

Z_x ----- 按图a几何关系计算确定。



图a 调整k_h法

2、 平衡土压力法（图b），可用于 m 法或 k 法计算：

假定留土产生的土压力部分地抵消右侧主动土压力，可称之为“平衡土压力”。考虑平衡土压力，右侧主动土压力净值计算如下：

a） OA段、DE段按常规计算。

b） AB段

$$e_a=\gamma h_{OA} k_a-2c\sqrt{k_a}$$

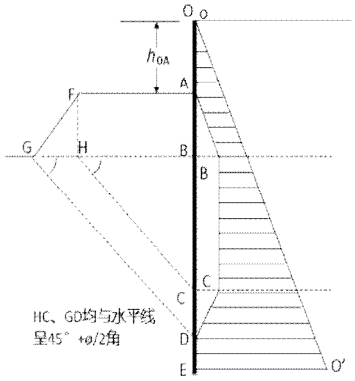
c） BC段

$$e_a=(\gamma z-q_{AB})k_a-2c\sqrt{k_a}$$

q_{AB} 为被动区留土全高度的土自重压力。

d）CD段 按图示插值计算。

C、D 点深度按图b几何关系计算确定。



图b 平衡土压力法

6.2.9 主动区地面超载的影响有多种计算方法，本条规定是采用简单的假定来简化计算，其结果偏于安全。此假定的主要特点是：坑边一倍开挖深度范围内的超载单向扩散，全部作用于支护结构；一倍开挖深度范围以外的超载则双向扩散，按扩散后的压强值作用于支护结构。以45°线分界而不采用45°-φ/2线，是为了避免对分层土计算综合φ值，以45°线带体代替45°-φ/2结果偏于安全。

6.2.10 当临近基坑的建筑物外墙距支护结构净距b 小于$h\times\tan(45^\circ-\varphi_k/2)$时，有限宽度土体作用在支护结构上任意点的水平荷载标准值e_{ak} 可按本条规定的简化方法计算。简化方法假定土体为刚塑性体、不考虑土体与墙体的摩擦力、基于极限平衡极限平衡原理进行推导。

6.2.11 本条规定的地面超载取值仅适用于一般情况。在特殊条件下，例如重载车辆行驶，场地狭窄时难以避免的超量施工堆载等，应另行考虑。

6.2.12 本条提供的稳定性分析方法是按总应力法计算的圆弧滑动面法，没有考虑静水压力和渗透压力。根据武汉地区多年的实践经验，只要土的强度参数选用适当，计算结果是符合实际的。在湖北省的其它地区，如果有经验或有必要时，不排除按采用有效应力法计算。

6.2.13 本条抗隆起计算采用的是经典的普兰特尔极限承载力公式，适用刚性支护桩（墙）底部的抗隆起计算。如果刚性支护桩（墙）的嵌入深度符合本规程的规定，且桩墙底没有软土，可认为抗隆起要求已满足，无须进行此项验算。如果且桩墙底有软弱土层，则应按本条规定进行验算。但由于软弱土层试样在取样及试验过程中扰动过大，一般的直剪试验结果往往严重偏低，导致坑底抗隆起安全系数往往难以满足本条要求，从而大大增加桩（墙）的嵌固深度。此时抗剪强度参数取值至关重要，可按照条文说明5.3.2的意见考虑。同时注意工程实例反演和总结经验，作为下次修定的依据。

深厚软土中进行被动区加固时，如果桩（墙）底部仍为未加固的软土，则按普兰特尔公式计算不能反映加固的作用。如果被动区加固符合本规程6.13节的要求，可认为抗隆起要求已满足，无须进行此项验算。但仍需进行基坑整体稳定性验算。

6.2.14　本条适用于放坡条件下的坑底抗隆起验算。在放坡条件下，如果仍采用6.2.12条的公式进行验算，则不能反映出放坡（减缓坡率）的效果。算法是采用索科洛夫斯基的极限平衡方程的数值解法（按滑动线网递推，参见索科洛夫斯基《松散介质静力学》），已纳入“天汉”软件中。本条对计算应取的宽度和安全系数评价标准作了明确规定。

6.2.15　本条适用于承压水突涌验算，6.2.16条则适用于浅部潜水沿隔水帷幕绕渗的验算。承压水突涌是我省江汉平原二元结构地层中的普遍问题。有些不熟悉本地区特点的设计人员采用绕渗的计算方法来验算突涌，是不对的。按6.2.15验算突涌，只考虑了上覆隔水层的压重，而没有考虑其抗剪强度。对于开挖面积比较小的范围，如承台、电梯井等，土层抗剪强度对抗突涌应是有作用的。因此6.2.15条规定的坑底抗突涌安全系数对大面积普遍开挖的基坑和对承台可分别开挖且面积较小的基坑有所区别。

6.3　悬臂式排桩支护结构

6.3.2　悬臂桩挡土深度不宜超过6m是针对常用桩径Φ500mm～Φ1000mm而言的。悬臂桩的主要缺点是控制变形能力差，在变形控制要求严格的情况下，即使支档深度不超过6m，悬臂桩也不一定能用。悬臂桩要求有较好的嵌入条件。如果坑底以下土质不好，计算的嵌入深度很大，因此很不经济。

6.3.4　原规定悬臂桩可以采用极限平衡法和弹性抗力法两种方法计算。实际上多年来前者只用于确定嵌入深度，内力和变形计算主要是后者。此次修订删去了极限平衡法，而用6.2.6条的规定来控制嵌入深度，即限制被动区抗力合力小于被动土压力合力。根据不同情况下的试算，用这样的控制条件可以确定合适的嵌入深度。在深厚软土分布区，如果桩底不能进入较好的土层，难以满足6.2.6条的要求，因此不宜采用悬臂桩。

作为构造要求，悬臂桩的嵌入深度不应小于0.5H（H为计算开挖深度）。在老黏性土或较密实的砂砾石中，有时计算所得的嵌入深度很小，这时应满足不小于0.5H的基本要求。如果嵌入岩石，可根据岩石的强度和完整性适当减短。

6.3.5　本条弯矩设计值计算公式是根据 4.0.6条的简化原则确定的。

6.4　桩锚支护结构

6.4.2　按杆件有限元计算支护桩在武汉已成功地应用了很多年，计算软件也比较成熟。可以按照施工顺序分工况计算。从一个工况进入下一工况的荷载增量可用“反转荷载法”确定，即将加深开挖引起的上一工况的抗力损失改变方向作为下一工况的荷载增量。对于逆工况，则将拆除支撑的抗力损失反转为荷载，基坑底板与支护桩之间回填（一般用素砼回填）和增加支撑（换撑）作为增加的抗力项。

上述计算中需要用到土的水平向基床系数。现《天汉》软件采用“m”法确定水平向基床系数。此次修订仍维持采用了《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120附录的有关经验公式，加上一个地区经验系数。通过近几年的工程设计和施工实践，按此处理基本符合实际。

此次修订增加了关于锚杆水平刚度系数计算的公式；内支撑刚度系数的确定较为复杂，宜通过内支撑结构整体进行线弹性分析得出的支撑反力与水平位移的关系确定，当采用水平对顶撑时可参考《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120的有关公式进行计算。总的来说，支撑（锚杆）刚度系数宜通过现场实测资料的不断积累和总结确定其取值的可靠性。

单支点和多支点支护桩、墙嵌入深度的确定目前有极限平衡法和小圆弧法等几种。为统一起见，本次修订规定和悬臂桩一样，都按6.2.5条的限制条件确定嵌入深度。经过试算，证明是可行的。试算发现，在深厚软土中，即使嵌入深度增加到很大，6.2.6条的条件仍难以满足。在遇到这种情况时，规定可以4/α这一特征深度作为嵌入深度，因为大于这一深度，计算得到的内力与位移都不会再有变化，继续加深已经没有意义。由于不能充分满足6.2.6条的条件，即被动抗力安全度不足，建议考虑对被动区进行一定的加固。

6.4.3　本条为弹性抗力法中“m”法的具体公式。对于被动区，h_0的取值为计算工况下的基坑开挖深度；当坑内被动区设有边坡时，h_0的取值可参见6.2.8条调整k_h的方法进行调整。对于反向施加预应力等工况，h_0取值一般为0。当桩顶设有放坡卸载时，h_0的取值也按6.2.8条调整k_h的方法进行调整。

6.4.4　本条锚杆的水平向弹簧刚度系数的计算公式。其假定锚杆锚固段端部为不动点。因此，锚杆越长则刚度越低，锚杆越短则刚度越高。而工程实际中，存在着锚杆过长后端部锚固力不能有效发挥；锚杆过短则又无法提供足够锚固力而导致锚杆端部位移的情况。因此，此公式有一定的适用条件。当锚杆实际工作状态与假定状态不一致时，应根据经验进行修正。

6.4.5、6.4.6　锚杆的计算步骤是：水平向拉力标准值→轴向拉力标准值→与极限抗拔力标准值比较。轴向拉力标准值与极限抗拔力标准值比较总的安全系数为1.70，不分重要性等级。

土与锚杆砂浆体的极限摩擦力*f*值参照《建筑基坑支护技术规程》JGJ120，同时考虑了地区经验。表中增加了填土，将淤泥与淤泥质土分开，将不同的砂类土（粉细砂、中砂、粗砂、砾砂）分开。修订中曾经考虑过按照国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330采用*f*的特征值。后发现该规范表7.2.3-2中所列特征值与本规程的极限值之间没有很明显的对应关系，考虑到本地区多年的经验，决定仍采用原来的极限值，只是加以必要的调整。

