山东省工程建设标准

# 建筑岩土工程勘察设计规范

Code for Geotechnical Engineering Investigation and Design of Buildings

DB37/ 5052-2015

住房和城乡建设部备案号　J13146-2015

批准部门：山东省住房和城乡建设厅
山东省质量技术监督局

施行日期：2016 年 3 月 1 日

黄河出版社
2016　济南

# 前　言

根据山东省住房和城乡建设厅的安排和要求，由山东省城乡建设勘察设计研究院会同有关单位共同编写了山东省工程建设标准《建筑岩土工程勘察设计规范》DB37/ 5012-2015，规范编制组经广泛调查研究，认真总结山东地区的工程经验，参考有关国家标准、行业标准，在广泛征求意见的基础上，编制了本规范，并最后经审查定稿。

本规范共 14 章和 20 个附录，主要技术内容包括：总则，术语和符号，基本规定，岩土的分类和鉴定，岩土工程勘察，特殊性岩土和不良地质作用，地下水，地基计算，桩基础，地基处理，边坡工程，基坑工程，岩土工程检测与监测，岩土工程勘察设计文件等。

本规范中以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规范由山东省住房和城乡建设厅负责管理，由山东省城乡建设勘察设计研究院负责具体技术内容的解释。本规范在执行过程中如有意见和建议，请寄送山东省城乡建设勘察设计研究院规范编制组（地址：济南市无影山西路 686 号，邮编 250031，电子邮箱：sdsskcy@163.com，网址：www.sdjiankan.com）

本规范主编单位、参编单位、主要起草人员和主要审查人员：

主编单位：山东省城乡建设勘察设计研究院

参编单位：山东正元建设工程有限责任公司

青岛市勘察测绘研究院

山东省建设工程勘察质量监督站

济南市勘察测绘研究院

山东省地矿工程勘察院

山东省深基础工程勘察院
山东电力工程咨询院有限公司
山东岩土勘测设计研究院有限公司
潍坊市建筑设计研究院有限公司
菏泽市建设工程勘察院
威海市建设工程审图中心
山东省鲁南地质工程勘察院
山东省鲁北地质工程勘察院

主要起草人员：付宪章 马连仲 郑全明 王殿斌 苏玉玺
张洪岗 樊祜传 罗永现 盛根来
（以下按姓氏笔划排序）
于永志 于洪安 王龙军 王基文 王宇平
王协强 叶胜林 闫强刚 杨庆义 杨炳建
李公岩 肖代胜 吴显金 吴邵芳 陈 松
陈圣仟 陆秋生 孟凡运 彭玉明

主要审查人员：顾宝和 梁金国 顾国荣 高大钊 戴一鸣
张维汇 蒋世林 刘俊岩 孙剑平

# 目　　次


1　总　则 ..... 1
2　术语和符号 ..... 2
　2.1　术语 ..... 2
　2.2　符号 ..... 8
3　基 本 规 定 ..... 15
　3.1　岩土工程勘察 ..... 15
　3.2　岩土工程设计 ..... 18
4　岩土分类和鉴定 ..... 28
　4.1　岩石的分类和鉴定 ..... 28
　4.2　土的分类和鉴定 ..... 31
5 岩土工程勘察要求 ..... 36
　5.1　一般规定 ..... 36
　5.2　房屋建筑和构筑物 ..... 37
　5.3　桩基工程 ..... 45
　5.4　地基处理 ..... 48
　5.5　既有建筑物的改造与保护 ..... 51
　5.6　边坡工程 ..... 54
　5.7　基坑工程 ..... 61
　5.8　工程地质测绘和调查 ..... 64
6 特殊性岩土及不良地质作用 ..... 66
　6.1　一般规定 ..... 66
　6.2　软土 ..... 66
　6.3　黄土 ..... 69
　6.4　填土 ..... 72
　6.5　膨胀土 ..... 74
　6.6　盐渍土 ..... 77
　6.7　风化岩和残积土 ..... 79
　6.8　污染土 ..... 82
　6.9　岩溶和土洞 ..... 86

6.10 场地和地基的地震效应 92
6.11 采 空 区 103
7 地下水 108
7.1 地下水的勘察要求 108
7.2 水文地质参数的测定 109
7.3 地下水作用评价 112
8 地基计算 114
8.1 基础埋置深度 114
8.2 地基承载力计算 115
8.3 变形计算 121
8.4 地基稳定性计算 127
9 桩基础 129
9.1 一般规定 129
9.2 桩基竖向承载力计算 132
9.3 桩基沉降计算 146
10 地基处理 147
10.1 一般规定 147
10.2 承载力及变形计算 148
10.3 换填垫层 152
10.4 预压地基 154
10.5 压实地基和夯实地基 158
10.6 刚性桩复合地基 164
10.7 水泥土搅拌桩复合地基 165
10.8 旋喷桩复合地基 167
10.9 砂石桩复合地基 168
10.10 柱锤冲扩桩复合地基 171
10.11 注浆加固 172
10.12 微型桩加固 173
11 边坡工程 175
11.1 一般规定 175
11.2 侧向岩土压力计算 178

11.3 锚杆（索）设计 179
11.4 锚杆（索）挡墙设计 187
11.5 岩石锚喷支护设计 191
11.6 重力式挡墙设计 194
11.7 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙设计 198
11.8 桩板式挡墙设计 201
11.9 坡率法 203
11.10 边坡工程排水 205
11.11 坡面防护 206
12 基坑工程 208
12.1 一般规定 208
12.2 土压力计算 211
12.3 排桩设计 214
12.4 双排桩设计 221
12.5 锚杆设计 224
12.6 土钉墙设计 229
12.7 重力式水泥土墙设计 234
12.8 地下水控制 239
13 岩土工程检验和监测 244
13.1 一般规定 244
13.2 天然地基检验 245
13.3 桩基工程检验和检测 245
13.4 地基处理工程检验和检测 247
13.5 边坡工程检测与监测 250
13.6 基坑工程检测与监测 253
14 岩土工程勘察设计文件 256
14.1 一般规定 256
14.2 岩土工程勘察 256
14.3 岩土工程设计 264
附录 A 岩石的风化程度 267
附录 B 地貌单元划分 269

附录 C　不同滑面形态的边坡稳定性计算方法 270
附录 D　山东沿海地区花岗岩特征 274
附录 E　常用的采空区工程物探方法 276
附录 F　渗透系数的计算 277
附录 G　地基岩土的承载力特征值 281
附录 H　高层建筑天然地基极限承载力估算 288
附录 J　桩型与成桩工艺选择 290
附录 K　预压地基平均固结度计算 291
附录 L　边坡土压力计算 293
附录 M　边坡岩石压力计算 302
附录 N　锚杆基本试验要点 305
附录 P　锚杆选型 308
附录 Q　附加荷载作用下土中附加竖向应力标准值计算方法 309
附录 R　渗透稳定性验算 313
附录 S　桩锚支护的稳定性验算 315
附录 T　土钉墙的稳定性验算 320
附录 U　地质年代 322
附录 V 地层符号 324
本规范用词说明 325
引用标准名录 446

# Contents


1 General provisions ..... 1
2 Terms and symbols ..... 2
1.1 Terms..... 2
1.2 Symbols..... 8
3 Basic Requirements..... 15
3.1 Grade and Category of Geotechnical Investigation..... 15
3.2 Grade and Category of Geotechnical Design..... 18
4 Geotechnical classification and Identification..... 28
4.1 Classification and Identification of Rock..... 28
4.2 Classification and Identification of Soil..... 31
5 Geotechnical Investigation..... 36
5.1 General Requirements..... 36
5.2 Buildings and Structures..... 37
5.3 Pile Foundation engineering..... 45
5.4 Ground treatment..... 48
5.5 Renovation and Protection of Existing Buildings..... 51
5.6 Slope Engineering..... 54
5.7 Excavation Engineering..... 61
5.8 Engineering Geological Mapping and Surveying..... 64
6 Special Rock and soil and The Adverse Geological Actions..... 66
6.1 General Requirements..... 66
6.2 Soft soil..... 66
6.3 Loess..... 69
6.4 Fill..... 72
6.5 Expansive Soil..... 74
6.6 Saline soil..... 77
6.7 Weathered Rock and Residual Soil..... 79
6.8 Contaminated Soil..... 82
6.9 Karst and Earth Cavity （Sinkhole） ..... 86

6.10 Earthquake Area and Liquefaction.....92
6.11 Mine goaf.....103
7 Groundwater Control of projects.....108
7.1 Requirement for Groundwater Investigation of Projects...108
7.2 Determination of hydro geological parameters.....109
7.3 Evaluation of Groundwater Effect.....112
8 Foundation Design Calcullation .....114
8.1 Embedded Depth of Foundation.....114
8.2 Bearing Capacity Calculation .....115
8.3 Deformation Calculation .....121
8.4 Stability Calculation .....127
9 Pile Foundation.....129
9.1 General Requirements.....129
9.2 Vertical Bearing Capacity Calculation of Pile Foundation 132
9.3 Calculation for Pile Foundation Settlement.....146
10 Ground Treatment.....147
10.1 General Requirements.....147
10.2 Calculation of Bearing Capacity and Deformation.....148
10.3 Replacement Layer of Compacted Fill.....152
10.4 Preloaded Ground.....154
10.5 Compacted Ground and Rammed Ground.....158
10.6 Composite Foundation with Cement-Flyash-gravel Piles.....164
10.7 Composite Foundation with cement Deep Mixed Columns.....165
10.8 Composite Foundation with Jet Grouting.....167
10.9 Composite Foundation with pile of sand and Rock.....168
10.10 Composite Foundation with Impact Displacement Columns.....171
10.11 Ground Improvement by Permeation and High Hydrofracture Grouting.....172
10.12 Grouting Improvement by Micropiles.....173
11 Slope Engineering.....175
11.1 General Requirements.....175
11.2 Calculation of Lateral Pressure of the Rock and Earth...178

11.3 Design of Anchor.....179
11.4 Design of Retaining Wall with Anchor.....187
11.5 Rock slope Retaining Design by Anchor-shotcrete Retaining.....191
11.6 Design of Gravity Retaining Wall.....194
11.7 Design of the Cantilever Retaining Wall and Counterfort Retaining Wall.....198
11.8 Design of Pile Sheet Retaining Wall.....201
11.9 Slope Ratio Method.....203
11.10 Drainage of Slope Engineering.....205
11.11 Protection of Slope.....206
12 Foundation Pit Engineering.....208
12.1 General Requirements.....208
12.2 Soil Pressure.....211
12.3 Design of Soldier Pile Wall.....214
12.4 Design of Soldier Double Pile Wall.....221
12.5 Design of Anchor.....224
12.6 Design of Soil Nailing Wall.....229
12.7 Design of Gravity Cement-Soil Wall.....234
12.8 Ground Water Control.....239
13 Inspection and Monitoring of Geotechnical Engineering.....244
13.1 General Requirements.....244
13.2 Inspection of Natural Foundation.....245
13.3 Testing and Inspection of Pile Foundation Engineering.245
13.4 Testing and Inspection of Ground Treatment.....247
13.5 Inspection and Monitoring of Slope Engineering.....250
13.6 Inspection and Monitoring of Foundation pit Engineering.....253
14 Papers of Investigation and Design.....256
14.1 General Requirements.....256
14.2 Investigation of Geotechnical Engineering.....256
14.3 Design of Geotechnical Engineering.....264
Appendix A Weathering Degree of Rock.....267
Appendix B Division of Landform Unit.....269
Appendix C Slope Stability Calculation for

Various Sliding Surface Forms.....270
Appendix D Granitoid Characteristics of Shandong Coastal Areas.....274
Appendix E Common Geophysical Methods in Goaf.....276
Appendix F Determination of Permeability Coefficient.....277
Appendix G Characteristic Value of Subsoil Bearing Capacity.....281
Appendix H Estimation of Ultimate Bearing Capacity for Tall Building′s Natural Foundation.....288
Appendix J Selection of Pile Type and Piling Technology.....290
Appendix K Average Consolidation Calculation for Preloaded Ground.....291
Appendix L Earth Pressure Calculation for Slope.....293
Appendix M Rock Pressure Calculation for Slope.....302
Appendix N Kernel of Anchor Basic Test.....305
Appendix P Style of Anchor.....308
Appendix Q Calculation for Standard Value of Additional Vertical Stress Under Surcharge.....309
Appendix R Seepage Stability Analysis.....313
Appendix S Stability Analysis of Pile-Anchor Support.....315
Appendix T Stability Analysis of Soil Nailing Wall.....320
Appendix U Geologic Age.....322
Appendix V Stratum Symbol.....324
Explanation of Wording in This Code.....325
List of Quoted Standards.....446

# 1 总　　则

1.0.1　为了使岩土工程技术更好地服务于工程建设全过程，做到安全适用、技术先进、经济合理，确保工程质量，保护环境，节约资源，根据山东地区的岩土工程特点制定本规范。

1.0.2　本规范适用于山东省内建筑工程岩土工程勘察和岩土工程设计。

1.0.3　**各项建设工程在设计和施工之前，必须按基本建设程序进行岩土工程勘察。**

1.0.4　岩土工程勘察应按工程建设各勘察阶段的要求，正确反映工程地质条件，查明不良地质作用和地质灾害，精心勘察，精心分析，提出资料完整、评价正确的勘察报告。

岩土工程设计应综合考虑工程地质、水文地质、环境条件、荷载作用及效应、施工技术并结合工程具体要求及工程经验，因地制宜，合理选型，精心设计，方案可靠，保护环境。

1.0.5　山东省建筑工程岩土工程勘察和设计除应符合本规范外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定。

# 2 术语和符号

## 2.1 术　　语

2.1.1　岩土工程勘察　geotechnical investigation

为解决岩土工程问题而进行的工程地质测绘、勘探、测试、分析、评价，以及形成岩土工程勘察报告的活动。

2.1.2　工程地质测绘　engineering geological mapping

采用搜集资料、调查访问、地质测量、遥感解译等方法，将场地的工程地质要素表示在地形图上的工作。

2.1.3　岩土工程勘探　geotechnical exploration

岩土工程勘察的手段，包括钻探、井探、槽探、坑探、洞探以及物探、触探等。

2.1.4　原位测试　in-situ tests

在岩土体原来所处的位置，基本保持岩土体的含水量、密度和结构，直接或间接测定岩土工程特性的测试方法。

2.1.5　岩土工程勘察报告　geotechnical investigation report

根据任务要求、工程特点和地质条件，在勘察工作原始资料的基础上，通过整理、分析、归纳、综合、评价，提出结论和建议，形成的为工程建设服务的技术文件。

2.1.6　地基　subgrade foundation soils

支承基础的土体或岩体。

2.1.7　不良地质作用　adverse geologic conditions

由地球的内力和外力产生的对工程可能造成危害的地质作用。主要是岩溶、滑坡、崩塌、泥石流、采空区、地面沉降。

2.1.8　地基稳定性　stability of foundation soil

地基在荷载作用下不发生过大变形或滑动的性质。



2.1.9　土岩组合地基　soil-rock composite subgrade

在建筑地基的主要受力层范围内，有下卧基岩表面坡度较大的地基；或石芽密布并有出露的地基；或大块孤石或个别石芽出露的地基。

2.1.10　地基承载力特征值　characteristic value of subgrade bearing capacity

由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值，其最大值为比例界限值。

2.1.11　地基变形允许值　allowable subsoil deformation

为保证建筑物正常使用而确定的变形控制值。

2.1.12　抗浮设防水位　water level for prevention of up-floating

地下工程抗浮设计所需的，为保证抗浮设防安全、经济的场地地下水位设计值。

2.1.13　抗震设防烈度　seismic precautionary intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。一般情况，取50年内超越概率10%的地震烈度。

2.1.14　地震动参数区划图　seismic ground motion parameter zonation map

以地震动参数为指标的地震区划图。

2.1.15　地震小区划　seismic microzonation

在地震大区域划分的基础上，对某一特定区域范围内地震安全环境的进一步划分，预测这一范围内可能遭遇到的地震影响的分布，包括地震动参数小区划和地震地质灾害小区划。

2.1.16　设计基本地震加速度　design basic acceleration of ground motion

50年设计基准期超越概率为10%的地震加速度设计取值。

2.1.17　设计特征周期　design characteristic period of ground motion

抗震设计采用的地震影响系数曲线中，反映地震震级、震中

距和场地类别等因素的下降段起始点对应的周期值。

2.1.18　现场监测　on-site monitoring,in-situ monitoring

在现场对岩土性状、地下水动态、岩土体和结构物的应力和位移进行的系统监视和观测。

2.1.19　岩土工程设计　geotechnical design

根据建筑场地的地质、环境特征和工程要求进行的岩土工程范畴的方案设计和施工图设计。

2.1.20　桩基础　pile foundation

由设置于岩土中的桩和与桩顶连接的承台组成的基础，或由柱与桩直接连接的单桩基础。

2.1.21　地基处理　ground treatment, ground improvement

采用置换、排水、挤密、振密、加筋、掺入固化剂、设置桩等方法，提高地基土强度，改善地基土变形性能或渗透性能的技术措施。

2.1.22　复合地基　composite ground, composite foundation

在天然地基中设置桩，与基础间设置垫层，形成由天然土和桩共同承担荷载并协调变形的人工地基。

2.1.23　换填垫层法　replacement lay of compacted fill

挖除基础底面下一定范围内的软弱土层或不均匀土层，分层回填砂石、灰土或工业废渣等性能稳定、无侵蚀性、强度较高的材料，并夯实振密形成垫层的地基处理方法。

2.1.24　预压地基　preloaded ground, preloaded foundation

在地基上进行堆载预压或真空预压，或联合使用堆载和真空预压，形成固结压密后的地基。

2.1.25　堆载预压　preloading with surcharge of fill

堆加荷载使地基土固结压密的地基处理方法。

2.1.26　真空预压　vacuum preloading

在软土中设置竖向和水平向排水通道，覆盖薄膜封闭，抽气使膜内排水通道处于部分真空，利用膜内外压力差作为预压荷载，使土排水固结的地基处理方法。



2.1.27　压实地基　compacted ground, compacted fill

利用平碾、振动碾、冲击碾或其他碾压设备将填土分层密实处理的地基。

2.1.28　夯实地基　rammed ground,rammed earth

反复将夯锤提到高处使其自由落下，给地基以冲击和振动能量，将地基土密实处理或置换形成密实墩体的地基。

2.1.29　多桩型复合地基　composite foundation with multiple reinforcement of different materials or lengths

采用两种及两种以上桩型，或采用同一桩型、不同桩长形成的复合地基。

2.1.30　注浆法　grouting method

用压力泵将水泥浆、黏土浆、硅酸盐浆或其他成分的浆液注入岩土体的裂隙或孔隙中，或注入劈裂形成的裂缝中，以提高岩土体的强度、稳定性和降低其渗透性、压缩性，达到加固围岩、地基或隔水、止水目的的方法。

2.1.31　微型桩加固　ground improvement by micropile

在地基中设置直径不大于300㎜的桩的地基加固方法。桩体可以是树根桩、预制混凝土桩或钢管桩，设置方式可以是竖向，或竖向和斜向相结合。

2.1.32　建筑边坡　building slope

在建筑场地或其周边的对建筑物有影响的自然边坡，或由于土方开挖、填筑形成的人工边坡。

2.1.33　建筑基坑　excavations

为进行建筑物基础与地下室的施工所开挖的地面以下空间。

2.1.34　边坡（基坑）周边环境　slope environment,surroundings around excavations

边坡或基坑开挖影响范围内，或影响边坡或基坑的岩土体、水系、建筑物、道路及地下管网等的统称。

2.1.35　软弱结构面　weak structural plane

两壁平整光滑或充填软弱物质，延伸较远，抗剪强度较低的结构面。

2.1.36　岩体等效内摩擦角　the equative angle of internal friction

包括边坡岩体黏聚力、重度和边坡高度等因素影响的综合内摩擦角。

2.1.37　锚杆（索）　anchor (anchorage)

由杆体（钢绞线、预应力螺纹钢筋、普通钢筋或钢管）、注浆固结体、锚具、套管所组成的一端与支护结构构件连接，另一端锚固在稳定岩土体内的受拉杆件。杆体采用钢绞线时，亦可称为锚索。

在锚杆孔内，由多个独立的单元锚杆所组成的复合锚固体系，称荷载分散型锚杆。

2.1.38　支挡结构　retaining structure

使岩土边坡保持稳定、控制位移、主要承受侧向荷载而建造的结构物。

2.1.39　锚杆挡墙　retaining wall with anchors

由锚杆（索）、立柱和面板组成的支护结构。

2.1.40　土钉墙　soil nailing wall

分步开挖施工形成的由基坑侧壁内部的土钉群、喷射混凝土面层及土钉之间的原位土体共同构成的支护结构。

2.1.41　复合土钉墙　composite soil nailing wall

土钉墙与预应力锚杆、微型桩、旋喷桩、搅拌桩等其他一种或多种支护技术组成的复合型支护结构。

2.1.42　重力式水泥土墙　gravity cement-soil wall

水泥土桩相互搭接成格栅或实体的重力式支护结构。

2.1.43　悬臂式支护结构　cantilever retaining structure

不设锚杆或内支撑，完全依靠坑底以下桩墙的嵌固作用进行挡土护坡的桩墙式支护结构。



2.1.44　双排桩　double-row-piles wall

沿基坑侧壁排列设置的由前、后两排支护桩和梁连接成的钢架及冠梁所组成的支挡式结构。

2.1.45　逆作法　topdown construction method

利用主体地下结构的全部或一部分作为内支撑，按楼层自上而下与基坑开挖交替进行的施工方法。

2.1.46 地下水控制　groundwater control

在基坑内外采取的排水、降水、截水或回灌等控制地下水位的措施。

2.1.47　截水帷幕　curtain for cutting off drains

用以阻隔或减少地下水通过基坑侧壁与坑底流入基坑和防止基坑外地下水位下降的幕墙状竖向截水体。

2.1.48　降水　dewatering

为防止地下水通过基坑侧壁与基底流入基坑，用抽水井或渗水井降低基坑内外地下水位的方法。

2.1.49　集水明排　open pumping

用排水沟、集水井、泄水管、输水管等组成的排水系统将地表水、渗漏水排泄至基坑外的方法。

2.1.50　信息法施工　construction method from information

依据施工现场的地质情况和监测数据，对地质结论、设计参数进行验证，对施工安全性进行判断并及时修正施工方案的施工方法。

2.1.51　动态设计法　method of information design

根据信息施工法和施工勘察反馈的资料，对地质结论、设计参数及设计方案进行再验证，确认原设计条件有较大变化，及时补充、修改原设计的设计方法。

2.1.52　流土　flow soil

在向上渗流作用下局部土体表面的隆起、被顶穿或粗颗粒群同时浮动而流失的现象。

2.1.53　突涌　piping

承压水头压力大于隔水层的自重压力，承压地下水冲破隔水层涌出的现象。

## 2.2　符号

2.2.1　岩土物理性质和颗粒组成

$e$——孔隙比；

$I_L$——液性指数；

$I_P$——塑性指数；

$n$——孔隙度，孔隙率；

$S_r$——饱和度；

$w$——含水量，含水率；

$w_L$——液限；

$w_P$——塑限；

$W_u$——有机质含量；

$\gamma$——重力密度（重度）；

$\rho$——质量密度（密度）；

$\rho_c$——黏粒（粒径小于0.005mm的颗粒）含量；

$\rho_d$——干密度。

2.2.2　岩土变形参数

$a$——压缩系数；

$C_c$——压缩指数；

$C_e$——再压缩指数；

$C_s$——回弹指数；

$c_h$——水平向固结系数；

$c_v$——垂直向固结系数；

$E_0$——变形模量；

$E_d$——侧胀模量；



$E_m$——旁压模量；

$E_s$——压缩模量；

$G$——剪切模量；

$p_c$——先期固结压力。

2.2.3　岩土强度参数

$c$（c′）——黏聚力（有效应力法）；

$c_{cu}$——三轴固结不排水剪黏聚力；

$c_{cq}$——直剪固结快剪黏聚力；

$c_q$——直剪快剪黏聚力；

$c_u$——三轴不固结不排水剪黏聚力；

$p_0$——载荷试验比例界限压力；旁压试验初始压力；

$p_f$——旁压试验临塑压力；

$p_L$——旁压试验极限压力；

$p_u$——载荷试验极限压力；

$q_u$——无侧限抗压强度；

$\tau_f$——抗剪强度；

$\varphi$（$\varphi'$）——内摩擦角（有效应力法）；

$\varphi_{cu}$——三轴固结不排水剪内摩擦角；

$\varphi_{cq}$——直剪固结快剪内摩擦角；

$\varphi_q$——直剪快剪内摩擦角；

$\varphi_u$——三轴不固结不排水剪内摩擦角。

2.2.4　触探及标准贯入试验

$R_f$——静力触探摩阻比；

$f_s$——静力触探摩阻力；

$N$（$N'$）——标准贯入试验锤击数（修正值）；

$N_{10}$——轻型圆锥动力触探锤击数；

$N_{63.5}$（$N'_{63.5}$）——重型圆锥动力触探锤击数（综合修正值）；

$N_{120}$（$N'_{120}$）——超重型圆锥动力触探锤击数（综合修正值）；

$q_c$——静力触探锥头阻力。

2.2.5　水文地质参数

$k$ ——渗透系数；

$Q$ ——流量，涌水量；

$R$ ——影响半径；

$u$ ——孔隙水压力。

2.2.6　岩土工程其它参数

$I_D$ ——侧胀土性指数；

$K_D$ ——侧胀水平应力指数；

$p_e$ ——膨胀力；

$S_c$ ——地基分级变形量；

$U_D$ ——侧胀孔压指数；

$s$ ——载荷试验沉降量；

$S_t$ ——灵敏度；

$v_p$ ——压缩波波速；

$v_s$ ——剪切波波速；

$\Delta_s$ ——总湿陷量；

$\delta$ ——变异系数，溶陷系数；

$\delta_{ef}$ ——自由膨胀率；

$\delta_s$ ——湿陷系数；

$\sigma$ ——标准差。

2.2.7　地基与基础

$A$ ——基础底面面积；

$a$ ——压缩系数；

$b$ ——基础底面宽度；或力矩作用方向的基础底面边长；

$d$ ——基础埋置深度，桩身直径；

$F_k$ ——相应于作用的标准组合时，作用于桩基承台顶面的竖向力（kN）；

$f_a$ ——修正后的地基承载力特征值；

$f_{ak}$ ——地基承载力特征值；



$f_{cs}$ ——水泥土开挖龄期时的轴心抗压强度设计值；

$f_{spa}$ ——修正后的复合地基承载力特征值；

$f_{spk}$ ——复合地基承载力特征值；

$G$ ——恒载；

$G_k$ ——桩基承台自重及承台上土自重标准值（kN）；

$H_0$ ——基础高度；

$h_r$ ——桩身嵌岩深度；

$I_{lE}$ ——液化指数；

$l$ ——基础底面长度；

$M$ ——作用于基础底面的力矩或截面的弯矩；

$p$ ——基础底面处平均压力；

$p_0$ ——基础底面处平均附加压力；

$Q_k$ ——相应于荷载效应标准组合时,桩基中单桩所受竖向力；

$Q_{uk}$ ——单桩竖向极限承载力标准值；

$q_{pa}$ ——桩端土的承载力特征值；

$q_{sa}$ ——桩周土的摩阻力特征值；

$R_a$ ——单桩竖向承载力特征值；

$s$ ——沉降量；

$U$ ——周边长度；

$z_0$ ——标准冻深；

$z_n$ ——地基沉降计算深度；

$\overline{\alpha}$ ——平均附加压力系数；

$\alpha$ ——桩端阻力修正系数；附加压力系数；

$\beta$ ——第$i$层土桩侧阻力综合修正系数；

$\zeta_r$ ——嵌岩段侧阻和端阻综合系数；

$\eta_b$ ——基础宽度的承载力修正系数；

$\eta_d$ ——基础埋深的承载力修正系数；

$\theta$ ——地基的压力扩散角；

$v$ ——泊松比；

$\varphi$ ——内摩擦角；

$\psi_r$ ——折减系数；

$\psi_s$ ——沉降计算经验系数；

$\psi_{si}$、$\psi_p$ ——大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数。

2.2.8　边坡与基坑

$A$ ——锚杆杆体截面面积、滑动面面积；

$A_p$ ——预应力钢筋的截面面积；

$A_s$ ——非预应力钢筋的截面面积；

$c_s$ ——边坡外倾软弱结构面的黏结力；

$d$ ——桩、锚杆、土钉的直径或基础埋置深度；

$E_a$ ——主动土压力；

$E_c$ ——锚杆的复合弹性模量；

$E_m$ ——锚杆固结体的弹性模量；

$E_p$ ——被动土压力；

$E_s$ ——锚杆杆体或支撑的弹性模量或土的压缩模量；

$F_f$ ——边坡稳定性系数；挡墙抗滑移稳定系数；

$F_s$ ——边坡抗滑稳定系数；

$F_{st}$ ——边坡稳定安全系数；

$F_t$ ——挡墙抗倾覆稳定系数；

$f_{cs}$ ——水泥土开挖龄期时的轴心抗压强度设计值；

$f_{py}$ ——预应力钢筋的抗拉强度设计值；

$f_y$ ——普通钢筋的抗拉强度设计值；

$H$ ——边坡高度，挡墙高度，潜水含水层厚度；

$h$ ——基坑深度或构件截面高度；

$K$ ——锚杆安全系数、稳定性安全系数；

$K_0$ ——静止土压力系数；

$K_a$ ——主动岩、土压力系数；

$K_p$ ——被动岩、土压力系数；

$k$ ——土的渗透系数；



$k_R$ ——弹性支点轴向刚度系数；

$k_s$ ——土的水平反力系数；

$l_0$ ——受压支撑构件的长度；

$l_a$ ——锚杆锚固段长度；

$l_d$ ——挡土构件的嵌固深度；

$l_f$ ——锚杆自由段长度；

$M$ ——承压含水层厚度；

$m$ ——土的水平反力系数的比例系数；

$N$ ——锚杆轴向拉力或轴向拉力设计值；

$N_{ak}$ ——锚杆轴向拉力标准值；（边坡）

$N_k$ ——锚杆轴向拉力标准值；（土钉）

$N_{tk}$ ——锚杆水平拉力标准值；

$p_s$ ——土对挡土构件的分布反力；

$p_{s0}$ ——土对挡土构件嵌固段的分布土反力初始值；

$q$ ——降水井的单井流量；地表均布荷载标准值；

$q_0$ ——单井出水能力；地面均布荷载；

$q_{sik}$ ——土与锚杆或土钉的极限黏结强度标准值；

$R$ ——结构构件的抗力设计值；降水影响半径；

$R_k$ ——锚杆或土钉的极限抗拔承载力标准值；

$r_w$ ——降水井半径；

$s$ ——降水引起的建筑物基础或地面的固结沉降量；

$s_0$ ——基坑地下水位降深；

$u$ ——孔隙水压力；

$z_{wa}$ ——基坑外地下水水位距地面的深度；

$z_{wp}$ ——基坑内地下水水位距地面的深度；

$\alpha$ ——锚杆、土钉的倾角或支撑轴线与水平面的夹角；

$\beta$ ——坡角；

$\gamma_0$ ——支护结构重要性系数；

$\gamma_{cs}$ ——水泥土墙的重度；

$\delta$——填土与挡土墙墙背的摩擦角；

$\delta_r$——填土与稳定岩石坡面间的摩擦角；

$\zeta$——坡面倾斜时的主动土压力折减系数；

$\lambda$——支撑不动点调整系数；

$\mu$——土与挡土墙基底间的摩擦系数；墙体材料的抗剪断系数；

$v$——挡土构件的水平位移；

$\psi_w$——降水沉降计算经验系数。



# 3 基 本 规 定

## 3.1 岩土工程勘察

3.1.1 岩土工程勘察等级应根据工程重要性等级、场地复杂程度等级和地基复杂程度等级划分。

3.1.2 工程重要性等级，可根据工程类型、建筑物类型和建筑物的重要性划分为一级、二级和三级。工程重要性等级划分按表3.1.2执行。

**表3.1.2 工程重要性等级划分**

| 等级 | 划分条件 |
|---|---|
| 一级工程 | 甲级建筑物：重要的工业与民用建筑；30层或建筑高度100m以上的高层建筑；体型复杂、层数相差超过10层的高低层连成一体的建筑物<br>大面积的多层地下建筑物（如地下车库、商场、运动场等）<br>安全等级为一级的建筑边坡<br>安全等级为一级的建筑基坑<br>破坏后果很严重 |
| 二级工程 | 乙级建筑物：除甲级建筑物、丙级建筑物以外的建筑物<br>安全等级为二级的建筑边坡<br>安全等级为二级的建筑基坑<br>破坏后果严重 |
| 三级工程 | 丙级建筑物：荷载分布均匀的七层及七层以下民用建筑及 一般工业建筑；次要的轻型建筑物<br>安全等级为三级的建筑边坡<br>安全等级为三级的建筑基坑<br>破坏后果不严重 |

3.1.3 场地的复杂程度等级，可根据表3.1.3划分为一级场地（复杂场地）、二级场地（中等复杂场地）和三级场地（简单场地）。

表3.1.3　场地的复杂程度等级划分

| 等级 | 划分条件 |
| --- | --- |
| 一级场地 | 对建筑抗震危险的地段；<br>不良地质作用强烈发育；<br>地质环境已经或可能受到强烈破坏；<br>地形地貌复杂；<br>有影响工程的多层地下水、岩溶裂隙水或其他水文地质条件复杂，需专门研究的场地。 |
| 二级场地 | 对建筑抗震不利的地段<br>不良地质作用一般发育<br>地质环境已经或可能受到一般破坏<br>地形地貌较复杂<br>基础位于地下水位以下的场地。 |
| 三级场地 | 抗震设防烈度等于或小于6 度，对建筑抗震有利或一般地段<br>不良地质作用不发育<br>地质环境基本未受破坏<br>地形地貌简单<br>地下水对工程无影响。 |

注：对建筑抗震有利、一般、不利和危险地段的划分应符合本规范第6.10.4条的规定。

3.1.4　地基的复杂程度，可根据表3.1.4划分为一级地基（复杂地基）、二级地基（中等复杂地基）和三级地基（简单地基）。

表3.1.4　地基的复杂程度划分

| 等级 | 划分条件 |
| --- | --- |
| 一级地基 | 岩土种类多，很不均匀，性质变化大，需特殊处理<br>严重湿陷、膨胀、盐渍、污染的特殊性岩土，以及其他情况复杂，需作专门处理的岩土 |
| 二级地基 | 岩土种类较多，不均匀，性质变化较大<br>其他特殊性岩土 |
| 三级地基 | 岩土种类较单一，均匀，性质变化不大<br>无特殊性岩土 |

3.1.5　岩土工程勘察等级，可根据表3.1.5划分为甲级、乙级和丙级。



表3.1.5　岩土工程勘察等级划分

| 勘察等级 | 划分条件 |
| --- | --- |
| 甲级 | 在工程重要性、场地复杂程度和地基复杂程度等级中，有一项或多项为一级 |
| 乙级 | 除勘察等级为甲级和丙级以外的勘察项目 |
| 丙级 | 工程重要性、场地复杂程度和地基复杂程度等级均为三级 |

注：1　建筑在岩质地基上的一级工程，当场地和地基复杂程度等级均为三级时，岩土工程勘察等级可定为乙级；

2　建筑在地质环境复杂的三级边坡工程及地质环境简单的一级边坡可定为乙级，建筑在地质环境中等复杂的三级边坡及地质环境简单的二级边坡可定为丙级，地质环境复杂程度的划分按本规范表5.6.1注。

3　岩质地基指地基为强风化、中等风化、微风化和未风化的岩石地基。

3.1.6　岩土工程勘察宜分阶段进行，勘察阶段应与设计阶段相吻合。勘察阶段分为可行性研究勘察、初步勘察、详细勘察三个阶段。对于复杂场地、复杂地基以及特殊土地基，尚应根据遇到的岩土工程问题进行施工勘察或专门勘察。对工程规模小、工程平面已确定、场地岩土工程条件简单，可简化勘察阶段进行一次性详细勘察。

3.1.7　可行性研究勘察应符合选址的要求。应通过收集已有资料，进行现场踏勘和地质调查，必要时辅以少量勘探和试验工作，初步了解建设场地的岩土工程条件，对建设场地的稳定性和适宜性作出初步评价，为工程建设项目的选址、规划、技术可行性、经济方案对比提供依据。

3.1.8　初步勘察应符合初步设计的要求。通过搜集已有资料、地质调查、勘探与试验工作，初步查明拟建场地主要岩土层的分布特征、岩土的物理力学性质，查明场地的稳定性和不良地质作用，对工程建设的适宜性作出评价，为工程建设项目合理进行平面布置、选择基础类型、地基持力层以及不良地质作用防治措施提供依据。

3.1.9　详细勘察应符合施工图设计的要求。通过勘探与试验工作，为工程建设项目的地基基础、边坡支护及基坑支护设计与施

工、不良地质作用治理提供详细的岩土工程设计参数，对拟建场地的岩土工程条件进行分析、评价，提出合理化建议，为工程建设项目施工图设计提供依据。

3.1.10　当工程建设项目在施工期间，因设计、施工需要进一步提供岩土工程勘察资料时，应进行施工勘察，该阶段的勘察任务仅针对工程需要解决的具体问题进行勘察工作，并提供相应的资料、结论和建议。

## 3.2　岩土工程设计

3.2.1　岩土工程设计应按设计等级进行，岩土工程设计使用年限应根据其使用要求确定。

3.2.2　地基基础设计应根据地基复杂程度、建筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度分为三个等级，应根据具体情况，按表3.2.2选用。

表3.2.2　地基基础设计等级

| 地基基础设计等级 | 建筑和地基类型 |
|---|---|
| 甲级 | 甲级建筑物<br>大面积的多层地下建筑物（如地下车库、商场、运动场等）<br>对地基变形有特殊要求的建筑物<br>复杂地质条件下的坡上建筑物<br>对原有工程影响较大的新建建筑物<br>场地和地基条件复杂的一般建筑物 |
| 乙级 | 除甲级、丙级以外的建筑和地基 |
| 丙级 | 场地和地基条件简单的丙级建筑物 |

3.2.3　**根据建筑物地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，地基基础设计应符合下列规定：**

**1　所有建筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定；**

**2　设计等级为甲级、乙级的建筑物，均应按地基变形设计；**

**3　设计等级为丙级的建筑物有下列情况之一时应做变形验算：**



**1）地基承载力特征值小于130kPa，且体型复杂的建筑；**

**2）在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，可能引起地基产生过大的不均匀沉降时；**

**3）软弱地基上的建筑物存在偏心荷载时；**

**4）相邻建筑距离近，可能产生倾斜时；**

**5）地基内有厚度较大或厚薄不均的填土，其自重固结未完成时。**

**4　对经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物，尚应验算其稳定性；**

**5　基坑工程应进行稳定性验算；**

**6　建筑地下室或地下构筑物存在上浮问题时，尚应进行抗浮验算。**

3.2.4　对下列建筑物可不作地基变形验算。

1　表3.2.4所列范围内设计等级为丙级的建筑物；

2　对于地质条件不复杂、荷载较均匀、沉降无特殊要求的端承型桩基础和桩筏、箱筏基础，当有可靠的经验时，可不进行沉降计算。

表3.2.4　可不作地基变形验算的设计等级为丙级的建筑物范围

| 地基主要受力层情况 | 地基承载力特征值 $f_{ak}$（kPa） | | | $80\leqslant f_{ak}<100$ | $100\leqslant f_{ak}<130$ | $130\leqslant f_{ak}<160$ | $160\leqslant f_{ak}<200$ | $200\leqslant f_{ak}<300$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 各土层坡度（%） | | | ≤5 | ≤10 | ≤10 | ≤10 | ≤10 |
| 建筑类型 | 砌体承重结构、框架结构（层数） | | | ≤5 | ≤5 | ≤6 | ≤6 | ≤7 |
| | 单层排架结构（6m柱距） | 单跨 | 吊车额定起重量（t） | 10～15 | 15～20 | 20～30 | 30～50 | 50～100 |
| | | 多跨 | 厂房跨度（m） | ≤18 | ≤24 | ≤30 | ≤30 | ≤30 |
| 烟囱 | | | 高度（m） | ≤40 | ≤50 | ≤75 | | ≤100 |

续 表 3.2.4

| 地基主要受力层情况 | 地基承载力特征值 $f_{ak}$（kPa） | | $80\leqslant f_{ak}<100$ | $100\leqslant f_{ak}<130$ | $130\leqslant f_{ak}<160$ | $160\leqslant f_{ak}<200$ | $200\leqslant f_{ak}<300$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 各土层坡度（%） | | ≤5 | ≤10 | ≤10 | ≤10 | ≤10 |
| 建筑类型 | 水塔 | 高度（m） | ≤20 | ≤30 | ≤30 | | ≤30 |
| | | 容积（$m^3$） | 50～100 | 100～200 | 200～300 | 300～500 | 500～1000 |

注：1 地基主要受力层系指条形基础底面下深度为3$b$（$b$为基础底面宽度），独立基础下为1.5$b$，且厚度均不小于5m的范围（二层以下一般的民用建筑除外）；

2 表中砌体承重结构和框架结构均指民用建筑，对于工业建筑可按厂房高度、荷载情况折合成与其相当的民用建筑层数；

3 表中吊车额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大值。

3.2.5 地基基础设计时，所采用的作用效应与相应的抗力限值应符合下列规定：

1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合；相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值；

2 计算地基变形时，传至基础底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用；相应的限值应为地基变形允许值；

3 计算挡土墙、地基或滑坡稳定以及基础抗浮稳定时，作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，但其分项系数均为1.0；

4 在确定基础或桩基承台高度、支挡结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的作用效应和相应的基底反力、挡土墙土压力以及滑坡推力，应按承载能力极限状态下作用的基本组合，采用相应的分项系数；当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态下作用的标准组合。

5 基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用，但结构重要性系数$\gamma_0$不应小于1.0。



3.2.6 地基基础设计时，作用组合的效应设计值应符合下列规定：

1 正常使用极限状态下，标准组合的效应设计值$S_k$应按下式确定：

$$S_k=S_{Gk}+S_{Q1k}+\psi_{c2}S_{Q2k}+\cdots\cdots+\psi_{cn}S_{Qnk} \tag{3.2.6-1}$$

式中：$S_{Gk}$ ——永久作用标准值$G_k$的效应；

$S_{Qik}$ ——第$i$个可变作用标准值$Q_{ik}$的效应；

$\psi_{ci}$ ——第$i$个可变作用$Q_i$的组合值系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定取值。

2 准永久组合的效应设计值$S_k$应按下式确定：

$$S_k=S_{Gk}+\psi_{q1}S_{Q1k}+\psi_{q2}S_{Q2k}+\cdots\cdots+\psi_{qn}S_{Qnk} \tag{3.2.6-2}$$

式中：$\psi_{qi}$ ——第$i$个可变作用的准永久值系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定取值。

3 承载能力极限状态下，由可变作用控制的基本组合的效应设计值S，应按下式确定：

$$S=\gamma_G S_{Gk}+\gamma_{Q1}S_{Q1k}+\gamma_{Q2}\psi_{c2}S_{Q2k}+\cdots\cdots+\gamma_{Qn}\psi_{cn}S_{Qnk} \tag{3.2.6-3}$$

式中：$\gamma_G$ ——永久作用的分项系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》 GB 50009的规定取值；

$\gamma_{Qi}$ ——第$i$个可变作用的分项系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定取值。

4 对由永久作用控制的基本组合，也可采用简化规则，基本组合的效应设计值$S$可按下式确定：

$$S=1.35S_k\leqslant R \tag{3.2.6-4}$$

式中： $S_k$ ——标准组合的作用效应设计值；

$R$ ——结构构件抗力的设计值。

3.2.7 边坡工程根据边坡损坏后可能造成的破坏后果的严重性、边坡类型和边坡高度划分为三个安全等级。边坡安全等级的

划分应符合表3.2.7的规定。

**表3.2.7　边坡工程安全等级划分**

| 边坡类型 | | 边坡高度$H$（m） | 破坏后果 | 安全等级 |
|---|---|---|---|---|
| 岩质边坡 | Ⅰ或Ⅱ | 15<$H$≤30 | 很严重 | 一级 |
| | | | 严重 | 二级 |
| | | | 不严重 | 三级 |
| | Ⅲ或Ⅳ | 15<$H$≤30 | 很严重 | 一级 |
| | | | 严重、不严重 | 二级 |
| | | $H$≤15 | 很严重 | 一级 |
| | | | 严重 | 二级 |
| | | | 不严重 | 三级 |
| 土质边坡 | | 10<$H$≤15 | 很严重 | 一级 |
| | | | 严重、不严重 | 二级 |
| | | $H$≤10 | 很严重 | 一级 |
| | | | 严重 | 二级 |
| | | | 不严重 | 三级 |

注：1　边坡破坏后果的严重性是指边坡破坏后危及人的生命、造成经济损失、产生社会不良影响的程度。很严重：可能造成重大人员伤亡和财产损失；严重：可能造成人员伤亡和财产损失；不严重：可能造成财产损失；

2　一个边坡工程的各段，可根据实际情况划分为不同的安全等级；

3　对危害性极严重、环境和地质条件复杂的边坡工程，其安全等级应根据工程情况适当提高；

4　边坡岩体类型的划分应符合本规范第5.6.13条的规定；

5　本规范适用的岩质边坡高度不大于30m、土质边坡高度不大于15m。超过上述高度的边坡工程、地质和环境条件很复杂的边坡工程除应符合本规范的规定外，应进行专门研究设计，采取有效、可靠的加强措施。

3.2.8　破坏后果严重的下列边坡工程，其安全等级应定为一级：

1　由外倾软弱结构面控制的边坡工程；

2　工程滑坡地段的边坡工程；

3　边坡塌滑区内或塌方影响区内有重要建筑物的边坡工程。



边坡塌滑区可按下式估算：

$$L=\frac{H}{\tan\theta} \qquad (3.2.8)$$

式中：$L$ ——坡顶塌滑区后边缘至坡角的水平投影距离（m）；

$H$ ——边坡高度(m)；

$\theta$——坡顶无荷载边坡时的破裂角（°）。对土质边坡，可取（$\beta+\varphi$）/2，$\beta$为坡角，$\varphi$为边坡岩土体的内摩擦角（°）；对直立岩质边坡可按本规范附录M第M.0.3条确定；对倾斜坡面岩质边坡可按本规范附录M第M.0.4条确定。

3.2.9　基坑支护设计时，应综合考虑基坑周边环境和地质条件的复杂程度、基坑深度等因素，按表3.2.9采用支护结构的安全等级。对同一基坑的不同部位，可采用不同的安全等级。岩质基坑安全等级的划分按本规范表3.2.7进行。

**表3.2.9　支护结构的安全等级**

| 安全等级 | 破坏后果 |
|---|---|
| 一级 | 支护结构失败、土体过大变形对基坑周围环境或主体结构施工安全的影响很严重 |
| 二级 | 支护结构失败、土体过大变形对基坑周围环境或主体结构施工安全的影响严重 |
| 三级 | 支护结构失败、土体过大变形对基坑周围环境或主体结构施工安全的影响不严重 |

3.2.10　基坑安全等级的划分可根据基坑开挖深度、基坑工程地质及水文地质条件、基坑周边被保护设施距基坑底边线的水平距离按表3.2.10进行。

**表3.2.10　基坑安全等级划分**

| 基坑开挖深度$h$（m） | 基坑周边环境条件、工程地质及水文地质条件 | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $a$<$h$ | | | $h$≤$a$<2$h$ | | | $a$≥2$h$ | | |
| | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ |
| $h$>15 | 一级 | | | 一级 | | | 一级 | | 二级 |

续 表 3.2.10

| 基坑开挖深度$h$（m） | 基坑周边环境条件、工程地质及水文地质条件 | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $a<h$ | | | $h\leqslant a<2h$ | | | $a\geqslant 2h$ | | |
| | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ |
| $10<h\leqslant 15$ | 一级 | | | 一级 | | 二级 | 一级 | 二级 | |
| $h\leqslant 10$ | 一级 | 二级 | | 一级 | 二级 | 三级 | 二级 | | 三级 |

注：1 $h$——基坑开挖深度。

2 $a$——重要管线、主次干道、建筑物基础边线距基坑底边线的水平距离。

3 工程地质及水文地质条件分级：

Ⅰ（复杂）——软塑～流塑的黏性土，松散～稍密的粉土、砂土、碎石土、填土，地下水位在基底标高以上，对基坑安全有重大影响；

Ⅱ（较复杂）——可塑的黏性土，中密的粉土、砂土及碎石土；中密～密实的填土，地下水位在基底标高以上，对基坑安全有一定影响；

Ⅲ（简单）——硬塑的黏性土，密实的粉土、砂土及碎石土，地下水位在基底标高以下，或地下水位在基底标高以上，但对基坑安全影响轻微；

坑壁影响深度范围内有多层土构成时，应综合分析，按不利情况确定。

4 重要管线是指燃气、供热、自来水和强弱电干线，或一旦破坏影响公共安全、损失重大的管线。建筑物主要是指采用天然地基浅基础、复合地基、桩端深入基坑底面以下小于1/2基坑深度的摩擦桩的建筑物。

5 基坑周边设施为次要管线、支干道及桩端进入坑底以下稳定岩土层的灌注端承桩建筑时，可降低一个安全等级。

6 同一基坑可根据基坑周边条件划分为多个安全等级。

3.2.11 边坡和基坑工程设计应满足按承载能力和正常使用两类极限状态的设计要求：

1 承载能力极限状态

对应于支护结构达到最大承载能力、锚固系统失效、发生不适于继续承载的变形或坡体失稳；

2 正常使用极限状态

对应于支护结构和边坡、基坑达到支护结构本身或周边环境控制（邻近建筑物的正常使用、地下结构施工等）所规定的变形限值；对于边坡工程，其支护结构尚应达到耐久性的某项规定限值。



3.2.12 边坡工程设计所采用的作用效应组合与相应的抗力限值应符合下列规定：

1 按地基承载力确定支护结构或构件的基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或桩上的作用效应应采用荷载效应标准组合；相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值；

2 计算边坡与支护结构的稳定性时，应采用荷载效应基本组合，但其分项系数均为1.0；

3 计算锚杆面积、锚杆杆体与水泥（砂）浆的锚固长度、锚固体与岩土层的锚固长度时，传至锚杆的作用效应应采用荷载效应标准组合；

4 在确定支护结构截面、基础高度、计算基础或支护结构内力、确定配筋和验算材料强度时，应采用荷载效应基本组合，并应满足下式要求：

$$\gamma_0 S \leqslant R \tag{3.2.12}$$

式中：$\gamma_0$——支护结构重要性系数，对安全等级为一级的边坡不应低于1.1，二级、三级边坡不应低于1.0；

$S$——荷载基本组合的效应设计值；

$R$——结构构件抗力的设计值。

5 计算支护结构变形、锚杆变形及地基沉降时，应采用荷载效应准永久组合，不计入风荷载和地震作用，相应的限值为支护结构、锚杆或地基的变形允许值；

6 支护结构抗裂计算时，应采用荷载效应标准组合，并考虑长期作用影响；

7 抗震设计时地震作用效应和荷载效应的组合应按国家现行有关标准执行。

3.2.13 地震区边坡工程应按下列原则考虑地震作用的影响：

1 边坡工程的抗震设防烈度可采用本地区抗震设防烈度，

且不应低于边坡塌滑区内建筑物的设防烈度；

2　抗震设防的边坡工程，其地震作用计算应按现行国家有关标准执行；地震设防烈度为6度的地区，边坡工程支护结构可不进行地震作用计算，但应采取抗震构造措施；抗震设防烈度6度以上的地区，边坡工程支护结构应进行地震作用计算；临时性边坡可不作抗震计算；

3　对支护结构和锚杆外锚头等，应按本地区抗震设防烈度要求采取相应的抗震构造措施。

3.2.14　基坑工程设计承载能力极限状态和正常使用极限状态计算及验算应符合下列要求：

1　承载能力极限状态

1）在确定支护结构截面尺寸、内力、配筋和验算材料强度时，应符合下列公式规定：

$$\gamma_0 S \leqslant R \qquad (3.2.14\text{-}1)$$

$$S=1.25S_k \qquad (3.2.14\text{-}2)$$

式中：$\gamma_0$ ——支护结构重要性系数，对一级、二级、三级基坑分别为$\gamma_0$=1.1、1.0、0.9；

$R$ ——结构构件抗力的设计值；

$S_k$ ——作用标准组合的效应（弯矩、剪力、轴力）值。

2）支护结构整体滑动、倾覆、滑移坑底隆起失稳、土体渗透破坏、锚杆和土钉拔动等稳定性验算和计算，应符合下式要求：

$$\frac{R_k}{S_k} \geqslant K \qquad (3.2.14\text{-}3)$$

式中：$R_k$ ——抗滑力矩、抗倾覆力矩、抗滑力、锚杆和土钉的极限抗拔承载力等土的抗力标准值；

$S_k$ ——滑动力矩、倾覆力矩、滑动力、锚杆和土钉的拉力标准值；



$K$ ——安全系数。

2　正常使用极限状态

正常使用极限状态设计应符合下式要求：

$$S \leqslant C \qquad (3.2.14\text{-}4)$$

式中：$S$ ——标准组合的效应（位移、沉降等）设计值；

$C$ ——支护结构水平位移、基坑周边建筑物和地面沉降等的限值。

3.2.15　岩土工程设计可分为方案设计、施工图设计。

安全等级为一级或安全等级为二级但对变形有特殊要求的岩土工程设计应划分为方案设计和施工图设计两个阶段，并应采用动态设计、信息化施工。条件简单的可简化为一个设计阶段，但应满足施工图设计的要求。

3.2.16　岩土工程方案设计应满足下列要求：

1　对于建筑桩基工程，应确定桩型、桩长、桩端持力层及平面布置，明确单桩承载力，提供单桩承载力计算书，必要时提供桩基础变形计算书；

2　对于地基处理工程，应确定地基处理方法，地基处理深度或厚度，复合基桩的平面布置，复合基桩的承载力；提供复合地基计算书，必要时提供复合地基变形计算书；

3　对于边坡工程应明确建筑边坡的坡形、坡度、支挡结构形式和构件尺寸、平面布置，提供支挡结构设计计算书；

4　对于基坑工程应明确基坑支护结构的形式，布置位置和构件尺寸，提供支护结构设计计算书；

5　对于基坑降水应明确降水方式，提供降水平面布置及构件尺寸，提供降水设计计算书，必要时，提供对周边环境影响的分析结果。

3.2.17　岩土工程施工图设计应满足相关规范的要求。

# 4　岩土分类和鉴定

## 4.1　岩石的分类和鉴定

4.1.1　在进行岩土工程勘察时，应鉴定岩石的地质名称和风化程度，并进行岩石坚硬程度、岩体完整程度和岩体基本质量等级的划分。

4.1.2　岩石按成因分类为岩浆岩、沉积岩、变质岩。岩石的风化程度分为未风化、微风化、中等风化、强风化和全风化。可按附录A表A.0.1确定。

4.1.3　岩石的坚硬程度应按表4.1.3规定进行定量划分。当缺乏有关试验数据时，可按附录A表A.0.2确定。

**表4.1.3　岩石坚硬程度定量划分**

| 坚硬程度 | 坚硬岩 | 较硬岩 | 较软岩 | 软岩 | 极软岩 |
|---|---|---|---|---|---|
| 饱和单轴抗压强度$f_r$（MPa） | $f_r$＞60 | 60≥$f_r$＞30 | 30≥$f_r$＞15 | 15≥$f_r$＞5 | $f_r$≤5 |

注：$f_r$为标准值，当无法取得饱和单轴抗压强度数据时，可用点载荷试验强度换算，换算方法应符合现行国家标准《工程岩体分级标准》GB 50218的规定。

4.1.4　岩体的完整程度可按表4.1.4-1规定进行定性划分，应按表4.1.4-2规定进行定量划分。

**表4.1.4-1　岩体完整程度定性划分**

| 完整程度 | 结构面发育程度 | | 主要结构面的结合程度 | 主要结构面类型 | 相应结构类型 |
|---|---|---|---|---|---|
| | 组数 | 平均间距（m） | | | |
| 完整 | 1～2 | ＞1.0 | 好或一般 | 裂隙、层面 | 整体状或巨厚状 |
| 较完整 | 1～2 | ＞1.0 | 差 | | 块状或厚层状 |
| | 2～3 | 1.0～0.4 | 好或一般 | | 块状 |



**续 表 4.1.4-1**

| 完整程度 | 结构面发育程度 | | 主要结构面的结合程度 | 主要结构面类型 | 相应结构类型 |
|---|---|---|---|---|---|
| | 组数 | 平均间距（m） | | | |
| 较破碎 | 2～3 | 1.0～0.4 | 差 | 裂隙、层面、小断层 | 裂隙块状或中厚层状 |
| | ≥3 | 0.4～0.2 | 好 | | 镶嵌碎裂状 |
| | | | 一般 | | 中、薄层状 |
| 破碎 | ≥3 | 0.4～0.2 | 差 | 各种类型结构面 | 裂隙块状 |
| | | ≤0.2 | 一般或差 | | 碎裂状 |
| 极破碎 | 无序 | | 很差 | | 散体状结构 |

注：岩体结构面的测定应符合现行国家标准《工程岩体分级标准》GB 50218的规定。

**表4.1.4-2　岩体完整程度定量划分**

| 完整程度 | 完整 | 较完整 | 较破碎 | 碎破 | 极破碎 |
|---|---|---|---|---|---|
| 完整性指数$K_v$ | ＞0.75 | 0.75～0.55 | 0.55～0.35 | 0.35～0.15 | ＜0.15 |

注：完整性指数是指岩体压缩波速度与岩块压缩波速度之比的平方，选定岩体和岩块测定波速时，应注意其代表性。

4.1.5　岩体基本质量等级应按表4.1.5规定进行划分。

**表4.1.5　岩体基本质量等级分类**

| 完整程度 / 坚硬程度 | 完整 | 较完整 | 较破碎 | 碎破 | 极破碎 |
|---|---|---|---|---|---|
| 坚硬岩 | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ | Ⅴ |
| 较硬岩 | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ | Ⅳ | Ⅴ |
| 较软岩 | Ⅲ | Ⅳ | Ⅳ | Ⅴ | Ⅴ |
| 软　岩 | Ⅳ | Ⅳ | Ⅴ | Ⅴ | Ⅴ |
| 极软岩 | Ⅴ | Ⅴ | Ⅴ | Ⅴ | Ⅴ |

4.1.6　当软化系数等于或小于0.75时，应定为软化岩石；当岩石具有特殊成分、特殊结构或特殊性质时，应定为特殊性岩石，如易溶性岩石、膨胀性岩石、崩解性岩石、盐渍化岩石等。

4.1.7　岩石的描述应包括地质年代、地质名称、风化程度、颜色、主要矿物、结构、构造和岩石质量指标RQD。对沉积岩应着重描述沉积物的颗粒大小、形状、胶结物成分和胶结程度；对岩浆岩和变质岩应着重描述矿物结晶大小和结晶程度。

根据岩石质量指标RQD，岩体质量分类按表4.1.7执行。

**表4.1.7　岩体按岩石质量指标RQD分类**

| RQD（%） | RQD≤25 | 25＜RQD≤50 | 50＜RQD≤75 | 75＜RQD≤90 | RQD＞90 |
|---|---|---|---|---|---|
| 岩体质量 | 极差的 | 差的 | 较差的 | 较好的 | 好的 |

4.1.8　岩体的描述应包括结构面、结构体、岩层厚度和结构类型，并宜符合下列规定：

1　结构面的描述包括类型、性质、产状、组合形式、发育程度、延展情况、闭合程度、粗糙程度、充填情况和充填物性质以及充水性质等；

2　结构体的描述包括类型、形状、大小和结构体在围岩中的受力情况等；

3　当能观察到沉积岩层的层理时，应描述岩层的倾角，当场地内或附近有基岩露头时，应描述岩层的产状；

4　岩层厚度分类应按表4.1.8执行。

**表4.1.8　岩层厚度分类**

| 单层厚度$h$（m） | $h$≤0.1 | 0.1＜$h$≤0.5 | 0.5＜$h$≤1.0 | ＞1.0 |
|---|---|---|---|---|
| 厚度分类 | 薄层 | 中厚层 | 厚层 | 巨厚层 |

4.1.9　对岩体基本质量等级为Ⅳ级和Ⅴ级的岩体，鉴定和描述除按本规范第4.1.7条和第4.1.8条执行外，尚应符合下列规定：

1　对软岩和极软岩，应注意是否具有可软化性、膨胀性、崩解性等特殊性质；

2　对极破碎岩体，应说明破碎的原因，如断层、全风化等；

3　开挖后是否有进一步风化的特性。



## 4.2　土的分类和鉴定

4.2.1　晚更新世（$Q_3$）及其以前沉积的土，应定为老沉积土；第四纪全新世中、近期沉积的土，应定为新近沉积土。根据地质成因，可划分为残积土、坡积土、洪积土、冲积土、淤积土、冰积土、风积土和人工填土等，地貌单元类型见附录B，根据颗粒大小可划分为碎石土、砂土、粉土、黏性土。

4.2.2　粒径大于2mm的颗粒含量超过全重的50%的土，应定名为碎石土，并按表4.2.2-1进一步分类，碎石土的密实度可按表4.2.2-2划分。

**表4.2.2-1　碎石土分类**

| 土的名称 | 颗粒形状 | 颗粒级配 |
|---|---|---|
| 漂石 | 圆形及亚圆形为主 | 粒径大于200mm的颗粒质量超过总质量50% |
| 块石 | 棱角形为主 | |
| 卵石 | 圆形及亚圆形为主 | 粒径大于20mm颗粒质量超过总质量50% |
| 碎石 | 棱角形为主 | |
| 圆砾 | 圆形及亚圆形为主 | 粒径大于2mm颗粒质量超过总质量50% |
| 角砾 | 棱角形为主 | |

注：定名时，应根据颗粒级配由大到小以最先符合者确定。

**表4.2.2-2　碎石土密实度分类**

| 密实度 | 松散 | 稍密 | 中密 | 密实 |
|---|---|---|---|---|
| $N'_{63.5}$ | $N'_{63.5}$≤5 | 5＜$N'_{63.5}$≤10 | 10＜$N'_{63.5}$≤20 | $N'_{63.5}$＞20 |
| $N'_{120}$ | $N'_{120}$≤3 | 3＜$N'_{120}$≤6 | 6＜$N'_{120}$≤11 | $N'_{120}$＞11 |
| 骨架颗粒含量及排列 | 骨架颗粒含量小于总重的55%，排列十分混乱，绝大部分不接触 | 骨架颗粒含量等于总重的55%～60%，排列混乱，大部分不接触 | 骨架颗粒含量等于总重的55%～60%，呈交错排列，大部分接触 | 骨架颗粒含量大于总重的70%，呈交错排列，连续接触 |
| 可挖性 | 锹易挖掘，井壁极易坍塌 | 锹可以挖掘，井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，砂土立即坍落 | 锹镐可挖掘，井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒处，能保持颗粒凹面形状 | 锹镐挖掘困难，用撬棍方能松动，井壁一般稳定 |

续 表 4.2.2-2

| 密实度 | 松散 | 稍密 | 中密 | 密实 |
|---|---|---|---|---|
| 可钻性 | 钻进很容易，冲击钻探时，钻杆无跳动，孔壁极易坍塌 | 钻进较容易，冲击钻探时，钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌 | 钻进较困难，冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象 | 钻进极困难，冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动剧烈，孔壁较稳定 |

注：$N_{63.5}$适用于平均粒径$\varphi$≤50mm，且最大粒径$\varphi$＜100mm的碎石土；$N_{120}$适用于平均粒径$\varphi$≥50mm，或最大粒径$\varphi$＞100mm的碎石土。

4.2.3　粒径大于2mm的颗粒含量不超过全重的50%，粒径大于0.075mm的颗粒含量超过全重的50%的土，应定名为砂土，并按表4.2.3-1进一步分类。砂土的密实度可根据标准贯入试验锤击数按表4.2.3-2划分。

表4.2.3-1　砂土的分类

| 砂土的名称 | 粒 组 含 量 |
|---|---|
| 砾　砂 | 粒径＞2mm的颗粒质量占总质量的25%～50% |
| 粗　砂 | 粒径＞0.5mm颗粒质量超过总质量的50% |
| 中　砂 | 粒径＞0.25mm颗粒质量超过总质量的50% |
| 细　砂 | 粒径＞0.075mm颗粒质量超过总质量的85% |
| 粉　砂 | 粒径＞0.075mm颗粒质量超过总质量的50% |

注：定名时应根据颗粒级配由大到小以最先符合者确定。

表4.2.3-2　砂土的密实度分类

| $N$ | $N$≤10 | 10＜$N$≤15 | 15＜$N$≤30 | $N$＞30 |
|---|---|---|---|---|
| 密实度 | 松散 | 稍密 | 中密 | 密实 |

4.2.4　粒径大于0.075mm的颗粒质量不超过总质量的50%，且塑性指数等于或小于10的土，应定名为粉土。当黏粒含量大于10%或塑性指数大于7时，又可定为黏质粉土，当黏粒含量不大于10%或塑性指数不大于7时，又可定为砂质粉土。粉土的密实度可按



表4.2.4-1划分，粉土的湿度可按表4.2.4-2划分。

表4.2.4-1　粉土密实度分类

| 密实度 | 孔隙比$e$ | $N$（击） | | $q_c$（MPa） | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 黏质粉土 | 砂质粉土 | 黏质粉土 | 砂质粉土 |
| 密　实 | $e$＜0.75 | $N$＞12 | $N$＞16 | $q_c$＞5.0 | $q_c$＞7.5 |
| 中　密 | 0.75≤$e$≤0.90 | 7≤$N$≤12 | 9≤$N$≤16 | 2.2≤$q_c$≤5.0 | 3.5≤$q_c$≤7.5 |
| 稍　密 | $e$＞0.90 | $N$＜7 | $N$＜9 | $q_c$＜2.2 | $q_c$＜3.5 |

注：当根据黏粒含量和塑性指数确定的粉土亚名称不一致时，应以黏粒含量定名为准。

表4.2.4-2　粉土湿度分类

| 含水量$w$ | $w$＜20 | 20≤$w$≤30 | $w$＞30 |
|---|---|---|---|
| 湿　度 | 稍　湿 | 湿 | 很　湿 |

4.2.5　塑性指数大于10的土应定名为黏性土。黏性土应根据塑性指数分为粉质黏土和黏土，可按表4.2.5-1分类。黏性土的状态可按表4.2.5-2划分。

表4.2.5-1　黏性土的分类

| 塑性指数$I_p$ | 10＜$I_p$≤17 | $I_p$＞17 |
|---|---|---|
| 土的名称 | 粉质黏土 | 黏土 |

注：塑性指数应由相应于76g圆锥仪沉入土中深度为10mm时测定的液限计算而得。

表4.2.5-2　黏性土的状态

| 液性指数 | 状态 | 液性指数 | 状态 |
|---|---|---|---|
| $I_L$≤0 | 坚硬 | 0.75＜$I_L$≤1 | 软塑 |
| 0＜$I_L$≤0.25 | 硬塑 | $I_L$＞1 | 流塑 |
| 0.25＜$I_L$≤0.75 | 可塑 | | |

4.2.6　淤泥、淤泥质土、泥炭质土和泥炭为静水或缓慢的流水环境中沉积，并经生物化学作用形成。其中泥炭质土和泥炭含有大量未分解的腐殖质。可根据含水量、孔隙比、有机质含量按表4.2.6划分。

表4.2.6　淤泥、淤泥质土、泥炭质土、泥炭划分

| 分类名称 | 分类指标 | |
|---|---|---|
| 淤泥 | $w>w_L$，且$e\geq1.5$的黏性土 | $W_u<10\%$ |
| 淤泥质土 | $w>w_L$，且$1.0\leq e<1.5$的黏性土和粉土泥炭 | |
| 泥炭质土 | | $10\%\leq W_u<60\%$ |
| 泥炭 | | $W_u>60\%$ |

注：当有机质含量大于5%小于10%时，可定名为有机质土。

4.2.7　人工填土根据其物质组成和堆填方式，按表4.2.7进行分类。

表4.2.7　填土类型

| 分类依据 | 填土类型 | 主要特征 |
|---|---|---|
| 物质组成 | 素填土 | 由碎（卵）石土、砂土、粉土、黏性土等一种或几种类型土组成，不含杂物或含杂物很少 |
| 物质组成 | 杂填土 | 含有大量建筑垃圾、生活垃圾或工业垃圾等杂物的土 |
| 堆填方式 | 冲填土 | 由水力冲填泥砂形成的土 |
| | 压实填土 | 按一定标准控制材料成分、密度、含水量，分层压实或夯实而成 |
| | 非压实填土 | 无质量控制要求，随意堆填而成 |

4.2.8　由细粒土和粗粒土混杂且缺乏中间粒径的土应定名为混合土。

当碎石土中粒径小于0.075mm的细粒土质量超过总质量的25%时，应定名为粗粒混合土；当粉土或粘性土中粒径大于2mm的粗粒土质量超过总质量的25%时，应定名为细粒混合土。

4.2.9　除按颗粒级配或塑性指数定名外，土的综合定名应符合下列规定：

1　对特殊成因和年代的土类应结合其成因和年代特征定名；

2　对特殊性土，应结合颗粒级配或塑性指数定名；

3　对混合土，应冠以主要含有物的土类定名；

4　对同一土层中相间呈韵律沉积，当薄层与厚层之比大于1/3时，宜定为“互层”；厚度比为1/10～1/3时，宜定为“夹层”；厚度比小于1/10时，宜定为“夹薄层”；

5　当土层厚度大于0.5m 时，宜单独分层。



4.2.10　土的鉴定应在现场描述的基础上，结合室内试验的开土记录和试验结果综合确定。土的描述应符合下列规定：

1　碎石土宜描述颗粒级配、颗粒形状、颗粒排列、母岩成分、风化程度、充填物的性质和充填程度、密实度等；

2　砂土宜描述颜色、矿物组成、颗粒级配、颗粒形状、细粒含量、湿度、密实度等；

3　粉土宜描述颜色、包含物、湿度、密实度等；

4　黏性土宜描述颜色、状态、包含物、土的结构等；

5　特殊性土除应描述上述相应土类规定的内容外，尚应描述其特殊成分和特殊性质，如对淤泥应描述嗅味，对填土应描述物质成分、堆积年代、密实度和均匀性等；

6　对具有互层、夹层、夹薄层特征的土，尚应描述各土层的厚度和层理特征；

7　需要时，可用目力鉴别描述土的光泽反应、摇震反应、干强度和韧性，按表4.2.10区分粉土和黏性土。

表4.2.10　目力鉴别粉土和黏性土

| 鉴别项目 | | 摇震反应 | 光泽反应 | 干强度 | 韧性 |
|---|---|---|---|---|---|
| 粉土 | | 迅速、中等 | 无光泽反应 | 低 | 低 |
| 黏性土 | 粉质黏土 | 无 | 稍有光泽反应 | 中等 | 中等 |
| | 黏土 | | 具光泽反应 | 高 | 高 |

4.2.11　土的压缩性可按$p_1$为100kPa，$p_2$为200kPa时相对应的压缩系数值$a_{1-2}$划分为低、中、高压缩性，并符合以下规定：

1　当$a_{1-2}<0.1MPa^{-1}$时，为低压缩性土；

2　当$0.1\ MPa^{-1}\leq a_{1-2}<0.5MPa^{-1}$时，为中压缩性土；

3　当$a_{1-2}\geq0.5MPa^{-1}$时，为高压缩性土。

# 5 岩土工程勘察要求

## 5.1 一般规定

5.1.1 岩土工程勘察的勘探、取样应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021和现行行业标准《建筑工程地质勘探与取样技术规程》JGJ/T 87的有关规定。

5.1.2 岩土工程勘察的原位测试应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定。

5.1.3 软土、一般黏性土、粉土、砂土和含少量碎石的土，宜进行静力触探试验，当静力触探试验深度不能满足勘探深度要求时，宜与钻探并行；碎石土，应进行重型或超重型动力触探试验，动力触探试验宜连续进行。

5.1.4 甲级建筑物当采用天然地基且以可压缩层为地基持力层时，应进行静载荷试验；乙级建筑物当采用天然地基且以可压缩层为地基持力层时，对于黏性土、粉土、砂土或残积土、全风化～强风化岩，应布置旁压试验，必要时应进行静载荷试验。

5.1.5 室内试验应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021和本规范的有关规定。对于土的物理性质试验要求可按表5.1.5确定。

表5.1.5 土的物理性质试验要求

| 土的名称 | 应测指标 | 根据工程需要测定的指标 |
|---|---|---|
| 碎石 | | 颗粒级配 |
| 砂土 | 颗粒级配 | 比重、天然含水量、天然密度、最大和最小密度、休止角 |
| 粉土 | 液塑限、比重、天然含水量、天然密度 | 颗粒级配和有机质含量 |