6.4.9　本条对老黏性土规定了比较特殊的潜在破裂面形式。实践中我们发现，老黏性土边坡的破坏多是渐进性的，且常常是在坡脚附近首先发生凹形掉块，然后发生整个坡面剥落，一次剥落的厚度一般不超过1m～2m。其原因是坡体内的老黏性土仍保持其高强度，仅是暴露面附近土质受到外界影响软化破坏。如果一次剥落之后，不加以保护，又会发生第二次、第三次破坏。如果坡面保护得当，暴露面不破坏，则坡体内的老黏性土可以较好地保持原状。需要注意的是某些老黏性土边坡长期受水浸润，开挖之前早已有较大范围的土质软化。这种情况下，仍应采用通常的朗肯破裂面作为潜在破裂面。

6.4.12-6.4.14　原规程关于山区基坑支护设计的内容几乎空缺，本节特地补充山区常用，近年武汉地区岩土组合边坡支护也有所应用的“吊脚桩”。“吊脚桩”一词系俗称，命名为“悬壁嵌岩桩”较为确切。悬壁嵌岩桩是否可靠，与底部岩体状况关系密切，实际应用中务必谨慎。岩体破碎、强风化或极软岩质时不应采用；如为较完整的中硬岩、硬质岩可以采用，但应注意满足有关构造要求。

6.5　双排桩支护结构

6.5.2　在变形控制要求较高，又不宜采用内支撑和锚杆的情况下，双排桩能发挥一定的作用。武汉地区也已经有多个工程全部或部分采用双排桩进行支护，并取得成功。经过近年来的不断研究及工程实践，关于双排桩支护结构的设计方法总体上达成共识，即将双排桩结构视为门式刚架结构，并考虑桩间土的作用，但细节处理方面还存在一定的差异。

研究表明，双排桩存在最优排距问题，即采用该排距时变形最小。最优排距和地层、桩排及连梁刚度有关，一般为4d左右。实际工程中双排桩排距往往受场地限制，但过小的排距不利于双排桩空间作用的发挥。因此，双排桩排距一般应限制在2.5d～5d，最好为3d～4d。

无支点的双排桩其受力与变形特征不同于悬臂桩排，因此其嵌入深度不应按悬臂结构被动区弹性抗力安全系数不小于1.5的要求确定。反算武汉近年来几个成功的双排桩工程实例，其被动区弹性抗力安全系数在1.15～1.25左右。因此，暂定被动区弹性抗力安全系数不小于1.20。对于多支点的双排桩支护结构，仍按6.2.5条的要求被动区弹性抗力安全系数不小于1.05。

6.5.3　国内关于双排桩支护结构的设计方法总体上采用门式构架模型，但如何模拟桩间土作用则不尽相同。JGJ120将桩间土模拟为弹簧，实现了土体在两排桩间传递土压力，不需要人为对前、后桩排进行土压力分配。但该模型无法考虑桩间土剪切刚度对结构内力与变形的影响。结合近年来工程实例及研究成果，本规范将桩间土视为实体，采用弹性介质或其它有经验的土体本构关系模型进行模拟。因而能较好地考虑桩间土剪切刚度和刚体转动对结构内力与变形的影响。

6.5.4 本条为计算竖向弹簧支座的刚度系数公式。竖向弹簧支座的刚度系数取值范围较大，其对桩身内力（弯矩、剪力）影响较小，但对变形影响较大。实际工程中，双排桩结构变形大小往往是设计的关键指标。根据近年来武汉地区5个典型双排桩工程位移反算，每延米的竖向弹簧支座的刚度系数可取在500,000～1,000,000kN/m/m。而根据本公式计算刚度系数往往偏小，一般在100,000～200,000kN/m/m。限于目前经验有限，未对该公式进行修正。

6.5.5 本条为双排桩结构抗倾覆稳定性验算公式，参考了JGJ120相关规定，抗倾覆安全系数按不同安全等级暂定为1.25、1.2和1.15。此公式未考虑前排桩抗压、后排桩抗拔形成的力偶的影响，偏于安全。

6.6 型钢水泥土搅拌墙

6.6.1 型钢水泥土搅拌墙的适用开挖深度与支护结构变形控制要求、场地土质条件、搅拌桩直径、内插型钢密度以及水泥土强度等因素有关。增加内插型钢的刚度、密度和提高水泥土强度，可以提高型钢水泥土搅拌墙的适用开挖深度。

型钢水泥土搅拌墙的设计在满足安全的前提下，应充分考虑到经济合理和方便施工，以取得最大的经济效益。同一个基坑，有时可以采用不同的支护结构设计方案，如选择直径较小的搅拌桩，通过增加插入型钢的密度、增加基坑内撑的设置和增加其他加固措施等来弥补。

型钢水泥土搅拌墙是挡土和截水复合支护结构。基坑开挖过程中如发生较大侧向变形，可能会导致水泥土搅拌桩开裂，不仅影响其截水效果，甚至会削弱水泥土抗剪能力，给基坑工程带来安全隐患。出于基坑工程的质量和安全性考虑，型钢水泥土搅拌墙的适用深度宜结合支护结构的稳定性、承载能力和变形控制要求综合确定。

6.6.2 型钢水泥土搅拌墙技术从日本引进，国内引进的机械设备多为直径 650mm 和 850mm 两种，经过改进，还有施工直径达到1000mm的国产化机械设备，目前国内工程中大量应用的多为650mm、850mm和 1000mm 三种。

内插型钢多采用标准型号的型钢，也有工程中采用非标准的焊接型钢，但需要通过设计计算来确定非标准型钢的具体参数，并满足各种工况下型钢受力、变形计算和相关规范的要求。

6.6.4 型钢水泥土搅拌桩的强度是工程中矛盾比较集中的问题。实际应用中往往出现这样的问题：设计要求高，需要达到 1.0MPa，现场施工难以达到，而且采用不同方法进行强度检验时得出的结果往往差异较大，但工程实践中也出现过部分低于设计强度要求的基坑工程也可以顺利实施，没有产生水泥土的局部剪切破坏。从设计、施工和检测角度讲，软弱土层中开挖深度 10m 左右的基坑工程，水泥土的无侧限抗压强度不宜低于 0.5MPa。在实际工程设计中，特别是在基坑开挖深度较深、土层较为软弱的情况下，设计人员应根据土层条件、开挖深度和型钢间距进行素水泥土段的受剪承载力计算，依据设计计算的结果提出具体的水泥土搅拌桩的强度要求。

水泥强度是影响水泥搅拌桩强度的重要因素。我国的工程实践中三轴水泥土搅拌桩施工多采用P·O.42.5 级普通硅酸盐水泥。当土层软弱、开挖较深或对三轴水泥土搅拌桩的桩身强度有较高要求时，也可以采用更高强度等级的水泥。

三轴水泥土搅拌桩的水泥用量和水灰比直接关系到三轴水泥土搅拌桩的桩身强度和施工质量。对于不同的土层条件，三轴水泥土搅拌桩的水泥用量和水灰比控制都不尽相同。水泥用量宜根据不同的土层条件、施工效率及型钢的插入综合确定，当土质条件存在差异时，水泥用量也应有所差别。当水泥用量相同时，淤泥质黏土的加固强度明显低于砂性土。目前，国内以黏性土为主的地区，三轴水泥土搅拌桩多采用 20%的水泥掺入比，被搅拌土体的质量按照 1800kg/m^3 计算，单位加固土体的水泥用量即为350kg。由于施工机械的原因，当在较硬的土层中施工时，钻进速度较慢，需要适当提高水泥浆液用量保证搅拌桩机的正常运作。当水泥浆液注入量过多时，由于水泥土搅拌中的含水量增多，反而会降低强度和防水性能。

水泥浆应根据地质条件、施工条件不同确定合适的配合比。水泥浆液的水灰比不仅影响水泥土搅

拌桩的强度和防水性能，也影响到注浆泵的压送能力以及黏性土水泥土搅拌桩的均一性和工作效率。在施工条件允许范围内，水灰比越小，搅拌桩的强度及防水性能越好。膨润土的加入可以改善水泥浆液的黏稠度，有助于提高水泥土搅拌桩的搅拌均匀性，增强成桩后的桩体抗渗透性能。

6.6.5　三轴水泥土搅拌桩除作为型钢水泥土搅拌墙的一部分外，也可以单独用作与其他支护结构结合的截水帷幕、水利工程中永久性截水帷幕以及地基加固等，其设计要求应分别遵照相应规范的规定，一般情况下渗透系数宜达到 1×10^{-6}cm/s。一般情况下基坑工程中不进行截水帷幕渗透系数的专项检测，根据工程实践经验，当水泥土搅拌桩桩体搅拌均匀且满足设计强度要求时，其抗渗能力也可以达到要求。对于重大工程和永久性截水帷幕，应根据设计要求进行渗透性试验，确定截水效果。

6.6.7　在板式支护体系中，冠梁对提高围护体系的整体性，并使围护桩和支撑体系形成共同受力的稳定结构体系具有重要作用。当采用型钢水泥土搅拌墙时，由于桩身由两种刚度相差较大的材料组成，冠梁作用的重要性更加突出。