续 表 5.1.5

| 土的名称 | 应测指标 | 根据工程需要测定的指标 |
|---|---|---|
| 黏性土 | 液塑限、比重、天然含水量、天然密度 | 有机质含量 |

注：1 对于砂土，如无法取得Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级土试样时，可只进行颗粒级配试验；

2 目测鉴定不含有机质时，可不进行有机质含量试验；

3 测定液限时应根据分类评价要求，选用现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123规定的方法，并应在试验报告上注明。当要求不严格时，比重可根据经验确定。

5.1.6 水和土的腐蚀性评价应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定。其水试样的采取尚应符合下列要求：

1 水试样应能代表天然条件下的水质情况；

2 水试样应及时试验，清水试样放置时间不宜超过72h，稍受污染的水不宜超过48h，受污染的水不宜超过12h。

## 5.2 房屋建筑和构筑物

5.2.1 房屋建筑和构筑物（本规范统称为建筑物）可行性研究勘察，应对拟建场地的稳定性和适宜性做出评价，并应符合下列要求：

1 搜集区域地质、地形地貌、地震、矿产、当地的岩土工程和建筑经验等资料；

2 在充分搜集和分析已有资料的基础上，通过踏勘了解场地的地层、构造、岩性、不良地质作用和地下水等工程地质条件；

3 当拟建场地工程地质条件复杂，已有资料不能满足要求时，应根据具体情况进行工程地质测绘和调查，并进行必要的勘探工作；

4 当有两个或两个以上拟选场地时，应进行比选分析。

5.2.2　初步勘察应对场地内拟建建筑地段的稳定性做出评价，并进行下列主要工作：

1　搜集拟建工程的有关文件、工程地质和岩土工程资料以及工程场地范围的地形图；

2　初步查明地质构造、地层结构、岩土工程特性、地下水埋藏条件；

3　查明场地不良地质作用的类型、成因、分布、规模、发展趋势，并对场地的稳定性做出评价；

4　对场地和地基的地震效应做出初步评价；

5　调查场地土的标准冻结深度；

6　初步判定水和土对建筑材料的腐蚀性；

7　对可能采取的地基基础类型做出初步分析评价；

8　高层建筑或地下工程，应对可能采取的地基基础类型、基坑开挖与支护、工程降水方案做出初步分析评价。

5.2.3　初步勘察的勘探工作应符合下列要求：

1　勘探线应垂直地貌单元、地质构造和地层界线布置；

2　每个地貌单元均应布置勘探点，在地貌单元交接部位和地层变化较大的地段，勘探点应予加密；

3　在地形平坦地区，可按网格布置勘探点；

4　对岩质地基，勘探线和勘探点的布置、勘探孔的深度应根据地质构造、岩体特性、风化情况等，参照土质地基或经验确定；对土质地基，应符合本节第5.2.4条的规定。

5.2.4　初步勘察勘探线、勘探点间距可按表5.2.4确定，局部异常地段应予以加密。勘探深度可根据工程特性、拟采用基础形式等实际情况并结合经验确定，当遇到下列情形之一时，应适当增减勘探孔深度：

1　当勘探孔的地面标高与预计整平地面标高相差较大时，应按其差值调整勘探孔深度；

2　在预定深度内遇基岩时，除控制性勘探孔仍应钻入基岩



适当深度外，其他勘探孔达到确认的基岩后可终止钻进；

3　在预定深度内有厚度较大，且分布均匀坚实土层（如碎石土、密实砂、老沉积土等）时，除控制性勘探孔应达到规定深度外，一般性勘探孔的深度可适当减小；

4　当预定深度内有软弱土层时，勘探孔深度应适当增加，部分控制勘探孔应穿透软弱土层或达到预计控制深度。

**表5.2.4　初步勘察勘探线、勘探点间距（m）**

| 地基复杂程度等级 | 勘探线间距 | 勘探点间距 |
|---|---|---|
| 一级（复杂） | 50～100 | 30～50 |
| 二级（中等复杂） | 75～150 | 40～100 |
| 三级（简单） | 150～300 | 75～200 |

注：1　表中间距不适用于工程物探及其他特殊用途的勘探孔；

2　控制性勘探点宜占勘探点总数的1/5～1/3，且每个地貌单元均应有控制性勘探点。

5.2.5　初步勘察采取土试样和进行原位测试应符合下列要求；

1　采取不扰动土试样和进行原位测试的勘探点应结合地貌单元、地层结构和土的工程性质布置，其数量可各占勘探点数的1/3～1/2；

2　采取不扰动土试样的数量和孔内原位测试的竖向间距，应按地层特点和土的均匀程度确定；每主要土层均应采取不扰动土试样或进行原位测试，其数量不宜少于6个；

3　当场地土对基础有弱腐蚀性以上的腐蚀性时，应采取土试样进行易溶盐分析，进行腐蚀性评价，其数量不宜少于2件。

5.2.6　初步勘察应进行下列水文地质工作：

1　调查含水层的埋藏条件，地下水类型、补给排泄条件，各层地下水位，调查其变化幅度，必要时应设置长期观测孔，监测水位变化；

2　对缺少常年地下水位监测资料的地区，对高层建筑或重大工程宜设置长期观测孔或孔隙水压力计，对有关层位的地下水

进行长期观测；

3　当地下水可能浸湿基础、且水样对基础有弱腐蚀性以上的腐蚀性时，应采取地下水试样进行腐蚀性评价。

5.2.7　**详细勘察应按单体建筑物或建筑群提出详细的岩土工程资料和设计、施工所需的岩土参数；对建筑地基作出岩土工程评价，并对地基类型、基础形式、地基处理、基坑支护、工程降水和不良地质作用的防治等提出建议。主要应进行下列工作：**

1　搜集附有坐标和地形的建筑总平面图，场区的地面整平标高，建筑物的性质、规模、荷载、结构特点、基础形式、埋置深度，地基允许变形等资料；

2　**查明不良地质作用的类型、成因、分布范围、发展趋势和危害程度，提出整治方案的建议；**

3　**查明建筑范围内岩土层的类型、深度、分布、工程特性，分析和评价地基的稳定性、均匀性和承载力；**

4　**对需进行沉降计算的建筑物，提供地基变形计算参数，预测建筑物的变形特征；**

5　**查明埋藏的河道、沟浜、墓穴、防空洞、孤石等对工程不利的埋藏物；**

6　**查明地下水的埋藏条件，提供地下水位及其变化幅度；**

7　**在季节性冻土地区，提供场地土的标准冻结深度；**

8　**判定水和土对建筑材料的腐蚀性。**

5.2.8　对场地和地基的地震效应的勘察工作应按本规范第6.10节的规定执行；当建筑物采用桩基础或进行地基处理时，勘察工作应按本规范第5.3节、第5.4节规定执行；当建筑物需要进行基坑开挖、支护和降水时，勘察工作应按本规范第5.7节规定执行。

5.2.9　详细勘察应论证地下水在施工期间对工程和环境的影响。对情况复杂的重要工程，需论证使用期间水位变化和需提出抗浮设防水位时，应进行专门研究或专门的水文地质勘察。

5.2.10　详细勘察勘探点的间距宜根据建筑地基的复杂程度按表



5.2.10 确定。

表5.2.10　详细勘察勘探点的间距（m）

| 地基复杂程度 | 一级（复杂） | 二级（中等复杂） | 三级（简单） |
|---|---|---|---|
| 勘探点间距 | 10～15 | 15～30 | 30～50 |

注：甲级建筑取小值、乙级建筑取中值、丙级建筑取大值。

5.2.11　详细勘察的勘探点布置，应符合下列规定：

1　勘探点宜按建筑物周边线和角点布置，并在荷载和建筑体型突变处适当布置勘探点，对无特殊要求的建筑物可按建筑物或建筑群的范围布置；

2　对工业厂房，宜按主要柱列线布置勘探点，控制性勘探孔的数量，宜占勘探孔总数的1/3～1/5；重大设备基础应单独布置勘探点，重大的动力机器基础和高耸构筑物，勘探点不宜少于3个，其中控制性勘探点不宜少于2个；

3　同一建筑范围内的主要受力层或有影响的下卧层起伏较大时，应加密勘探点，查清其起伏变化；

4　勘探手段应采用钻探与触探相结合。在复杂地质条件、湿陷性土、膨胀岩土、风化岩和残积土地区宜布置适量探井或探槽。

5　对土岩组合地基，应查明石芽、孤石等对工程不利的埋藏物的埋藏条件。

5.2.12　**详细勘察的单栋高层建筑勘探点的布置，应满足对地基均匀性评价的要求，且不应少于4个；对密集的高层建筑群，勘探点可适当减少，但每栋建筑物至少应有1个控制性勘探点。**

5.2.13　**详细勘察的勘探深度自基础底面算起，应符合下列规定：**

1　**勘探孔深度应能控制地基主要受力层，当基础底面宽度不大于5m时，勘探孔的深度对条形基础不应小于基础底面宽度的3倍，对单独柱基不应小于1.5倍，且不应小于5m；**

2　**对高层建筑和需作变形验算的地基，控制性勘探孔的深**

**度应超过地基变形计算深度；高层建筑的一般性勘探孔应达到基底下0.5～1.0倍的基础宽度，并深入稳定分布的地层；**

**3　对仅有地下室的建筑或高层建筑的裙房，当需设置抗浮桩或锚杆时，勘探孔深度应满足抗拔承载力评价的要求。**

**4　当有大面积地面堆在或软弱下卧层时，应适当加深控制性勘探孔的深度。**

5　在上述规定深度范围内遇基岩或厚层碎石土等稳定地层时，勘探孔深度可适当调整。

5.2.14　详细勘察的勘探孔深度，除应符合第5.2.13条的要求外，尚应符合下列规定：

1　地基变形计算深度，对中、低压缩性土层可取附加压力等于上覆土层有效自重压力20%的深度；对于高压缩性土层可取附加压力等于上覆土层有效自重压力10%的深度；

2　建筑总平面内的裙房或仅有地下室部分（或当基底附加压力$P_0$≤0时）的控制性勘探孔的深度可适当减小，但应深入稳定分布地层，且根据荷载和土质条件不宜小于基底下（0.5～1.0）倍基础宽度；

3　当需进行地基整体稳定性验算时，控制性勘探孔深度应根据具体条件满足验算要求；

4　大型设备基础勘探孔深度不宜小于基础底面宽度的2倍；

5　当采用桩基时，勘探孔的深度应满足本规范第5.3节的要求；当需进行地基处理时，勘探孔的深度应满足本规范第5.4节的要求；评价场地地震效应的勘探孔的深度应符合本规范第6.10节的规定；

6　对于高层建筑，在基岩和浅层岩溶发育地区，当基础底面下的土层厚度小于地基变形计算深度时，一般性钻孔应钻至完整、较完整基岩面1m～3m；控制性钻孔应深入完整、较完整基岩3m～5m，勘察等级为甲级的高层建筑取大值，乙级取小值，对较破碎的基岩宜适当加深；专门查明溶洞或土洞的钻孔深度应深入洞底稳定地层3m～5m；



7　对土岩组合地基，应查明石芽、孤石等对工程不利的埋藏物的埋藏条件。

5.2.15　**详细勘察采取土试样和进行原位测试应满足岩土工程评价需要，并符合下列要求：**

**1　采取土试样和进行原位测试的勘探孔的数量，应根据地层结构、地基土的均匀性和工程特点确定，且不应少于勘探孔总数的1/2。钻探取土试样孔的数量不应少于勘探孔总数的1/3；**

**2　每个场地每一主要土层的原状土试样或原位测试数据不应少于6件（组），当采用连续记录的静力触探或动力触探为主要勘察手段时，每个场地不应少于3个孔；**

**3　在地基主要受力层内，对厚度大于0.5m的夹层或透镜体，应采取土试样或进行原位测试；**

4　当土层性质不均匀时，应增加取土试样或原位测试数量。

5.2.16　室内试验应根据工程具体要求和岩土工程分析评价的需要确定，并符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定。

5.2.17　天然地基评价应符合下列规定：

1　天然地基应满足建筑物对地基土强度和变形的要求。应对地基土的均匀性、强度进行评价；对需进行地基变形计算的建筑物，应提供变形计算参数，必要时进行地基变形计算；应建议天然地基持力层；

2　存在软弱下卧层时，提供下卧层验算计算参数，必要时进行软弱下卧层验算；

3　有不良地质作用的地基，建在坡上或坡顶的建筑物地基，以及基础侧旁开挖的建筑物地基，应评价其稳定性；

4　对于土岩组合地基，同一建筑物应尽量减少地基持力层土的种类，特别是岩性差别很大的土层，以降低地基土的不均匀性。对地面高差大、挖填方、环境水可能影响地基强度时，应提

出处置措施。

5.2.18　对于符合本规范第5.2.19条第1款的建筑地基，应对地基均匀性做出定性评价；其余的丙级、乙级和甲级建筑物地基，应对地基均匀性做出定量评价。

5.2.19　天然地基变形计算应符合下列规定：

1　符合以下条件的建筑，可不进行地基变形计算：

1）　符合本规范第3.2.4条的建筑；

2）　场地地基整体稳定且为岩石时。

2　对于不能准确取得压缩模量的地基土，包括碎石土、砂土、残积土、全风化岩、强风化岩等，可采用变形模量估算地基沉降量；

3　当有相邻荷载影响时，沉降计算应考虑相邻荷载影响；

4　应对高层建筑进行整体倾斜预测分析。分析时，应根据高层建筑角点的地层分布和土层参数统计结果，结合建筑物荷载分布情况进行估算和判断。

5.2.20　高层建筑天然地基符合下列情况之一者，应判别为不均匀地基。对判定为不均匀的地基，应进行沉降、差异沉降、倾斜等特征分析评价，并提出相应建议。

1　地基持力层跨越不同地貌单元或工程地质单元，工程特性差异显著；

2　地基持力层虽属于同一地貌单元或工程地质单元，但遇下列情况之一：

1）持力层底面或相邻基底标高的坡度大于10%，持力层及其下卧层在基础宽度方向上的厚度差值大于0.05$b$（$b$为基础宽度）；

2）同一建筑虽处于同一地貌单元或同一工程地质单元，但各处地基土的压缩性有较大差异时，可在计算各钻孔地基变形计算深度范围内当量模量的基础上，根据当量模量最大值$E_{smax}$和当量模量最小值$E_{smin}$的比值判定地基均匀



匀性。当$E_{smax}/E_{smin}$大于地基不均匀系数界限值$K$时，可按不均匀地基考虑。$K$见表5.2.21。

表5.2.21　地基不均匀系数界限值$K$

| 同一建筑物下各钻孔压缩模量当量值$\overline{E}_s$（MPa） | ≤4 | 7.5 | 15 | >20 |
|---|---|---|---|---|
| 不均匀系数界限值$K$ | 1.3 | 1.5 | 1.8 | 2.5 |

注：在地基变形计算深度范围内，某一个钻孔的压缩模量当量值$\overline{E}_s$应按本规范第8.3.6条确定。

5.2.21　基坑或基槽开挖后，岩土条件与勘察资料不符或发现必须查明的异常情况时，应进行施工勘察；在工程施工或使用期间，当地基土、边坡体、地下水等发生未曾估计到的变化时，应进行监测，并对工程和环境的影响进行分析评价。

## 5.3　桩基工程

5.3.1　桩基岩土工程勘察除应符合建筑物岩土工程勘察要求外，尚应包括下列内容：

1　当采用基岩作为持力层时，应查明基岩的岩性、构造、岩面变化、风化程度，确定其坚硬程度、完整程度和基本质量等级，判定有无洞穴、临空面、破碎岩体或软弱岩层；

2　评价地下水对桩基设计和施工的影响，判定水、土质对建筑材料的腐蚀性；

3　查明不良地质作用，可液化土层和特殊性岩土的分布及其对桩基的危害程度，并提出防治措施的建议；

4　评价（沉）成桩的可能性，论证桩的施工条件及其对环境的影响。

5.3.2　桩基的详细勘察勘探点间距应符合下列规定：

1　对端承型宜为12m～24m，对摩擦桩宜为20m～35m，当岩土条件复杂且影响桩基方案选择或成桩时，应适当加密勘探点。岩溶地区应符合本规范第6.9节的有关规定；

2　复杂地基的一柱一桩工程，宜每柱设置勘探点。

5.3.3　桩基工程勘察宜采用钻探、触探以及其他原位测试相结合的方式进行，对软土、黏性土、粉土和砂土，宜采用静力触探和标准贯入试验；对碎石土宜采用重型或超重型圆锥动力触探；对岩溶发育场地，宜辅以有效的地球物理勘探手段；当以不同风化带作桩端持力层的桩基工程，勘察等级为甲级的高层建筑时，控制性钻孔宜进行压缩波波速测试，按完整性指数或波速比定量划分岩体完整程度及风化程度。

5.3.4　对于端承型桩，勘探孔深度应符合下列规定：

1　当以可压缩地层（包括全风化和强风化岩）作为桩端持力层时，控制性勘探孔深度应能满足变形计算的要求，应深入预计桩端持力层以下5m～10m或6$d$～10$d$（$d$为桩身直径或方桩的换算直径，直径大的桩取小值，直径小的桩取大值）；一般性勘探孔的深度应达到预计桩端持力层以下3m～5m或3$d$～5$d$；

2　对于嵌岩桩，应钻入预计嵌岩面以下3$d$～5$d$，且不小于5m，对质量等级为（Ⅰ～Ⅲ）级岩体，可适当减小；

3　在岩溶、断层破碎带地区，应查明溶洞、溶沟、溶槽、石笋等的分布情况，钻孔应钻穿溶洞或断层破碎带进入稳定岩层，进入深度应满足上述控制性钻孔和一般性钻孔的要求。当持力层较薄时，应有部分钻孔钻穿持力岩层；

4　具多韵律层状的沉积岩和变质岩，当基岩中强风化、中等风化、微风化呈互相出现时，对拟以微风化岩作为持力层的嵌岩桩，勘探孔进入微风化岩深度不应少于5m。

5.3.5　对于摩擦桩，勘探孔深度应符合下列规定：

1　一般性勘探孔的深度应进入预计桩端持力层或预计最大桩端入土深度以下不小于3m；

2　控制性勘探孔的深度应满足下卧层验算要求；需要验算沉降时，孔深尚应满足地基变形验算的要求；

3　对可能涉及多种桩长方案时，孔深应满足不同桩基方案比选的要求；



4　控制性勘探点应占勘探点总数的1/3～1/2。对于地基基础设计等级为甲级的建筑桩基，每栋建筑至少应布置3个控制性孔，设计等级为乙级的建筑桩基，每栋建筑至少应布置2个控制性孔。

5.3.6　岩土室内试验应满足下列要求：

1　对需估算桩的侧阻力、端阻力和验算下卧层强度时，可进行三轴剪切试验或无侧限抗压强度试验。三轴剪切试验的受力条件应模拟工程的实际情况；

2　对需估算沉降的桩基工程，应进行压缩试验，试验最大压力应大于上覆自重压力与附加压力之和；

3　当桩端持力层为基岩时，应采取岩样进行饱和单轴抗压强度试验，必要时尚应进行软化试验；对软岩和极软岩,可进行天然湿度的单轴抗压强度试验。对无法取样的破碎和极破碎的岩石，宜进行原位测试。

5.3.7　应根据岩土性质、原位测试成果并结合经验综合确定桩基设计参数。对重要的建筑物、地基条件复杂的工程和缺乏经验时，应建议进行现场竖向静载荷试验。对承受较大水平荷载的桩，应建议进行桩的水平载荷试验；对承受上拔力的桩，应建议进行抗拔试验。

5.3.8　桩基工程的岩土工程勘察报告除应符合本规范第5.2节的要求外，尚应包括下列内容：

1　提供可选择的桩基类型和桩端持力层；提出桩长、桩径方案的建议；

2　提供岩土的桩侧阻力、端阻力和单桩竖向承载力。必要时估算抗拔承载力；

3　当有软弱下卧层时，验算软弱下卧层强度；

4　对需要进行沉降计算的工程，应提供压缩层范围内各层岩土的变形参数；任务委托时，应进行桩基沉降量估算；

5　对湿陷性土、欠固结土和有大面积堆载的工程，应分析桩侧产生负摩阻力的可能性及其对桩基承载力的影响，并提供负摩阻力系数和减少负摩阻力措施的建议；

6　分析沉（成）桩的可能性，成桩和挤土效应的影响，并提出保护措施的建议；

7　持力层为倾斜地层，基岩面凹凸不平或岩土中有洞穴时，应评价桩的稳定性，并提出处理措施。

5.3.9　沉（成）桩对周围环境的影响的分析评价宜包括下列内容：

1　锤击沉桩产生的多次反复振动，对邻近既有建筑物及公用设施等的损害；

2　对饱和黏性土地基宜考虑大量、密集的挤土桩或部分挤土桩对邻近既有建筑物和地下管线等造成的影响；

3　大直径挖孔桩成孔时，宜充分考虑松软地层可能坍塌的影响、降水对周围环境影响、以及有毒害或可燃气体对人身安全的影响；

4　灌注桩施工中产生的泥浆对环境的污染。

## 5.4　地基处理

5.4.1　地基处理的岩土工程勘察除应符合建筑物岩土工程勘察要求外，尚应满足下列要求：

1　针对可能采用的地基处理方案，提供地基处理设计和施工所需的岩土特性参数；

2　一般性勘探孔深度应大于地基处理深度3m～5m，控制性勘探孔深度应满足地基变形计算要求；

3　预测所选地基处理方法的效果及其对环境和邻近建筑物的影响，对其他可行的地基处理方案提出建议；

4　当场地条件复杂且缺乏成功经验时，应提出在施工现场



对拟选方案进行试验或对比试验的建议。

5.4.2　换填垫层法的岩土工程勘察尚应满足下列规定：

1　查明待换填的不良土层的分布范围和埋深；

2　评定垫层以下软弱下卧层的承载力和抗滑稳定性，估算建筑物的沉降；

3　评定换填材料对地下水的环境影响；

4　必要时，测定换填材料的最优含水量、最大干密度，砂石作为换填材料时，应测定其颗粒级配；

5　对换填施工过程应注意的事项提出建议。

5.4.3　预压法的岩土工程勘察尚应满足下列规定：

1　查明土的成层条件、水平和垂直方向的分布、排水层和夹砂层的埋深和厚度、地下水的补给和排泄条件等，　提供待处理软土的先期固结压力、压缩性参数、固结特性参数和抗剪强度指标、软土在预压过程中强度的增长规律，预估预压荷载的分级和大小、加荷速率、预压时间、强度的可能增长和可能产生的沉降量；

2　采用室内试验、原位测试、变形和孔压的现场监测等手段，推算软土的固结系数、固结度与时间的关系和最终沉降量，为预压处理的设计施工提供依据。

5.4.4　强夯法的岩土工程勘察尚应满足下列规定：

1　查明强夯影响深度范围内土层的组成、分布、强度、压缩性、透水性和地下水条件；

2　查明施工场地和周围受影响范围内的地下管线和构筑物的位置、标高；

3　查明有无对振动敏感的设施，提出在强夯施工期间进行监测的建议。

5.4.5　复合地基的岩土工程勘察尚应满足下列规定：

1　复合地基勘察前，应搜集必要的基础资料，并应着重搜集本地区同类建筑的复合地基工程经验，明确本地区需要解决的

主要岩土工程问题、适宜的桩型、设计施工常见问题及处理方法；

2　根据建筑地基处理目的和可能采用的复合地基桩型，需重点查明的问题，应符合下列要求：

1）　以消除砂土、粉土液化为目的而采用砂石桩挤密等方案时，应重点查明建筑场地液化等级，提供地基土层的标准贯入试验锤击数、锥尖阻力和液化土层的层位及厚度；

2）　以提高建筑地基承载力和减小沉降或差异沉降为目的而采用散体桩、半刚性桩复合地基方案时，应查明相对软弱土层的分布范围、深度和厚度情况，以及设计、施工所需的岩土工程参数。对黏性土地基，应取得地基土的压缩模量、不排水抗剪强度、含水量、地下水位及PH值、有机质含量等指标；对砂土和粉土地基应取得标准贯入试验锤击数等指标。

3）　高层建筑采用刚性桩复合地基方案时，应查明承载力较高、适宜作为桩端持力层的土层埋深、厚度及其物理力学性质以及地基土的承载力特征值和变形参数；缺乏经验时，应建议进行不同桩径、桩长、置换率等的复合地基载荷试验。

5.4.6　复合地基评价应包括以下内容：

1　根据设计条件、工程地质和水文地质条件、环境及施工条件，对复合地基方案提出建议；

2　提供有关复合地基承载力设计及变形分析所需的计算参数；

3　建议桩长及其持力层，提供桩间土天然地基承载力特征值和桩侧、桩端阻力特征值；

4　提供地下水的埋藏条件和腐蚀性评价，对淤泥和泥炭土应提供有机质含量，分析对复合地基桩体的影响，并提出处理措施和建议；

5　按本规范第10章的有关规定进行单桩承载力特征值估算、复合地基承载力特征值估算，必要时进行下卧层强度验算和复合地基变形计算；



6　对复合地基施工中应注意的问题提出建议；

7　对复合地基的检验、监测工作提出建议。

5.4.7　注浆法的岩土工程勘察还应查明土的颗粒级配、孔隙性或岩石裂隙的发育程度和分布规律、岩土渗透性、地下水埋深、流向和流速、岩土的化学成分和有机质含量。岩土的渗透性宜通过现场试验测定。

## 5.5　既有建筑物的改造与保护

5.5.1　本节适用于既有建筑物的增载、纠倾、移位、改造、古建筑保护或周边环境影响等需对其地基进行加固或保护的岩土工程勘察。

5.5.2　勘察前应详细了解设计意图，并通过搜集资料和现场调查获得以下资料：

1　既有建筑物的地基基础设计资料和岩土工程勘察资料；

2　既有建筑物结构、基础使用现状的鉴定资料，包括沉降观测资料、裂缝、倾斜观测资料等；

3　既有建筑物的改扩建、纠倾、移位等对地基基础的设计要求或受保护建筑物的地基基础加固要求；

4　对既有建筑物可能产生影响的邻近新建建筑、深基坑开挖、降水、新建地下工程的有关勘察、设计、施工、监测资料；

5　既有建筑及改造所涉及范围内的地下管线、电缆、地下建筑物的分布情况；

6　场地及其所在地区的地下水开采历史、水位降深、降速、地面沉降、形变和地裂缝的发生发展等资料。

5.5.3　既有建筑物的增载、纠倾和加固的岩土工程勘察应符合下列要求：

1　增载勘察应查明地基土的承载力，分析增载后可能产生

的附加沉降和差异沉降；分析地基土的实际受荷程度及其适应新增荷载和附加沉降的能力；

2　纠倾和加固勘察重点应查明建筑物产生倾斜、破坏的原因，确定处理方案所需要的岩土工程参数；

3　勘探点应紧靠基础外侧布置，有条件时宜在基础中心线布置，每栋单独建筑物的勘探点不宜少于3 个；在基础外侧适当距离处，宜布置一定数量勘探点；勘探深度应能控制地基的主要受力层，并满足变形计算的要求；

4　勘探方法除钻探外，宜包括探井和静力触探或旁压试验；取土和旁压试验的间距，在基底以下一倍基础宽度的深度范围内宜为0.5m，超过该深度时可为1m；必要时，应专门布置探井查明基础类型、尺寸、材料和地基处理等情况；

5　压缩试验成果中应有$e$-lg$p$曲线，并提供先期固结压力、压缩指数、回弹指数和与增荷后土中垂直有效压力相应的固结系数，以及三轴不固结不排水剪切试验成果；

6　当拟增层数较多或增载量较大时，应做载荷试验，提供主要受力层的比例界限荷载、极限荷载、变形模量和回弹模量；

7　对因湿陷造成的建筑物倾斜、破坏，宜查明湿陷事故的范围和界限；对因地基压缩层不均匀造成的差异沉降，应加密钻孔，查明下卧软、硬层起伏情况；

8　岩土工程勘察报告应着重对地基土的现状进行评价，提出地基基础加固和纠倾方案的建议；分析预测施工中可能遇到的岩土工程问题以及对周边建筑物和场地设施的影响，提出变形监测的建议。

5.5.4　建筑物接建、邻建的岩土工程勘察应符合下列要求：

1　分析接建或紧邻新建建筑物在既有建筑物地基土中引起的应力状态改变及其影响；

2　除按本规范第5.2节的有关要求对新建建筑物布置勘探点外，尚应为研究接建、邻建部位的地基土、基础结构和材料现



状布置勘探点，其中应有探井或原位测试孔，其数量不宜少于3个，取土孔取土试样间距宜为1m；

3　压缩试验成果中应有$e$-lg$p$曲线，并提供先期固结压力、压缩指数、回弹指数和与增荷后土中垂直有效压力相应的固结系数，以及三轴不固结不排水剪切试验成果；

4　岩土工程勘察报告应评价由新建部分的荷载在既有建筑物地基土中引起的新的压缩和相应的沉降差；评价新建部分施工对既有建筑物的影响，提出设计方案、施工措施和变形监测的建议。

5.5.5　建筑物移位的岩土工程勘察应符合下列要求：

1　建筑物移位的勘察范围包括原址、移位路线和新址；

2　原址勘察应对移位建筑物的地基承载力和变形进行分析，评价其满足移位要求的能力；必要时，提出地基基础加固和托换方案的建议；勘察工作量的布置可参照本规范第5.5.3条的相关规定；

3　移位路线的勘察应根据移位方式和施工要求分析场地的岩土工程条件，重点评价地基承载能力和变形情况，提出移位轨道地基基础方案的建议；

4　新址勘察应按新建工程的要求，执行本规范第5.2节的相关规定。

5.5.6　评价既有建筑物受地下水抽降影响的岩土工程勘察应符合下列要求：

1　研究地下水抽降与含水层埋藏条件、可压缩土层厚度、土的压缩性和应力历史等的关系，做出评价和预测；

2　勘探孔深度应超过可压缩地层的下限，并应取土试验或进行原位测试；

3　压缩试验成果中应有$e$-lg$p$曲线，并提供先期固结压力、压缩指数、回弹指数和与增荷后土中垂直有效压力相应的固结系数，以及三轴不固结不排水剪切试验成果；

4　岩土工程勘察报告应分析预测场地可能产生地面沉降、形变、破裂及其影响，提出保护既有建筑物的措施。

5.5.7　评价基坑开挖对邻近建筑物影响的岩土工程勘察应符合下列要求：

1　搜集分析既有建筑物适应附加沉降和差异沉降的能力，与拟挖基坑在平面与深度上的位置关系和可能采用的降水、开挖与支护措施等资料；

2　查明降水、开挖等影响所及范围内的地层结构，含水层的性质、水位和渗透系数，土的抗剪强度、变形参数等工程特性；

3　岩土工程勘察报告除应符合本规范第5.7节的要求外，尚应着重分析预测坑底和坑外地面的卸荷回弹，坑周土体的变形位移和坑底发生剪切隆起或管涌的危险，分析施工降水导致的地面沉降的幅度、范围和对邻近建筑物的影响，并就安全合理的开挖、支护，降水方案和监测工作提出建议。

5.5.8　评价地下开挖对建筑物影响的岩土工程勘察应符合下列要求：

1　分析已有勘察资料，必要时应做补充勘探测试工作；

2　分析沿地下工程主轴线出现槽形地面沉降和在其两侧或四周的地面倾斜、挠曲的可能性及其对两侧既有建筑物的影响，并就安全合理的施工方案和保护既有建筑物的措施提出建议；

3　提出对施工过程中地面变形、围岩应力状态、围岩或建筑物地基失稳的前兆现象等进行监测的建议。

## 5.6　边坡工程

5.6.1　边坡工程的岩土工程勘察应根据边坡安全等级、边坡地质环境复杂程度按表5.6.1进行。大型和地质环境复杂的边坡宜分阶段勘察，地质环境复杂的边坡工程尚应进行施工勘察。



表5.6.1　勘察方法选择

| 岩土工程勘察等级 \ 地质环境复杂程度 | 一级（复杂） | 二级（中等复杂） | 三级（简单） |
|---|---|---|---|
| 甲级 | 详勘，必要时进行初勘 | 详勘，可与建筑勘察一并进行 | 工程地质调查，辅以资料收集 |
| 乙级 | 详勘，可与建筑勘察一并进行 | 工程地质调查，辅以资料收集 | |
| 丙级 | 简单地质调绘，辅以资料收集 | | |

注：1　边坡地质环境复杂：组成边坡的岩土种类多，强度变化大，均匀性差，土质边坡潜在滑面多，岩质边坡受外倾结构面或外倾不同结构面组合控制，水文地质条件复杂；

2　边坡地质环境中等复杂：介于地质环境复杂和地质环境简单之间；

3　边坡地质环境简单：组成边坡的岩土种类少，强度变化小，均匀性好，土质边坡潜在滑面少，岩质边坡不受外倾结构面或外倾不同结构面组合控制，水文地质条件简单。

5.6.2　边坡工程勘察前除应收集边坡及邻近边坡的工程地质资料外，尚应取得下列资料：

1　附有坐标和地形的拟建边坡支挡结构的总平面图；

2　边坡高度、坡底高程和边坡平面尺寸；

3　拟建场地的整平高程和挖方、填方情况；

4　拟建支挡结构的性质、结构特点及可能采取的基础形式、尺寸和埋置深度；

5　边坡滑塌区及影响范围内的建筑物、管线等的相关资料；

6　边坡工程区域的气象水文资料；

7　边坡区域最大降雨强度和二十年一遇及五十年一遇最大降雨强度；河湖历史最高水位，二十年一遇及五十年一遇水位资料，可能影响边坡水文地质条件的工业市政管线、江河等水源因素；

8　对边坡工程产生影响的汇水面积，排水坡度、长度和植被等情况；

9　边坡周围山洪、冲沟和河流冲淤等情况。

5.6.3　边坡工程勘察应查明下列内容：

1　地形和地貌特征；

2　岩土的年代、类型、成因、工程特性、覆盖层厚度、基岩面的形态和坡度、岩石风化和完整程度；

3　岩体主要结构面特别是软弱结构面的类型、产状、发育程度、延伸程度、结合程度、充填状况、充水状况、力学属性和与临空面的关系；

4　地下水水位、水量、类型、主要含水层的分布情况、岩土的透水性、补给及动态变化情况；

5　不良地质作用的范围和性质；

6　地下水、土对支挡结构材料的腐蚀性；

7　坡顶邻近（含基坑周边）建筑物的荷载、结构、基础形式和埋深，地下设施的分布和埋深。

5.6.4　边坡勘察应先进行工程地质测绘和调查。工程地质测绘和调查应查明边坡的形态、坡角、结构面产状和性质等，工程地质测绘的范围应包括可能对边坡稳定有影响及受边坡影响的所有地段。

5.6.5　边坡工程勘探应采用钻探、坑（井）探和槽探等方法。必要时可辅以洞探。位于岩溶发育的边坡除采用上述方法外，尚应采用工程物探方法。

5.6.6　边坡工程勘探范围应包括坡面区域和坡面外围一定的区域，可按下列规定确定：

1　无外倾结构面控制的岩质边坡到坡顶的水平距离一般不应小于边坡高度；

2　外倾结构面控制的岩质边坡应根据组成边坡的岩土性质及可能破坏模式确定；

3　对于可能按土体内部圆弧型破坏的土质边坡不应小于1.5倍坡高。对可能沿岩土界面滑动的土质边坡，后部应大于可能的后缘边界，前缘应大于可能的剪出口位置；

4　对涉水边坡，前缘宜到达河（湖）底。

必要时勘察范围尚应包括可能对建筑物有潜在安全影响的区域。

5.6.7　勘探线应以垂直边坡走向或平行主滑方向布置为主，可能支挡位置线应布置勘探线。勘探点分为一般性勘探点和控制性勘探点，控制性勘探点宜占勘探点总数的1/5～1/3。

5.6.8　勘探线、点间距可按表5.6.8确定。

**表5.6.8　详细勘察的勘探线、点间距**

| 边坡安全等级 | 勘探线间距（m） | 勘探点间距（m） |
|---|---|---|
| 一级 | ≤20 | ≤15 |
| 二级 | 20～30 | 15～20 |
| 三级 | 30～40 | 20～25 |

5.6.9　勘探点的深度宜进入最下层潜在滑动面2m～5m，支挡位置的勘探点深度应根据可能选择的支护结构形式确定。对于重力式挡墙、扶壁式挡墙和锚杆挡墙可进入持力层不小于2m；对于悬臂桩进入嵌固段的深度，土层时不宜小于悬臂长度的1.0倍，岩质时不宜小于悬臂长度的0.7倍。

5.6.10　边坡工程勘察的岩土取样和试验应符合下列要求：

1　对主要岩土层和软弱层应采取试样进行物理力学性质试验，其试验项目应包括物理性、抗剪强度和变形指标，其中对土的抗剪强度试验方法应根据边坡工程设计计算需要，按本规范第11.1.12条的有关规定确定。固结剪切试验的最大固结压力不宜超过土样的上覆土压力；