1 为便于型钢拔除，型钢需锚入冠梁，并高于冠梁顶部一定高度。一般该高度值不应小于 500mm，根据具体情况略有差异；同时，型钢顶端不宜高于自然地面。

2　型钢整个截面锚入冠梁，为便于今后拔除，冠梁和型钢之间采用一定的材料隔离，因此型钢对冠梁截面的削弱是不能忽略的。

综合上述两个方面的因素，对于型钢水泥土搅拌墙的冠梁，必须保证一定的宽度和高度，同时在构造上也应有一定的加强措施。

冠梁与型钢的接触处，一般需采用一定的隔离材料。若隔离材料在围护受力后产生较大的压缩变形，对控制基坑总的变形量是不利的。因此，一般采用不易压缩的材料如油毡等。

冠梁的箍筋直径和间距由计算确定，一般采用四肢箍。对于因内插型钢导致箍筋不能封闭的部位，宜在型钢翼缘部位外侧设置小封闭箍筋构成小边梁予以加强。

6.6.8　型钢水泥土搅拌墙是由三轴水泥搅拌桩和内插型钢组成的，起到既挡土又截水的双重功效，在型钢水泥土搅拌墙的设计中型钢和水泥土的相互用是个值得探讨的问题。我国型钢水泥土搅拌墙之所以能够在大量工程中广泛采用，其中很重要的原因就是内插型钢在基坑工程结束后可以回收重复利用，大大降低了工程造价。但需要回收的型钢表面要涂上减摩材料以降低型钢与水泥土间的黏结力，这直接影响了型钢与水泥土之间的相互作用。

墙体趋于弯曲破坏时，在弯曲破坏发生处，型钢与水泥土的黏结完全破坏，此时，型钢单独受力，当在型钢上涂刷减摩材料时，型钢与水泥土的黏结破坏现象更为明显。故验算承载能力极限状态下型钢水泥搅拌墙的受弯承载力时，不应考虑水泥土的贡献。

6.6.10　现行国家标准《热扎 H 型钢和部分 T 型钢》GB/T11263 规定了热扎 H 型钢的尺寸、外形、重量及允许偏差、技术要求、试验方法、检验规则、包装、标志及质量证明书。本规程的内插型钢可按现行国家标准《热扎 H 型钢和部分 T 型钢》GB/T11263 取用热扎型钢。

行业标准《焊接 H 型钢》YB3301 规定了焊接 H 型钢梁的型号、尺寸、外形、重量及允许偏差、技术要求、焊接工艺方法等。标准还对焊接接 H 型钢梁的焊缝作了明确的要求，即钢板对接焊缝及 H 型钢的角焊缝的质量检查，可参照现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》GB/T11345。《焊接 H 型钢》YB3301 未规定事宜，应按行业标准《建筑结构焊接技术规程》JGJ81 有关规定执行。

不同开挖深度的基坑，设计对型钢规格和长度要求不尽相同。一般情况下，内插型钢宜采用整材，当特定条件下型钢需采用分段焊接时，为达到分段型钢焊接质量的可控性以及施工的规范化，确保支护结构的安全，本规程规定分段型钢焊接应采用坡口焊接，焊接等级不低于二级。考虑到型钢现场焊接以及二级焊缝抽检率仅为 20%的因素，本条文另外对型钢焊接作了具体要求。单根型钢中焊接接头数量、焊接位置，以及相邻型钢的接头竖向位置错开等要求由设计人员根据工程的实际情况确定，焊接接头的位置应避免在型钢受力较大处（如支撑位置或开挖面附近）设置。

基坑转角部位（特别是阳角处）由于水、土侧压力作用受力集中，变形较大，宜插型钢增强墙体

刚度，转角处的型钢宜按基坑边线角平分线方向插入。

6.6.11 在 H 型钢表面涂抹减摩材料前，必须清除 H 型钢表面铁锈和灰尘。减摩材料涂抹厚度大于1mm，并涂抹均匀，以确保减摩材料层的黏结质量。

6.7 地下连续墙

一般地下连续墙兼作永久性结构的一部分，因此，地下连续墙的设计需要更多地考虑永久性结构方面的要求。具体设计时，尚应按照有关的专门规范执行。

6.7.5 对环境条件要求高、槽段形状复杂的基坑工程，应通过槽壁稳定性验算，合理划分槽段的长度和确定相应的施工工艺。

6.7.6 地下连续墙施工接头可根据结构受力需要采用刚性接头。当多幅墙段共同承受竖向荷载，墙段间需传递竖向剪力时宜采用刚性接头。格形地下连续墙利用中隔墙连接内墙和外墙，中隔墙与多幅相邻墙段之间为传递剪力和拉力需要而设置剪拉型刚性接头。

6.7.7 根据基坑各项稳定性指标确定的地下连续墙深度范围内应全长布置纵向钢筋；因隔断承压含水层而需要加深的部分，可仅布设构造钢筋。当地下连续纵向钢筋配筋量较大，钢筋布置无法满足净距要求时，实际工程中常采用将相邻两根钢筋合并绑扎的方法调整钢筋净距，目的是使混凝土浇筑密实。

地下连续墙采用分幅施工，墙顶设置通长的顶圈梁有利于增强地下连续墙的整体性。顶圈梁宜与地下连续墙迎土面平齐，以便保留导墙，对墙顶以上土体起到挡土护坡的作用，避免对周边环境产生不利影响。

6.8 围筒式支护结构

在基坑平面轮廓合适的条件（圆形或接近圆形）下，采用围筒式支护结构是非常有利的。但这种条件并不多见，因此围筒式支护结构目前很少应用，工程实例和经验都很欠缺。本规程保留这一节，是考虑到在有条件时仍推荐采用这种形式的支护。具体设计时，应执行本节规定的基本原则，充分考虑可能存在的问题，特别是非均压问题，如土质不均匀、荷载不均匀、开挖不对称等因素导致的侧向压力的不均匀性以及围筒内力分布规律的改变。

6.9 内支撑

6.9.1 本条所指内支撑主要承受水平力，为了安装、检查等方面的需要，应考虑适当的竖向荷载。上海市《基坑工程技术规范》DG/TJ08-61-2010中规定支撑杆件顶面施工活荷载一般可考虑取4kPa，其中包括施工人员通道、混凝土运输管道支架等零星荷载，不包括支撑上堆放其它材料和运行施工机械等情况。因此，应用中宜考虑每根杆件每延米的竖向施工荷载，根据杆件的部位及工程实际情况，可考虑1kN/m～2 kN/m的竖向施工荷载。

如果内支撑上部需要堆土或运行挖土机械，则应按实际情况进行专门设计。

6.9.2 竖向斜支撑需要在坑内设置可靠的支撑点，当利用桩、承台或基础作为支点时，应通过验算并征得基础设计单位的同意。一般情况下，可将支点设置在大基础及群桩承台上，或将相邻承台加以连结用以抵抗推力。

6.9.3 钢支撑中的受压构件，应使其水平和竖直两平面内支撑杆件的长细比相同或相近，是为了使杆件在两个平面内抗失稳能力保持基本均衡，以便最大程度地发挥支撑的抗压能力。所以，当支撑在水平和竖直两个平面内的计算长度相同时，宜选择对水平主轴和竖向主轴惯性矩相同的截面。由于内支撑结构平面内节点的间距与竖直平面内立柱的间距往往相差较大。

6.9.4 设置多层内支撑时，上下层杆件宜位于同一竖直面，有利于立柱的设置，也有利于施工。上下层内支撑的竖向间距也应考虑施工需要，采用机械下坑开挖及运输时，不宜小于4m。

基坑中的阳角是比较薄弱环节，设计中宜尽量避免阳角，不能避免时，应注意支撑力传递途径的可靠性，基于这一原因，本条规定阳角的两面支撑宜均衡，视必要可采取土体加固或设置连梁等措施。

6.9.5 内支撑体系纵横两个方向土压力和变形不尽相等，当内支撑－冠梁（围檩）体系不是稳定的体系时，容易发生整体失稳。因此，水平内支撑整体或单独的受力单元应采用有较多冗余约束的超静定结构体系，以保证其足够的稳定性。例如，在两条对顶撑之间除了设置正交的联系杆件之外，还应设置必要的斜杆。

6.9.6 内支撑支护体系的破坏原因，一种是支撑体系或杆件本身的强度和稳定性不足，一种是排桩或立柱变形引发内支撑的过大附加内力，造成杆件破坏或失稳。后者是引发事故的常见因素。与内支撑配套的支护结构必须具有相应的强度、刚度和稳定性，特别在软土地带，当支护桩由于被动抗力小，桩下部向坑内位移时，使内支撑发生很大的附加弯矩，导致内支撑向上隆起，失稳破坏，造成灾难性后果。因此，内支撑设计时，应对支护结构进行强度和变形验算，在软土区应将支护桩打入下部较好的土层，并进行整体稳定性验算，防止所谓“踢脚”事故，必要时应对被动区软土进行加固。

6.9.7 内支撑支护结构就其本质而言是排桩－内支撑空间结构问题，应该用空间有限元计算。但空间计算十分复杂，难以在设计中实施， “弹性抗力法”的思想是将支护结构（支护桩或连续墙）与内支撑分离开考虑。第一步，先将内支撑作为桩的弹性支座，对桩进行计算，得到桩的位移、内力和弹性支座的支承力；第二步，将上述弹性支座的支承力反向，作为内支撑所受的荷载，将内支撑（含冠梁或围檩）作为平面刚架进行计算,得到内支撑的位移和内力。“弹性抗力法”把空间问题转化为平面问题解决，简化了计算。但是它最大的问题是不满足桩－撑协同工作的原则，会导致桩－撑水平位移的不协调。为了解决这一问题，武汉市有关单位正在准备推出将排桩－内支撑空间体系转换为桩弹簧支座－内支撑－等效结点荷载“等价平面体系”的计算方法。“弹性抗力法”作为一种惯用的方法还将在一段时期内继续使用，为了尽量减小位移不协调的不利影响，应用“弹性抗力法”时要注意以下关键性问题：