2　岩石试样的含水状态宜包括天然状态和饱和状态；

3　主要岩土层采集试样的数量，土层不应少于6件，岩样不应少于9件。

根据工程需要，现场大型直剪试验每组不应少于3个试件，有条件时应进行结构面的抗剪强度试验。

5.6.11　边坡工程勘察工作中的钻孔、探井、探坑和探槽等，在野外工作完成后应及时封填密实。当需要时，可选部分钻孔埋设地下水和边坡的变形监测设备。

5.6.12　对大型待填的填土边坡宜进行料源勘察，针对可能的取土地点，查明用于填筑的岩土的工程性质，为边坡填筑的设计和施工提供依据。

5.6.13　岩质边坡应根据岩体主要结构面与坡向的关系、结构面倾角的大小、结合程度、岩体完整程度等因素对边坡岩体类型进行划分，并应符合表5.6.13的规定。

**表 5.6.13　岩质边坡的岩体分类**

| 边坡岩体类型 | 判定条件 | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 岩体完整程度 | 结构面结合程度 | 结构面产状（外倾结构面或不同结构面的结合线倾角） | 直立边坡自稳能力 |
| Ⅰ | 完整 | 良好或一般 | ＞75°或＜27° | 30m高的边坡长期稳定，偶有掉块 |
| Ⅱ | 完整 | 良好或一般 | 27°～75° | 15m高的边坡稳定，15m～30m的边坡欠稳定 |
| | 完整 | 差 | ＞75°或＜27° | |
| | 较完整 | 良好或一般 | ＞75°或＜27° | 边坡出现局部掉块 |
| Ⅲ | 完整 | 差 | 27°～75° | 8m高的边坡稳定，15m的边坡欠稳定 |
| | 较完整 | 良好或一般 | ＞75°或＜27° | |
| | 较完整 | 差 | 27°～75° | |
| | 较破碎 | 良好或一般 | ＞75°或＜27° | |
| | 较破碎（碎裂镶嵌） | 良好或一般 | 结构面无明显规律 | |
| Ⅳ | 较完整 | 差或很差 | 外倾结构面以层面为主，倾角多为27°～75° | 8m高的边坡不稳定 |
| | 较破碎 | 一般或差 | 27°～75° | |
| | 破碎或极破碎 | 碎块间结合很差 | 结构面无明显规律 | |

5.6.14　岩体结构面的结合程度可按表5.6.14确定



**表5.6.14　结构面的结合程度**

| 结合程度 | 结合状况 | 起伏粗糙程度 | 结构面张开度 | 充填状况 | 岩体状况 |
|---|---|---|---|---|---|
| 结合良好 | 铁硅钙质胶结 | 起伏粗糙 | ≤3mm | 胶结 | 硬岩或较软岩 |
| 结合一般 | | | 3mm～5mm | 胶结 | 硬岩或较软岩 |
| | | | ≤3mm | 胶结 | 软岩 |
| 结合一般 | 分离 | 起伏粗糙 | ≤3mm（无充填时） | 无充填或岩块、岩屑充填 | 硬岩或较软岩 |
| 结合差 | | | ≤3mm | 干净，无充填 | 软岩 |
| | | 平直光滑 | ≤3mm（无充填时） | 无充填或岩块、岩屑充填 | 各种岩层 |
| | | 平直光滑 | | 岩块、岩屑夹泥或附泥膜 | 各种岩层 |
| 结合很差 | | 平直光滑、略有起伏 | | 泥质或泥质夹岩屑充填 | 各种岩层 |
| | | 平直很光滑 | ≤3mm | 无充填 | 各种岩层 |
| 结合极差 | | | | 泥化夹层 | 各种岩层 |

注：1　起伏度：当$R_A$＜1%时，平直；$R_A$＝1%～2%，略有起伏；$R_A$＞2%，起伏；其中$R_A$=$A/L$，$A$为连续结构面起伏幅度（cm），$L$为连续结构面取样长度，测量范围$L$一般为1.0m～3.0m。

2　粗糙度：很光滑，感觉非常细腻如镜面；光滑，感觉比较细腻，无颗粒感觉；较粗糙，可以感觉到一定的颗粒状；粗糙，明显感觉到颗粒状。

5.6.15　岩体结构面抗剪强度指标的试验应符合现行国家标准《工程岩体试验方法标准》GB/T 50266的有关规定。当无条件进行试验时，结构面的抗剪强度指标标准值在初步设计时可按表5.6.15并结合类似工程经验确定。

**表5.6.15　结构面的抗剪强度指标标准值**

| 结构面类型 | | 结构面结合程度 | 内摩擦角$\varphi$（°） | 黏聚力$c$（kPa） |
|---|---|---|---|---|
| 硬性结构面 | 1 | 结合好 | ＞35 | ＞130 |
| | 2 | 结合一般 | 35～27 | 130～90 |
| | 3 | 结合差 | 27～18 | 90～50 |

续　表　5.6.15

| 结构面类型 | | 结构面结合程度 | 内摩擦角$\varphi$（°） | 黏聚力$c$（kPa） |
|---|---|---|---|---|
| 软弱结构面 | 4 | 结合很差 | 18～12 | 50～20 |
| | 5 | 结合极差 | ＜12 | ＜20 |

注：1　除第1项和第5项外，结构面两壁为极软岩、软岩时取较低值；
2　取值时应考虑结构面的贯通程度；
3　结构面浸水时取低值；
4　临时性边坡可取高值；
5　已考虑结构面的时间效应；
6　未考虑结构面参数在施工期和运行期受其他因素发生的变化，当判定为不利因素时，可进行适当折减。

5.6.16　岩质边坡岩体的抗剪强度宜通过现场试验确定，当无试验资料时，可按表5.6.16确定边坡岩体的等效内摩擦角。

表5.6.16　边坡岩体等效内摩擦角标准值$\varphi_e$

| 边坡岩体类型 | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ |
|---|---|---|---|---|
| 等效内摩擦角$\varphi_e$（°） | ＞72 | 72～62 | 62～52 | 52～42 |

注：1　边坡高度较大时宜取较小值；反之取较大值；当边坡岩体变化较大时，应按同等高度段分别取值；
2　已考虑时间效应；对于Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级岩质临时边坡可取上限值，Ⅰ类岩质临时边坡可根据岩体强度及完整程度取大于72°的数值；
3　适用于完整、较完整的岩体，破碎、较破碎的岩体可适当折减。

5.6.17　边坡稳定性分析应符合以下规定：

1　边坡稳定性状态应在定性分析的基础上结合定量计算作出综合分析、判断；

2　边坡的抗滑移稳定性计算可采用刚体极限平衡法。对结构复杂的岩质边坡，可结合采用极射赤平投影法和实体比例投影法；当边坡破坏机制复杂时，可采用数值极限分析方法；

3　计算沿结构面滑动的稳定性时，应根据结构面形态采用平面或折线形滑面。计算土质边坡、极软岩边坡、破碎或极破碎岩质边坡的稳定性时，可采用圆弧形滑面；

4　采用刚体极限平衡法计算边坡抗滑稳定性时，可根据滑面形态按本规范附录C选择具体计算方法，对于二级、三级土质边坡圆弧形滑面的边坡稳定性系数也可以采用瑞典条分法计算，并将计算的边坡稳定性系数按提高10%～20%进行修正；

5　边坡稳定性计算时，对地震基本烈度为7度及7度以上地区的永久性边坡应进行地震工况下的边坡稳定性验算。

5.6.18　边坡稳定安全系数$F_{st}$按表5.6.18确定。当边坡稳定性系数小于边坡稳定性安全系数时，应对边坡进行处理。

表5.6.18　边坡稳定性安全系数$F_{st}$

| 稳定安全系数 / 边坡工程安全等级 / 边坡类型 | | 一级 | 二级 | 三级 |
|---|---|---|---|---|
| 永久边坡 | 一般工况 | 1.35 | 1.30 | 1.25 |
| | 地震工况 | 1.20 | 1.15 | 1.10 |
| 临时边坡 | | 1.25 | 1.20 | 1.15 |

注：1　表中地震工况的安全系数仅适用于塌滑区内无重要建构筑物的边坡；
2　对地质条件很复杂或破坏后果极严重的边坡工程，其稳定安全系数应适当提高。

## 5.7　基坑工程

5.7.1　基坑工程勘察，应与主体建筑勘察同步进行。初步勘察阶段应初步查明场地环境情况和工程地质条件、预测基坑工程中可能产生的主要岩土工程问题；详细勘察阶段应在详细查明场地工程地质条件基础上，判断基坑的整体稳定性，预测可能发生的破坏模式，为基坑工程的设计、施工提供基础资料，对基坑工程等级、支护方案提出建议。在施工阶段，必要时尚应进行补充勘察。

对于较复杂的、周边环境风险较高的基坑工程，或者已有资料不满足基坑设计要求时，可进行专门的基坑工程岩土工程勘察。

5.7.2　基坑工程勘察前，应取得以下资料：

1　建筑总平面布置图。图中应附有场地地形、用地红线、坐标、室内外地坪标高、地下室边界线、周边环境现状以及邻近建筑、土坡、沟渠等；

2　岩土工程勘察任务书。其中应提出基坑工程勘察的要求，说明基坑开挖深度、建筑物基础型式；

3　基坑周边已有的水文地质和工程地质资料；

4　邻近建筑物和地下设施的现状、结构特点以及对开挖变形的承受能力等。

5.7.3　基坑工程勘察的范围和深度应根据场地条件和设计要求确定，并应符合下列规定：

1　勘探点范围应根据基坑开挖深度及场地的岩土工程条件确定；基坑外宜布置勘探点，其范围不宜小于基坑深度的1倍；当需要采用锚杆时，基坑外勘探点的范围不宜小于基坑深度的2倍；当基坑外无法布置勘探点时，应通过调查取得相关勘察资料并结合场地内的勘察资料进行综合分析；

在深厚软土区、复杂场地和斜坡场地，或为查明某些专门问题时，勘察范围尚应适当扩大；

2　勘察深度宜为开挖深度的（2～3）倍，在此深度内遇到坚硬黏性土、碎石土和岩层，可根据岩土类别和支护设计要求适当减小深度；对深厚软土层，控制性勘探孔应穿透软土层；为降水或截水设计需要，控制性勘探孔应穿透主要含水层进入隔水层一定深度；

3　勘探点的间距根据地质条件的复杂程度宜为15m～25m，当遇沟、暗塘或填土厚度变化很大或基岩面起伏很大时，宜加密勘探点；控制性勘探点宜为勘探点总数的1/3，且每一基坑侧边不宜少于1个控制性勘探点。

4　在基坑深度内，遇微风化基岩时，一般性勘探孔应钻入微风化岩层1m～3m，控制性勘探孔应超过基坑深度1m～3m。

5.7.4　对土质基坑，除钻探、取样和进行室内试验外，对一般



黏性土宜进行静力触探和标准贯入试验；对砂土和碎石土宜进行标准贯入试验和圆锥动力触探试验；对软土宜进行十字板剪切试验；当设计需要时可进行基床系数测定或旁压试验、扁铲侧胀试验等。

5.7.5　对岩质基坑，应采取钻探、工程物探、原位测试及室内试验、工程地质测绘调查等手段，查明岩石的岩性、结构构造、产状、岩石的风化程度、坚硬程度和完整程度；必要时，基坑开挖以后应查明主要结构面（特别是软弱外倾结构面）的力学特性、产状、延伸长度、结合程度、充填物状态、充水状况、组合关系、与临空面的关系及坡体的含水状况等。

5.7.6　采取岩石试样、不扰动土试样和进行原位测试的数量，应保证每一主要岩土层有代表性的数据分别不少于6件（次），连续的静力触探和动力触探试验不应少于3孔。

5.7.7　土的抗剪强度试验方法，应与本规范第12.1.7条的规定相一致。

5.7.8　**当场地水文地质条件复杂，在基坑开挖过程中需要对地下水进行控制（降水或阻渗），且已有资料不能满足要求时，应进行专门的水文地质勘察。**

5.7.9　当基坑开挖可能产生流土、管涌等渗透性破坏时，应有针对性地进行勘察，分析评价其产生的可能性及对工程的影响。

5.7.10　在特殊性岩土分布区进行基坑工程勘察时，可根据本规范第6章的有关规定进行勘察，对软土的蠕变和长期强度、软岩和极软岩的失水崩解、膨胀土的膨胀性和裂隙性以及非饱和土增湿软化等对基坑的影响进行分析评价。

5.7.11　基坑工程勘察应针对以下内容进行分析，提供有关计算参数和建议。

1　边坡的局部稳定性、整体稳定性和坑底抗隆起稳定性；

2　坑底和侧壁的渗透稳定性；

3　挡土结构和边坡可能发生的变形；

4　降水效果和降水对环境的影响；

5　开挖和降水对邻近建筑物和地下设施的影响。

5.7.12　基坑岩土工程勘察报告中应包括下列内容：

1　与基坑开挖有关的场地条件、岩土质条件和工程条件；

2　提出处理方式、计算参数和支护结构选型的建议；

3　提出地下水控制方法、计算参数和施工控制的建议；当基坑底面以下存在高水头的承压含水层时应评价坑底土层的隆起或产生突涌的可能性；

4　提出施工方法和施工中可能遇到的问题的防治措施的建议；

5　提出对施工阶段的环境保护和监测工作的建议。

## 5.8　工程地质测绘和调查

5.8.1　岩石出露或地貌、地质条件较复杂的场地应进行工程地质测绘。对地质条件简单的场地，可采用调查代替工程地质测绘。

5.8.2　工程地质测绘和调查宜在可行性研究阶段或初步勘察阶段进行。详细勘察时，可在初步勘察测绘和调查的基础上，对某些专门地质问题（如滑坡、断裂等）做必要的补充调查。

5.8.3　工程地质测绘和调查的范围，应包括场地及其附近地段。测绘的比例尺和精度应符合下列要求：

1　测绘的比例尺，可行性研究勘察可选用1∶5000～1∶50000；初步勘察可选用1∶2000～1∶10000；详细勘察可选用1∶200～1∶2000；条件复杂时，可适当放大；

2　对工程有重要影响的地质单元体（滑坡、断层、软弱夹层、洞穴等），可采用扩大比例尺表示；

3　地质界线和地质观测点的测绘精度，在图上不应低于3mm。

5.8.4　地质观测点的布置、密度和定位应满足下列要求：

1　在地质构造线、地层接触线、岩性分界线、标准层位和



每个地质单元体应有地质观测点；

2　地质观测点的密度应根据场地的地貌、地质条件、成图比例尺和工程要求确定，并应具代表性；

3　地质观测点应充分利用天然和已有的人工露头，当露头较少时，应根据具体情况布置一定数量的探坑或探槽；

4　地质观测点的定位应根据精度要求选用适当方法；地质构造线、地层接触线、岩性分界线、软弱夹层、地下水露头和不良地质作用等特殊地质观测点，宜用仪器定位。

5.8.5　工程地质测绘和调查，宜包括下列内容：

1　查明地形、地貌特征及其与地层、构造、不良地质作用的关系，划分地貌单元；

2　查明岩土的年代、成因、性质、厚度和分布，对岩层应鉴定其风化程度，对土层应区分新近沉积土、各种特殊性土；

3　查明岩体结构类型，各类结构面（尤其是软弱结构面）的产状和性质，岩、土接触面和软弱夹层的特性等；

4　查明地下水的类型，补给来源、排泄条件，井泉位置，含水层的岩性特征、埋藏深度、水位变化、污染情况与地表水体的关系；

5　搜集气象、水文、植被、土的标准冻结深度等资料；调查最高洪水位及其发生时间、淹没范围；

6　查明溶洞、土洞、滑坡、崩塌、冲沟、地面沉降、断裂、地震震害、地裂缝、岸边冲刷等不良地质作用的形成、分布、形态、规模、发育程度及其对工程建设的影响；

7　调查人类活动对场地稳定性的影响，包括人工洞穴、地下采空、大挖大填、抽水排水等；

8　建筑物的变形和工程经验。

5.8.6　工程地质测绘和调查的成果资料宜包括实际材料图、综合工程地质图、工程地质分区图、综合地质柱状图、工程地质剖面图以及各种素描图、照片和文字说明等。

# 6 特殊性岩土及不良地质作用

## 6.1 一般规定

6.1.1 岩土工程勘察应查明拟建工程场地及周边是否存在特殊性岩土及不良地质作用，分析评价其成因类型、规模、发育程度、发展趋势及对工程的影响，提出有关地基处理与基础选型的建议、防治方案及计算参数。

6.1.2 对建筑物有潜在威胁或直接危害的不良地质作用强烈发育区，应提出避让要求。当必须利用该场地进行建设时，应进行专门的勘察评价，提出有针对性的防治方案建议，并采取安全可靠的整治措施。

6.1.3 特殊性岩土及不良地质作用发育区的勘察应采取多种手段对比，除常规的钻探测试外，可根据具体情况布置工程地质测绘、工程物探、槽探、井探等手段。

6.1.4 当根据场地的地貌特征初步判断具有发生滑坡、危岩和崩塌、泥石流的可能性时，应按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021及相关规范的规定进行勘察。

## 6.2 软 土

6.2.1 本节适用于存在淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭质土、软塑流塑状态的黏性土、松散～稍密状态的粉土、砂土和吹填土等新近沉积土场地的勘察。

6.2.2 软土勘察除符合本规范第5章的要求外，尚应查明下列内容：

1 软土成因类型、构造特点和层理特征、成层条件、分布规律、水平向和垂直向的均匀性；

2 地表硬壳层的分布与厚度、下伏硬土层或基岩的埋深与起伏状况；

3 软土固结历史、应力水平和结构破坏对强度和变形的影响；

4 微地貌形态和暗埋的塘、沟、坑、穴的分布、埋深及填土情况；

5 开挖、回填、支护、工程降水、打桩、沉井等对软土应力状态、强度和压缩性的影响。

6.2.3 软土勘察应采用钻探取样与原位测试相结合的手段。软土取样应采用薄壁取土器，其规格应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定；软土原位测试宜采用双桥静力触探试验、旁压试验、十字板剪切试验、扁铲侧胀试验和螺旋板载荷试验等。

6.2.4 软土勘察勘探点的布置应符合下列要求：

1 应根据工程规模、荷载大小、地基复杂程度综合确定，当土层厚度变化较大或存在地下不明地质体时应予加密；

2 当软土以夹层或透镜体出现，且厚度大于50cm时，勘探点应进行局部加密，查明其分布范围；

3 当遇到暗塘等不良地质体时，勘探点应进行局部加密，控制范围应距暗塘等不良地质体外边缘不小于3m。

6.2.5 软土勘察勘探点的深度应符合下列要求：

1 控制性勘探孔应穿过软土层钻至下卧硬层一定深度；

2 当软土层较厚时，勘探深度不应小于地基压缩层的计算深度；

3 当需进行地基整体稳定性验算时，控制性勘探点深度应满足稳定性验算要求。

6.2.6 软土室内试验项目应根据工程性质、基础类型、地基土特性及其均匀性等因素综合确定。固结试验第一级加荷宜取

25kPa或50kPa。

6.2.7　软土的力学参数宜根据室内试验、十字板剪切试验等原位测试结果，结合经验综合确定。有条件时，也可根据载荷试验、原型监测反分析确定。

6.2.8　软土物理力学性质指标统计除应遵循土的一般统计方法外，尚应满足下列要求：

1　剔除土中夹层和含有结核、沙砾、贝壳等包含物部位的指标；

2　厚层状软土宜根据软土指标的变化分层统计。

6.2.9　软土的岩土工程评价应包括下列内容：

1　判定地基产生失稳和不均匀变形的可能性；当工程位于池塘、河岸、边坡附近时，应验算其稳定性；

2　软土的地基承载力特征值应根据室内试验、原位测试结果，并结合下列因素综合确定：

1）软土成层条件、应力历史、结构性、灵敏度等力学特性和地下水及其变化条件；

2）上部结构的类型、刚度、荷载性质、大小和分布、对不均匀沉降的敏感性；

3）基础的类型、尺寸、埋深和刚度等；

4）施工方法、加荷速率对软土性质的影响。

3　当建筑物相邻高低层荷载相差较大时，应分析其变形差异和相互影响；当有大面积堆载时，应分析对相邻建筑物的不利影响；

4　地基沉降计算可采用分层总和法；并应根据当地经验进行修正，必要时，应考虑软土的次固结效应；

5　提出基础形式和持力层的建议，对于上硬下软的双层土地基应进行下卧层验算。

6　当软土下卧的基岩面或硬土层面倾斜时，应分析评价软土沿硬层面产生滑移、不均匀变形的可能性，当采用预制桩时应



评价其对成桩的影响；

7　应评价软土对桩基产生负摩阻作用的可能性；

8　对于需要进行软土地基处理的工程，宜提出可行的处理工艺和方法，并给出相应的计算参数。对于泥炭、泥炭质土，应分析和提示水泥土桩成桩可行性；

9　评价基坑工程与周边环境的相互影响，评价地下水对基坑开挖的影响，提出地下水控制方法的建议，提供基坑工程设计所需的地层结构、岩土层物理力学性质指标及含水层水文地质参数指标。

## 6.3　黄　　土

6.3.1　本节适用于非自重湿陷性黄土和黄土状土的勘察。遇有自重湿陷性黄土时，应按现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025有关规定进行。

6.3.2　黄土地基勘察，应查明下列内容：

1　黄土地层的成因及时代；

2　黄土层的厚度和平面分布；

3　黄土的湿陷系数、场地的湿陷类型和黄土地基的湿陷等级；

4　地基承载力和变形参数；

5　环境水变化趋势；

6　场地整平后高差变化；

7　其他工程地质条件。

6.3.3　勘探点的布置除应符合本规范第5章有关规定外，尚应符合下列要求：

1　应布置适当数量的探井。当以黄土作为地基持力层或黄土对工程影响较大时，探井的布置应按现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025有关规定；当影响不大时，对单独建筑场地不应少于2个，对建筑群每栋建筑物不宜少于1个；其深度

应超过黄土层层底深度或地下水位深度；

2　当黄土分布复杂，需查明其分布范围时，可专门布设勘探点，其深度应穿透黄土层。

6.3.4　野外可采用井探、钻探、静力触探、轻型动力触探、标准贯入试验等勘探方法；室内应采用探井土试样进行物理力学性试验，确定湿陷系数、湿陷起始压力、抗剪强度和压缩模量等参数。

6.3.5　当高度大于24m的建筑采用湿陷性黄土作为地基持力层时，应采用现场浸水静载荷试验确定地基承载力特征值。

6.3.6　黄土的湿陷性应根据室内浸水饱和压缩试验，在一定压力下测定的湿陷系数$\delta_s$进行判定，并应符合下列要求：

1　试验环刀面积不小于5000mm$^2$；

2　湿陷系数$\delta_s$应选取200kPa或自重应力与附加应力之和作为试验压力；

3　当湿陷系数$\delta_s<0.015$时，应定为非湿陷性土；

4　当湿陷系数$\delta_s\geqslant0.015$时，应定为湿陷性土。

6.3.7　湿陷性黄土的湿陷程度，可根据湿陷系数$\delta_s$进行划分：

1　当$0.015\leqslant\delta_s\leqslant0.030$时，湿陷性轻微；

2　当$0.030<\delta_s\leqslant0.070$时，湿陷性中等；

3　当$\delta_s>0.070$时，湿陷性强烈。

6.3.8　湿陷性黄土地基的湿陷量计算值$\Delta_s$应按下列规定计算：

$$\Delta_s=\sum\beta\delta_{si}h_i \qquad (6.3.8)$$

式中：$\beta$——考虑基底下地基土的浸水可能性和侧向挤出等因素的修正系数，基底下0～5m深度内取1.50；基底下5m以上取1.00；

$h_i$——第$i$层湿陷性黄土的厚度。

注：湿陷量的计算值$\Delta_s$的计算深度应自基础底面算起，若基础底面标高不确定时，自地面下1.5m算起；累计至基础下10m（或地基压缩层）深度为止，其中$\delta_s$小于0.015的土层不累计。



6.3.9　湿陷性黄土地基的湿陷等级，应根据湿陷量的计算值按表6.3.9判定。

表6.3.9　湿陷性黄土地基的湿陷等级

| $\Delta s$（mm） | $\Delta s\leqslant300$ | | $\Delta s>300$ |
|---|---|---|---|
| | $\Delta s\leqslant50$ | $\Delta s\leqslant300$ | |
| 湿陷等级 | Ⅰ$_1$（轻微） | Ⅰ$_2$（轻微） | Ⅱ（中等） |

6.3.10　新近堆积黄土可根据室内试验，按下列公式进行判定：

1　在50kPa～150kPa压力段，具有高压缩性。

2　$R=-68.45e+10.98a-7.16\gamma+1.18w$　　（6.3.10）

$$R_0=-154.80$$

当$R>R_0$时，判定该土为新近堆积黄土。

式中：$e$——土的孔隙比；

$a$——土的压缩系数（MPa$^{-1}$），应取50kPa～150kPa或0～100kPa压力下的大值；

$\gamma$——土的重度（kN/m$^3$）；

$w$——土的天然含水量（%）；

6.3.11　在大面积填方黄土场地上，应根据填方厚度、地下水位可能上升的幅度，判断黄土产生湿陷的可能性，并采取相应的防治措施。

6.3.12　对各类建筑采取设计措施，应根据建筑地基湿陷等级和未处理土层的湿陷起始压力或剩余湿陷量等综合确定，并应符合下列规定：

1　当建筑地基湿陷等级为Ⅰ1级或地基内湿陷性黄土层已全部挖除，或已全部处理时，可按一般地区的规定设计；

2　对甲类建筑，应消除地基的全部湿陷量或采用桩基础穿透全部湿陷性黄土层，或将基础设置在陷性黄土层上，其防水措施和结构措施按一般地区的规定设计；

3　对乙类建筑，当湿陷等级为Ⅰ2级和Ⅱ级时，换填厚度分别不应小于1m和2m，计算剩余湿陷量不应大于50mm，同时应采取

结构措施和检漏防水措施；当湿陷性黄土厚度大时，在建筑范围内应整片处理，处理深度不应小于地基压缩层的2/3；未处理土层的湿陷起始压力不应小于100kPa；

4　对丙类建筑，当湿陷等级为Ⅰ2级时，其换填厚度不应小于0.5m，同时应采取结构措施和基本防水措施。当湿陷等级为Ⅱ级时，对单层建筑，其换填厚度不应小于0.5m；对多层建筑，其换填厚度不应小于1.0m，未处理黄土层的湿陷起始压力值不小于100kPa，同时应采取结构措施和检漏防水措施；

5　对丁类建筑，可不进行地基处理。但在Ⅰ2级湿陷性黄土地基上，应采取基本防水措施；在Ⅱ级湿陷性黄土地基上，应采取结构措施和基本防水措施；

6　在新近堆积黄土场地上，对丁类建筑宜采取结构措施和基本防水措施；对其他建筑应进行地基处理消除湿陷。

**注：甲、乙、丙、丁类建筑的划分应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025的有关规定。**

6.3.13　湿陷性黄土地基的处理可根据建筑类型、湿陷等级、环境影响、施工设备等因素选用换填垫层法、强夯法或挤密法等地基处理方法。

## 6.4　填　　土

6.4.1　填土勘察，在满足一般地基详细勘察要求的同时，应重点进行下列工作：

1　搜集资料，调查地形和地物的变迁、填土的来源、堆积年代和堆积方式；

2　查明填土的类型、分布、厚度、物质成分、颗粒级配、均匀性、密实度、固结程度、压缩性以及湿陷性等；

3　调查地下水与填土分布的关系及地下水的动态；

4　判定不同填土对建筑材料的腐蚀性。



6.4.2　填土勘察应在本规范第5章规定的基础上加密勘探点，确定暗埋的塘、坑、沟等的范围。

勘探方法应根据填土的性质确定。对由粉土或黏性土组成的素填土，可采用钻探取样、轻型钻具与原位测试相结合的方法；对含较多粗粒成分的素填土和杂填土宜采用动力触探、钻探及井探或槽探方法；对大面积填土，可结合工程物探方法查明填土的分布。

6.4.3　填土的工程特性指标宜采用下列测试方法确定：

1　填土的均匀性和密实度宜采用触探法，并辅以室内试验；

2　填土的压缩性、湿陷性宜采用室内固结试验或现场载荷试验；

3　杂填土的密度试验宜采用大容积法；

4　对压实填土，应测定填料的最优含水量和最大干密度及压实后的干密度，计算压实系数。

6.4.4　填土岩土工程评价应符合下列规定：

1　阐明填土的分布、成分和堆积年代，判定地基的均匀性、压缩性和密实度；必要时应按厚度、强度和变形特性分层或分区评价；

2　对压实填土和堆积年限较长的素填土、冲填土、由建筑垃圾或性能稳定的工业废料组成的杂填土，当较均匀和较密实且厚度不大时可作为天然地基；由有机质含量较高的生活垃圾和对基础有腐蚀性的工业废料组成的杂填土，不宜作为天然地基；

3　当填土底面的天然坡度大于20%，或下卧层为基岩，其顶面坡度大于10%时，应验算其稳定性；

4　对于欠固结的填土采用桩基础时应考虑其负摩阻力；

5　应分析厚层填土的变形情况及地下水位对填土地基的影响。

6.4.5　填土地基的处理可采用下列方法：

1　基底下填土厚度较薄时，可采用换填垫层法，换填材料可根据地质情况和上部结构荷载选用素土、土夹石、灰土、碎

石、中粗砂、砂石等；

2　当上部荷载不大时，可采用压实或夯实地基处理；

3　当上部荷载较大时，可采用强夯（置换）法、柱锤冲扩桩、挤密桩地基处理法进行处理；

4　采用桩基础，穿透填土层。

## 6.5　膨 胀 土

6.5.1　含有大量亲水矿物，湿度变化时有较大体积变化，变形受约束时产生较大内应力的土，应判定为膨胀土。膨胀土可依据下列特征进行初判：

1　多分布在二级或二级以上阶地、山前丘陵和盆地边缘；

2　地形平缓，无明显自然陡坎；

3　常见浅层滑坡、地裂、新开挖的路堑、边坡、基槽易发生坍塌；

4　裂缝发育、方向不规则，常有光滑面和擦痕，裂缝中常充填灰白、灰绿色黏土；

5　自然条件下呈坚硬或硬塑状态，遇水软化；

6　自由膨胀率大于40%；

7　未经处理的建筑物成群破坏，低层较多层严重，刚性结构较柔性结构严重；

8　建筑物开裂多发生在旱季，裂缝宽度随季节变化。

膨胀土的终判应在初判的基础上按本节第6.5.8 条进行。

6.5.2　膨胀土场地，按地形地貌条件可分为平坦场地和坡地场地。符合下列条件之一者应划为平坦场地。

1　地形坡度小于5°且同一建筑物范围内局部高差不超过1m；

2　地形坡度大于5° 小于14° ，与坡肩水平距离大于10m 的坡顶地带。

不符合以上条件的应划为坡地场地。



6.5.3　膨胀土地区工程地质测绘和调查除了符合本规范第5.8节的规定外，尚应包括下列内容：

1　搜集当地降水量、蒸发力、气温、地温、干湿季节、干旱持续时间等气象资料，查明大气影响深度；

2　查明有无浅层滑坡、地裂、冲沟以及微地貌形态和植被情况；

3　调查地表水的排泄和积聚情况以及地下水类型、水位和变化规律；

4　勘察场地和周边地区的建筑经验和建筑物开裂情况。

6.5.4　膨胀土地区低层砖混结构建筑物的勘察应遵守下列规定：

1　选择场址勘察应对已开裂破坏的建筑物进行研究分析；初步勘察应确定膨胀土的胀缩等级，预估地下水位季节性变化幅度和对地基土胀缩性、强度等性能的影响；详细勘察应查明各建筑物的地基土层胀缩性能。对荷载较大的重要建筑物和有特殊要求的建筑物，必要时，可进行现场浸水载荷试验、桩的浸水胀拔力试验和现场水平膨胀力试验。试验方法按现行国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》GB 50112的规定执行。

2　勘探点宜结合地貌单元和微地貌形态布置；其数量应比非膨胀土地区适当增加，采取试样的勘探点不应少于全部勘探点的1/2；对于密集的建筑群，采取试样的勘探点数量可适当减少，但不应少于全部勘探点的1/3；

3　勘探孔的深度，除应满足基础埋深和附加应力的影响深度外，尚应超过大气影响深度；控制性勘探孔不应小于8m，一般性勘探孔不应小于5m；

4　在大气影响深度内，每个控制性勘探孔均应采取Ⅰ、Ⅱ级土试样，取样间距不应大于1.0m，在大气影响深度以下取样间距可为1.5m～2.0m；一般性勘探孔从地表下1m开始至5m深度内，可取Ⅲ级土试样，测定天然含水量。

5　地形、地质条件复杂或有成群建筑物破坏的场地，应进

行施工勘察或维护勘察。

6.5.5　膨胀土地区非低层砖混结构建筑物的勘察除满足本节第6.5.4条外，尚应符合本规范第5.2节的有关规定。

6.5.6　膨胀土的室内试验，除应符合本规范第5章的有关规定外，尚应测定自由膨胀率、一定压力下的膨胀率、收缩系数和膨胀力。

6.5.7　当为深基坑工程提供支护设计参数时，剪切试验应采用饱和状态下不固结不排水三轴剪切试验。

表6.5.8　膨胀土的膨胀潜势分类

| 自由膨胀率（%） | $40\leqslant\delta_{ef}<65$ | $65\leqslant\delta_{ef}<90$ | $\delta_{ef}\geqslant90$ |
|---|---|---|---|
| 膨胀潜势 | 弱 | 中 | 强 |

6.5.8　膨胀土的膨胀潜势应按表6.5.8分类。

6.5.9　对初判为膨胀土的地区，应计算土的膨胀变形量、收缩变形量和胀缩变形量。计算方法应符合现行国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》GB 50112的规定。

6.5.10　膨胀土地基应根据地基胀缩变形对低层砖混房屋的影响程度进行评价，地基的胀缩等级可根据地基分级变形量按表6.5.10划分。

表6.5.10　膨胀土地基的胀缩等级

| 等级 | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ |
|---|---|---|---|
| 地基分级变形量$S_c$（mm） | $15\leqslant S_c<35$ | $35\leqslant S_c<70$ | $S_c\geqslant70$ |

6.5.11　膨胀土的岩土工程评价应符合下列规定：

1　除满足本规范的有关规定外，其地基处理、桩基设计、总平面布置、建筑和结构措施、施工和维护应符合现行国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》GB 50112的规定；

2　对边坡及位于边坡上的工程，应进行稳定性验算；验算时应考虑坡体内含水量变化的影响；均质土可采用圆弧滑动法，有软弱夹层及层状膨胀土应按最不利的滑动面验算；具有胀缩裂缝和地裂缝的膨胀土边坡，应进行沿裂缝滑动的验算；



3　对基坑支护工程，应考虑膨胀力对锚杆、土钉等支护结构抗拔力的影响。

## 6.6　盐 渍 土

6.6.1　当土层中易溶盐含量大于0.3%并具有溶陷、盐胀、腐蚀等工程特性时应判定为盐渍土。

6.6.2　盐渍土的分类

1　盐渍土根据成因可划分为滨海盐渍土、冲积平原盐渍土、内陆盐渍土；

表6.6.2-1　盐渍土按含盐量化学成分分类

| 盐类名称 | 盐渍土名称 | $\frac{c(Cl^-)}{2c(SO_4^{2-})}$ | $\frac{2c(CO_3^{2-})+c(HCO_3^-)}{c(Cl^-)+2c(SO_4^{2-})}$ |
|---|---|---|---|
| 氯盐类 | 氯盐渍土 | >2 | — |
| | 亚氯盐渍土 | 2～1 | — |
| 硫酸盐类 | 亚硫酸盐渍土 | 1～0.3 | — |
| | 硫酸盐渍土 | <0.3 | — |
| 碳酸盐类 | 碱性盐渍土 | — | >0.3 |

注：表中$C(Cl^-)$为氯离子在100g土中所含毫摩数，其他离子同。

2　盐渍土根据其含盐化学成分可按表6.6.2-1分类；

表6.6.2-2　盐渍土按含盐量分类

| 含盐量 / 盐渍化程度 | 平均含盐量（%） | | |
|---|---|---|---|
| | 氯及亚氯盐 | 硫酸及亚硫酸盐 | 碱性盐 |
| 弱盐渍土 | 0.3～1.0 | — | — |
| 中盐渍土 | 1～5 | 0.3～2 | 0.3～1 |
| 强盐渍土 | 5～8 | 2～5 | 1～2 |
| 超盐渍土 | >8 | >5 | >2 |