“弹性抗力法”第一个关键性问题是“约束点”的选择。内支撑（含冠梁或围檩）结构由于与支护桩（或连续墙）分离开，变成了一个没有支座约束的平面刚架，它可以有任意的刚体位移，必须在适当的“约束点”引入支承条件，即通常说的附加约束，才能进行有限元计算。为了使引入支承条件后内支撑结构与实际相符，引入支座上的反力在理论上应该为 0，否则就意味着施加了人为荷载，内力和位移计算结果将不能反映实际。因此，在引入支座约束时，要通过分析确定位移为 0 的位置和方向，在该点处设置相应方向上约束。一个平面杆件体系需要 3 个不相交于 1 点的支杆（可动铰支座）即可与大地形成几何不变体系。所以，一般只需要设置 3 个附加约束即可。对于基坑形状接近于矩形且各方向土压力比较均衡的基坑，选择矩形边的中点为约束点并沿边长方向设置支杆较为适宜。比较复杂的情况则需要对附加约束的位置和方向通过试算加以调整和修正，使约束反力尽量接近于 0。

当基坑各方向土压力荷载明显不均衡以及由于采用内支撑支护与其它支护形式的组合方案而导致内支撑支护不闭合时（如内呈“三面围合”状），内支撑结构将发生较为明显的刚体水平位移，即通常说的整体“飘浮”，将找不到足够数量的约束点，这时沿基坑壁切向支护桩的水平刚度和土的抗力不可忽略，应在计算模型中适当计入（需要具体化）。

“弹性抗力法”另一个关键性问题是“支撑刚度”的确定。在对顶支撑且两边土压力比较均衡的情况下，“支撑刚度”的计算有公式可以利用，在大多数情况下，“支撑刚度”主要依靠经验估设，难度较大。如果刚度值设置不当，例如偏大，则桩的支点计算位移偏小而支点反力会偏大，将该反力反向得到的内支撑荷载也偏大,将导致内支撑支点计算变形偏大。支护桩支点位移偏小而内支撑支点位移偏大，就产生了位移不协调，反之亦然。这种位移的不协调破坏了支护桩与内支撑的空间协同工作要求，表明计算结果不符合实际。解决的方法一般是通过调整“支撑刚度”的大小进行试算，直至基本满足支护结构与内支撑位移协调。《基坑工程手册（第二版）》（中国建筑工业出版社）中介绍了沿内支撑周边施加单位荷载后，将周边节点法向位移平均值取倒数求“支撑刚度”的方法，亦可借鉴参考。

6.9.8　温度对杆件内力有明显的影响。上海市《基坑工程技术规范》DG/TJ08-61-2010 根据经验和实测资料，提出对大于 40m 的杆件“宜考虑 10%～20%支撑内力的变化影响”。本规程考虑到支撑杆件内力不均匀和温度的双重影响，在公式 6.9.8 中引入了分项系数x，实际设计时可根据具体情况在 1.1～1.2 范围内取值，侧壁为好土、支撑杆件长的取较大值，反之取较小值。当基坑平面形状不规则，支撑杆件平面布置复杂时，为确保支撑体系的安全，分项系数x 应取大值。

6.9.12　内支撑兼作施工栈桥时，由于受力情况比较复杂，必须进行专门设计。

1　内支撑兼作施工栈桥，其受力状态可以视为在原有土压力荷载作用下，又叠加上了施工栈桥的荷载。因此，在设计时，不仅要考虑栈桥荷载的作用，同时还要考虑支护桩墙传来的土压力荷载作用。内支撑构件是按压弯构件进行设计的。

2　挖机在不同工作状态下，对栈桥的荷载作用方式将各不相同。例如当挖机抓铲大臂与履带呈垂直方向时，最不利状态为单侧履带受力；当挖机抓铲大臂与履带呈平行方向时，最不利状态为履带一端受力。

3　关于施工机械竖向荷载动力系数，参考了公路桥梁冲击系数的取值（一般可按 1.3），考虑到施工栈桥上汽车行驶速度较低，并参考了上海南京某些工程的经验，这里按 1.2 取值。

6.9.13　当基坑面积较大时，内支撑节点下在适当位置应设置立柱。当支护桩被动区为软土时，立柱常常产生向上的拉力，设计时应按式（6.9.13-1）计算立柱上拔力。立柱下的抗拔（抗压）桩直径不小于 600mm（可利用工程桩），长度应经计算确定，并宜大于基坑开挖深度的 1 倍。

6.9.15　内支撑的节点刚度直接影响到内支撑结构的整体刚度和受力特性，直接影响到支撑杆件和立柱计算长度的取值。为了保证内支撑的节点刚度满足设计意图，节点的构造至关重要。考虑目前岩土工程师往往在结构构造方面缺乏经验，故本规程提供了附录 F 作为参考。内支撑节点的构造各类很多，附录 F 难以概全。总之，设计时既要确保节点刚度，又要考虑基坑现场的特点，尽可能为施工提供可能与方便。建议岩土工程师在设计内支撑时邀请结构工程师配合。

经验表明，在多层内支撑情况下，第一层内支撑的刚度对于整体内支撑支护体系的稳定性具有显著影响，有可能出现拉应力。为此，第一层内支撑不宜采用钢结构，而以采用具有较大刚度的钢筋混凝土支撑为宜。

6.10 支护结构与主体结构相结合及逆作法

(略)

6.11　　水泥土挡墙

6.11.4　本条对水泥土挡墙的构造作出的规定，都是围绕一个中心目的，即尽可能保证挡墙的整体性。对水泥土挡墙目前采用的设计计算方法与一般圬工挡墙完全一样，其基本假定是挡墙在土压力作用下产生刚体转动和平移。这一条件对地面以上逐层砌筑的圬工挡墙较易于保证，而对地下施工的水泥土桩排构成的挡墙则较难满足。水泥土挡墙解体的现象在实际工程中时有发现，构造不符合要求是其重要原因，因此对挡墙的构造应予以特别重视。

跨于主动区与被动区之间的变截面挡墙是目前武汉地区较等截面挡墙更为常见的水泥土挡墙形式，其设计计算方法与等截面挡墙有所区别，原规程没有涉及，此次修订作了一定的补充。变截面挡墙一般坑底标高处的截面是最不利截面，设计时应予以重视。

格栅式挡墙在武汉地区有一些失败的工程实例，在深厚软弱土层中建议慎用。此次修订对格栅式挡墙增加了一些要求，除水泥土的置换率对淤泥和淤泥质土不应小于0.8，对黏土及砂土等其他类型土不

宜小于0.7外，还强调尽可能保持垂直边坡方向墙肋的贯通并有较大宽度，变截面挡墙的主动区不应采格栅式。

水泥土挡墙的宽度一般需要其高度的0.6倍～0.9倍。支护深度愈大，宽度愈大，费用愈高，同时，设置挡墙的空间范围也愈大。考虑这些因素，规定水泥土挡墙适用的开挖深度以不超过6m为宜。在长江、汉江等的低阶地，土质一般不好，如果挡墙高度过大，其基底土的承载力很难通过验算，这也是限定挡墙高度的一个原因。

本条中将水泥土的强度试验的龄期由90天改为28天。这是因为基坑工程一般不可能有更长的养护时间。本条规定水泥土挡墙应有28天以上龄期才能进行基坑土方开挖。

6.11.5　水泥土的抗压强度随水泥掺量不同、搅拌次数不同、以及搅拌工艺（双头搅拌或多头搅拌）的差异，导致其强度可能有较大差异。因此尽可能做配合比试验或现场试验。如无试验数据，可参照下列数据取值：砂土：1.1～2.0MPa；粉土：0.6～1.1MPa；黏性土：0.5～1.0MPa；淤泥质土：0.4～0.7MPa；淤泥：0.3～0.5MPa。

6.12　土钉支护结构

6.12.1　本次修订将喷锚支护修改为土钉支护，是为与国家和国内其他地方标准相协调。从受力机理来说，土钉支护和喷锚支护无大的区别，一般来说建筑基坑和边坡以土钉支护的叫法较多，而喷锚支护一般用于隧道洞室和岩石边坡。

武汉地区多次发现土钉（原来叫锚杆）尾部地面拉裂的现象，说明边坡土体随土钉整体位移。对此，除保证土钉有足够长度外，尚应注意避免土钉尾部都处于同一竖直面上，而要在纵横两个方向上长短交错。

6.12.2　土钉支护由于其费用相对较低，且施工简便，应用范围很广。当前需要强调的是不能滥用这一技术，强调在重要性等级二级及以下工程中应用。根据武汉地区的经验，在一级阶地支护深度不宜超过6m，主要原因是土质比较软弱，支护深度过大，稳定性和变形都不易控制。在高阶地的老黏性土层中，支护深度可达 8m 以上。特别需要注意的是坑底以下有软弱土层分布时，不能采用简单的土钉支护，因为整体稳定性和坑底抗隆起稳定性很难以保证。如果坑底以下软弱土层不是很厚，可以采用复合土钉支护。复合土钉支护的适用条件取决于竖向加固体能够有效设置的深度，即竖向加固体应穿过软弱土层进入较好土层一定深度，且能够确保施工质量。如果不能满足这一要求，则复合土钉支护也不能采用。