3　盐渍土根据其含盐量可按表6.6.2-2分类。

6.6.3　盐渍土地区的调查工作，应包括下列内容；

1　搜集区域气象和水文资料；

2　盐渍土的成因、分布和特点；

3　含盐化学成分、含盐量及其在岩土中的分布；

4　地下水的类型、埋藏条件、水质、水位及其季节变化规律；

5　场地及其附近盐渍土场地的植物生长状况；

6　当地工程建设经验和既有建筑物的使用和损坏情况。

6.6.4　盐渍土的勘探测试应符合下列规定：

1　除应符合本规范第5章的规定外，勘探点布置尚应满足查明盐渍土的分布特征要求；

2　采取盐渍土土试样宜在干旱季节进行，对用于测定含盐

表6.6.4　盐渍土扰动土试样取样要求

| 勘察阶段 | 深度范围（m） | 取土试样间距（m） | 取样钻孔占勘探孔总数的百分数（%） |
|---|---|---|---|
| 初步勘察 | ＜5.0 | 1.0 | 100 |
| | 5.0～10.0 | 2.0 | 50 |
| | ＞10.0 | 3.0～5.0 | 20 |
| 详细勘察 | ≤12.0<br>＞12.0 | 1.0～1.5<br>≤2.0 | 50<br>30 |

注：浅基础时取样深度到10m即可。

离子的扰动土试样，宜符合表6.6.4的规定；

3　工程需要时，应测定有害毛细水上升的高度；

4　根据盐渍土的特征，选用载荷试验或其他适宜的原位测试方法，对于溶陷性盐渍土尚应进行浸水载荷试验确定其溶陷性；

5　对盐胀性盐渍土应进行长期观测和现场测定，以确定盐胀临界深度、有效盐胀厚度和总盐胀量，当土中硫酸钠含量不超过1%时，可不考虑盐胀性；

6　除进行常规室内土工试验外，尚应进行溶陷性或盐胀性试验，工程需要可进行土的化学成分分析及结构鉴定；



7　溶陷性指标的测定可按湿陷性土的湿陷试验方法进行。

6.6.5　盐渍土的岩土工程评价应包括下列内容；

1　土中含盐类型、含盐量及主要含盐矿物对工程性能的影响；

2　土的溶陷性、盐胀性、腐蚀性和场地工程建设的适宜性；

3　盐渍土地基的承载力除符合一般土地基的要求外，尚应分别考虑天然状态和浸水状态；

4　盐渍土边坡的稳定性。

## 6.7　风化岩和残积土

6.7.1　本节适用于风化岩和残积土的勘察。

6.7.2　风化岩和残积土的勘察应根据工程需要着重查明以下内容：

1　母岩地质年代和岩石名称；

2　岩石风化程度、各风化带空间形态及工程特征，破碎带和软弱夹层的分布。风化带的划分应符合本规范附录A表A.0.1的规定；

3　岩脉和风化岩中球状风化岩体（孤石）的分布；

4　对边坡工程的风化岩，尚应查明其节理发育情况及其产状；

5　地下水赋存条件；

6　有无特殊岩土工程性状。

6.7.3　风化岩和残积土的勘察应符合下列要求：

1　勘探点间距应取本规范第5章规定的小值。对于球状风化发育的地段应适当加密；当风化岩和残积土具有特殊土性状时，应按相应性状的特殊土要求布置；

2　勘探深度应符合下列要求：

1）对于天然地基，孔深宜穿透全风化岩，或按地基变形计算深度确定；

2）对于高层建筑勘察，孔深宜符合本规范第5.2.13条第2款的规定，其中砾质黏性土和砂质黏性土可按粉土考虑，全风化岩可按砂土考虑；

3）在预定深度内遇强风化岩，进入基底以下强风化岩的深度，控制孔不应少于5m，一般孔不应少于3m；

4）在预定深度内揭露中等风化岩或较完整～完整基岩时，进入基底以下中等风化岩或较完整～完整基岩的深度，控制孔不应少于3m，一般孔不应少于1m；

5）当风化岩和残积土具有特殊土性状时，孔深应根据相应性状的特殊土要求设计；

6）当遇破碎带时，孔深宜穿透破碎带。

3　宜布置一定数量的探井；

4　风化岩和残积土宜采用原位测试与室内试验相结合的方法进行评价；

5　原位测试可采用标准贯入试验、圆锥动力触探试验、波速测试、旁压试验和原位剪切试验等；划分残积土与各风化层时，宜采用标准贯入试验或波速试验。原位测试的适用性见本规范附录D表D.0.1；

6　宜在钻孔中用双重管或三重管或在探井中采取试样，每一风化带不应少于3组；

7　室内土工试验除应按本规范第5.1.5条的规定执行外，对相当于极软岩和极破碎的岩体，可按土工试验的要求进行，对残积土，必要时应进行湿陷性和湿化试验，对于花岗岩残积土应进行颗粒分析试验；

8　以风化岩作为桩端持力层时，勘探点间距宜取本规范第5.3节规定的小值；

9　对桩基勘察的孔深应满足本规范第5.3节的要求；对鲁东花岗岩，当采用嵌岩桩时，控制性勘探孔应进入预计嵌岩面以下不小于5$d$且不小于5m，一般性勘探孔应进入预计嵌岩面以下不小于3$d$且不小于3m。



6.7.4　对于花岗岩残积土应在筛去大于0.5mm的粗颗粒后，进行细粒土试验，确定细粒土的天然含水量$w_f$、塑性指数$I_p$和液性指数$I_L$。细粒土的天然含水量也可用下式计算：

$$w_f=\frac{w-0.01w_A p_{0.5}}{1-0.01p_{0.5}} \qquad (6.7.4)$$

式中：$w_f$ ——花岗岩残积土中小于0.5mm的颗粒细粒土的天然含水量；

$w$ ——花岗岩残积土包括粗、细粒土的天然含水量；

$w_A$ ——土中粒径大于0.5mm颗粒的吸着含水量，无试验资料时可取5%；

$p_{0.5}$ ——土中粒径大于0.5mm颗粒含量占总质量的百分比（%）。

6.7.5　花岗岩残积土的地基承载力特征值和变形指标宜采用载荷试验或旁压试验确定。对于地基基础设计等级为丙级的工程，可根据标准贯入试验，按附录G确定地基承载力特征值，可按下式估算变形模量：

$$E_0=(1.0\sim1.5)N \qquad (6.7.5)$$

式中：$E_0$ ——花岗岩残积土的变形模量（MPa）；

**表6.7.6　风化岩与残积土的划分表**

| 土层分类 | 残积土 | 全风化 | 强风化 |
|---|---|---|---|
| 硬质岩石 | $N<40$ | $40\leqslant N<70$ | $70\leqslant N$ |
| | $q_u<600$ | $600\leqslant q_u<800$ | $800\leqslant q_u$ |
| 软质岩石 | $N<30$ | $30\leqslant N<50$ | $50\leqslant N$ |

注：$q_u$ ——风干试样的无侧限抗压强度（kPa）。

6.7.6　风化岩与残积土的划分，宜符合表6.7.6的规定。

6.7.7　风化岩和残积土的岩土工程评价应符合下列要求：

1　对于厚层的强风化和全风化岩石，应进一步划分碎块状、碎屑状和土状；厚层残积土可进一步划分硬塑残积土和可塑残积土。花岗岩残积土可根据大于2mm颗粒含量百分比按表6.7.7

表6.7.7　花岗岩残积土按大于2mm颗粒含量百分比分类表

| 土的名称 | 砾质黏性土 | 砂质黏性土 | 黏性土 |
|---|---|---|---|
| 大于2mm颗粒含量百分比 | ＞20% | ≤20% | 无 |

划分为黏性土、砂质黏性土和砾质黏性土；

2　建在软硬互层或风化程度不同地基上的工程，应分析不均匀沉降对工程的影响；

3　不均匀风化岩体或软硬互层、主要软弱结构面与坡面倾向一致，夹角小于45°的斜坡工程应评价其稳定性；

4　基槽开挖后应及时检验，对于易风化和遇水易软化的岩土类，应建议在坑底设置排水沟和集水井，并及时砌筑基础或浇注混凝土垫层或其他措施；

5　对岩脉和球状风化体（孤石），应分析评价其对地基（包括桩基）的影响，并提出相应的建议；

6　重要工程或基岩赋水特征较复杂时，对抗浮设防水位应提出进行专门水文地质勘察的建议。

## 6.8　污 染 土

6.8.1　由于致污物质的侵入，使土的成份、结构和性质发生了显著变异的土，应判定为污染土。污染土的定名可在原分类名称前冠以“污染”二字。

6.8.2　本节适用于工业污染土、尾矿污染土和垃圾填埋场渗滤液污染土的勘察，不适用于核污染土的勘察。污染土对环境影响的评价可根据任务要求进行。



6.8.3　污染土场地和地基可分为下列类型，不同类型场地和地基勘察应突出重点。

1　已受污染的已建场地和地基；

2　已受污染的拟建场地和地基；

3　可能受污染的已建场地和地基；

4　可能受污染的拟建场地和地基。

6.8.4　具有下列情形的土，应定为污染土。

1　地基土受污染、腐蚀后，往往会变色、变软，状态由硬塑或可塑变为软塑，甚至变为流塑。污染土的颜色也与一般土不同，呈黑色、黑褐色、灰色、棕红色和杏红色等，有铁锈斑点；

2　建筑物地基内的土层变成具有蜂窝状结构，颗粒分散，表面粗糙，甚至出现局部空洞，建筑物也逐渐出现不均匀沉降；

3　地下水质呈黑色或其他不正常颜色，有特殊气味。

6.8.5　污染土场地和地基的勘察，应根据工程特点和设计要求选择适宜的勘察手段，并应符合下列要求：

1　以现场调查为主，对工业污染应着重调查污染源、污染史、污染途径、污染物成分、污染场地已有建筑物受影响程度、周边环境等。对尾矿污染应重点调查不同的矿物种类和化学成分，了解选矿所采用工艺、添加剂及其化学性质和成分等。对垃圾填埋场应着重调查垃圾成分、日处理量、堆积容量、使用年限、防渗结构、变形要求及周边环境等；

2　采用钻探或坑探采取土样，现场观察污染土颜色、状态、气味和外观结构等，并与正常土比较，查明污染土分布范围和深度；

3　直接接触试验样品的取样设备应严格保持清洁，每次取样后均应用清洁水冲洗后再进行下一个样品的采取；对易分解或易挥发等不稳定组分的样品，装样应尽量减少土样与空气的接触时间，防止挥发性物质流失并防止发生氧化；土样采集后宜采取适宜的保存方法并在规定时间内运送试验室；

4　对需要确定地基土工程性能的污染土，宜采用以原位测试为主的多种手段；当需要确定污染土地基承载力时，宜进行载荷试验；

5　对污染土的勘探测试，当污染物对人体健康有害或对机具仪器有腐蚀性时，应采取必要的防护措施。

6.8.6　拟建场地污染土勘察宜分为初步勘察和详细勘察两个阶段。条件简单时，可直接进行详细勘察。

1　初步勘察应以现场调查为主，配合少量勘探测试，查明污染源性质、污染途径，并初步查明污染土分布和污染程度；

2　详细勘察应在初步勘察的基础上，结合工程特点、可能采用的处理措施，有针对性地布置勘察工作量，查明污染土的分布范围、污染程度、物理力学和化学指标，为污染土处理提供参数。

6.8.7　污染土场地的勘察方法和工作量布置应符合下列规定：

1　宜采用钻探、井探、槽探，并结合原位测试，必要时可辅以工程物探方法；

2　勘察工作量布置原则：

1）勘探点可采用方格网布置。近污染源处勘探点宜密，远污染源处勘探点宜疏。勘探孔的深度应穿透污染土，达到未污染土层；

2）已污染场地的取土试样和原位测试数量宜比一般性土增加1/3～1/2；确定污染土与非污染土界限时，取土间距不宜大于1m；

3）对有地下水的钻孔，应在不同深度处采取水试样，查明污染物在地下水中的空间分布。同一钻孔内采取不同深度的地下水试样时，应采用严格的隔离措施分层取水。

3　对采取的土试样应严格密封，以保持土中污染物原有的成分、浓度、状态等，严禁污染物挥发、逸散、变质和混入其他物质；



4　应进行载荷试验或根据土的类别选用其他原位测试方法，必要时应进行污染土与未污染土的对比分析。

6.8.8　污染土和水的室内试验，应根据污染情况和任务要求进行下列试验：

1　污染土和水的化学成分；

2　污染土的物理力学性质；

3　对建筑材料腐蚀性的评价指标；

4　对环境影响的评价指标；

5　力学试验项目和试验方法应充分考虑污染土的特殊性质，进行相应的试验，如膨胀、湿化、湿陷性试验等；

6　必要时进行专门的试验研究。

6.8.9　污染土评价应根据任务要求进行，对场地和建筑物地基的评价应符合下列要求：

1　污染源的位置、成分、性质、污染史及对周边的影响；

2　污染土分布的平面范围和深度、地下水受污染的空间范围；

3　污染土的物理力学性质，污染对土的工程特性指标的影响程度；

4　工程需要时，提供地基承载力和变形参数，预测地基变形特征；

5　污染土和水对建筑材料的腐蚀性；

6　污染土和水对环境的影响；

7　分析污染发展趋势；

8　对已建项目的危害性或拟建项目适宜性的综合评价。

6.8.10　污染土和水对建筑材料的腐蚀性评价和腐蚀等级的划分，应按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021有关规定执行。

6.8.11　污染对土的工程特性的影响程度可按表6.8.11划分。根据工程具体情况，可采用强度、变形、渗透等工程特性指标进行

表6.8.11 污染对土的工程特性的影响程度

| 影响程度 | 轻微 | 中等 | 大 |
|---|---|---|---|
| 工程特性指标变化率（%） | ＜10 | 10～30 | ＞30 |

注：“工程特性指标变化率”是指污染前后工程特性指标的差值与污染前指标之百分比。

综合评价。

6.8.12　污染土和水对环境影响的评价应结合工程具体要求进行，无明确要求时，可按现行国家标准《土壤环境质量标准》GB 15618、《地下水质量标准》GB/T 14848和《地表水环境质量标准》GB 3838进行评价。

6.8.13　污染土防治措施可采取隔断截渗处理，根据污染土分布范围，采用垂直截渗挡墙、水平截渗阻绝工程（如敷设土工布、黏土层等）；污染土地基处理可采用换土垫层、化学处理等地基处理措施。

## 6.9　岩溶和土洞

6.9.1　拟建工程场地或其附近存在对工程安全有影响的岩溶和土洞发育时，应进行专门的岩溶和土洞勘察，勘察宜分阶段进行。

表6.9.2　场地岩溶发育等级

| 岩溶发育等级 | 场地岩溶特征 |
|---|---|
| 岩溶强发育 | 地表岩溶塌陷、漏斗、洼地、土洞发育；溶沟、溶槽、石芽密布<br>钻孔见洞隙率大于30%，线岩溶率大于20%，土洞率大于10%<br>相邻柱基之间基岩起伏面相对高差大于5m<br>岩溶裂隙或串珠状溶洞发育深度大于20m<br>地下有暗河、伏流，岩溶裂隙水丰富，地表泉眼多有分布 |
| 岩溶中等发育 | 地表岩溶塌陷、漏斗、洼地、土洞较发育；溶沟、溶槽、石芽较发育<br>钻孔见洞隙率10%～30%，线岩溶率5%～20%，土洞率小于10%<br>相邻柱基之间基岩起伏面相对高差2m～5m<br>岩溶裂隙或串珠状溶洞发育深度大于5m小于20m<br>地下有暗河、伏流，岩溶裂隙水较丰富，地表有泉眼 |



续 表 6.9.2

| 岩溶发育等级 | 场地岩溶特征 |
|---|---|
| 岩溶微发育 | 无岩溶塌陷、漏斗，溶沟、溶槽较发育<br>钻孔见洞隙率小于10%，线岩溶率小于5%，无土洞<br>相邻柱基之间基岩起伏面相对高差小于2m<br>岩溶裂隙或串珠状溶洞发育深度小于5m<br>岩溶裂隙多被充填，地下水不丰富 |

注：1　各等级的5项条件中，有一项符合即可判定为相应的岩溶发育等级；

2　当钻孔遇洞率为0，基岩面起伏高差大于5m、5m～2m、小于2m时，可分别定为表生岩溶强发育、中等发育和微发育。

6.9.2　场地岩溶发育等级应按表6.9.2确定。

6.9.3　岩溶和土洞地基勘察应遵循地质调查分析由面到点，勘察工作由疏到密的原则。针对建筑物特征和场地条件，宜采用工程地质测绘和调查、工程物探、钻探等多种手段结合的方法进行，并应符合下列要求：

1　可行性研究勘察，应查明岩溶洞隙、土洞的发育条件，并对其危害程度和发展趋势作判断，对工程场地的稳定性及适宜性做出初步评价；

2　初步勘察，应查明岩溶洞隙及土洞的分布、发育程度和发育规律，并按场地的稳定性和适宜性进行分区；

3　详细勘察，应查明拟建工程范围及有影响地段的各种岩溶洞隙和土洞的位置、规模、埋深，岩溶堆填物的性状和地下水特性，对地基基础的设计和岩溶的治理提出建议；

4　施工勘察，针对某一地段或尚未查明的岩溶或土洞问题应进行补充勘察。当岩溶强发育且采用大直径嵌岩桩时，应进行专门的桩基勘察；

场地较小且无特殊要求的工程可合并勘察阶段。当建筑物平面布置已经确定，且场地或其附近已有岩土工程勘察资料时，可根据实际情况，直接进行详细勘察或施工勘察。

6.9.4　岩溶场地的工程地质测绘和调查除应符合本规范第5.8节的规定外，尚应调查下列内容：

1　岩溶洞隙、塌陷、漏斗、洼地、泉眼的分布、形态和发育规律；

2　覆盖层厚度、基岩面起伏、溶沟、溶槽、石芽形态和分布情况；

3　岩溶地下水赋存情况、水位变幅、水质水量和运动规律；

4　岩溶发育程度、洞隙特征及其与地貌、构造、岩性与地下水的关系；

5　土洞和塌陷的分布、形态、成因、发育规律和发展趋势；

6　场地附近地下水开采及矿山疏排水情况；

7　当地治理岩溶、土洞和塌陷的工程经验。

6.9.5　可行性研究和初步勘察宜采用工程地质测绘和调查、综合工程物探并结合钻探进行。勘探点的间距不应大于本规范第5章的规定，岩溶发育地段应予以加密。测绘和工程物探发现的异常地段，应选择有代表性的部位布置验证性钻孔。控制性勘探孔的深度应穿过表层岩溶发育带。

6.9.6　详细勘察的勘探工作应符合下列规定：

1　充分搜集场地及其附近地段的有关岩土工程勘察资料，建筑物特征及建筑经验；

2　勘探线应沿建筑物轴线布置，勘探点间距对于岩溶微发育宜按中等复杂场地考虑，对岩溶中等发育地段和强发育地段，宜按复杂地基考虑。在下列条件下，可适当增加钻孔，加孔方向宜垂直于岩溶发育方向：

1）溶洞顶板可能利用作地基持力层；

2）遇深溶槽或串珠状溶洞，拟采取梁板跨越，需查找稳定支点时。



3　勘探孔深度宜进入持力层（3～5）倍基础短边宽度或桩基底面直径的3倍且不小于5m。当在该深度内遇溶洞时，钻探深度从溶洞底起算，遇串珠状溶洞或溶隙较深时，宜结合施工的可行性确定；

4　在土洞和塌陷发育地段，可采用静力触探或小口径钻探等手段，详细查明其分布；

5　当需查明地质构造、岩组分界、洞隙和土洞形态、塌陷等情况时，应布置适量的探槽或探井；

6　宜根据场地物性条件采用有效的工程物探方法，对异常点应采用钻探验证。当发现或可能存在危害工程的洞体时，应加密勘探点；

7　凡人员可以进入的洞体，均应入洞勘查；人员不能进入的洞体，宜用井下电视等勘探手段探测；

8　为评价浅埋溶洞顶板强度与稳定性，可进行原位实体载荷试验，最大加荷不宜小于地基设计荷载的2倍；

9　对岩溶地基岩体完整程度的定量划分，可采用声波测井。测点间距可根据岩性结构及岩体破碎程度取0.2m～0.4m。必要时可采用电磁波测井。

6.9.7　施工勘察工作量应根据岩溶地基设计和施工要求布置。在土洞、塌陷地段，可在已开挖的基槽内布置触探或钎探。对重要工程或荷载较大的工程，可在槽底采用小口径钻探进行检测。对大直径嵌岩桩，勘探点应逐桩布置、勘探深度应满足本规范第6.9.6条的规定。当相邻桩底基岩层面起伏较大时应适当加深。

6.9.8　岩溶勘察的测试和观测宜符合下列要求：

1　当追索隐伏洞隙的联系时，可进行连通试验；

2　评价洞隙稳定性时，可采取洞体顶板岩样和充填物土样作物理力学性质试验，必要时可进行现场顶板岩体的载荷试验；

3　当需查明土的性状与土洞形成的关系时，可进行湿化、胀缩、可溶性和剪切试验；

4　当需查明地下水动力条件、潜蚀作用与地表水、地下水的联系，预测土洞和塌陷的发生、发展时，可进行流速、流向测定和水位、水质的长期观测。

6.9.9　当场地存在下列情况之一时，可判定为未经处理不宜作为地基的不利地段：

1　浅部洞体或溶洞群，洞径大，且不稳定的地段；

2　埋藏的漏斗、槽谷等，并覆盖有软弱土体的地段；

3　土洞或塌陷成群发育地段；

4　岩溶水排泄不畅，可能暂时淹没的地段。

6.9.10　当地基属下列条件之一时，对二级和三级工程可不考虑岩溶稳定性的影响：

1　基础底面以下土层厚度大于独立基础宽度的3倍或条形基础宽度的6倍，且不具备形成土洞或其他地面变形的条件；

2　基础底面与洞体顶板间岩土厚度虽小于本条第1款的规定，但符合下列条件之一时：

1）洞隙或岩溶漏斗被密实的沉积物填满且无被水冲蚀的可能；

2）洞体为基本质量等级为Ⅰ级或Ⅱ级的岩体，顶板岩石厚度大于或等于洞跨；

3）洞体较小，基础底面大于洞的平面尺寸，并有足够的支撑长度；

4）平行于基础轴线的长度或直径小于1.0m的竖向洞隙、落水洞近旁地段。

6.9.11　当不符合本节第6.9.10条规定时，应进行洞室地基稳定性分析，并符合下列规定：

1　顶板不稳定，但洞内为密实堆积物充填且无流水活动时，可认为堆积物受力，按不均匀地基进行评价；

2　当能取得计算参数时，可将洞体顶板视为结构自承重体系进行力学分析；



3　有经验的地区，可按类比法进行稳定性分析；

4　基本质量等级为Ⅲ级或Ⅳ级的岩体，可作原位实体基础荷载试验评价溶洞顶板的强度与稳定性，最大加载量不应小于地基设计要求的2倍；

5　在基础近旁有洞隙或临空面时，应验算向临空面倾覆或沿裂面滑移的可能性；

6　当地基为石膏、岩盐等易溶盐时，应考虑溶蚀继续作用的不利影响；

7　对不稳定的岩溶洞隙可建议采用地基处理或桩基础；

8　若单个溶洞规模较大，有多个基础位于其上时，溶洞顶板的强度与稳定性应专门研究评价。

6.9.12　稳定性分析应根据洞体大小、顶板形状、岩体结构及强度、洞内充填情况以及岩溶水活动等因素进行。

1　常用的岩溶地基稳定性评价方法，是一种经验比拟方法，适用于一般工程。根据已查明的地质条件，结合基底荷载情况，对影响溶洞稳定性的各种因素进行分析比较，作出稳定性评

**表6.9.12　岩溶地基稳定性评价**

| 评价因素 | 对稳定有利 | 对稳定不利 |
|---|---|---|
| 地质构造 | 无断裂、褶曲，裂隙不发育或胶结良好 | 有断裂、褶曲，裂隙发育，有两组以上张开裂隙切割岩体，呈干砌状 |
| 岩层产状 | 走向与洞轴线正交或斜交，倾角平缓 | 走向与洞轴线平行，倾角陡 |
| 岩性和层厚 | 厚层块状，纯质灰岩，强度高 | 薄层石灰岩、泥灰岩、白云质灰岩，有互层，岩体强度低 |
| 洞体形态及埋藏条件 | 埋藏深，覆盖层厚，洞体小（与基础尺寸比较），溶洞呈竖井或裂隙状，单体分布 | 埋藏浅，洞径大，呈扁平状，在基底附近，复体相连 |
| 顶板情况 | 顶板厚度与洞跨比值大，平板状，或呈拱状，有钙质胶结 | 顶板厚度与洞跨比值小，有切割的悬挂岩块，未胶结 |
| 充填情况 | 为密实沉积物填满，且无被水冲蚀的可能性 | 未充填，半充填或水流冲蚀充填物 |

续 表 6.9.12

| 评价因素 | 对稳定有利 | 对稳定不利 |
|---|---|---|
| 地下水 | 无地下水 | 有水流或间歇性水流 |
| 地震设防烈度 | 地震设防烈度小于7度 | 地震设防烈度等于或大于7度 |
| 建筑物荷重及重要性 | 建筑物荷重小，为一般建筑物 | 建筑物荷重大，为重要建筑物 |

价。各因素对地基稳定的有利与不利情况见表6.9.12；

2 对于重要工程，应取得岩土物理力学参数，可采用定量计算进一步对溶洞顶板的稳定性进行验算。

6.9.13 岩溶勘察报告除应符合本规范第14.2节有关规定外，尚应包括下列内容：

1 岩溶发育的地质背景和形成条件；

2 基岩等高线图；

3 岩溶发育程度的分区图，洞隙、土洞、塌陷纵横剖面图，绘出洞隙、土洞、塌陷的平面位置及岩深洞隙、土洞特征；

4 岩溶稳定性分析；

5 提出基础埋置深度、降水方案的建议；

6 岩溶治理和监测建议。

## 6.10 场地和地基的地震效应

6.10.1 所有建筑均应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223确定其抗震设防类别及其抗震设防标准。

6.10.2 进行岩土工程勘察时，应根据国家批准的地震烈度区划和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定，提出勘察场地的抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组。

注：本规范“6 度、7 度、8 度、9 度”即“抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度、9 度”的简称。



6.10.3 **在抗震设防烈度等于或大于6度的地区进行勘察时，应确定场地类别，划分对抗震有利、一般、不利和危险地段。当场地位于抗震危险地段时，应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的要求，提出专门研究的建议。**

6.10.4 建筑场地有利、一般、不利和危险地段的划分可按表6.10.4进行。

表 6.10.4 有利、一般、不利和危险地段的划分

| 地段类别 | 地质、地形、地貌 |
|---|---|
| 有利地段 | 稳定基岩，坚硬土、开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等 |
| 一般地段 | 不属于有利、不利和危险的地段 |
| 不利地段 | 软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，陡坎，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（含故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘沟谷和半填半挖地基），饱和黄土等 |
| 危险地段 | 地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位 |

6.10.5 **场地岩土工程勘察，应根据实际需要划分的对建筑有利、一般、不利和危险的地段，提供建筑的场地类别和岩土地震稳定性(含滑坡、崩塌、液化和震陷特性)评价，对需要采用时程分析法补充计算的建筑，尚应根据设计要求提供土层剖面、场地覆盖层厚度和有关的动力参数。**

6.10.6 **选择建筑场地时，应根据工程需要和地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料，对抗震有利、不利和危险地段做出综合评价。对不利地段，应提出避开要求；当无法避开时应采取有效的措施。对危险地段，严禁建造甲、乙类的建筑，不应建造丙类的建筑。**

6.10.7 为划分场地类别布置的勘探孔，每一场地不宜少于2个，建筑群场地每幢建筑物不宜少于1个，当场地类别可能有变化时，宜适当增加。当缺乏资料时，应有部分勘探孔深度大于覆

盖层厚度。当覆盖层厚度大于80m时，勘探孔深度应大于80m，并分层测定剪切波速。十层或高度30m以下的丙类建筑和丁类建筑，无实测剪切波速时，可按岩土名称和性状根据表6.10.7并结

表 6.10.7　土的类型划分和剪切波速范围

| 土的类型 | 岩土名称和性状 | 土层剪切波速范（m/s） |
|---|---|---|
| 岩石 | 坚硬、较硬且完整的岩石 | $v_s$>800 |
| 坚硬土或软质岩石 | 破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石，密实的碎石土 | 800≥$v_s$>500 |
| 中硬土 | 中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂，$f_{ak}$>150kPa的黏性土和粉土，坚硬黄土 | 500≥$v_s$>250 |
| 中软土 | 稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂，$f_{ak}$≤150kPa的黏性土和粉土，$f_{ak}$>130kPa的填土，可塑新黄土 | 250≥$v_s$>150 |
| 软弱土 | 淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的黏性土和粉土，$f_{ak}$≤130kPa的填土，流塑黄土 | $v_s$≤150 |

合经验估计各土层的剪切波速。

6.10.8　建筑场地覆盖层厚度的确定，应符合下列要求：

1　一般情况下，应按地面至剪切波速大于500m/s且其下卧各层岩土的剪切波速均不小于500m/s 的土层顶面的距离确定；

2　当地面5m以下存在剪切波速大于其上部各土层剪切波速2.5倍的土层，且该层及其下卧各层岩土的剪切波速均不小于400m/s时，可按地面至该土层顶面的距离确定；

3　波速大于500m/s的孤石、透镜体，应视同周围土层；

4　土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

6.10.9　土层的等效剪切波速，应按下列公式计算：

$$v_{se}=d_0/t \qquad (6.10.9\text{-}1)$$

$$t=\sum_{i=1}^{n}(d_i/v_{si}) \qquad (6.10.9\text{-}2)$$

式中：$v_{se}$ ——土层等效剪切波速(m/s)；



$d_0$ ——计算深度(m)，取覆盖层厚度和20m两者的较小值；

$t$ ——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间；

$d_i$ ——计算深度范围内第$i$土层的厚度(m)；

$v_{si}$ ——计算深度范围内第$i$土层的剪切波速(m/s)；

$n$ ——计算深度范围内土层的分层数。

6.10.10　**建筑的场地类别，应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表6.10.10划分为四类，其中Ⅰ类分为Ⅰ$_0$、Ⅰ$_1$两个亚类。当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度且其值处于表6.10.10所列场地类别的分界线附近时，应允许按插值方法确定地震作用计**

表 6.10.10　各类建筑场地的覆盖层厚度（m）

| 岩石的剪切波速或土的等效剪切波速（m/s） | 场地类别 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ⅰ$_0$ | Ⅰ$_1$ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ |
| $v_s$>800 | 0 | | | | |
| 800≥$v_s$>500 | | 0 | | | |
| 500≥$v_{se}$>250 | | <5 | ≥5 | | |
| 250≥$v_{se}$>150 | | <3 | 3～50 | >50 | |
| $v_{se}$≤150 | | <3 | 3～15 | 15～80 | >80 |

注：表中$v_s$系岩石的剪切波速。

**算所用的特征周期。**

6.10.11　建筑场地的特征周期值应根据场地类别和设计地震分

表6.10.11　特征周期值（s）

| 设计地震分组 | 场地类别 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ⅰ$_0$ | Ⅰ$_1$ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ |
| 第一组 | 0.20 | 0.25 | 0.35 | 0.45 | 0.65 |
| 第二组 | 0.25 | 0.30 | 0.40 | 0.55 | 0.75 |
| 第三组 | 0.30 | 0.35 | 0.45 | 0.65 | 0.90 |

组按表6.10.11采用。

6.10.12　**地面下存在饱和砂土和饱和粉土时，除6度外，应进行液化判别；存在液化土层的地基，应根据建筑的抗震设防类别、**

地基的液化等级，结合具体情况建议相应的措施。

注：本条饱和土液化判别要求不含黄土、粉质黏土。

6.10.13　饱和砂土和饱和粉土（不含黄土）的液化判别和处理，6度时，一般情况下可不进行判别和处理，但对幼儿园、中小学用房和液化沉陷敏感、抗震设防乙类建筑可按7度的要求进行判别和处理；（7～9）度时，抗震设防乙类建筑可按本地区抗震设防烈度的要求进行判别和处理。

6.10.14　场地地震液化判别应先进行初步判别，当认为有液化可能时，应再做进一步判别。液化判别宜采用多种方法，综合判定液化可能性和液化等级。

6.10.15　饱和的砂土或粉土（不含黄土），当符合下列条件之一时，可初步判别为不液化或可不考虑液化影响：

1　地质年代为第四纪晚更新世（$Q_3$）及其以前时，7度、8度时可判为不液化；

2　粉土的黏粒含量百分率，7度、8度和9度分别不小于10、13和16时，可判为不液化土；

注：用于液化判别的黏粒含量系采用六偏磷酸钠作分散剂测定，采用其他方法时应按有关规定换算。

3　浅埋天然地基的建筑，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时，可不考虑液化影响：

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \qquad (6.10.15\text{-}1)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \qquad (6.10.15\text{-}2)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \qquad (6.10.15\text{-}3)$$

式中：$d_w$ ——地下水位深度（m），宜按设计基准期内年平均最高水位采用，也可按近期内年最高水位采用；

$d_u$ ——上覆非液化土层厚度（m），计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除；

$d_b$ ——基础埋置深度（m），不超过2m时应采用2m；



表6.10.15　液化土特征深度$d_0$（m）

| 饱和土类别 | 7度 | 8度 | 9度 |
|---|---|---|---|
| 粉土 | 6 | 7 | 8 |
| 砂土 | 7 | 8 | 9 |

$d_0$ ——液化土特征深度（m），可按表6.10.15采用。

6.10.16　地震液化的进一步判别应在地面以下20m的范围内进行；但对于按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定，可不进行天然地基和基础的抗震承载力验算的各类建筑物，可只判别地面下15m范围内土的液化。对判别液化而布置的勘探点不应少于3个，勘探孔深度应大于液化判别深度。

6.10.17　液化判别应采用标准贯入试验判别法，对进行静力触探试验的场地，宜结合静力触探试验成果判别法进行，并综合考虑下列内容：

1　分析场地地形、地貌、地层、地下水等与液化有关的场地条件；

2　当场地及其附近存在历史地震液化遗迹时，宜分析液化重复发生的可能性；

3　倾斜场地或液化层倾向水面或临空面时，应评价液化引起土体滑移的可能性。

6.10.18　当采用标准贯入试验判别液化时，应按每个试验孔的实测击数进行。在需作判定的土层中，试验点的竖向间距宜为1.0m～1.5m，每层土的试验点数不宜少于6个。当饱和土标准贯入试验锤击数（未经杆长修正）小于或等于液化判别标准贯入试验锤击数临界值时，应判为液化土。

在地面下20m深度范围内，液化判别标准贯入试验锤击数临界值可按下式计算：

$$N_{cr} = N_0\beta[\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w]\sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \qquad (6.10.18)$$

式中：$N_{cr}$ ——液化判别标准贯入试验锤击数临界值；

$N_0$ ——液化判别标准贯入试验锤击数基准值，可按表6.10.18采用；

$d_s$ ——饱和土标准贯入点深度（m）；

$d_w$ ——地下水位（m）；

$\rho_c$——黏粒含量百分率，当小于3或为砂土时，采用3；

$\beta$ ——调整系数，设计地震第一组取0.80，第二组取0.95，第三组取1.05。

**表 6.10.18　液化判别标准贯入试验锤击数基准值 $N_0$**

| 设计基本地震加速度（g） | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
|---|---|---|---|---|---|
| $N_0$ | 7 | 10 | 12 | 16 | 19 |

6.10.19　当采用静力触探试验成果判别饱和粉（砂）土液化时，若土的锥尖阻力小于或等于锥尖阻力临界值，应判别为液化土。锥尖阻力临界值应按下式计算：

$$q_{ccr}=q_{c0}[1-0.06d_s+\frac{d_s-d_w}{a+b(d_s-d_w)}]\sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \qquad (6.10.19)$$

式中：$q_{ccr}$ ——锥尖阻力临界值（MPa）；

$q_{c0}$ ——锥尖阻力基准值（MPa），可按表6.10.19取值；

$d_s$ ——静力触探试验点深度，当深度为15m～20m时，取15m;

$d_w$ ——地下水位深度（m），按可液化土层近期3～5年内的最高水位确定；

$a$、$b$ ——系数，可分别取1.0和0.75；

$\rho_c$ ——黏粒含量百分率，取临近钻孔资料或场地平均值，且当小于3或为砂土时，应采用3。

**表6.10.19　锥尖阻力基准值$q_{c0}$**

| 设计地震分组 | 7度 | 8度 | 9度 |
|---|---|---|---|
| 第一组 | 2.35（2.90） | 5.50（6.60） | 8.60 |
| 第二、三组 | 2.90（5.50） | 6.10（7.80） | 9.50 |