6.12.3　本条是对土钉支护的构造要求。提出这些要求的依据是我们多年来的实践经验。土钉支护特别是复合土钉支护的工作机理是很复杂的，许多问题很难通过现有的分析计算方法得到解决，从实际出发，按照大量的工程经验提出一些构造要求，弥补计算方面的不足，是很有必要的。当分阶放坡符合上、下阶坡脚连线倾角小于 45 度时，长度不小于单阶深度的 1.5 倍即可。

第 1 款规定为土钉长度的构造要求。为了尽可能避免土钉支护边坡变形过大、土钉端部出现地面裂缝等常见的毛病，保证一定的土钉长度是必要的。

第 3 款规定是为了避免面板下端形成过高的倒悬臂状况。

第 5 款作出了土钉与面板连结的构造规定。不少土钉支护工程发现面板破坏而土钉并未拔出，说明土钉与面板的连结存在薄弱环节，需要加强，提出采用通长设置的钢筋混凝土结构或型钢在锚杆头部进行加强，实践证明是行之有效的。

第 6 款是强调复合土钉支护中土钉与竖向加固体之间应有可靠的连结，以便于二者的共同工作。如果竖向加固体顶端不受锚杆的约束，在边坡土压力作用下很容易产生向坑内方向的倾斜或平移，即不能发挥预期的抗剪阻滑作用。另外，有较多的土钉与加固体连结，有助于通过土钉群锚的竖向遮拦效应将边坡土重传递到加固体低端，以减轻坑底软弱土层的竖向荷载，满足坑底抗隆起稳定性的要求。因此，为了解决抗隆起稳定问题，最好将加固体顶部提高，使全部土钉都与加固体相连结。

第 7 款对目前在复合土钉支护中大量使用的微型钢管桩进行了明确。

第 8 款预应力管桩作为承受竖向荷载的构件，大量作为工程桩使用，如果单独作为承受水平荷载的抗弯构件还存在不足，武汉地区一些项目把预应力管桩作为加固体在复合土钉中使用，充分发挥了管桩截面积大强度高的性能，因此本次把预应力管桩作为加固体列入复合土钉结构中。

6.12.4、6.12.5　土钉支护的计算目前国内多采用土压力法。这是一种简化的经验方法。国外多采用滑动面法，即认为土钉在与滑动面相交处所受拉力最大，力求通过分析找到各层土钉的最大拉力，再确定土钉的长度和截面。本规程同时列出了两种计算方法，但与国内外同类方法相比，在具体假定条件方面并不完全相同，两者可以对比选择使用。采用滑动面法设计时，如果自然边坡的最小稳定安全系数大于等于 1.0，则计算所需的土钉长度为零，而土压力法则不一定如此，这是滑动面法的特点，也是合理的。

6.12.6　本条规定的稳定性分析方法同时适用于土钉支护边坡的内部稳定性和外部稳定性分析。计算中只需指定滑弧通过的不同深度（包括坡面圆、坡脚圆、坡底圆），软件即可自动搜索最不利的滑弧圆心，判断土钉锚固对抗滑贡献的大小或有无。对于土钉的抗滑贡献只考虑其抗拉，而忽略其抗弯和抗剪。因为 6.12.4 条、6.12.4 条、6.12.5 条是按照内部稳定条件进行设计的，所以不必再进行内部稳定性分析，本条重点是外部稳定性分析。分析时应验算通过坡底不同深度的滑弧，如果发现安全系数随深度下降，应继续往下搜索，直至安全系数随深度增加为止。

6.12.7　复合土钉支护中水泥土加固体的抗滑作用取决于它的受力状态，问题非常复杂，目前尚未有公认的成熟的计算方法。根据有关文献报导，上海地区有许多复合土钉支护工程设计计算中只考虑水泥土的抗剪，武汉现行的计算软件也是如此。但水泥土是一种脆性材料，抗弯能力很差，考虑其抗弯能力应是必要的。但由于缺乏成熟的计算方法，本条规定在满足 6.12.3 条的构造要求的情况下可不进行抗弯验算。反之，如果不能满足构造要求（主要是宽度不够），仍应进行抗弯验算。抗弯验算目前可采用弹性抗力法计算内力，也可采用其它方法，如上海基坑规范和《建筑基坑工程技术规范》YB9258 中的“小圆弧法”。今后，随着技术的发展进步，有可能出现更完善的方法。如果抗弯验算不能满足要求，应考虑插筋加固。有条件时可采用含有高强度芯材的水泥土加固体（如 SMW 水泥土连续墙、钻孔后注浆水泥土连续墙、插入预应力管桩等）。

6.12.8　本规程规定的土钉支护计算方法得不到位移解答。因此土钉支护边坡的变形只能按经验判断。武汉地区的实测资料表明，土钉支护边坡坡肩水平位移约为 0.005H~0.01H（H 开挖深度）。上海地区的土钉墙（支护深度 4m~7m）实测水平位移大体也在 0.01H 上下。另外，上海的资料还表明单纯土钉墙的变形特征是前倾，坡顶水平位移最大；当采用搅拌桩超前支护时，顶部位移较小，底部位移相对较大，变形有下部凸起的趋势。

在土钉支护结构的上部或中部把一排或两排锚杆设计为预应力锚杆，可有效控制边坡变形，但是预应力值不宜过大，否则由于蠕变预应力很快就会丧失。

对于重要工程，有条件时可进行有限单元法分析，计算土钉支护边坡的变形。

6.13　被动区土体加固

6.13.1　被动区加固土层的抗剪强度参数应根据采用的加固方法、施工工艺以及土质的具体性质，可按 c=（60~80）kPa，φ=0 选取。

6.13.2　**要求**被动区加固宽度应不少于支护桩在坑底以下嵌固深度的 1.1～1.2 倍，是为了使加固体能覆盖被动区极限状态的破裂面。

6.13.3　水泥土搅拌桩与支护桩（墙）应重叠布置，一般应先施工水泥搅拌桩，以保证二者有效密贴。当两者有间隙或先施工支护桩（墙）时，可采用旋喷桩或压力注浆等措施加固。

6.13.6　基坑被动区土体加固体水泥掺量参见水泥土挡墙相关内容。

7　地下水控制

7.1.4　在基坑开挖过程中，应根据地下水的类型、基坑开挖深度、周围环境及场地地层结构等条件来选取合理有效的治理方法。通常有疏导、封堵或两者相结合的方法。对于浅部上层滞水和潜水一般采用侧向止水帷幕，以防止侧壁产生流土、流砂现象。对于承压水，主要采用深井降水的方法，以防止基坑底部产生突涌险情。当坑底分布有粉土层、黏性土与粉土、粉细砂的交互层等非强渗透性含水层且厚度较大时，可采用轻型井点降水、喷射井点，为施工提供作业条件。关于水平隔渗，理论上虽然可取，在当前条件下往往难以达到理想的效果。武汉地区有多个大型基坑采用了这种方法，结果效果都较差，达不到预期目的。主要原因是施工质量难以保证，帷幕很难作到十分严密。因此即使采用水平隔渗，仍应设置相当数量的降水井，以确保基坑的安全。水平隔渗近年来很少应用的另一重要原因是成本很高，在当前经济水平下，建设单位难以承受，而宁愿选用成本相对低得多的深井或中深井降水。需要注意的是降低地下水有一个环境影响问题，工程实践中由于降水造成的某种程度的环境破坏也时有发现。目前湖北省、武汉市还没有在城区限制降水的硬性规定。如果今后环境保护要求更严格，降水特别是长时间大幅度的降水可能受到制约，隔渗若能成功，则更符合环保要求。因此我们不能因目前的技术、经济原因完全否定隔渗，而应努力发展这方面的技术。根据报导，武汉阳逻长江大桥被誉为“神州第一锚”的南锚碇工程采用了三大隔渗技术：

1　在距离基坑150m防洪大堤堤脚构筑长约1000km，深达17m的防渗墙；

2　在基坑外10m构筑直径90m，壁厚0.8m，深约52m的圆形挡水帷幕；

3　坑边建造地下连续墙及内衬，壁厚1.5m，直径70m ，深60m。该基坑需开挖深度为45m，与长江水位形成40m的落差，上述隔渗技术取得了圆满的成功。

7.1.5　对于二、三级阶地中的承压含水层，其特点是渗透性弱，承压水头高，涌水量小，空间分布范围相对较小，有时存在于古河道之中，在选取计算公式时，应在查明边界条件的情况下，合理计算基坑涌水量。在布置井位和选取单井抽水量时，应遵循小流量，井距密的原则，确保设计达到预期效果。

7.1.7　对于隔渗帷幕深度大于或接近降水井深度的降水工程，地下水渗流由于受到隔渗帷幕的阻隔作用与一般开放式降水不同，因此可建立三维渗流模型通过数值模拟方法计算地下水的渗流场；三维渗流模型数值分析在本地区应用较少，应在工程实践中不断总结和完善。必要时可在坑内外设置观测井进行帷幕内的群井抽水试验，以定量检验帷幕的阻水效果。

8 基坑工程施工

8.1 一般规定

8.1.1～8.1.3 对基坑施工前应具备的各项基本准备工作进行了规定。应注意，本规程仅对目前在湖北地区使用较多、施工经验较成熟的施工方法、工艺在基坑工程施工中的特殊性加以突出，这些施工方法通用性的工艺以及其它未归入本规程的施工方法及其工艺还应参照有关规范、规程执行。

8.1.4～8.1.6 特别强调了基坑开挖和施工中应遵循的基本原则。对重要的、复杂的基坑工程还强调了反演分析和动态设计的重要意义。

8.1.7 基础结构完成后，应及时对施工肥槽进行回填，回填时应采用分层夯实，并应满足设计密实度的要求。该条特别对基坑工程与主体结构施工之间的衔接提出了要求，这是工程安全的需要，应得到工程建设有关各方的重视。

8.2 施工组织设计

8.2.2 施工组织设计是基坑工程施工的指导性文件，是更好地对项目进行质量、进度控制的依据，是施工技术文件的重要组成部分。项目施工管理强调建立健全的组织机构，明确各岗位责任；制订各种技术措施；合理安排各工种的工期衔接，编制施工进度网络计划等内容。编制基坑施工组织设计时应特别注意主体结构相关施工总体计划与安排以及地区降雨及临近河流汛期的特点。

8.3 排桩施工

8.3.1～8.3.2 灌注桩作为基坑支护中较常用方式,近年来管桩施工速度快质量易于保障也成为支护桩之一，故本次修订将原灌注桩施工一节扩大为排桩施工，并增加了检测内容。主要强调其与常规竖向受力桩基础施工的区别。基坑支护一般采用排桩，桩间距较小，因此宜间隔施工，防止相邻桩孔的影响。强调了松散土体及软弱土体对桩身强度的影响。对管桩主要以桩长控制，为保证桩身抗水平力能力，要求桩的接桩不宜采用硫磺胶泥，且桩的接头不在同一截面内。对其为受弯构件的特点，强调钢筋笼的制作、安放。如果没有竖向荷载，桩底清渣相对而言不要求很严格，但要保证足够的有效桩长。

8.4 钢板桩施工

(无说明)

8.5 地下连续墙施工

8.5.1 地下连续墙的成槽是其施工中的关键环节。成槽试验是为了针对场地条件和设计要求选择合适的施工工艺和参数。护壁泥浆使用前也应根据材料和地质条件进行试配，并进行室内性能试验，泥浆配合比也宜按现场试验确定。对于松散或软弱的土层，应针对性地调整泥浆配合比，适当增大黏度。试成槽可选择非工程槽段部位进行，有成熟施工经验时也可选择工程槽段部位进行试验。试成槽过程中应定时检测护壁泥浆指标、记录成槽过程中的情况；成槽后应进行槽壁垂直度、槽底沉渣厚度等检测。

8.5.2 不应忽视地下连续墙施工过程对其周边环境的可能扰动和影响。对特殊性地层或周边环境严峻的槽段施工，应针对性地采取调整泥浆配合比、槽壁预加固、隔离等控制槽壁变形和减少环境影响的措施。

8.5.4～8.5.5　导墙是地下连续墙挖槽之前修筑的临时结构物，其功能是保护槽口、蓄浆并调节浆液液面、支持施工荷载、保证地下连续墙轴线位置，是保障成槽质量的关键。导墙设计和施工时应考虑表层土的特性、地下水位的状况、荷载分布及大小、周边环境等。

8.5.6～8.5.7　钢筋笼根据地下连续墙配筋图和单元槽段的划分来制作。钢筋笼制作场地应平整，平面尺寸应满足制作和拼装要求;采用分节吊放的钢筋笼应在制作场地进行预拼装成型,以保证钢筋接驳器、注浆管、超声波探测管等预埋件位置和钢筋笼几何尺寸的正确。为防止吊放过程中产生不可恢复的变形，应设置纵横向钢筋桁架、钢筋剪刀撑、吊点加固筋等加强钢筋笼刚度的构造钢筋。 钢筋笼的整体吊放应进行演算，并进行试吊放。

8.5.8～8.5.9　现浇地下连续墙混凝土应采用导管法连续浇筑。施工前导管接缝宜进行水密性试验，导管内应设置隔水栓，防止泥浆进入导管，保证混凝土浇筑质量。

8.5.10　地下连续墙的局部渗漏水多发生在槽段之间的连接处。由于施工是在泥浆中进行，为改进槽段连接点的刚度和抗渗能力，施工中必须采取有效的方法进行清刷壁面，接头处必须刷洗干净，不留泥沙和污物。当环境保护要求较高时，槽段接头处的防渗可采取旋喷桩、多头搅拌桩及预埋后注浆管封堵的措施。

8.6 锚杆（索）施工

8.6.1　锚杆的抗拔力由于受施工工艺的影响较大，对于一般工程可参照相近施工工艺比照设计。对于一级基坑或新型锚杆应进行成锚工艺及抗拔试验。在软土中不宜设置锚杆，若采用时，均应结合抗拔试验进行成锚工艺及锚的蠕变试验。通过一些工程实践，软土中的锚杆抗拔试验中，抗拔力达到峰值后衰减较快，说明软土蠕变对锚杆的后期强度影响较大。

一般黏结性锚杆，伸出基坑外并占用较大地下空间，多数超出用地红线，可能引起法律纠纷，宜推广使用可回收锚杆、玻璃纤维锚杆等符合绿色环保理念的新型锚杆，加强可回收锚杆、玻璃纤维锚杆等新型锚杆的工艺试验。

8.6.7　浆液配制时（设计强度20MPa），一般选用42.5MPa水泥（选用普通硅酸盐水泥）。采用水泥砂浆时，宜选用水泥、砂重量比为1：0.3，水灰比0.35～0.45。选用纯水泥浆时，水灰比0.4～0.5。外加剂的加入量宜进行室内试配确定。

8.7　土钉支护施工

8.7.1～8.7.4　为保证已施工土钉能按设计发挥作用，强调分层、分段开挖的同时，应保证其上下层施工间隔（根据土钉灌浆及喷射混凝土材料的养护期决定），加入一定早强剂后，一般间隔时间为5天～7天。

喷射混凝土的配比（设计强度20MPa）宜为：P.O.42.5MPa水泥，砂率45%～55%，水泥、砂重量比1：4～1：4.5，水灰比0.4～0.45。外加剂的加入量宜进行室内试配确定。

8.8　内支撑施工

8.8.1　工程中常用的支撑系统有混凝土围檩、钢围檩、混凝土支撑、钢支撑、格构式立柱、钢管立柱、型钢立柱等，立柱往往埋入灌注桩内，也有直接打入一根钢管桩或型钢桩，使桩柱合为一体。甚至有钢支撑与混凝土支撑混合使用的实例。

8.8.3　支撑安装与拆除的时间与顺序是与土方开挖及施工工况密切联系的，很多基坑工程事故发生均

多少与此相关，必须高度重视。保证开挖工况与计算工况一致，特别是逆工况拆撑时，必须保证满足设计条件。

8.8.7　对支撑施加预顶力，有利于控制基坑的变形，也符合节材的要求，应予以提倡。

8.8.11　每层支撑安装结束，即已投入使用，应对整个使用期做监测，尤其一些过大的变形与超计算内力应尽可能防止。

8.8.12　一般支撑系统不宜承受垂直荷载，因此不宜在支撑上堆放施工用材料和设备，包括运行施工机械。只有采取可靠的措施，并经复核后方可做他用。

8.8.14　随着超深基坑越来越多，地下室采用逆作法施工也越来越受到关注。逆作法施工涉及到“二墙合一”地下连续墙施工、一柱一桩施工、土方开挖以及兼作内支撑和永久结构的梁、板、墙（柱）等多方面的关键施工技术，是一项综合的新施工技术。本技术规程限于篇幅不能作详细的规定，此处仅列出其主要施工工艺和基本要求，更详细的内容可参考 JGJ165《地下建筑工程逆作法技术规程》、YB9258《建筑基坑工程技术规范》等的规定。其作为永久结构部分的梁、板、墙（柱）的施工质量除应满足基坑工程施工安全的要求外，尚必须符合现行规范对主体结构工程的施工质量验收的规定。

8.8.15　本条所列出的质量检验标准，是在结合了内支撑系统受力特点的要求之下，参考现行的标准规范，总结大量基坑工程实践经验的基础上做出的规定。

8.9　隔渗帷幕及基坑土体加固施工

8.9.1　由于粉喷工艺易形成“千层饼”状搅拌体，因此，优先推荐浆喷桩。随着工艺技术的不断引进，其他工艺形成的水泥土搅拌体以及在桩体中加入型材，如：水泥土搅拌墙、钻孔后注浆连续墙等，使其使用范围更加广阔。针对作为隔渗帷幕，应保证其施工的垂直度及搭接的连续性。为保证隔渗帷幕的施工质量，在条件允许时宜优先采用双轴和三轴搅拌桩隔渗帷幕。

8.9.2　采用高压旋喷桩隔渗帷幕时，当帷幕较深时，由于高压旋喷桩的垂直性等难以控制，对隔渗帷幕的施工的可行性、可靠性应进行专题试验和论证。

8.10　型钢水泥土搅拌墙施工

8.10.2　在实际操作过程中，应根据不同的土质特性来确定三轴搅拌桩的下沉与提升速度。

8.10.3　三轴搅拌桩施工一般有跳打方式、单侧挤压方式和先行钻孔套打方式，具体图示如下：

1　跳打方式

该方式适用于N值30以下的土层，是常用的施工顺序。

2　单侧挤压方式

该方式适用于N值30以下的土层。受施工条件的限制搅拌桩机无法来回行走或在转角处常用这种施工顺序。

3　跳打方式

该方式适用于N值30以上的土层，在搅拌桩施工时，用装备有大功率减速机的钻孔机，先行施工如图所示的a1、a2、a3等孔，局部松散硬土层。然后用三轴搅拌机用跳打或单侧挤压方式完成水泥土搅拌桩。先行钻孔直径应不大于搅拌桩直径。