注：括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g地区。

6.10.20　对存在液化砂土层、粉土层的地基，应探明各液化土层的深度和厚度，按下式计算每个钻孔的液化指数，并按表6.10.20综合划分地基的液化等级：

$$I_{lE}=\sum_{i=1}^{n}[1-\frac{N_i}{N_{cri}}]\,d_iW_i \qquad (6.10.20)$$

式中：$I_{lE}$ ——液化指数；

$n$ ——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；

$N_i$、$N_{cri}$ ——分别为$i$点标准贯入试验锤击数的实测值和临界值，当实测值大于临界值时应取临界值；当只需要判别15m深度范围以内的液化时，15m以下的实测值可按临界值采用；当利用静力触探指标计算液化指数时，用$q_c$、$q_{ccr}$取代；

$d_i$ ——$i$点所代表的土层厚度（m），但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

$W_i$ ——$i$土层单位土层厚度的层位影响权函数值（$m^{-1}$）。当该层中点深度不大于5m时应采用10，等于20m时应采用0，5m～20m时应按线性内插法取值。

**表 6.10.20　液化等级与液化指数的对应关系**

| 液化等级 | 轻微 | 中等 | 严重 |
|---|---|---|---|
| 液化指数 $I_{lE}$ | $0<I_{lE}\leqslant 6$ | $6<I_{lE}\leqslant 18$ | $I_{lE}>18$ |

6.10.21　当液化砂土层、粉土层较平坦且均匀时，宜按表6.10.21选用地基抗液化措施。不宜将未经处理的液化土层作为

**表6.10.21　抗液化措施**

| 设防类别 | 地基的液化等级 | | |
|---|---|---|---|
| | 轻微 | 中等 | 严重 |
| 乙类 | 部分消除液化沉陷，或对基础和上部结构处理 | 全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理 | 全部消除液化沉陷 |
| 丙类 | 基础和上部结构处理，亦可不采取措施 | 基础和上部结构处理，或更高要求的措施 | 全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理 |

续 表 6.10.21

| 设防类别 | 地基的液化等级 | | |
|---|---|---|---|
| | 轻微 | 中等 | 严重 |
| 丁类 | 可不采取措施 | 可不采取措施 | 基础和上部结构处理，或其它经济的措施 |

天然地基持力层。

6.10.22 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土，砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于0.8m，对其他非岩石土尚不宜小于1.5m；

2 采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于0.5m；

3 采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入试验锤击数不宜小于本规范第6.10.15条规定的液化判别标准贯入试验锤击数临界值；

4 用非液化土替换全部液化土层，或增加上覆非液化土层的厚度；

5 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的1/2且不小于基础宽度的1/5。

6.10.23 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 处理深度应使处理后的地基液化指数减少，其值不宜大于5；大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数可比上述规定降低1；对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值；

注：中心区域指位于基础外边界以内沿长宽方向距外边界大于相应方向1/4长度的区域。

2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入试验锤击数不宜小于按本规范第6.10.15条确定的液化判别标准贯入试验锤击数临界值；

3 基础边缘以外的处理宽度，应符合本规范第6.10.22条第5款的要求；

4 采取减小液化震陷的其他方法，如增厚上覆非液化土层的厚度和改善周边的排水条件等。

6.10.24 当桩承受全部地震作用时，液化土的桩侧阻力应乘以

表6.10.24 土层液化影响折减系数

| $\lambda_N=N_i/N_{cr}$ | 深度$d_s$（m） | 折减系数 |
|---|---|---|
| $0<\lambda_N\leqslant 0.6$ | $\leqslant 10$ | 0 |
| | $10<d_s\leqslant 20$ | 1/3 |
| $0.6<\lambda_N\leqslant 0.8$ | $\leqslant 10$ | 1/3 |
| | $10<d_s\leqslant 20$ | 2/3 |
| $0.8<\lambda_N\leqslant 1.0$ | $\leqslant 10$ | 2/3 |
| | $10<d_s\leqslant 20$ | 1 |

表6.10.24的折减系数。

6.10.25 打入式预制桩或其他挤土桩，当平均桩距为（2.5～4）倍桩径且桩数不少于5×5时，可计入打桩对土的加密作用及桩身对液化土变形限制的有利影响。当打桩后桩间土的标准贯入试验锤击数达到不液化的要求时，单桩承载力可不折减，但对桩尖持力层作强度校核时，桩群外侧的应力扩散角应取为零。打桩后桩间土的标准贯入试验锤击数宜由试验确定，也可按下式计算：

$$N_1=N+100m(1-e^{-0.3N}) \qquad (6.10.25)$$

式中：$N_1$ ——打桩后桩间土的标准贯入试验锤击数(击)；

$m$ ——打入式预制桩或其他挤土桩的面积置换率；

$N$ ——打桩前桩间土的标准贯入试验锤击数(击)；

6.10.26 抗震设防烈度等于或大于7度的软土分布区，宜判别软土震陷的可能性和估算震陷量，并应符合现行国家标准《建筑抗

震设计规范》GB 50011的有关规定。

6.10.27　场地或场地附近有滑坡、崩塌、地面塌陷、泥石流、采空区等不良地质作用时，应进行专门勘察，分析评价在地震作用时的稳定性。对采空区的专门勘察应符合本规范第6.11节的规定，对其他不良地质作用进行的专门勘察应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定。

6.10.28　7度或大于7度的重大工程场地应进行活动断裂勘察。断裂勘察应查明断裂的位置和类型，分析其活动性和地震效应，评价断裂对工程建设可能产生的影响，并提出处理方案。断裂勘察应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定。

6.10.29　建筑应避开浅埋的全新活动断裂和发震断裂，避让的最小距离应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定；可不避开的非全新活动断裂，但应查明破碎带发育程度，并采取相应的地基处理措施。

6.10.30　断裂地震工程分类应符合下列规定：

1　全新活动断裂为在全新地质时期（一万年）内有过地震活动或近期正在活动，在今后一百年可能继续活动的断裂；全新活动断裂中、近期（近500年来）发生过地震震级$M\geqslant5$级的断裂，或在今后100年内，可能发生$M\geqslant5$级的断裂，可定为发震断裂；

2　非全新活动断裂：一万年以前活动过，一万年以来没有发生过活动的断裂。

**表6.10.31　全新活动断裂分级**

| 指标 / 断裂分级 | | 活　动　性 | 平均活动速率$v$（mm/年） | 历史地震震级$M$ |
|---|---|---|---|---|
| Ⅰ | 强烈全新活动断裂 | 中晚更新世以来有活动，全新世活动强烈 | $v>1$ | $M\geqslant7$ |
| Ⅱ | 中等全新活动断裂 | 中晚更新世以来有活动，全新世活动较强烈 | $1\geqslant v\geqslant0.1$ | $7>M\geqslant6$ |
| Ⅲ | 微弱全新活动断裂 | 全新世以来有微弱活动 | $v<0.1$ | $M<6$ |

6.10.31　全新活动断裂分级按表6.10.31划分。



## 6.11　采 空 区

6.11.1　采空区可划分为老采空区、现采空区和未来采空区。拟建工程场地或其附近存在对工程安全有影响的采空区时，应进行采空区勘察。

6.11.2　采空区勘察应重点查明老采空区上覆岩土层的性质、厚度、稳定性，分析和预测现采空区和未来采空区的地表移动和变形规律，综合评价采空区场地的稳定性和采空区作为建筑场地的适宜性，并提出采空区治理和地基处理的相关建议。

6.11.3　采空区勘察的任务应包括下列内容：

1　搜集矿区地质图、矿床分布图、巷道图、采矿图、远景规划图及有关区域地质资料等；

2　调查采空区的开采历史及规划发展情况，矿层的分布、层数、厚度、深度、埋藏特征和上覆岩层的岩性、构造，矿层开采的范围、深度、厚度、时间、方法和顶板管理，采空区的塌落、密实程度、空隙和积水等；

3　调查地表变形特征和分布，包括地表陷坑、台阶、裂缝的位置、形状、大小、深度、延伸方向及其与地质构造开采边界、工作面推进方向等的关系；分析地表移动盆地的特征，划分中间区、内边缘区和外边缘区，确定地表移动和变形的特征值；

4　查明采空区与建筑物的位置关系，地面变形可能影响的范围和变化趋势；

5　查明地下水的赋存类型、分布及其变化幅度，当有多层地下水时应查明其水力联系；

6　查明不良地质作用的类型，分布位置与规模及其对采空区变形的影响；

7　查明有害气体的类型及其分布特征等；

8　查明采空区附近的抽水和排水情况及其对采空区稳定的影响；

9　搜集建筑物变形和防治措施的工程经验。

6.11.4　采空区勘察应以收集资料、工程地质测绘和调查、工程物探、工程钻探为主，并辅以变形观测、水文试验等。

6.11.5　采空区勘察时宜收集的资料主要包括区域地质报告、地形地质图、区域水文地质报告、矿产及其采掘资料、地表移动变形和建筑物变形观测资料、拟建场地地震安全性评价报告、拟建场地地质灾害危险性评估报告、附近场地工程勘察资料等有关资料，且应对收集资料的完整性、可靠性进行分析。

6.11.6　工程地质测绘和调查除应符合本规范第5.8节的要求外，尚应符合下列要求：

1　工程地质测绘和调查的范围不应小于按开采移动角计算的范围；

2　测绘的观测点布置应有代表性，观测点宜布置在移动盆地中间区、内边缘区、外边缘区、岩性分界线、地质构造线、地下水的天然露头及不良地质作用等分布区，每个地质单元体均应有观测点；

3　采空区调查主要包括采矿情况调查、地表变形观测、地面建筑物破坏情况调查、采空区踏勘情况、井下测量、地表水和地下水情况调查等；

4　编制的工程地质图宜包括工程地质综合平面图、工程地质剖面图及其他有关图表和资料。

6.11.7　根据采空区埋深及其上覆岩土层的性质合理选择工程物探方法，每个采空区场地不宜少于两种工程物探方法，根据工程物探成果进行综合分析。工程物探测线布置应根据采空区预计埋深和延伸方向，并结合拟建建筑物的位置和工程性质进行布置，工程物探测线布设和资料整理应符合现行行业标准《城市工程地球物理探测规范》CJJ 7的有关规定。常用的采空区工程物探方法的选择可按本规范附录E确定。



6.11.8　钻探工作量的布置应在收集资料、工程地质测绘和调查的基础上，结合工程物探资料解译成果综合确定，并符合下列要求：

1　钻孔宜布置在建筑物的周边线、柱列线、角点及工程物探异常点处，每个采空区场地钻探点不宜少于3个；

2　钻孔深度应钻至采空区底面标高下不少于3m；

3　对上覆不同性质的岩、土层，应分别采取代表性试样进行物理力学性质试验，提供稳定性验算及治理工程设计所需参数；

4　采取地表水和地下水样进行水质分析；

5　钻探施工、岩石、土、水试样采取及地质描述应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定。

6.11.9　老采空区的地表移动和变形特征主要通过现场观测资料分析，对现采空区和未来采空区应根据国家煤炭工业局制定的《建筑物、水体、铁路及主要井巷煤柱留设与压煤开采规程》计算预测地表移动和变形特征。

6.11.10　采空区场地稳定性应采用定性评价与定量评价相结合的方法进行综合评价。根据采空区的类型、顶板岩性、覆盖土层厚度、地表移动和变形特征、充填状态等，划分为Ⅰ级（稳定）、Ⅱ级（基本稳定）和Ⅲ级（不稳定）三个等级。场地的稳定性评价可根据表6.11.10-1、表6.11.10-2和表6.11.10-3的规

**表6.11.10-1　场地稳定性定性评价**

| 定性评价 / 指标 | Ⅰ级（稳定） | Ⅱ级（基本稳定） | Ⅲ级（不稳定） |
|---|---|---|---|
| 工程地质类比 | 地面建筑物无开裂；或有开裂、塌陷，但已经稳定2年以上且不再发展 | 地面建筑物开裂、塌陷，但已经稳定6个月以上且不再发展 | 地面建筑物开裂、塌陷，且处于发展、活跃阶段 |
| 顶板特征 | 厚层状坚硬岩层，且层厚度大于15m | 厚层状坚硬岩层，且层厚度为5m～15m | 无坚硬岩层分布或为薄层或软硬互层 |
| 地表移动和变形特征 | 连续变形；盆地中间区；地面无地裂缝、台阶、塌陷坑 | 连续变形；盆地边缘区；地面倾斜，有地裂缝。 | 非连续变形；地面有台阶、塌陷坑。 |

续　表　6.11.10-1

| 定性评价 / 指标 | Ⅰ级（稳定） | Ⅱ级（基本稳定） | Ⅲ级（不稳定） |
|---|---|---|---|
| 充填状态 | 密实，钻探过程中不漏水；微量漏水但返水或间断返水 | 基本密实，钻探过程中采空区部位有漏水现象。 | 存在空洞，钻探过程中出现掉钻、串孔、循环液漏失、漏气等 |
| 活化因素 | 发生活化的可能性小，影响小 | 发生活化的可能性中等，影响一般 | 发生活化的可能性大，影响强烈 |

表6.11.10-2　场地稳定性定量评价

| 定量评价 / 指标 | Ⅰ级（稳定） | Ⅱ级（基本稳定） | Ⅲ级（不稳定） |
|---|---|---|---|
| 采深采厚比 | 采深＞200m<br>采厚比＞60 | 采深50m～200m<br>采厚比30～60 | 采深＜50m<br>采厚比＜30 |
| 建筑物变形影响临界深度$H_0$（m） | $H>1.5H_0$ | $H_0\leqslant H\leqslant 1.5H_0$ | $H<H_0$ |
| 沉降速度（mm/d） | ＜1，但连续6个月累计下沉量＜30mm | ＜1，但连续6个月累计下沉量＞30mm | ＞1 |
| 倾斜（mm/m） | ＜3 | 3～10 | ＞10 |
| 水平变形（mm/m） | ＜2 | 2～6 | ＞6 |
| 地表曲率（mm/m$^2$） | ＜0.2 | 0.2～0.6 | ＞0.6 |
| 残余沉降量（mm） | ＜100 | 100～200 | ＞200 |

注：$H$为采空区顶板埋藏深度（m）。

表6.11.10-3　场地稳定性综合评价

| 定性评价 / 定量评价 | Ⅰ级 | Ⅱ级 | Ⅲ级 |
|---|---|---|---|
| Ⅰ级 | Ⅰ级（稳定） | Ⅱ级（基本稳定） | Ⅲ级（不稳定） |
| Ⅱ级 | Ⅱ级（基本稳定） | Ⅱ级（基本稳定） | Ⅲ级（不稳定） |
| Ⅲ级 | Ⅲ级（不稳定） | Ⅲ级（不稳定） | Ⅲ级（不稳定） |

定进行。

6.11.11　采空区场地建筑适宜性评价，应根据场地稳定性综合评价结果，结合建筑物的工程重要性等级，按表6.11.11划分为

表6.11.11　采空区场地建筑适宜性评价

| 场地稳定性 / 工程重要性 | Ⅰ级 | Ⅱ级 | Ⅲ级 |
|---|---|---|---|
| 三级工程 | Ⅰ级（适宜） | Ⅱ级（基本适宜） | Ⅲ级（不适宜） |
| 二级工程 | Ⅱ级（基本适宜） | Ⅱ级（基本适宜） | Ⅲ级（不适宜） |
| 一级工程 | Ⅲ级（不适宜） | Ⅲ级（不适宜） | Ⅲ级（不适宜） |

注：工程重要性等级的划分按本规范第3.1.2条规定确定。

Ⅰ级（适宜）、Ⅱ级（基本适宜）和Ⅲ级（不适宜）三个等级。

6.11.12　采空区勘察报告，除应符合本规范第14.2节的有关规定外，尚应包括下列内容：

1　矿层的分布范围、开采深度、厚度、层数，开采方法，顶板管理，巷道宽度、高度、延伸方向，采空区的塌落情况，采空区充填方法，上覆岩土层结构及其物理力学性质等；

2　区域水文地质特征，矿区地下水发育情况，排水、抽水情况及对采空区稳定性的影响；

3　地表变形情况，建筑物变形情况，地表变形的分布规律，论证变形发展阶段，预测变形发展趋势，分析和计算地表移动和变形特征等；

4　评价场地的稳定性，根据地表移动和变形特征划分建筑地段适宜性，评价由于采空区塌陷引起的次生地质灾害以及对周边环境的影响等；

5　结合建筑经验，建议适宜的治理方案并提供有关设计参数，对治理检测和监测提出建议等。采空区治理宜采用注浆法、开挖回填法、强夯法、跨越法、巷道加固法、干（浆）砌支撑法等一种方法或多种方法的组合。

# 7 地 下 水

## 7.1 地下水的勘察要求

7.1.1 地下水勘察除应符合本规范第5章～第6章的有关规定外，尚应根据工程需要，通过收集资料和勘察工作，掌握下列水文地质条件：

1 地下水的类型和赋存状态；

2 主要孔隙含水层的分布规律，基岩含水层（带）与隔水层的分布及水文地质构造发育特征；

3 区域性气象资料，如年降水量、蒸发量及其变化和对地下水位的影响；

4 地下水的补给、径流、排泄条件，地表水与地下水位、水位变化趋势和主要影响；

5 历史最高地下水位、近3～5年最高地下水位、水位变化趋势和主要影响因素；

6 是否存在对地下水和地表水的污染源及其可能的污染程度；

7 污染场地地下水的化学特征及污染类型、污染程度。

7.1.2 对污染场地应设置监测井对地下水质进行监测，监测井的深度应根据场地水文地质条件和可能受污染的含水层的层位确定，并宜大于可能受污染层位的深度，监测井的数量和布置应能反映场地的污染特征和发展规律。

7.1.3 专门的水文地质勘察应符合下列要求：

1 查明含水层和隔水层的埋藏条件、地下水类型、流向、水位及其变化规律。当场地有多层对工程有影响的地下水时，应分层量测地下水位，并查明互相之间的补给关系；

2 查明场地水文地质条件对地下水赋存和渗流状态的影响；



3 在岩溶地区，应查明场地岩溶裂隙水的主要发育特征及其不均匀性；

4 通过现场试验，测定水文地质参数；必要时应设置观测孔，或在不同深度处埋设孔隙水压力计，量测压力水头随深度的变化；

5 对与工程结构有关的含水层，应采取有代表性水样进行水质分析；

6 综合分析场区地下水位的动态和影响动态的各种因素，并预测各因素对场区未来地下水位变化的影响，提供建筑抗浮设防水位，并宜进行抗浮稳定性评价；

7 提出地下工程施工中对环境保护及地下水控制方案的建议。

## 7.2 水文地质参数的测定

7.2.1 水文地质参数的测定方法应符合表7.2.1的规定：

表7.2.1 水文地质参数测定方法

| 参 数 | 测定方法 |
|---|---|
| 水 位 | 自钻孔、探井或测压管观测。水位测定方法应是测压管、测钟、电测绳或自测水位计等 |
| 渗透系数、导水系数 | 抽水试验、注水试验、压水试验、室内渗透试验 |
| 给水度、释水系数 | 单孔抽水试验、非稳定流抽水试验、地下水位长期观测、室内试验 |
| 越流系数、越流因数 | 多孔抽水试验（稳定流或非稳定流） |
| 单位吸水率 | 注水试验、压水试验 |
| 毛细水上升高度 | 试坑观测、室内试验 |

注：除水位外，当对数据精度要求不高时，可采用经验数值。

7.2.2 地下水位的量测应符合下列规定：

1 遇地下水时应量测水位；

2 对工程有影响的多层含水层的水位量测，应采取止水措

施，将被测含水层与其他含水层隔开。

7.2.3　现场勘探过程中量测地下水位，应符合下列要求：

1　在勘探深度内仅遇一层地下水时，应测量初见水位和稳定水位；

2　量测多层地下水的水位时，钻孔的数量应满足场地水文地质评价的需要。对第一层水的稳定水位量测可在揭露第一层水时停钻稳定一定时间后进行；其他层地下水的量测应埋设测压管并在测压管内量测，在钻孔中直接量测时，需对已揭露的其他层地下水采取可靠的止水措施；

3　初见水位和稳定水位可在钻孔、探井或测压管内直接量测。稳定水位的间隔时间按地层的渗透性确定，对砂土和碎石土不得少于0.5h，对粉土和黏性土不得少于8h，在软土中不得少于24h，并应在勘察结束后统一量测稳定水位。量测读数至厘米，精度不得低于2厘米；

4　地下水位长期观测孔应根据场地水文地质条件和观测对象设置。长期观测孔的井管内径不应小于108mm，基岩观测孔裸孔井段的孔径不应小于108mm。观测孔的成孔宜采用清水钻进或水压钻进，下管、填料结束后应及时进行洗井。

7.2.4　测定地下水流向可用几何法，量测点不应少于呈三角形分布的3个测孔（井）。测点间距按岩土的渗透性、水力梯度和地形坡度确定，宜为50m～100m。应同时量测各孔（井）内水位，确定地下水的流向。

7.2.5　地下水流速的测定可采用指示剂法或充电法。

7.2.6　抽水试验应符合下列规定：

1　抽水试验方法可按表7.2.6选用；

2　抽水试验宜采用3次降深，最大降深应接近工程设计所需的地下水位降深的标高；

3　水位量测应采用同一方法和仪器，读数对抽水孔为厘米，对观测孔为毫米；



4　当涌水量与时间关系曲线和动水位与时间关系曲线，在一定范围内波动，而没有持续上升和下降时，可认为已经稳定。

表7.2.6　抽水试验方法和应用范围

| 试验方法 | 应用范围 |
| --- | --- |
| 钻孔或探井简易抽水<br>不带观测孔抽水<br>带观测孔抽水 | 粗略估算弱透水层的渗透系数<br>初步测定含水层的渗透系数<br>较准确测定含水层的各种参数 |

7.2.7　注水试验可在试坑或钻孔中进行。试验深度较浅时可采用试坑法；试验深度较大时可采用钻孔法。

7.2.8　水文地质参数的计算应符合附录F的有关规定。

7.2.9　孔隙水压力的测定方法应符合表7.2.9的规定：

表7.2.9　孔隙水压力测定方法和适用条件

| 仪器类型 | | 适用条件 | 测定方法 |
| --- | --- | --- | --- |
| 测压计形式 | 立管式测压计 | 渗透系数大于$1\times10^{-4}$cm/s的均匀孔隙含水层 | 将带有过滤器的测压管打入土层，直接在管内量测 |
| | 水压式测压计 | 渗透系数低的土层，量测由潮汐涨落、挖方引起的压力变化 | 用装在孔壁的小型测压计探头，地下水压力通过塑料管传导至水银压力计测定 |
| | 电测式测压计（电阻应变式、钢弦应变式） | 各种土层 | 孔压通过透水石传导至膜片，引起挠度变化，诱发电阻片（或钢弦）变化，用接收仪测定 |
| | 气动测压计 | 各种土层 | 利用两根排气管使压力为常数，传来的孔压在透水元件中的水压阀产生压差测定 |
| 孔压静力触探仪 | | 各种土层 | 在探头上装有多孔透水过滤器、压力传感器，在贯入过程中测定 |

7.2.10　孔隙水压力的测定应符合下列规定：

1　测试点应根据地质条件和分析需要布置；

2　测压计的安装和埋设应符合有关安装技术规定；

3　测试数据应及时整理，出现异常时应分析原因，并采取相应措施。

## 7.3 地下水作用评价

7.3.1 岩土工程勘察应评价地下水的作用和影响，并提出预防措施的建议。

7.3.2 地下水力学作用的评价应包括下列内容：

1 对基础、地下结构物和挡土墙，应考虑在最不利组合情况下，地下水对结构物的上浮作用；只考虑临时高水位产生的浮力时，对节理不发育的岩石和黏土可根据经验确定；有渗流时，地下水的水头和作用宜通过渗流计算进行分析评价；

2 验算边坡稳定时，应考虑地下水对边坡稳定的不利影响；

3 当墙背填土为粉砂、粉土或黏性土，验算支挡结构的稳定时，应根据不同排水条件评价地下水压力对支挡结构的作用；

4 在地下水位下降的影响范围内，应考虑地面沉降及其对工程的影响；当地下水位回升时，应考虑可能引起的回弹和附加的浮托力；

5 因水头压差而产生自下而上的渗流时，应评价产生潜蚀、流土、管涌的可能性；

6 在地下水位下开挖基坑或地下工程时，应根据岩土的渗透性、地下水补给条件，分析评价降水或隔水措施的可行性及其对基坑稳定和邻近工程的影响。

7.3.3 地下室抗浮评价应包括以下内容：

1 当地下水位高于地下室基础底板时，对地下室施工和地下室使用期间的抗浮作用进行评价；

2 根据地下水类型、各层地下水位及其变化幅度和地下水补给、排泄条件等因素，对抗浮设防水位进行评价，建议地下室抗浮设防水位；

3 对可能进行抗浮设计的工程，提供相应的设计参数。



7.3.4 场地地下水抗浮设防水位的确定宜符合下列规定：

1 当场地水文地质条件简单或当地资料丰富可靠，能满足抗浮设防要求时，可根据勘察期间实测的稳定水位结合经验确定；

2 当地下水赋存条件复杂、变化幅度大、区域性补给和排泄条件可能有较大改变或工程需要时，应进行专门论证，提供抗浮设防水位的咨询报告；

3 场地有承压水且与潜水有水力联系时，应实测承压水水位并考虑其对抗浮设防水位的影响；

4 只考虑施工期间的抗浮设防时，抗浮设防水位可按一个水文年的最高水位确定；

5 地下水位差异较大的建筑场地可分区确定抗浮设防水位。

7.3.5 地下水的物理、化学作用的评价应包括下列内容：

1 对地下水位以下的工程结构，应评价地下水对混凝土、金属材料的腐蚀性，评价方法应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的规定；

2 对软质岩石、强风化岩石、残积土、湿陷性土、膨胀土和盐渍岩土，应评价地下水的聚集和散失所产生的软化、崩解、湿陷、胀缩和潜蚀等有害作用；

3 人类活动对地下水位和水质的影响。

# 8 地基计算

## 8.1 基础埋置深度

8.1.1 基础的埋置深度，应按下列条件确定：

1 建筑物的用途，有无地下室、设备基础和地下设施，基础的形式和构造；

2 作用在地基上的荷载大小和性质；

3 工程地质和水文地质条件；

4 相邻建筑物的基础埋深；

5 抗震要求。

8.1.2 在满足地基稳定和变形要求的前提下，基础宜浅埋。当上层地基的承载力大于下层土时，宜利用上层土作持力层。除岩石地基外，基础埋深不宜小于0.5m。对于膨胀土地基，平坦场地上的多层建筑物，以基础埋深为主要防治措施时，基础最小埋深不应小于大气影响急剧层深度。

8.1.3 **高层建筑基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深应满足抗滑稳定性要求。**

8.1.4 除岩石地基外，天然地基上的箱形和筏形基础其埋置深度不宜小于建筑物高度的1/15；桩箱或桩筏基础的埋置深度（不计桩长）不宜小于建筑物高度的1/18。

8.1.5 基础宜埋置在地下水位以上，当必须埋置在地下水位以下时，应采取地基土在施工时不受扰动的措施。

当基础埋置在易风化的岩层上，施工时应在基坑开挖后立即铺筑垫层。

8.1.6 当存在相邻建筑物时，新建建筑物的基础埋深不宜大于



原有建筑基础。当埋深大于原有建筑基础时，两基础间应保持一定净距，其数值应根据原有建筑荷载大小、基础形式和土质情况确定。

## 8.2 地基承载力计算

8.2.1 承载力计算

1 基础底面的压力，应符合下式要求：

1）当轴心荷载作用时

$$p_k \leqslant f_a \tag{8.2.1-1}$$

式中：$p_k$ ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值（kPa）；

$f_a$ ——修正后的地基承载力特征值（kPa）。

2）当偏心荷载作用时，应符合下式要求：

$$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a \tag{8.2.1-2}$$

式中：$p_{kmax}$——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最大压力值（kPa）。

2 基础底面的压力，可按下列公式确定：

1）当轴心荷载作用时

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{8.2.1-3}$$

式中：$F_k$ ——相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值（kN）；

$G_k$ ——基础自重和基础上的土重（kN）；

$A$ ——基础底面面积（$m^2$）。

2）当偏心荷载作用时

$$p_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{8.2.1-4}$$

$$p_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \tag{8.2.1-5}$$

式中：$M_k$ ——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值（kN·m）；

$W$ ——基础底面的抵抗矩（$m^3$）；

$p_{kmin}$ ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最小压力值（kPa）。

3　当偏心距$e>\frac{b}{6}$时（图8.2.1），$p_{kmax}$应按下式计算：

$$p_{kmax}=\frac{2(F_k+G_k)}{3la} \qquad (8.2.1\text{-}6)$$

式中：$l$ ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长（m）；

$a$ ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离。

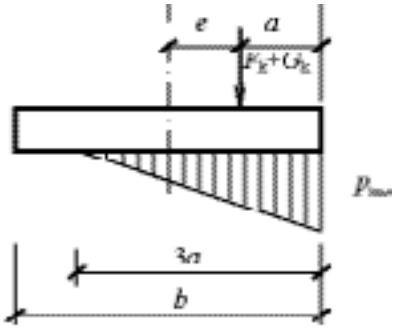



图8.2.1　偏心荷载($e>b/6$)下基底压力计算示意

$b$—力矩作用方向基础底面边长

8.2.2　地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试、理论公式计算，并结合工程实践经验等方法综合确定。其中甲级建筑物若采用天然地基，地基承载力特征值应通过载荷试验和理论公式计算确定；乙级建筑物若采用天然地基，天然地基承载力特征值应通过原位测试、理论公式计算确定。以室内试验、原位测试指标或野外鉴别等方法确定天然地基承载力特征值时，可按本规范附录G进行。

当基础底面埋深等于大于15m时，宜在大面积开挖卸荷后的基础底面处进行载荷试验，以验证地基承载力特征值和变形模量。



当按理论公式计算地基承载力特征值时，应符合本规范第8.2.4条或附录H的规定。

8.2.3　当基础宽度大于3m，基础埋深大于0.5m，或对黄土地基、膨胀土地基，利用载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，尚应按下列公式进行修正：

$$f_a=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-0.5) \qquad (8.2.3\text{-}1)$$

黄土地基：

$$f_a=f_{ak}+\eta_b\gamma(b-3)+\eta_d\gamma_m(d-1.5) \qquad (8.2.3\text{-}2)$$

膨胀土地基：

$$f_a=f_{ak}+\gamma_m(d-1.0) \qquad (8.2.3\text{-}3)$$

式中：$f_a$ ——修正后的地基承载力特征值（kPa）；

$f_{ak}$ ——地基承载力特征值（kPa）；

$\eta_b$、$\eta_d$ ——基础宽度和埋置深度的地基承载力修正系数，按基底下土的类别查表8.2.3取值；

$\gamma$ ——基础底面以下一倍基础宽度的深度内土的重度（$kN/m^3$），地下水位以下取浮重度；

$b$ ——基础底面宽度（m），当基础底面宽度小于3m时按3m取值，大于6m时按6m取值；

$\gamma_m$ ——基础底面以上土的加权平均重度（$kN/m^3$），位于地下水位以下的土层取浮重度；

$d$ ——基础埋置深度（m），宜自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。对于地下室，当采用箱型基础或筏形基础时，基础埋置深度自室外地面标高算起；对主楼两侧有裙房或地下室时，宜将基础底面以上范围内的荷载，按基础两侧的超载考虑，当超载宽度大于基础宽度2倍时，可将超载折算成土层厚度作为基础埋深，基础两侧超载不等

时取小值；当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

表8.2.3　承载力修正系数

| 土的类别 | | $\eta_b$ | $\eta_d$ |
|---|---|---|---|
| 淤泥和淤泥质土 | | 0 | 1.0 |
| 人工填土、处理地基；$e$或$I_L$大于等于0.85的黏性土 | | 0 | 1.0 |
| 新近堆积黄土（$Q_4^2$） | | 0 | 1.0 |
| 晚更新世（$Q_3$）、全新世（$Q_4^1$）黄土（状土） | $w\leqslant 24\%$ | 0.2 | 1.25 |
| | $w>24\%$ | 0 | 1.1 |
| 饱和黄土（状土） | $e$及$I_L$都小于0.85 | 0.2 | 1.25 |
| | $e$或$I_L$大于等于0.85 | 0 | 1.1 |
| | $e$或$I_L$大于1.00 | 0 | 1.0 |
| 大面积压实填土 | 压实系数大于0.95的砂质粉土 | 0 | 1.5 |
| | 最大干密度大于2100kg/m$^3$的级配砂石 | 0 | 2.0 |
| 稍密的粉土 | | 0.2 | 1.3 |
| $e$及$I_L$均小于0.85的黏性土、中密以上黏质粉土 | | 0.3 | 1.6 |
| 中密以上黏粒含量$\rho_c<10\%$的粉土 | | 0.5 | 2.0 |
| 粉砂、细砂（不包括很湿与饱和时的松散、稍密状态） | | 2.0 | 3.0 |
| 中砂、粗砂、砾砂和碎石土 | | 3.0 | 4.4 |

注：1　地基承载力按深层载荷试验确定时$\eta_d$取0；
2　强风化和全风化的岩石及残积土可参照所风化成的相应土类取值，其他状态下的岩石不修正；
3　饱和黄土（状土）：$I_P>10$，或饱和度大于80%的晚更新世（$Q_3$）、全新世（$Q_4^1$）的黄土（状土）；
4　大面积压实填土是指填土压实范围大于两倍基础宽度的填土。

8.2.4　当偏心距$e$小于或等于0.033倍的基础宽度时，根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值可按下式计算，并应满足变形要求：

$$f_a=M_b\gamma b+M_d\gamma_m d+M_c c_k \qquad (8.2.4)$$

式中：　$f_a$——由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值(kPa)；

$M_b$、$M_d$、$M_c$——承载力系数，按表8.2.4确定；

$b$——基础底面宽度（m），大于6m时取6m，对于砂土小于3m时取3m；

$c_k$——基底下一倍基础短边宽度的深度范围内土的黏聚力标准值（kPa）。

表8.2.4　承载力系数$M_b$、$M_d$、$M_c$

| 土的内摩擦角标准值$\varphi_k$（度） | $M_b$ | $M_d$ | $M_c$ |
|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 1.00 | 3.14 |
| 2 | 0.03 | 1.12 | 3.32 |
| 4 | 0.06 | 1.25 | 3.51 |
| 6 | 0.10 | 1.39 | 3.71 |
| 8 | 0.14 | 1.55 | 3.93 |
| 10 | 0.18 | 1.73 | 4.17 |
| 12 | 0.23 | 1.94 | 4.42 |
| 14 | 0.29 | 2.17 | 4.69 |
| 16 | 0.36 | 2.43 | 5.00 |
| 18 | 0.43 | 2.72 | 5.31 |
| 20 | 0.51 | 3.06 | 5.66 |
| 22 | 0.61 | 3.44 | 6.04 |
| 24 | 0.80 | 3.87 | 6.45 |
| 26 | 1.10 | 4.37 | 6.90 |
| 28 | 1.40 | 4.93 | 7.40 |
| 30 | 1.90 | 5.59 | 7.95 |
| 32 | 2.60 | 6.35 | 8.55 |
| 34 | 3.40 | 7.21 | 9.22 |
| 36 | 4.20 | 8.25 | 9.87 |
| 38 | 5.00 | 9.44 | 10.80 |
| 40 | 5.80 | 10.84 | 11.73 |

注：1　土的抗剪强度指标，可选用不扰动土试样室内剪切试验、现场剪切试验、十字板剪切试验等方法确定。
2　当采用室内剪切试验时，每一主要土层取样数量不得少于6个；当为多层土且厚度较薄时每一主要土层取样数量不得少于3个。对于甲级建筑物应采用不固结不排水三轴剪切缩试验，对于其他等级的建筑物如为可塑～坚硬的黏性土或饱和度不大于0.5的粉土时，可采用直接剪切试验；
3　如采用固结剪切试验，则应考虑在建筑物荷载及预压荷载作用下地基可能固结的程度。

8.2.5　对岩石地基承载力可根据岩石完整程度通过岩石地基载荷试验或平板载荷试验方法确定。对完整、较完整和较破碎的岩石地

基承载力特征值，也可根据室内饱和单轴抗压强度按下式计算：

$$f_a=\psi_r \cdot f_{rk} \qquad (8.2.5)$$

式中：$f_a$ ——岩石地基承载力特征值（kPa）；

$\psi_r$ ——折减系数。根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合，结合经验确定。无经验时，对完整岩体可取0.5；对较完整岩体可取0.2～0.5；对较破碎岩体可取0.1～0.2；