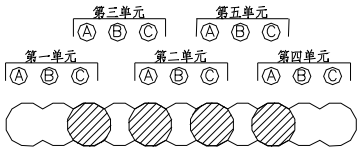


图1　跳打方式施工顺序

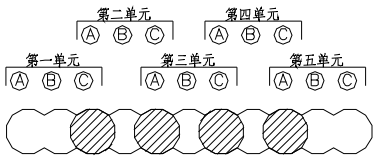


图2　单侧挤压方式施工顺序

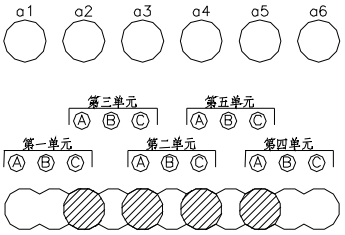


图3 跳打方式

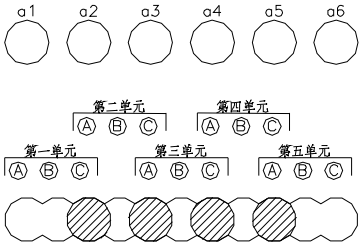


图4 跳打方式施工顺序

8.10.5、8.10.6 如型钢下插受阻，宜采用静力在一定的导向机械的协助下将型钢插入到位。应避免采用自由落体式下插，这种方式不仅难以保证型钢的正确位置，还容易发生偏转，垂直度也不易保证。

在 H 型钢表面涂抹减摩材料之前，必须清除型钢表面的铁锈和灰尘，涂抹厚度应大于 1mm，以确保减摩材料的黏结质量。

对环境保护要求特别高的工程，型钢以不拔为宜。

8.11 土方开挖与回填

8.11.1～8.11.3 土方开挖是基坑工程的主要环节，所有支护措施均是为了土方的顺利开挖。并且土方开挖与支护结构施工相互交叉、互为前提，因此需要制定详细的基坑开挖施工方案，保证土方开挖的顺利进行。

基坑土方开挖在深度范围内进行合理分层，在平面上进行合理分块，并确定各分块开挖的先后顺序，可充分利用未开挖部分土体的抵抗能力，有效控制土体位移，以达到减缓基坑变形、保护周边环境的目的。基坑对称开挖，即指对称、间隔开挖；基坑限时开挖就是要尽量控制无支撑暴露的时间；基坑平衡开挖是指保持各分块均衡开挖。

对于软土、坑内工程桩为预制桩或其它小直径桩基础的场地，各分层开挖的深度宜取小值，主要是为了方便挖土和保护工程桩的目的。

8.11.4 为避免机械挖土造成工程桩位移和损伤，在工程桩区域挖土应设专人进行监护，挖土机械应避让工程桩，工程桩周边土体应采用人工挖除的方法。

坑底以上200㎜～300㎜范围内的土方采用人工修底，主要是为了防止机械超挖和机械扰动坑底土体，并加强对工程桩的保护；当工程桩为预制桩时，人工修底的高度宜进一步增加，设计桩顶标高200㎜范围内的土方应采用人工挖除。为减少基坑暴露时间，开挖至坑底标高后应及时进行垫层施工。

8.11.5 开挖老粘性土基坑和岩土复合基坑时,为了防止基坑稳定状况随时间延长恶化，应采取以下措施:

1 及时挂钢筋（丝）网，用水泥砂浆或喷射混凝土护面，使坡面免受大气变化及地表水冲刷、浸泡的影响;

2 坡面有地下水渗出时，应对基坑的稳定状况重新分析评估，必要时应采取加固措施。被复坡面时应留出泄水通道，使水能自由排出。

8.11.6 支护结构、隔渗体等应达到设计强度，降水系统运转正常，是土方开挖的前提条件。否则，如果不能按设计条件运行，可能引起不可挽回的后果。

8.11.7 施工栈桥通常结合第一道支撑进行设计，设计时应考虑基坑平面形状、施工场地、进度、施工方法等因素，在施工过程中作用在施工栈桥上的各种荷载应控制在施工栈桥设计允许范围内。

8.11.8　采用内支撑时，土方开挖对支撑系统的受力状态影响极大。因此强调“先撑后挖，均衡对称”。只有这样才能符合内支撑设计计算的条件，这也是国家标准中的强制性规定。由于目前多采用大型反铲挖土，运土车辆直接进入坑底运土的作业方式，往往为了追求进度而不能满足上述原则要求。这是应该重视并尽快解决的问题。一方面希望内支撑设计采用平面上留有较大操作空间的内支撑体系,，另一方面希望改变挖土作业方式，坑内采用小型挖土机械，土方出坑采用垂直运输，或设置栈桥进行土方运输。

8.11.9　随着基坑开挖面积愈来愈大、对环境保护要求愈来愈高，分块及岛式开挖、盆式开挖方式得到应用。岛式开挖可在较短时间内完成基坑周边土方开挖及支撑系统施工，对基坑变形控制较为有利。而基坑中部大面积无支撑空间的土方开挖较为方便，可在支撑系统养护阶段进行开挖。在满足该区域支撑系统施工的条件下，边部土方开挖宽度应尽可能减小，以加快挖土速度，使边部支撑尽早形成，减少支护结构无支撑或无垫层暴露时间。

盆式开挖由于保留基坑周边的土方，减小了基坑围护暴露的时间，对控制支护结构的变形和减小周边环境的影响较为有利，而基坑中部的土方可在支撑系统养护阶段进行开挖。盆式开挖一般适用于基坑周边环境保护要求较高或支撑较为密集的大面积基坑。盆式开挖过程中，先行完成中间部分土方，此时未形成有效的支撑体系，故必须保留足够的盆边宽度和高度，以及足够平缓的边坡坡度，以抵抗支护桩（墙）的变形和边坡自身的稳定。

8.11.10　这里所指的狭长形基坑，一般是针对地铁车站、明挖隧道、地下通道、大型箱涵等采用桩（墙）支护结合对撑的长条形基坑，其中尤以地铁车站较为典型，地铁车站一般处于城市中心区域，且开挖深度较大，基坑变形控制和周边环境保护要求很高。狭长形基坑一般采用斜面分层分段开挖方式。考虑到钢支撑受力的特点和纵向斜面分层分段开挖的特性,基础底板及时浇筑对改善支护结构的受力特征和保证基坑的稳定十分重要。

8.11.11　逆作法是指利用先施工完成的地下莲续墙等作为基坑施工时的竖向支护结构，利用地下结构各层梁、板、柱等作为的支撑体系，地下结构由地面向下逐层施工，直至基础底板施工完成。盖挖法是先用地下连续墙、钻孔桩等形式作支护结构，然后施工钢筋混凝土盖板或临时型钢盖板，在盖板、支护桩（墙）、立柱桩等形成的支撑体系下进行土方开挖和结构施工。

由于逆作法和盖挖法的施工涉及永久水平和竖向结构与支护体系相结合,故施工期间的水平和垂直位移、受力情况等应满足主体结构和支护结构的设计要求。

由于暗挖是在相对封闭的环境下进行挖土作业，暗挖区域受挖土机械尾气和地下有害气体影响，空气质量较差，且光线较差，因此，必须设置通风和照明系统。

9　环境影响及防治措施

9.1 对环境影响的评价

9.1.1、9.1.2　这两条列举了基坑工程对内、外环境影响的各种可能性，是从武汉地区多年实践得到的经验教训的总结。9.1.1条涉及外环境，9.1.2条则涉及“内环境”。所谓“内环境”主要是指对坑内已施工的工程桩的影响，也应包括采用天然地基时对地基土的影响。

9.1.3　降低地下水位对环境的影响是必然的，但影响程度的高低在不同条件下是不同的。降水引起的地面沉降值与降水幅度、延续时间、所在场地及其附近的降水历史以及土层性质诸多因素都有关系。另外，不同结构特点的建（构）筑物、地面、地下设施对水位下降后地面沉降的差异的承受能力也是不同的。本规程提供了降水引起的地面沉降的计算方法，但由于问题的复杂性，很难保证预测的准确性。对于降水地面沉降，我们更需要依赖施工期间的监测，并应有发生问题后进行补救的思想准备和资金准备。

9.2　对环境影响的防治措施

9.2.1　当前基坑工程中，方案选择和各项设计阶段的主要倾向是片面追求节省，选用价格低廉的支护方案，而对安全性和环境保护问题缺乏足够的重视和预见。这样做导致很多工程出现事故，影响环境，拖延工期，不得不花费大量资金用于善后处理，结果是得不偿失。本条强调“预防为主”，就是说，在方案选择和设计阶段就要重视环境保护问题，才有可能最大限度地达到环境保护的目的。

9.2.2　基坑土方开挖方式不当，是当前导致基坑工程事故发生的最主要的原因。分层、分段、对称、平衡、适时开挖是基坑工程的基本原则。这一原则得不到贯彻的原因是片面追求进度，另外与采用的施工设备（一般是大型反铲）性能也有关系。因此，要满足本条的要求，首先要妥善解决质量与进度的矛盾，树立进度服从质量的思想。同时也要逐步引进合适的土方施工机械，改进土方开挖与运输的作业方式。近年来由于工期或基坑需回填的原因，基坑开挖就地堆土造成基坑变形破坏或造成工程桩倾斜甚至房屋倒塌现象时有发生，因此要严格控制基坑周边堆土高度。

9.2.4　目前我省除武汉市区外，其他地方尚未有限制锚杆超出红线的规定，随着城市建设管理的加强和法制的完善，这样的规定将会出台。因此发展锚杆回收技术应是我们努力的方向。

9.2.5　从环境保护角度而言，隔渗优于降水。但隔渗费用高，技术不成熟，目前本地区除上述阳逻大桥南锚碇的特例外，一般性的基坑工程中还没有很成功的工程实例。因此本规程现在只能提出“降水或隔渗与降水相结合”的方法。但希望在隔渗技术方面作进一步的探索。

9.2.6　对紧邻基坑边的建（构）筑物一般应考虑托换。若不托换，既不能保证建（构）筑物的安全，也大大增加支护的负担。根据武汉地区的实践经验，预防性托换可采用以下型式：

1　单纯托换结构，除采用刚性托换桩外还可采用旋喷、花管注浆桩，树根桩等托换形式；

2　支护结构与托换结构合二为一的桩式托换，托换桩本身还担负着相应长度范围内坑壁支护作用。设计中应对多种方案进行对比演算，对托换与支护的相互关系进行综合分析。

9.2.7　关于预防性托换结构的设计，武汉地区常采用以下做法：

1　长条形民用建筑物中，若纵轴顺坑边展延，可在近坑一侧边纵轴外布置足够的托换桩；若纵轴垂直于坑边展延，则除近坑山墙外，还须在近坑二至三个横轴线范围内布置托换桩，室内轴线可不布桩，以减少对结构的破坏。点式建筑物除边坑一侧纵轴线外，还要在两端山墙外也布置适量的托换桩。

2　托换桩桩端应进入良好持力层内一定深度。锚杆静压桩一般按所需压桩力控制桩进入持力层深度。

3　托换桩布置位置宜尽量靠近建筑物纵横轴线交点。对于独立基础，宜按轴对称布桩。对条基或整板基础，可仅在建筑物轮廓线外边布桩。

4　坐落坑边的结构刚度较差的单层工业厂房、仓库、食堂等，必须在近坑一至三根轴线上对独立基础逐一进行托换。须托换排数根据工程地质条件、坑深、建筑结构型式及施工质量等因素确定。

5　兼作坑壁支护结构用的近坑托换桩必须有足够的抗弯刚度和强度。若坑深大于6m，则宜采用桩锚结构以减少桩身的内弯矩。采用锚杆静压桩作为近坑托换者，不得兼作坑壁支护结构使用。

9.2.8　托换结构施工过程中的注意事项：

1　充分考虑托换施工可能引起的基土的扰动和强度降低，必须采取一切措施，使这种扰动和减强影响降低到最小程度。可按照“两个跳开”的施工原则控制施工：

1）　空间上跳开　一个托换柱与相邻的托换柱不能依次紧接着施工，应分二序、三序，甚至更多的序数，跳开施工；

2）　时间上跳开　应考虑各托换桩施工中自身强度增长所需的周期，不能盲目追求经济效益和施工速度，适当延长施工的间隙时间。

2　托换结构施工过程中必须严格保护被托换建（构）筑物基础的完整性和强度不能有任何损害，桩与基础间必须有牢靠的连结。

10 监 测

10.1 一般规定

10.1.1 通过基坑工程全过程监测，实施信息化施工，防止事故的发生；同时积累监测资料，验证设计参数，完善设计理论，提高设计水平。

10.1.2、10.1.3 监测方案编制前，委托方应提供支护设计施工图、监测设计要求、勘察报告、地形图、管线图、周边已建建（构）筑物情况（包括建造年代、基础形式和结构类型）等资料。监测单位应重视现场踏勘、调查工作，充分了解场地及周边环境。当周边地下管线、建（构）筑物基础等重要资料不全时，委托方应进行专项探测工作。

10.2 监测项目

10.2.2 基坑监测对象主要为支护结构和基坑周边环境，监测项目的选择，应根据基坑重要性等级和设计要求综合确定。

10.2.3 对于基坑周边分布有轨道交通设施、隧道等大型地下设施和城市生命线工程或其他对位移有特殊要求的建筑及设施时，由于保护要求高，应根据相应原标准、规定和相关部门的要求增加监测项目，提高监测精度。

10.2.4 在基坑工程施工（包括支护结构施工和预降水）前，应做好周边环境的调查，必要时应对周边建（构）筑物进行安全性鉴定，一方面便于准确了解施工过程对周边环境的影响，另一方面当发生纠纷时可作为损坏（影响）程度评判依据；基坑施工和使用期内，巡视检查在监测工作中的重要性越来越突出，当工程事故发生前，总有许多征兆出现，监测人员要细心观察、善于判断。

10.3 监测点布置

10.3.1 基坑监测主要是保护支护结构和周边环境的安全。监测点一般布置在变形、内力变化最大和最重要的部位；不同监测内容尽可能布置在同一断面或附近，可便于监测数值变化趋势之间相互验证；当条件允许时地下管线应布设直接点，当不得已只布置了间接点，应加强观测，注意分析不同数据之间的关联性，防止间接点监测数据的严重失真；监测点数量应适中，测点过多，当日的工作量过大也会影响监测质量。

10.3.2 支护结构（边坡）顶部竖向、水平位移监测点水平间距不应大于10m，每边不少于3个观测点，在围护结构的拐点应布置观测点；深层水平位移监测孔水平间距不应大于20m，监测孔应布置在基坑平面上弯曲计算值最大的位置，如基坑每侧中部、阳角处等等；砼支撑监测点的位置应根据支护结构计算书确定，监测截面宜选择在两相邻立柱点间支撑杆件的1/3部位；钢管支撑采用轴力计测试时，轴力计宜设置在支撑端头，沿基坑50m设置一断面；围护墙内力监测点，应考虑围护墙内力计算图形，布置在围护挡墙出现弯矩极值的部分，横向间距宜50米设一断面，竖向间距宜为2m～4m；基坑周围地表沉降按15m～25m布设一点；基坑周围建（构）筑物沉降观测点应布设在建（构）筑物四角，沿墙角每10m～15m设置，或每隔2-3根柱基上，布点原则以能充分反映建（构）筑物各部分的不均匀沉降为宜；立柱的竖向位移对支撑轴力的影响很大，测点应布置在立柱受力、变形较大和容易发生差异沉降的部位，例如基坑中部，多根支撑交汇处、地质条件复杂处，监测点不少于立柱总数的5%，逆作法施工的基坑不应少于10%。基坑外地下水位监测点应沿基坑、被保护对象的周边或在基坑与被保护对象之间布置，监测点间距宜为20m～50m。相邻建筑、重要的管线或管线密集处，应布置水位监测点，当有止水帷幕时，宜布置在止水帷幕的外侧约2m处。其他监测项目监测点的布设位置可参考《建筑基坑工程监测技术规范》GB50497。

10.4 监测方法及精度要求

10.4.1 监测方法的选择以取得数据的有效、准确、速度快为原则。

10.4.2 采用相同的观测方法和观测路线，使用同一仪器设备，固定观测人员，目的是尽可能减少系统误差影响，保障监测精度。

10.4.3 应保证变形监测网中基准点的稳定性，尤其在市区繁华地段，场地周边车辆、人员集中，工程活动多，应寻找或设置稳定的基准点，并定期观测，检验其有效性。

10.4.4 监测仪器要定期检查，保证测量数据的准确、可靠。监测精度按相关标准和规定执行。

10.5 监测频率及报警值

10.5.1～10.5.3 基坑监测一般时间较长，地下结构施工完成后，可结束监测工作。但不同阶段，不同项目的监测频率不是一成不变的，可根据工程实际施工工况和监测数据变化的趋势，调整监测频率。当工程需要或监测对象尚未稳定时，应延长监测周期；当进行管井降水时，因降水影响半径很大，监测对象较多，3倍基坑开挖深度范围与降水影响范围之间，周边环境监测频率可适当降低至1—2次/周。

10.5.4 基坑工程支护结构的报警值是由支护结构设计单位确定的，周边环境（包括道路、管线、轨道、交通设施、隧道、城市生命线、优秀历史建筑等）的监测项目的报警值应按监测对象主管部门要求由基坑设计方确定，当主管部门要求不明确时，可以采用本规程提供的报警值。

在具体项目实施时，监测单位可根据报警值确定一个监控值（小于报警值），当监测数据大于监控值但未到报警值时，监测单位应提醒相关单位关注，并采取控制措施；当监测数据大于报警值，并存在安全隐患时，应及时报警并采取抢险措施。

10.6 监测资料成果编制及信息反馈

10.6.1 对于监测工程，可根据工程进度和设计施工要求在适当的时间节点或一个月时间，提供监测中间报告（阶段报告）。施工时间节点：如每支撑完成浇筑后，基坑开挖到底，完成底板浇筑等。

10.6.2 监测报表应有相应施工工况记录，以便于后期监测数据的处理、应用和工程的分析预测。

10.6.5 观测数据异常，有可能是内力变形发生急剧变化，也有可能是人为测量错误，通过复测可排除人为错误，寻找原因。

10.6.6 当监测数据接近或达到报警值时，监测人员应立即通报建设方、施工单位、设计单位和监理单位，切忌拖延。