$f_{rk}$ ——岩石饱和单轴抗压强度标准值（kPa）。

注：上述折减系数值未考虑施工因素及建筑物使用后风化作用的继续。

8.2.6　当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应符合下列规定：

1　按下式验算软弱下卧层的地基承载力：

$$p_z+p_{cz}\leqslant f_{az} \qquad (8.2.6\text{-}1)$$

式中：$p_z$ ——相应于作用的标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值（kPa）；

$p_{cz}$ ——软弱下卧层顶面处的土的自重压力值（kPa）；

$f_{az}$ ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值（kPa）。

2　对条形基础和矩形基础，$p_z$值可按下式计算：

条形基础

$$p_z=\frac{b(p_k-p_c)}{b+2z\tan\theta} \qquad (8.2.6\text{-}2)$$

矩形基础

$$p_z=\frac{lb(p_k-p_c)}{(b+2z\tan\theta)(l+2z\tan\theta)} \qquad (8.2.6\text{-}3)$$

式中：$l$、$b$ ——基础长度、宽度（m）；

$p_c$ ——基础底面处土的自重压力值（kPa）；

$z$ ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离（m）；

$\theta$ ——地基压力扩散线与垂线的夹角（°），可按表8.2.6采用。



表8.2.6 地基压力扩散角$\theta$（°）

| $E_{s1}/E_{s2}$ | $z/b$ | |
|---|---|---|
| | 0.25 | 0.50 |
| 1 | 4 | 12 |
| 3 | 6 | 23 |
| 5 | 10 | 25 |
| 10 | 20 | 30 |

注：1　$E_{s1}$、$E_{s2}$分别为上层土、下层土压缩模量；

2　$z/b<0.25$时取$\theta=0$，必要时宜由试验确定；$z/b>0.50$时$\theta$值不变；　$z/b$在0.25～0.50之间时可插值使用。

## 8.3　变形计算

8.3.1　**建筑物的地基变形计算值，不应大于地基变形允许值。**

8.3.2　地基变形可分为沉降量、沉降差、倾斜和局部倾斜。在地基变形计算时，应符合下列规定：

1　传至基础底面的荷载效应应采用正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，并不应计算风荷载和地震作用；

2　由于地基不均匀、荷载差异很大、体形复杂等因素引起的地基变形，对于砌体承重结构应由局部倾斜值控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；对于多层、高层建筑和高耸构筑物应由倾斜值控制；必要时尚应控制平均沉降量；

3　地面有大面积堆载或基础周围有局部堆载，沉降计算应计入这些相邻堆载引起的附加沉降；

4　应考虑相邻荷载影响；

5　当建筑物设有地下室且埋置较深时，应考虑基坑开挖后，地基土回弹再压缩引起的沉降；

6　对高压缩性土地基，当基底附加压力大于地基土承载力

特征值$f_{ak}$的0.75倍时，应预测沉降变化趋势，并控制施工期间的加荷速率；

7　宜考虑上部结构、基础与地基共同作用进行变形计算；

8　在必要的情况下，需要分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形量，以便预留建筑物有关部分之间的净空，考虑连接方法和施工顺序。

9　当高层建筑基础形状不规则时，可采用分块集中力法计算基础下的压力分布，并应按刚性基础的变形协调原则调整，分块大小应由计算精度确定。

8.3.3　**建筑物的地基变形允许值应按表8.3.3规定采用。对表中未包括的建筑物，其地基变形允许值应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求确定。**

表8.3.3　建筑物的地基变形允许值

| 变形特征 | | 地基土类别 | |
|---|---|---|---|
| | | 中、低压缩性土 | 高压缩性土 |
| 砌体承重结构基础的局部倾斜 | | 0.002 | 0.003 |
| 工业与民用建筑相邻柱基的沉降差： | | | |
| 框架结构 | | 0.002$l$ | 0.003$l$ |
| 砌体墙填充的边排柱 | | 0.0007$l$ | 0.001$l$ |
| 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构 | | 0.005$l$ | 0.005$l$ |
| 单层排架结构(柱距为6m)柱基的沉降量(mm) | | (120) | 200 |
| 桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)： | | | |
| 纵向 | | 0.004 | |
| 横向 | | 0.003 | |
| 多层和高层建筑的整体倾斜： | $Hg\leqslant 24$ | 0.004 | |
| | $24<Hg\leqslant 60$ | 0.003 | |
| | $60<Hg\leqslant 100$ | 0.0025 | |
| | $Hg>100$ | 0.002 | |
| 体型简单的高层建筑基础的平均沉降量(mm) | | 200 | |
| 高耸结构基础的倾斜 | $Hg\leqslant 20$ | 0.008 | |
| | $20<Hg\leqslant 50$ | 0.006 | |
| | $50<Hg\leqslant 100$ | 0.005 | |



续 表 8.3.3

| 变形特征 | | 地基土类别 | |
|---|---|---|---|
| | | 中、低压缩性土 | 高压缩性土 |
| | $100<Hg\leqslant 150$ | 0.004 | |
| | $150<Hg\leqslant 200$ | 0.003 | |
| | $200<Hg\leqslant 250$ | 0.002 | |
| 高耸结构基础的沉降量(mm) | $Hg\leqslant 100$ | 400 | |
| | $100<Hg\leqslant 200$ | 300 | |
| | $200<Hg\leqslant 250$ | 200 | |

注：1　本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值；

2　有括号者仅适用于中压缩性土；

3　$l$为相邻柱基的中心距离(mm)；$Hg$为自室外地面起算的建筑物高度(m)；

4　倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；

5　局部倾斜指砌体承重结构沿纵向6m～10m内基础两点的沉降差与其距离的比。

8.3.4　膨胀土地基上建筑物的地基变形计算值，不应大于地基变形允许值。地基变形允许值应符合表8.3.4的规定。

表8.3.4中未包括的建筑物，其地基变形允许值应根据上部结构对地基变形的适应能力及功能要求确定。

表8.3.4　膨胀土地基上建筑物地基变形允许值

| 结构类型 | | 相对变形 | | 变形量(mm) |
|---|---|---|---|---|
| | | 种类 | 数值 | |
| 砌体结构 | | 局部倾斜 | 0.001 | 15 |
| 房屋长度三到四开间及四角有构造柱或配筋砌体承重结构 | | 局部倾斜 | 0.0015 | 30 |
| 工业与民用建筑相邻柱基 | 框架结构无填充墙时 | 变形差 | 0.001$l$ | 30 |
| | 框架结构有填充墙时 | 变形差 | 0.0005$l$ | 20 |
| | 当基础不均匀升降时不产生附加应力的结构变形差 | 变形差 | 0.003$l$ | 40 |

8.3.5　计算地基变形时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论。其最终变形量可按下式计算：

$$s=\psi_s s'=\psi_s\sum_{i=1}^{n}\frac{p_0}{E_{si}}(z_i\bar{\alpha}_i-z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}) \qquad (8.3.5)$$

式中：$s$ ——地基最终变形量（mm）；

$s'$ ——按分层总和法计算出的地基变形量（mm）；

$\psi_s$ ——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，无经验时可根据变形计算深度范围内压缩模量当量值$\overline{E}_s$和基底附加压力按表8.3.5取值；

$n$ ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数(图8.3.5)；

$p_0$ ——对应于荷载效应准永久组合时的基础底面处的附加压力（kPa）；

$E_{si}$ ——基础底面下第$i$层土的压缩模量(MPa)，应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算；

$z_i$、$z_{i-1}$ ——基础底面至第$i$层土、第$i$-1层土底面的距离（m）；

$\overline{\alpha}_i$、$\overline{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第$i$层土、第$i$-1层土底面范围内平均附加应力系数，可根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定确定。

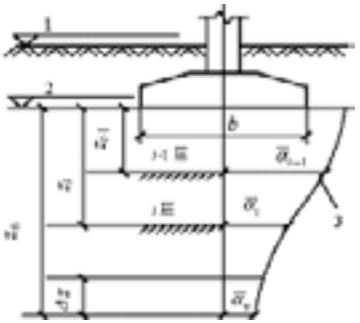


图8.3.5　基础沉降计算的分层示意

1—天然地面标高；2—基底标高；3—平均附加应力系数 $\overline{\alpha}$ 曲线

表8.3.5　沉降计算经验系数$\psi_s$

| 基底附加压力 \ $\overline{E}_s$（MPa） | 2.5 | 4.0 | 7.0 | 15.0 | 20.0 |
|---|---|---|---|---|---|
| $P_o \geqslant f_{ak}$ | 1.4 | 1.3 | 1.0 | 0.4 | 0.2 |
| $p_o \leqslant 0.75 f_{ak}$ | 1.1 | 1.0 | 0.7 | 0.4 | 0.2 |



8.3.6　变形计算深度范围内压缩模量的当量值（$\overline{E}_S$），应按下式计算：

$$\overline{E}_s=\frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \qquad (8.3.6)$$

式中：$A_i$ ——第$i$层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

8.3.7　地基变形计算深度$z_n$（图8.3.5），应符合下式要求：

$$\Delta s'_n \leqslant 0.025 \sum_{i=1}^{n} \Delta s'_i \qquad (8.3.7)$$

式中：$\Delta s'_i$ ——在计算深度范围内，第$i$层土的计算变形值(mm)；

$\Delta s'_n$ ——在由计算深度向上取厚度为$\Delta z$的土层计算变形值（mm）（图8.3.4），$\Delta z$应按表8.3.7确定。如确定的计算深度下部仍有较软土层时，应继续计算。

表8.3.7　$\Delta z$

| $b$（m） | $b \leqslant 2$ | $2 < b \leqslant 4$ | $4 < b \leqslant 8$ | $8 < b$ |
|---|---|---|---|---|
| $\Delta z$（m） | 0.3 | 0.6 | 0.8 | 1.0 |

8.3.8　当无相邻荷载影响，基础宽度在1m～30m范围内时，基础中点的地基变形计算深度也可按下列简化公式计算：

$$z_n = b(2.5-0.4\ln b) \qquad (8.3.8)$$

式中：　$b$ ——基础宽度（m）。

在计算深度范围内存在基岩时，$z_n$可取至基岩表面；当存在较厚的坚硬黏性土层，其孔隙比小于0.5、压缩模量大于50MPa，或存在较厚的密实砂卵石层，其压缩模量大于80MPa时，$z_n$可取至该层土表面。此时，地基土附加压力分布应考虑相对硬层存在的影响，按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007土岩组合地基计算。

8.3.9　计算地基变形时，应考虑相邻荷载的影响，其值可按应力叠加原理，采用角点法计算。

8.3.10　当建筑物地下室基础埋置较深时，需要考虑开挖基坑地基土的回弹，该部分回弹变形量可按下式计算：

$$s_c=\psi_c\sum_{i=1}^{n}\frac{p_c}{E_{ci}}(z_i\bar{\alpha}_i-z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}) \qquad (8.3.10)$$

式中：$S_c$ ——地基的回弹变形量（mm）；

$\psi_c$ ——考虑回弹影响的沉降计算经验系数，$\psi_c$取1.0；

$p_c$ ——基坑底面以上土的自重压力（kPa），地下水位以下应扣除浮力；

$E_{ci}$ ——土的回弹模量，按《土工试验方法标准》GB/T 50123中土的固结试验回弹曲线的不同应力段计算。

8.3.11　回弹再压缩计算可采用再加荷的压力小于卸荷土的自重压力段内再压缩变形线性分布的假定按下式进行计算：

$$\begin{cases} s'_c=r'_0 s_c\dfrac{p}{p_c R'_0} & p<R'_0 p_c \\ s'_c=s_c\left[r'_0+\dfrac{r'_{R'=1.0}-r'_0}{1-R'_0}\left(\dfrac{p}{p_c}-R'_0\right)\right] & R'_0 p_c\leqslant p\leqslant p_c \end{cases} \qquad (8.3.11)$$

式中：$s'_c$ ——地基的回弹再压缩变形量（mm）；

$s_c$ ——地基的回弹变形量（mm）；

$r'_0$ ——临界再压缩比率，相应于再压缩比率与再加荷比关系曲线上两段线性交点对应的再压缩比率，由土的固结回弹再压缩试验确定；

$R'_0$ ——临界再加荷比，相应于再压缩比率与再加荷比关系曲线上两段线性交点对应的再加荷比，由土的固结回弹再压缩试验确定；

$r'_{R'=1.0}$ ——对应于再加荷比$R'=1.0$时的再压缩比率，由土的固结回弹再压缩试验确定，其值等于回弹再压缩变形增大系数；

$p$ ——再加荷的基底压力（kPa）。

8.3.12　在同一整体大面积基础上建有多栋高层和低层建筑，应按上部结构、基础与地基的共同作用进行沉降计算。

8.3.13　当考虑土的固结历史，计算地基固结沉降量时，应按现



行行业标准《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ 72的有关规定执行。

## 8.4　地基稳定性计算

8.4.1　地基岩土体在承受建筑荷载条件下的深层滑动计算可采用圆弧滑动面法。最危险滑动面上各力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩应符合下式要求：

$$\frac{M_R}{M_S}\geqslant 1.2 \qquad (8.4.1)$$

式中：$M_R$、$M_S$ ——分别为抗滑力矩和滑动力矩（kN·m）

8.4.2　位于稳定土坡坡顶上的建筑，应符合下列规定：

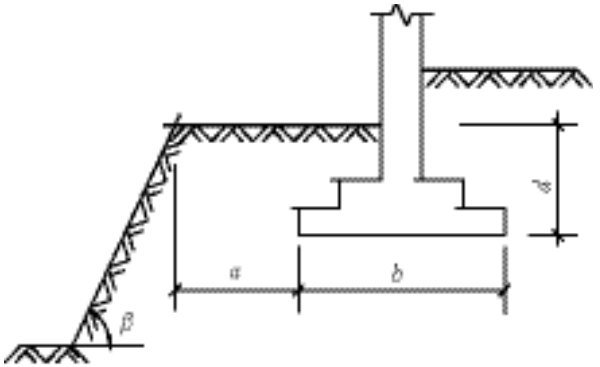



图8.4.2　基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意

1　对于条形基础和矩形基础，当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于3m时，其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离应符合下列公式要求，且不得小于2.5m；

条形基础

$$a\geqslant 3.5b-\frac{d}{\tan\beta} \qquad (8.4.2\text{-}1)$$

矩形基础

$$a \geqslant 2.5b - \frac{d}{\tan\beta} \qquad (8.4.2\text{-}2)$$

式中：$a$——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离（m）；

$b$——垂直于坡顶边边缘线的基础底面边长（m）；

$d$——基础埋置深度（m）；

$\beta$——边坡坡角（°）。

2　当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足本规范公式（8.4.2-1）或（8.4.2-2）的要求时，可根据基底平均压力按本规范公式（8.4.1）确定基础底面外边缘线至坡顶的水平距离和基础埋置深度；

3　当边坡坡角大于45°、坡高大于8m时，尚应按本规范公式（8.4.1）验算坡体稳定性；

4　对于膨胀土地基，当坡地坡角为5°～14°，基础外边缘至坡间的水平距离为5m～10m时，基础埋深可按下式确定。

$$d = 0.45d_a + (10 - a)\tan\beta + 0.3 \qquad (8.4.2\text{-}3)$$

式中：$d_a$——大气影响深度（m）。

8.4.3　建筑物基础存在浮力作用时应进行抗浮稳定性验算，并应符合下列规定：

1　对于简单的浮力作用情况，基础抗浮稳定性验算应符合下式要求：

$$G_k \geqslant K_w N_{w,k} \qquad (8.4.3)$$

式中：$G_k$——上部结构荷载（kN）；

$N_{w,k}$——浮力作用值（kN）；

$K_w$——抗浮稳定安全系数，一般情况下取1.05。

2　抗浮稳定性验算不满足设计要求时，可采用增加压重或设置抗浮构件等措施。在整体满足抗浮稳定性要求而局部不满足时，也可采用增加结构刚度的措施。



# 9　桩基础

## 9.1　一般规定

9.1.1　本章适用于以承受竖向荷载为主的低承台桩基。桩型包括混凝土预制桩、预应力混凝土空心桩、混凝土灌注桩、后注浆混凝土灌注桩。桩身下部嵌入完整～较破碎的基岩一定深度的桩为嵌岩桩。当桩的设计直径大于0.8m、桩长小于5倍桩径且不大于5.0m时，宜按墩基础或独立基础设计。

对于其他形式的桩，以及承受水平力的桩应按现行国家和行业有关规范的规定进行。

9.1.2　按承载性状分类，基桩可分为摩擦型桩和端承型桩；按成桩分类，基桩可分为非挤土桩、部分挤土桩和挤土桩；按桩径大小分类，基桩可分为小直径(微型)桩：$d$＜300mm；中等直径桩：300mm≤$d$≤800mm;大直径桩：$d$＞800mm。

9.1.3　桩型与成桩工艺应根据建筑结构类型、荷载性质、桩的使用功能、穿越土层、桩端持力层、地下水位、施工设备、施工环境、施工经验、制桩材料供应条件等因素，参考附录J选择，并符合下列要求：

1　对于框架－核心筒等荷载分布很不均匀的桩筏基础，宜选择基桩尺寸和承载力可调性较大的桩型和工艺；

2　抗震设防烈度为8度及以上地区，不宜采用预应力混凝土空心桩；

3　当重要工程采用预制桩穿越一定厚度中密、密实砂土和粉土层时，宜事先进行沉桩可行性分析，选择合适的沉桩方法、桩身结构强度及桩端入土深度，并进行现场试沉桩验证。

9.1.4　桩的布置应符合下列规定：

1　应与上部结构形式、荷载类型、大小与分布相协调，且宜布置在柱墙等竖向结构之下；大直径桩或扩底桩宜采用一柱一桩；多桩或群桩结构宜使其承载力的合力点与其上部结构长期荷载作用点重合；同一结构单元不宜同时采用不同受力类型的桩，不宜选用压缩性差异较大的土层作桩端持力层；

2　桩的最小中心距应满足表9.1.4的要求；

**表9.1.4　桩的最小中心距**

| 土类与成桩工艺 | | 排数不少于3排且桩数不少于9根的摩擦型桩桩基 | 其他情况 |
|---|---|---|---|
| 非挤土灌注桩 | | 3.0$d$ | 3.0$d$ |
| 部分挤土桩 | | 3.5$d$ | 3.0$d$ |
| 挤土桩 | 非饱和土、饱和非黏性土 | 4.0$d$ | 3.5$d$ |
| | 饱和黏性土 | 4.5$d$ | 4.0$d$ |
| 钻、挖孔扩底桩 | | 2$D$或$D$+2.0m（当$D$＞2m） | 1.5$D$或$D$+1.5m（当$D$＞2m） |

注：1　$d$—圆桩设计直径或方桩设计边长，$D$—扩大端设计直径；
2　当纵横向桩距不相等时，其最小中心距应满足“其他情况”一栏的规定；
3　当为端承型桩时，非挤土灌注桩的“其他情况”一栏可减小至2.5$d$。

3　应选择较硬土层作为桩端持力层。桩端全断面进入持力层的深度，对于黏性土、粉土不宜小于2$d$，砂土不宜小于1.5$d$，碎石类土不宜小于1$d$。当存在软弱下卧层时，桩端以下硬持力层厚度不宜小于3$d$，软土地区不宜小于4$d$；

4　对于嵌岩桩，嵌岩深度应综合荷载、上覆土层、基岩、桩径、桩长诸因素确定。对于嵌入倾斜的完整和较完整岩的全断面深度不宜小于0.4$d$且不小于0.5m，较破碎岩的全断面深度不宜小于1$d$且不小于1.0m；对于嵌入平整、完整的坚硬岩和较坚硬岩的深度不宜小于0.2$d$，且不宜小于0.2m，较破碎岩的深度不宜小于0.5$d$且不小于0.5m。嵌岩桩桩端以下3$d$且不小于5m范围内应无软弱夹层、断裂破碎带和洞穴分布，且在桩底应力扩散范围内应无岩体临空面。

9.1.5　桩端持力层下遇有构造破碎带时，应按下列规定处理：



1　当桩端下距破碎带岩体厚度大于3$d$或5m，或桩端压力扩散到破碎带且不超过其承载力特征值，变形能满足设计要求时，桩可不穿过破碎带；

2　对胶结良好的破碎带，其强度与压缩性满足设计要求时，可作为桩端持力层；

3　对埋藏较浅、垂直厚度较大的破碎带，单桩承载力及布桩难于满足设计要求时，桩应穿过破碎带；

4　人工挖孔桩桩底遇到宽度不大而倾角较陡的破碎带时，应根据具体情况采取加强措施，如采用扩大头、在桩端底面加设水平钢筋网、将扩大头做成台阶状等。

9.1.6　桩基设计应符合下列规定：

1　根据桩基的使用功能和受力特征计算桩基的竖向承载力；

2　桩身和承台结构的承载力计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007或现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94有关规定执行；

3　当桩端平面下存在软弱下卧层时，应对软弱下卧层的承载力和沉降变形进行验算；

4　当桩承受上拔力时，应计算基桩和群桩的抗拔承载力；

5　位于坡地、岸边、陡斜岩层的桩基，应进行整体稳定性验算。桩基应与边坡工程统一规划，同步设计；

6　对桩基沉降和水平位移变形验算；

7　同一结构单元内，当基岩面起伏较大，且均使用岩石地基时，可以使用桩基与其他基础形式；

8　应考虑深基坑开挖中，坑底土回弹隆起对桩身受力及桩承载力的影响。

9.1.7　特殊条件下的桩基础设计应符合下列规定：

1　软土、深厚填土等地层采用桩基时，应考虑桩周土自重固结、蠕变、大面积堆载及降水产生的沉降在桩侧产生负摩阻力的影响。在深厚软土中采用成片密集有挤土效应的桩基时，应采

取有效消减孔压和挤土效应的措施；

2　岩溶地区的桩基，桩端嵌入完整基岩内，桩端距溶洞顶板的厚度应按抗冲切承载力验算，该厚度不应小于3$d$，且不应小于5m；当岩溶上覆土层的稳定性有保证，且桩端持力层承载力及厚度满足要求，可利用上覆土层作为桩端持力层；溶沟、溶槽、跌水洞、石笋、石芽等发育的岩面，不宜作为桩基持力层；当必须采用嵌岩桩时，应对岩溶进行施工勘察；相邻桩的桩底标高差值不宜超过其水平距离；

3　对于填土形成的建筑场地应待填土沉降基本稳定或采取有效的技术措施后方可成桩；

4　抗震设防区桩端进入液化层以下稳定土层的长度应按计算确定；对于碎石土，砾、粗、中砂，密实粉土，坚硬黏性土尚不应小于（2～3）$d$，对其他非岩石土尚不宜小于（4～5）$d$；

5　黄土地区的桩基设计应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025有关规定。

9.1.8　桩基抗震验算应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定执行。

## 9.2　桩基竖向承载力计算

9.2.1　单桩桩顶竖向力应按下列公式进行计算：

1　轴心竖向力作用下：

$$Q_{k}=\frac{F_{k}+G_{k}}{n} \qquad (9.2.1\text{-}1)$$

式中：$F_{k}$ ——相应于作用的标准组合时，作用于桩基承台顶面的竖向力（kN）；

$G_{k}$ ——桩基承台自重及承台上土自重标准值（kN）；

$Q_{k}$ ——相应于作用的标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力（kN）；



$n$ ——桩基中的桩数。

2　偏心竖向力作用下：

$$Q_{ik}=\frac{F_{k}+G_{k}}{n}\pm\frac{M_{xk}y_{i}}{\Sigma y_{j}^{2}}\pm\frac{M_{yk}x_{i}}{\Sigma x_{j}^{2}} \qquad (9.2.1\text{-}2)$$

式中：$Q_{ik}$ ——相应于作用的标准组合时，偏心竖向力作用下第$i$根桩的竖向力（kN）；

$M_{xk}$、$M_{yk}$ ——相应于作用的标准组合时，作用于承台底面通过桩群形心的$x$、$y$轴的力矩（kN·m）；

$x_{i}$、$x_{j}$、$y_{i}$、$y_{j}$ ——第$i$、$j$基桩至$y$、$x$轴的距离（m）。

9.2.2　单桩承载力计算应符合下列规定：

轴心竖向力作用下　　$Q_{k}\leqslant R_{a}$　　（9.2.2-1）

偏心竖向力作用下：　　$Q_{kmax}\leqslant 1.2R_{a}$　　（9.2.2-2）

式中：$R_{a}$ ——单桩竖向承载力特征值（kN）。

9.2.3　单桩竖向承载力特征值的确定应符合下列规定：

1　设计等级为甲级的建筑桩基或符合下列条件之一者，单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静载荷试验确定，在同一条件下的试桩数量不宜少于总桩数的1%且不应小于3根。单桩竖向静载荷试验应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定；

1）采用新桩型；

2）岩土条件特别复杂的场地；

3）有特殊要求的桩基；

4）采用新的成桩技术或施工工艺。

2　当桩端持力层为密实砂、卵石或其他承载力类似的土层时，对承载力很高的大直径端承型桩，可采用深层平板载荷试验确定桩端土的承载力特征值；嵌岩桩可通过直径为0.3m岩基平板（或嵌岩短墩）载荷试验确定岩基的承载力特征值；

3　设计等级为乙级的建筑桩基，当地质条件简单时，可参照地质条件相同的试桩资料，结合静力触探等原位测试和经验参

数综合确定单桩竖向承载力特征值；其余均应通过单桩静载试验确定；

4　设计等级为丙级的建筑桩基，可采用岩土试验指标、静力触探、动力触探及标准贯入试验指标结合工程经验确定单桩竖向承载力特征值。

9.2.4　当根据双桥探头静力触探资料确定混凝土预制桩单桩竖向承载力特征值时，对于黏性土、粉土和砂土，可按下式计算：

$$R_a=u\sum l_i\cdot\beta_i\cdot f_{si}+\alpha\cdot q_c\cdot A_p \qquad (9.2.4)$$

式中：$u$——桩身周长（m）；

$l_i$——桩周第$i$层土的厚度（m）；

$\beta_i$——第$i$层土桩侧阻力综合修正系数，黏性土：$\beta_i=5.0(f_{si})^{-0.55}$；砂土、粉土：$\beta_i=2.5(f_{si})^{-0.45}$。

$\alpha$——桩端阻力修正系数，对于黏性土取1/3，对于砂土、粉土取1/4；

$f_{si}$——第$i$层土的探头平均侧阻力（kPa）；

$q_c$——桩端平面上、下探头阻力（kPa），取桩端平面以上$4d$（$d$为桩的直径或边长）范围内按土层厚度的探头阻力加权平均值（kPa），然后再和桩端平面以下1$d$范围内的探头阻力进行平均；

$A_p$——桩端面积（$m^2$）；

注：双桥探头的圆锥底面积为15$cm^2$，锥角60°，摩擦套筒高21.85cm，侧面积300$cm^2$。

9.2.5　当根据土的物理力学指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩竖向承载力特征值时，宜按下式估算

$$R_a=u\sum q_{sia}l_i+q_{pa}A_p \qquad (9.2.5)$$

式中：$q_{sia}$——桩侧第$i$层土的侧阻力特征值（kPa），如无经验时可按表9.2.5-1取值；

$q_{pa}$——桩的端阻力特征值（kPa），如无经验时，可按表9.2.5-2取值。



表9.2.5-1　桩的侧阻力特征值$q_{sia}$（kPa）

| 土的名称 | 土的状态 | | 混凝土预制桩 | 泥浆护壁钻（冲）孔桩 | 干作业钻孔桩 |
|---|---|---|---|---|---|
| 填土 | | | 11～15 | 10～14 | 10～14 |
| 淤泥 | | | 7～10 | 6～9 | 6～9 |
| 淤泥质土 | | | 11～15 | 10～14 | 10～14 |
| 黏性土 | 流塑 | $I_L>1$ | 12～20 | 10～19 | 10～19 |
| | 软塑 | $0.75<I_L\leq1$ | 20～27 | 19～26 | 19～26 |
| | 可塑 | $0.50<I_L\leq0.75$ | 27～35 | 26～34 | 26～33 |
| 黏性土 | 硬可塑 | $0.25<I_L\leq0.50$ | 35～43 | 34～42 | 33～41 |
| | 硬塑 | $0<I_L\leq0.25$ | 43～49 | 42～48 | 41～47 |
| | 坚硬 | $I_L\leq0$ | 49～52 | 48～51 | 47～52 |
| 粉土 | 稍密 | $e>0.9$ | 13～23 | 12～21 | 12～21 |
| | 中密 | $0.9\geq e>0.75$ | 23～33 | 21～31 | 21～31 |
| | 密实 | $0.75\geq e$ | 33～44 | 31～41 | 31～41 |
| 粉细砂 | 稍密 | $10<N\leq15$ | 12～24 | 11～23 | 11～23 |
| | 中密 | $15<N\leq30$ | 24～33 | 23～32 | 23～32 |
| | 密实 | $N>30$ | 33～44 | 32～43 | 32～43 |
| 中砂 | 稍密 | $10<N\leq15$ | 20～27 | | |
| | 中密 | $15<N\leq30$ | 27～37 | 26～36 | 26～36 |
| | 密实 | $N>30$ | 37～48 | 36～47 | 36～47 |
| 粗砂 | 中密 | $15<N\leq30$ | 37～48 | 37～48 | 38～49 |
| | 密实 | $N>30$ | 48～58 | 48～58 | 49～60 |
| 砾砂 | 稍密 | $5<N'_{63.5}\leq10$ | 35～55 | 25～45 | 30～50 |
| | 中密、密实 | $N'_{63.5}>10$ | 58～69 | 58～65 | 56～65 |
| 圆砾、角砾 | 中密、密实 | $N'_{63.5}>10$ | 80～100 | 68～75 | 68～75 |
| 碎石、卵石 | 中密、密实 | $N'_{63.5}>10$ | 100～150 | 70～85 | 75～85 |
| 全风化软质岩 | $30<N\leq50$ | | 50～60 | 40～50 | 40～50 |
| 全风化硬质岩 | $40<N\leq70$ | | 70～80 | 60～70 | 60～75 |
| 强风化软质岩 | $N>50$或$N'_{63.5}>10$ | | 80～120 | 60～100 | 70～110 |
| 强风化硬质岩 | $N>70$或$N'_{63.5}>15$ | | 110～150 | 80～120 | 80～130 |
| | 碎块状 | | 200～250 | 160～200 | 180～220 |

注：1　对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力；

2　全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩系指其母岩分别为$f_{rk}$小于15MPa和大于30MPa岩石。

表9.2.5-2　桩的端阻力特征值$q_{pa}$（kPa）

| 土名称 | 土的状态 | 桩型 | 混凝土预制桩（及PHC管桩）桩长$l$（m） | | | | 泥浆护壁钻（冲）孔桩桩长$l$（m） | | | | 干作业钻孔桩桩长$l$（m） | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $l\leqslant 9$ | $9<l\leqslant 16$ | $16<l\leqslant 30$ | $l>30$ | $5\leqslant l<10$ | $10\leqslant l<15$ | $15\leqslant l<30$ | $30\leqslant l$ | $5\leqslant l<10$ | $10\leqslant l<15$ | $15\leqslant l$ |
| 黏性土 | 软塑 | $0.75<I_L\leqslant 1$ | 100～420 | 320～700 | 600～900 | 650～950 | 70～120 | 120～150 | 150～220 | 150～220 | 100～200 | 200～350 | 350～470 |
| | 可塑 | $0.50<I_L\leqslant 0.75$ | 420～850 | 700～1100 | 950～1400 | 1150～1800 | 170～220 | 220～300 | 300～370 | 370～400 | 250～350 | 400～550 | 500～800 |
| | 硬可塑 | $0.25<I_L\leqslant 0.50$ | 750～1150 | 1150～1650 | 1350～1800 | 1800～2200 | 400～450 | 450～500 | 500～600 | 600～700 | 420～550 | 700～850 | 850～950 |
| | 硬塑 | $0<I_L\leqslant 0.25$ | 1250～1900 | 1900～2750 | 2750～3000 | 3000～3400 | 550～600 | 600～700 | 700～800 | 800～900 | 800～900 | 1100～1200 | 1300～1400 |
| 粉土 | 中密 | $0.75\leqslant e<0.9$ | 470～850 | 700～1050 | 950～1350 | 1250～1700 | 150～250 | 250～320 | 320～370 | 370～420 | 400～600 | 600～700 | 700～800 |
| | 密实 | $e<0.75$ | 750～1300 | 1050～1500 | 1350～1800 | 1800～2200 | 320～450 | 370～470 | 450～550 | 550～600 | 600～850 | 700～950 | 800～1050 |
| 粉砂 | 稍密 | $10<N\leqslant 15$ | 500～800 | 750～1150 | 950～1350 | 1050～1500 | 170～250 | 220～300 | 300～350 | 320～370 | 250～470 | 650～800 | 750～850 |
| | 中密、密实 | $N>15$ | 700～1100 | 1050～1500 | 1500～2250 | 1900～2750 | 300～370 | 370～450 | 450～550 | 550～600 | 450～500 | 850～950 | 850～950 |
| 细砂 | 中密、密实 | | 1250～2000 | 1800～2500 | 2200～3000 | 2650～3500 | 320～420 | 450～600 | 600～750 | 750～900 | 600～800 | 1000～1200 | 1200～1350 |
| 中砂 | 中密、密实 | $N>15$ | 2000～3000 | 2750～3500 | 3250～4000 | 3750～4500 | 420～520 | 550～750 | 750～950 | 950～1050 | 900～1200 | 1400～1900 | 1800～2200 |
| 粗砂 | | | 2850～3750 | 3750～4250 | 4250～5000 | 4750～5500 | 750～900 | 1050～1200 | 1200～1300 | 1300～1400 | 1450～1800 | 2000～2300 | 2300～2600 |

续　表 9.2.5-2

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 砾砂 | 中密、密实 | $N>15$ | 3000～4750 | 4500～5250 | 700～1000 | 1000～1600 | 1750～2500 |
| 角砾、圆砾 | | $N_{63.5}'>10$ | 3500～5000 | 4700～5750 | 900～1100 | 1100～1800 | 2000～2750 |
| 碎石、卵石 | | $N_{63.5}'>10$ | 4000～5500 | 5250～6500 | 1000～1500 | 1500～2000 | 2250～3250 |
| 全风化软质岩 | | $30<N\leqslant 50$ | 2000～3000 | | 500～800 | | 600～1000 |
| 全风化硬质岩 | | $40<N\leqslant 70$ | 2500～4000 | | 600～1000 | | 700～1200 |
| 强风化软质岩 | 砂土状 | $N>50$或$N_{63.5}'>10$ | 3000～4500 | | 700～1100 | | 800～1300 |
| | 碎块状 | | 5000 | | 1200 | | 1500 |
| 强风化硬质岩 | 砂土状 | $N>70$或$N_{63.5}'>10$ | 3500～5500 | | 900～1400 | | 1000～1500 |
| | 碎块状 | | 6000 | | 1500 | | 1800 |

注 1　砂土和碎石类土中桩的端阻力特征值，宜综合考虑土的密实度、桩端进入持力层的深径比，土愈密实、深径比愈大，取值愈高；

2　预制桩的岩石端阻力特征值指桩端支承于中、微风化基岩表面或进入强风化岩、软质岩一定深度条件下的端阻力特征值；

3　当锤击施工管桩时，桩长$l\leqslant 20d$且桩端进入$N>70$的非遇水易软化的强风化层时，$q_{pa}$可取高值；当采用静压施工管桩时，对于中砂～碎石、卵石$q_{pa}$可降低取值；

4　桩径≤600mm的管桩，当采用锤击施工时，可综合考虑桩长、持力层岩土性质、桩端进入持力层深度、锤重及收锤标准等因素对桩的端阻力提高10%～20%。

9.2.6　根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系，确定大直径桩单桩竖向承载力特征值时，可按下式计算：

$$R_a=u\sum\psi_{si}q_{sia}l_i+\psi_p q_{pa}A_p \qquad (9.2.6)$$

式中：$q_{sia}$——桩侧第$i$层土侧阻力特征值（kPa），如无经验时，可按本规范表9.2.5-1取值，对于扩底桩斜面及变截面以上2$d$长度范围不计侧阻力；

$q_{pa}$——桩径为800mm的端阻力特征值（kPa），对于干作业挖孔（清底干净）可采用深层载荷板试验确定；当不能进行深层载荷板试验时，可按表9.2.6-1取值；

$\psi_{si}$、$\psi_p$——大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数，按表9.2.6-2取值；

$u$——桩身周长（m），当人工挖孔桩桩周护壁为振捣密实的混凝土时，桩身周长可按护壁外直径计算。

**表9.2.6-1　干作业挖孔桩（清底干净，$D$=800mm）的端阻力特征值$q_{pa}$（kPa）**

| 土名称 | | | 状态 | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 黏性土 | | | 0.25<$I_L$≤0.75 | 0<$I_L$≤0.25 | $I_L$ ≤0 |
| | | | 400～900 | 900～1200 | 1200～1500 |
| 粉土 | | | | 0.75≤e≤0.9 | $e$<0.75 |
| | | | | 500～750 | 750～1000 |
| 砂土碎石类土 | | | 稍密 | 中密 | 密实 |
| | 粉砂 | | 250～350 | 400～550 | 600～1000 |
| | 细砂 | | 350～550 | 600～900 | 1000～1250 |
| | 中砂 | | 500～1000 | 1100～1600 | 1750～2500 |
| | 粗砂 | | 600～1100 | 1250～1750 | 2000～2750 |
| | 砾砂 | | 700～1200 | 1300～2000 | 2500～3500 |
| | 圆砾、角砾 | | 800～1500 | 1600～2500 | 3000～4500 |
| | 卵石、碎石 | | 1000～1500 | 1650～2500 | 3500～5500 |
| 强风化软质岩 | 砂砾状 | 100≥$N$>70 | 1000～1500 | | |
| | 碎块状 | $N$>100 | 1650～2250 | | |



**续　表　9.2.6-1**

| 土名称 | | | 状态 |
|---|---|---|---|
| 强风化硬质岩 | 砂砾状 | 100≥$N$>70 | 1750～2500 |
| | 碎块状 | $N$>100 | 2500～3500 |

注：1　当桩进入持力层的深度$h_b$分别为：$h_b$≤$D$，$D$<$h_b$≤4$D$，$h_b$>4$D$时，$q_{pa}$可相应取低、中、高值；

2　当桩的长径比不大于8时，$q_{pa}$宜取较低值；当对沉降要求不严格时，$q_{pa}$可取高值；

3　根据土层埋深、土的状态及施工效应，$q_{pa}$宜取其上限或下限，并根据经验做适当修正；对于遇水易软化的风化岩层取低值。

**表9.2.6-2　大直径灌注桩侧阻尺寸效应系数$\psi_{si}$、端阻尺寸效应系数$\psi_p$**

| 土类型 | 黏性土、粉土 | 砂土、碎石类土 |
|---|---|---|
| $\psi_{si}$ | $(0.8/d)^{1/5}$ | $(0.8/d)^{1/3}$ |
| $\psi_p$ | $(0.8/D)^{1/4}$ | $(0.8/D)^{1/3}$ |

注：　当为等直径桩时，表中$D$=$d$。

9.2.7　嵌岩桩承载力的确定应符合下列规定：

桩端置于完整、较完整以及较破碎基岩的嵌岩桩单桩竖向承载力特征值，由桩周土总侧阻力特征值和嵌岩段总阻力特征值组成。当桩长较短且入岩较浅时，可只考虑端阻力。

1　当根据岩石单轴抗压强度确定单桩竖向承载力特征值时，可按下式计算：

$$R_a=u\sum q_{sia}l_i+\psi_r\zeta_r f_{rk}A_p \qquad (9.2.7\text{-}1)$$

式中：$R_a$——嵌岩桩的承载力特征值（kN）；

$q_{sia}$——桩周第$i$层土的侧阻力特征值（kPa），无经验时，可根据成桩工艺按本规范表9.2.5-1取值；

$f_{rk}$——岩石饱和单轴抗压强度标准值（kPa），黏土岩取天然湿度单轴抗压强度标准值；

$\psi_r$——折减系数，根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合，由经验确定。无经验时，对完整岩体～较完整岩体可取0.5；对较破碎岩体可取

0.15～0.3；

$\zeta_r$ ——嵌岩段侧阻和端阻综合系数，与嵌岩深径比、岩石软硬程度和成桩工艺有关，可按表9.2.7-1采用；表中数值适用于泥浆护壁成桩，对于干作业成桩（清底干净）和泥浆护壁成桩后注浆，$\zeta_r$应取表列数值的1.2倍。

**表9.2.7-1　嵌岩段侧阻和端阻综合系数$\zeta_r$**

| 嵌岩深径比$h_r/d$ | | 0 | 0.5 | 1.0 | 2.0 | 3.0 | 4.0 | 5.0 | 6.0 | 7.0 | 8.0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 极软岩、软岩 | $\zeta_r$ | 0.60 | 0.80 | 0.95 | 1.18 | 1.35 | 1.48 | 1.57 | 1.63 | 1.66 | 1.70 |
| 较硬岩、坚硬岩 | $\zeta_r$ | 0.45 | 0.65 | 0.81 | 0.90 | 1.00 | 1.04 | | | | |

注：1　当15MPa≤$f_{rk}$≤30MPa时，$\zeta_r$可内插取值；

2　$h_r$为桩身嵌岩深度。当岩面倾斜时，以坡下方嵌岩深度为准；当$h_r$/d为非表列值时，$\zeta_r$可内差取值；

3　当存在软、硬岩层相间时，持力层以上的岩层作为桩周土考虑，其侧阻力特征值可根据表9.2.7-2确定。

2　当根据岩石单轴抗压强度与承载力参数之间的经验关系确定单桩竖向承载力特征值时，亦可按下式计算：

$$R_a=u\sum_{i=1}^{n}q_{sia}l_i+u\sum q_{sar}h_r+q_{par}A_p \qquad (9.2.7\text{-}2)$$

式中：$q_{sar}$、$q_{par}$——岩石侧阻力、端阻力特征值（kPa），按表9.2.7-2确定。

**表9.2.7-2　岩石侧阻力特征值$q_{sar}$、端阻力特征值$q_{par}$**

| 岩石风化程度 | $f_{rk}$（MPa） | 岩石完整程度 | $q_{sar}$（kPa） | $q_{par}$（kPa） |
|---|---|---|---|---|
| 中等风化 | 5<$f_{rk}$≤15（软岩） | 破碎 | 150～400 | 1500～4500 |
| | 15<$f_{rk}$≤30（较软岩） | 较破碎 | 400～600 | 4500～8000 |
| 微风化～未风化 | 30<$f_{rk}$≤60（较硬岩） | 较完整 | 600～1000 | 8000～16000 |
| | 60<$f_{rk}$≤90（坚硬岩） | 完整 | 1000～1400 | 16000～22000 |

注：1　表中侧阻力特征值和端阻力特征值适用于孔底残渣厚度小于50mm～100mm的钻孔、冲孔灌注桩；对于无残渣挖孔桩，其端阻力特征值可按表中数值乘以1.1～1.2取值；

2　对于扩底桩，扩大头斜面及斜面以上直桩部分1.0m～2.0m不计侧阻力（扩底直径大者取大值，小者取小值）；

3　风化程度愈弱、抗压强度愈高，完整程度愈好、嵌入深度愈大，其侧阻力、端阻力可取较高值、反之取较低值；

4　对于石灰岩，表中数值应根据岩溶的发育程度适当折减。

9.2.8　后注浆灌注桩的单桩竖向承载力特征值，应通过静载试验确定。在符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94注浆施工标准的条件下，其后注浆单桩竖向承载力特征值可按下式估算：

$$\begin{aligned}R_a&=R_{sa}+R_{gsa}+R_{gpa}\\&=u\sum q_{sja}l_j+u\sum\beta_{si}q_{sia}l_{gi}+\beta_p q_{pa}A_p\end{aligned} \qquad (9.2.8)$$

式中：$R_{sa}$ ——后注浆非竖向增强段的总侧阻力特征值（kN）；

$R_{gsa}$ ——后注浆竖向增强段的总侧阻力特征值（kN）；

$R_{gpa}$ ——后注浆总端阻力特征值（kN）；

$l_{gi}$ ——后注浆竖向增强段内第$i$层土厚度。对于泥浆护壁成孔灌注桩，当为单一桩端后注浆时，竖向增强段为桩端以上12m；当为桩端、桩侧复式注浆时，竖向增强段为桩端以上12m及各桩侧注浆断面以上12m，重叠部分应扣除；对于干作业灌注桩，竖向增强段为桩端以上、桩侧注浆断面上下各6m；

$l_j$ ——后注浆非竖向增强段第$j$层土厚度；

$q_{sia}$、$q_{sja}$、$q_{pa}$——分别为后注浆竖向增强段第$i$土层初始侧阻力特征值、非竖向增强段第$j$土层初始侧阻力特征值、初始端阻力特征值，根据本规范第9.2.5条、第9.2.6条确定，对于桩径大于800mm的桩，应按本规范表9.2.6-2进行侧阻和端阻尺寸效应修正；

$\beta_{si}$、$\beta_p$ ——分别为后注浆侧阻力、端阻力增强系数，可按表9.2.8取值。

表9.2.8　后注浆侧阻力增强系数$\beta_{si}$、端阻力增强系数$\beta_p$

| 土层名称 | 淤泥淤泥质土 | 黏性土粉土 | 粉砂细砂 | 中砂 | 粗砂砾砂 | 砾石卵石 | 全风化岩强风化岩 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta_{si}$ | 1.2～1.3 | 1.4～1.8 | 1.6～2.0 | 1.7～2.1 | 2.0～2.5 | 2.4～3.0 | 1.4～1.8 |
| $\beta_p$ | | 2.2～2.5 | 2.4～2.8 | 2.6～3.0 | 3.0～3.5 | 3.2～4.0 | 2.0～2.4 |

注：干作业钻、挖孔桩，βp按表列值乘以小于1.0的折减系数。当桩端持力层为黏性土或粉土时，折减系数取0.6；为砂土或碎石土时，取0.8。

**9.2.9　符合下列条件之一的桩基，当桩周土层产生的沉降超过基桩的沉降时，在计算基桩承载力时应计入桩侧负摩阻力：**

**1　桩穿越较厚松散填土、自重湿陷性黄土、欠固结土、液化土层进入相对较硬土层时；**

**2　桩周存在软弱土层，邻近桩侧地面承受局部较大的长期荷载，或地面大面积堆载（包括填土）时；**

**3　由于降低地下水位，使桩周土有效应力增大，并产生显著压缩沉降时。**

9.2.10　桩周土沉降可能引起桩侧负摩阻力时，应根据工程具体情况，考虑负摩阻力对桩基承载力和沉降的影响；当缺乏经验时，基桩可按下列要求验算。对于群桩负摩阻力的计算应按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94有关规定进行。

1　对于摩擦型基桩取桩身计算中性点以上侧阻力为零，并可按下式验算基桩承载力：

$$Q_k \leqslant R_a \qquad (9.2.10\text{-}1)$$

式中：$Q_k$ ——相应于作用的标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力（kN）；

$R_a$ ——单桩竖向承载力特征值（kN）。

2　对于端承型基桩除应满足上式要求外，尚应考虑负摩阻力引起基桩的下拉荷载$Q_g^n$，并可按下式验算基桩承载力：

$$Q_k + Q_g^n \leqslant R_a \qquad (9.2.10\text{-}2)$$

式中：$Q_g^n$——负摩阻力引起基桩的下拉荷载（kN）。



3　当土层不均匀或建筑物对不均匀沉降较敏感时，尚应将负摩阻力引起的下拉荷载计入附加荷载验算桩基沉降。

9.2.11　桩侧负摩阻力及其下拉荷载，当无实测资料时可按下列要求计算：

1　中性点以上单桩桩周第$i$层土的负摩阻力，可按下式计算：

$$q_{sia}^n = \xi_{ni}\sigma_i' \qquad (9.2.11\text{-}1)$$

当填土、欠固结土层产生固结和地下水降低时：$\sigma_i' = \sigma_{\gamma i}'$

当地面分布大面积荷载时：$\sigma_i' = p + \sigma_{\gamma i}'$

$$\sigma_{\gamma i}' = \sum_{e=1}^{i-1} \gamma_e \Delta z_e + \frac{1}{2}\gamma_i \Delta z_i \qquad (9.2.11\text{-}2)$$

式中：$q_{sia}^n$ ——第$i$层土桩侧负摩阻力（kPa）；当计算值大于2倍桩抗压侧阻力特征值时，取2倍桩抗压侧阻力特征值进行计算；

$\xi_{ni}$ ——桩周第$i$层土负摩阻力系数，可按表9.2.11-1取值；

$\sigma_i'$ ——桩周第$i$层土平均竖向有效应力（kPa）；

$p$ ——地面均布荷载（kPa）；

$\sigma_{\gamma i}'$ ——由土自重引起的桩周第$i$层土平均竖向有效应力（kPa）；

$\gamma_i$、$\gamma_e$ ——分别为第$i$、$e$层土的重度（kN/m$^3$）（地下水位以下取浮重度）；

$\Delta z_i$、$\Delta z_e$ ——第$i$、$e$层土的厚度（m）。

表9.2.11-1　负摩阻力系数$\xi_n$

| 土类 | 饱和软土 | 黏性土、粉土 | 砂土 |
|---|---|---|---|
| $\xi_n$ | 0.15～0.25 | 0.25～0.40 | 0.35～0.50 |

注：1　同类土中，对挤土桩，取表中较大值，对于非挤土桩，取表中较小值；
2　填土按其组成取表中同类土的较大值。

2　负摩阻力引起基桩的下拉荷载可按下式计算：

$$Q_g^n=u\sum_{i=1}^{n}q_{sia}^n l_i \qquad (9.2.11\text{-}3)$$

式中：$l_i$——中性点以上第$i$层土的厚度（m）；

3　中性点深度$l_n$应按桩周土层沉降与桩沉降相等的条件计算确定，也可按表9.2.11-2确定。

表9.2.11-2　中性点深度$l_n$

| 持力层性质 | 黏性土、粉土 | 中密以上砂 | 砾石、卵石 | 基岩 |
|---|---|---|---|---|
| 中性点深度比$l_n/l_0$ | 0.5～0.6 | 0.7～0.8 | 0.9 | 1.0 |

注：1　$l_n$、$l_0$分别为自桩顶算起的中性点深度和桩周软弱土层下限深度；

2　当桩周土层固结与桩基沉降同时完成时，取$l_n$=0；

3　当桩周土层计算沉降量小于20mm时，$l_n$应按表中数值乘以折减系数0.4～0.8。

9.2.12　抗拔桩基承载力验算

1　基桩的抗拔承载力特征值应满足下式的要求：

$$Q_k\leqslant T_{ga}+G_p \qquad (9.2.12\text{-}1)$$

式中：$Q_k$——按荷载效应标准组合计算的基桩拔力（kN）；

$T_{ga}$——基桩的抗拔承载力特征值（kN），按本条第2款确定；

$G_p$——基桩自重（kN），地下水位以下取浮重度。

2　基桩的抗拔承载力按下列规定确定：

1）对于设计等级为甲级和乙级建筑桩基，基桩的抗拔极限承载力应通过现场单桩上拔静载荷试验确定，试验按现行行业标准《建筑基桩检测技术规范》JGJ 106进行；

2）对于丙级建筑桩基，可按下式计算基桩的抗拔承载力特征值：

$$T_{ga}=u_i\Sigma\lambda_i q_{sia}l_i \qquad (9.2.12\text{-}2)$$

式中：$T_{ga}$——基桩抗拔承载力特征值（kN）；

$u_i$——桩身周长（m）；

$q_{sia}$——桩侧表面第$i$层土的抗压侧阻力特征值（kPa），可按本规范表9.2.5-1确定；



$\lambda_i$——抗拔系数，按表9.2.12取值。

表9.2.12　抗拔系数$\lambda$

| 土类 | 砂土 | 黏性土、粉土 |
|---|---|---|
| $\lambda$值 | 0.5～0.7 | 0.7～0.8 |

注：桩长径比小于20时，$\lambda_i$取小值。

9.2.13　对于桩距不超过6$d$的群桩基础，桩端持力层下存在承载力低于桩端持力层承载力1/3的软弱下卧层时，可按本规范公式（8.2.6-1）进行软弱下卧层验算，公式中的$p_z$按下式计算（图9.2.13）：

$$p_z=\frac{A_0B_0(p_k-p_c)-3(A_0+B_0)\cdot\Sigma q_{sia}l_i}{(A_0+2t\cdot\tan\theta)(B_0+2t\cdot\tan\theta)} \qquad (9.2.13)$$

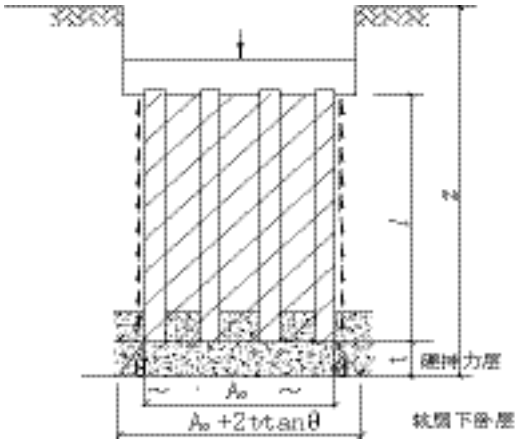



图9.2.13　软弱下卧层承载力验算

式中：$p_z$——作用于软弱下卧层顶面的附加应力（kPa）；

$p_c$——基础底面处土的自重压力值（kPa）；

$\gamma_m$——软弱层顶面以上各土层重度（地下水位以下取浮重度）的厚度加权平均值（kN/m$^3$）；

$t$——硬持力层厚度(m)；

$A_0$、$B_0$——桩群外缘矩形底面的长、短边边长(m)；

$q_{sik}$——桩周第$i$层土的侧阻力特征值（kPa），可根据成桩工艺按本规范表9.2.5-1取值；

$\theta$——桩端硬持力层压力扩散角（°），按本规范表8.2.6取值。

### 9.3 桩基沉降计算

9.3.1 **桩基沉降计算应符合下列规定：**

1 **对下列建筑物的桩基应进行沉降验算：**

1）**地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基；**

2）**体形复杂、荷载分布不均匀或桩端以下存在软弱土层的设计等级为乙级的建筑物桩基；**

3）**摩擦型桩基。**

2 **桩基沉降不得超过建筑物的沉降允许值，并应符合本规范表8.3.3的规定。**

9.3.2 嵌岩桩、地基基础设计等级为丙级的建筑物桩基、对沉降无特殊要求的条形基础下不超过两排桩的桩基、吊车工作级别A5及A5以下的单层工业厂房且桩端下为密实土层的桩基可不进行沉降计算。有可靠工程经验时，对地基条件不复杂、荷载均匀、对沉降无特殊要求的端承型桩基也可不进行沉降计算。

9.3.3 桩基最终沉降量计算可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94的有关规定进行。



## 10 地基处理

### 10.1 一般规定

10.1.1 在选择地基处理方案前，应进行下列工作：

1 搜集详细的岩土工程勘察资料、上部结构及基础设计资料等；

2 根据工程的要求，确定地基处理的目的、处理范围和处理后要求达到的各项技术经济指标等；

3 结合工程情况，了解当地地基处理经验和施工条件，对于有特殊要求的工程，尚应了解其他地区相似场地上同类工程的地基处理经验和使用情况等；

4 查明邻近建筑、地下工程和有关管线等情况；

5 了解建筑场地的环境情况。

10.1.2 在选择地基处理方案时，应考虑上部结构、基础和地基的共同作用，并经过多种方案的技术经济比较后综合确定。

10.1.3 地基处理方法的确定宜按下列步骤进行：

1 根据结构类型、荷载大小及使用要求，结合地形地貌、地层结构、土质条件、地下水特征、环境情况和对邻近建筑的影响等因素进行综合分析，初步选出几种可供考虑的地基处理方案，包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案。

2 对初步选出的各种地基处理方案，分别从适用范围、处理效果、耗用材料、 施工机械、工期和对环境的影响等方面进行技术经济分析和对比，选择最佳的地基处理方法；

3 对已选定的地基处理方法，宜按建筑物地基基础设计等级和场地复杂程度，在有代表性的场地上进行相应的现场试验或试验性施工，并进行必要的测试，以检验设计参数和处理效果。

如达不到设计要求时，应查明原因，修改设计参数或调整地基处理方法。

10.1.4　经处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对本规范确定的地基承载力特征值进行修正时，应符合本规范第8.2.3条的规定。

10.1.5　**处理后的地基应满足建筑物地基承载力、变形和稳定性的要求，地基处理的设计尚应符合下列规定：**

**1　经处理后的地基，当在受力层范围内仍存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层地基承载力验算；**

**2　按地基变形设计或应作变形验算且需进行地基处理的建筑物或构筑物，应对处理后的地基进行变形验算；**

**3　对建造在处理后的地基上受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物，应进行地基稳定性验算。**

10.1.6　处理后地基的承载力验算，除满足轴心荷载作用要求外，还应满足偏心荷载作用要求。

10.1.7　处理后的地基整体稳定分析可采用圆弧滑动法，其稳定安全系数不应小于1.30。散体桩的抗剪强度，可按桩体的密实度通过试验确定；半刚性桩、刚性桩的抗剪强度指标，可按桩体断裂后滑动面材料的摩擦性能考虑。

10.1.8　处理后的地基应进行地基承载力和变形评价、处理深度和有效加固深度内地基均匀性评价，以及复合地基桩体质量和承载力评价。

10.1.9　对散体桩桩体应进行密实度检验，对半刚性桩、刚性桩桩体应进行强度及桩身完整性检验；对强夯地基、堆载预压地基和散体桩地基，应查明处理地基的均匀性。

## 10.2　承载力及变形计算

10.2.1　处理后的地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定，



复合地基亦可采用桩载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合经验确定。

强夯处理后的地基承载力检验应根据静载荷试验、其他原位测试和室内土工试验等方法综合确定。强夯置换后的地基除应采用单墩静载荷试验进行承载力检验外，尚应采用动力触探试验等查明置换墩着底情况及密度随深度的变化情况。

10.2.2　初步设计时，复合地基承载力特征值可按下列公式估算：

1　散体桩复合地基：

$$f_{spk}=[1+m(n-1)]f_{sk} \qquad (10.2.2\text{-}1)$$

式中：$f_{spk}$——复合地基承载力特征值（kPa）；

$f_{sk}$——处理后的桩间土承载力特征值（kPa），按天然地基承载力取值，也可通过现场载荷试验确定；

$m$——面积置换率，为桩身截面积与分担的处理地基面积的比值；

$n$——复合地基桩土应力比，按本规范相关规定取值。

2　半刚性桩、刚性桩复合地基：

$$f_{spk}=\lambda m\frac{R_a}{A_p}+\beta(1-m)f_{sk} \qquad (10.2.2\text{-}2)$$

式中：$\lambda$——单桩承载力发挥系数；

$R_a$——单桩承载力特征值（kN），按本条第3款确定；

$A_p$——桩的截面积（㎡）；

$\beta$——桩间土承载力发挥系数，按本规范相关规定取值。

3　半刚性桩、刚性桩单桩竖向承载力特征值可按下式估算：

$$R_a=u_p\sum_{i=1}^{n}q_{si}l_i+\alpha_p q_p A_p \qquad (10.2.2\text{-}3)$$

式中：$u_p$——桩的周长（m）；

$q_{si}$ ——桩周第$i$层土的侧阻力特征值（kPa），除本章规定外，应按本规范第9.2节的有关规定确定；

$l_i$ ——桩长范围内第i层土的厚度（m）；

$q_p$ ——桩端土端阻力特征值（kPa），除本章规定外，应按本规范第9.2节的有关规定确定；

$\alpha_p$ ——桩端土端阻力发挥系数，见本章相关规定。

4　半刚性桩、刚性桩桩身强度应满足下列规定：

$$f_{cu} \geqslant 4\frac{\lambda R_a}{A_p} \qquad (10.2.2\text{-}4)$$

式中：$f_{cu}$——桩体试块（边长150mm立方体）标准养护28d的立方体抗压强度平均值（kPa）；

当承载力验算考虑基础埋深的深度修正时，桩身强度还应满足下式：

$$f_{cu} \geqslant \frac{4\lambda R_a}{A_p}\left[1+\frac{\gamma_m(d-0.5)}{f_{spa}}\right] \qquad (10.2.2\text{-}5)$$

式中：$\gamma_m$ ——基础底面以上土的加权平均重度(kN/m$^3$)，地下水位以下取浮重度；

$d$ ——基础埋置深度（m）；

$f_{spa}$ ——深度修正后的复合地基承载力特征值（kPa）。

10.2.3　多桩型复合地基承载力特征值应采用多桩复合地基承载力载荷试验确定，初步设计时可采用下列公式估算：

1　由两种半刚性桩、刚性桩组合形成的多桩型复合地基（含长短桩复合地基、等长桩复合地基）承载力特征值采用下式计算：

$$f_{spk} = m_1\frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}} + m_2\frac{\lambda_2 R_{a2}}{A_{p2}} + \beta(1-m_1-m_2)f_{sk} \qquad (10.2.3\text{-}1)$$

式中：$m_1$、$m_2$ ——分别为桩1、桩2的面积置换率；

$\lambda_1$、$\lambda_2$ ——分别为桩1、桩2的单桩承载力发挥系数；应由单桩复合地基试验按等变形准则或多桩复合地基静载荷试验确定，或按经验确定；

$R_{a1}$、$R_{a2}$ ——分别为桩1、桩2的单桩承载力特征值（kN）；

$A_{p1}$、$A_{p2}$ ——分别为桩1、桩2的截面面积（m$^2$）；

$\beta$ ——桩间土承载力发挥系数，无经验时可取0.9～1.0；

$f_{sk}$ ——处理后复合地基桩间土承载力特征值（kPa）。

2　由半刚性桩或刚性桩与散体桩组合形成的复合地基承载力特征值采用下式计算：

$$f_{spk} = m_1\frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}} + \beta[1-m_1+m_2(n-1)]f_{sk} \qquad (10.2.3\text{-}2)$$

式中：$\beta$ ——仅由散体桩加固处理形成的复合地基承载力发挥系数；

$n$ ——仅由散体桩加固处理形成的复合地基的桩土应力比；

$f_{sk}$ ——仅由散体桩加固处理后形成桩间土承载力特征值（kPa）。

10.2.4　换土垫层的地基变形计算，在垫层的密实度、厚度和底面宽度满足本规范第10.3.3和第10.3.4条的情况下，垫层地基的变形验算可仅考虑其下卧层的变形。

10.2.5　压实填土地基和强夯地基的变形计算，可按本规范第8.3节的有关规定计算，压缩模量应通过处理后的原位测试或土工试验确定。

10.2.6　复合地基的变形计算应符合本规范第8.3节的有关规定，地基变形计算深度应大于复合土层的深度，复合土层的分层与天然地基相同，复合土层压缩模量等于该天然地基压缩模量的$\zeta$倍，$\zeta$值可按下式确定：

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \qquad (10.2.6)$$

式中：$f_{ak}$ ——基础底面下天然地基承载力特征值（kPa）。

10.2.7　复合地基沉降计算经验系数$\psi_s$应根据地区沉降观测资料

统计确定。无经验资料时，可根据变形计算深度范围内压缩模量的当量值按表10.2.7取值。

表10.2.7　沉降计算经验系数$\psi_s$

| 压缩模量的当量值$\overline{E}_s$（MPa） | 4.0 | 7.0 | 15.0 | 20.0 | 35.0 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\psi_s$ | 1.0 | 0.7 | 0.4 | 0.25 | 0.20 |

10.2.8　变形计算深度范围内压缩模量的当量值（$\overline{E}_S$），应按下式计算：

$$\overline{E}_s=\frac{\sum_{i=1}^{n}A_i+\sum_{j=1}^{m}A_j}{\sum_{i=1}^{n}\frac{A_i}{E_{spi}}+\sum_{j=1}^{m}\frac{A_j}{E_{sj}}} \qquad (10.2.8)$$

式中：$A_i$ ——复合土层第$i$层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；

$A_j$ ——加固土层下第$j$层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；

$E_{spi}$——复合土层压缩模量（MPa）；

$E_{sj}$——加固土层下第$i$层土的压缩模量（MPa）；

## 10.3　换填垫层

10.3.1　换填垫层适用于浅层软弱土层或不均匀土层的地基处理。

10.3.2　垫层材料可选用砂石、粉质黏土、灰土、粉煤灰、矿渣、其它工业废渣及土工合成材料加筋垫层等。

10.3.3　换填垫层的厚度应根据置换软弱土的深度以及下卧土层的承载力确定，厚度宜为0.5m～3.0m，并应符合本规范公式（8.2.6-1）的要求，垫层底面处的附加压力值$p_z$可分别按本规范公式（8.2.6-2）和（8.2.6-3）计算。其中$z$为基础底面下的垫层厚度，$\theta$为垫层（材料）的压力扩散角（°），宜通过试验确定。无试验资料时，可按表10.3.3采用。



表10.3.3　土和砂石材料压力扩散角$\theta$（°）

| 换填材料 / $z/b$ | 中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑、卵石、碎石、矿渣 | 粉质黏土、粉煤灰 | 灰土 |
|---|---|---|---|
| 0.25 | 20 | 6 | 28 |
| ≥0.50 | 30 | 23 | |

注：1　当$z/b$<0.25时，除灰土取$\theta$=28°外，其他材料均取$\theta$=0°；

2　当0.25<$z/b$<0.50时，$\theta$值可内插；

3　土工合成材料加筋垫层的压力扩散角应由现场静载荷试验确定。

10.3.4　垫层底面的宽度应满足基础底面应力扩散的要求，可按下式确定：

$$b' \geqslant b+2z\tan\theta \qquad (10.3.4)$$

式中：$b'$ —— 垫层底面的宽度（m）；

$z$、$\theta$ —— 与本规范第10.3.3条相同，当$z/b$<0.25时，$\theta$按本规范表10.3.3中$z/b$=0.25取值。

整片垫层底面的宽度可根据施工的要求适当加宽。垫层顶面宽度可从垫层底面两侧向上，按基坑开挖期间保持边坡稳定的放坡坡度确定。垫层顶面每边超出基础底边不宜小于300mm。

10.3.5　垫层的压实标准可按表10.3.5选用。

表10.3.5　各种垫层的压实标准

| 施工方法 | 换填材料 | 压实系数$\lambda_c$ |
|---|---|---|
| 碾压 | 卵石、碎石 | $\lambda_c$≥0.97 |
| | 砂夹石（其中卵石、碎石占全重的30%～50%） | |
| | 土夹石（其中卵石、碎石占全重的30%～50%） | |
| | 中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑 | |
| | 粉质黏土 | $\lambda_c$≥0.97 |
| 振密或夯实 | 灰土 | $\lambda_c$≥0.95 |
| | 粉煤灰 | $\lambda_c$≥0.94 |

注：　压实系数$\lambda_c$为土的控制干密度与最大干密度的比值。

10.3.6　土工合成材料加筋垫层所用土工合成材料应进行材料强度验算，并符合下列规定：

$$T_p \leqslant T_a \qquad (10.3.6)$$

式中：$T_p$ ——相应于作用的标准组合时，单位宽度的土工合成材料的最大拉力（kN/m）。

$T_a$ ——土工合成材料在允许延伸率下的抗拉强度（kN/m）；

10.3.7　加筋土垫层的加筋体设置应符合下列规定：

1　一层加筋时，可设置在垫层的中部；

2　多层加筋时，首层筋材离基底的距离宜取0.3倍垫层厚度，筋材层间距宜取（0.3～0.5）倍的垫层厚度，且不小于200mm；

3　加筋线密度宜为0.15～0.35，单层加筋宜取高值，多层加筋宜取低值。垫层的边缘应有足够的锚固长度。

## 10.4　预压地基

10.4.1　预压法处理地基包括堆载预压、真空预压及真空和堆载联合预压处理地基，适用于处理淤泥质土、淤泥、冲填土等饱和黏性土地基。

10.4.2　对塑性指数大于25且含水量大于85%的淤泥，应通过现场试验确定其适用性。加固土层上覆盖有厚度大于5m以上的回填土或承载力较高的黏性土层时，不宜采用真空预压加固。

10.4.3　对重要工程，应在现场选择试验区进行预压试验，在预压过程中应进行地基竖向变形、侧向位移、孔隙水压力、地下水位等项目的监测并进行原位十字板剪切试验和室内土工试验。根据试验区获得的监测资料确定加载速率控制指标、推算土的固结系数、固结度及最终竖向变形等，分析地基处理效果，对原设计进行修正，并指导全场的设计与施工。

10.4.4　对堆载预压工程，预压荷载应分级逐渐施加，保证每级荷载下地基的稳定性；而对真空预压工程，可一次连续抽真空至最大压力。

10.4.5　对以变形控制设计的建筑物，当塑料排水带或砂井等排水井处理深度范围和排水井底面以下受压土层预压所完成的变形量和平均固结度符合设计要求时，方可卸载。对以地基承载力或抗滑稳定性控制设计的建筑物，当地基土经预压而增长的强度满足建筑物地基承载力或稳定性要求时，方可卸载。

10.4.6　当建筑物的荷载超过真空预压的压力，或建筑物对地基变形有严格要求时，可采用真空和堆载联合预压，其总压力宜超过建筑物的竖向荷载。

10.4.7　采用真空预压或真空和堆载联合预压时，加固区边线与周边建筑物、地下管线等的距离应考虑真空预压对其造成的附加沉降，并根据土质条件、建筑物与管线等设施重要性、对沉降的敏感性等确定，且不宜小于20m。当距离较近时，应采取相应保护措施。

10.4.8　堆载预压处理地基的设计应包括下列内容：

1　选择塑料排水带或砂井，确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度；

2　确定预压区范围、预压荷载大小、荷载分级、加载速率和预压时间；

3　计算地基土的固结度、强度增长、抗滑稳定性和变形。

10.4.9　排水井分普通砂井、袋装砂井和塑料排水带。普通砂井直径可取300mm～500mm，袋装砂井直径可取70mm～120mm。塑料排水带的当量换算直径可按下式计算：

$$d_p=\frac{2(b+\delta)}{\pi} \qquad (10.4.9)$$

式中：$d_p$ ——塑料排水带当量换算直径（mm）；

$b$ ——塑料排水带宽度（mm）；

$\delta$ ——塑料排水带厚度（mm）。

10.4.10　排水井可采用等边三角形或正方形排列的平面布置，排水井的间距可根据地基土的固结特性和预定时间内所要求达到的固结度确定。设计时，排水井的间距可按井径比$n$选用：塑料排水带或袋装砂井的间距可按$n$=15～22选用，普通砂井的间距可按$n$=6～8选用。

10.4.11　排水井的深度应符合如下规定：

1　根据建筑物对地基的稳定性、变形要求和工期确定；

2　对以地基抗滑稳定性控制的工程，排水井深度至少应超过最危险滑动面2m；

3　对以变形控制的建筑，排水井深度应根据在限定的预压时间内需完成的变形量确定。排水井宜穿透受压土层，但不应进入强透水层。

10.4.12　一级或多级等速加载条件下，对应总荷载的地基平均固结度，以及当排水井采用挤土方式施工时，考虑涂抹对土体固结的影响时的排水井地基径向排水平均固结度可按本规范附录K计算。

10.4.13　对排水井未穿透受压土层之地基，应分别计算排水井范围土层的平均固结度和排水井底面以下受压土层的平均固结度，通过预压使该两部分固结度和所完成的变形量满足设计要求。

10.4.14　预压荷载大小、范围、加载速率应符合如下规定：

1　预压荷载大小应根据设计要求确定。对于沉降有严格限制的建筑，应采用超载预压法处理，超载量大小应根据预压时间内要求完成的变形量通过计算确定，并宜使预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于建筑物荷载引起的相应点的附加应力；

2　预压荷载顶面的范围不应小于建筑物基础外缘所包围的范围，每边增加量不得小于3m；

3　加载速率应根据地基土的强度确定。当天然地基土的强度满足预压荷载下地基的稳定性要求时，可一次性加载，否则应



分级逐渐加载，待前期预压荷载下地基土的强度增长满足下一级荷载下地基的稳定性要求时方可加载。

10.4.15　计算预压荷载下饱和性黏性土地基中某点的抗剪强度时，应考虑土体原来的固结状态。对正常固结饱和黏性土地基，某点某一时间的抗剪强度可按下式计算：

$$\tau_{ft}=\tau_{f0}+\Delta\sigma_z U_t \tan\varphi_{cu} \qquad (10.4.15)$$

式中：$\tau_{ft}$ ——$t$时刻，该点土的抗剪强度（kPa）；

$\tau_{f0}$ ——地基土的天然抗剪强度（kPa）；

$\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起的该点的附加竖向应力（kPa）；

$U_t$ ——该点土的固结度；

$\varphi_{cu}$ ——三轴固结不排水压缩试验求得土的内摩擦角（°）。

10.4.16　预压荷载下地基的最终竖向变形量可按下式计算：

$$s_f=\xi\sum_{i=1}^{n}\frac{e_{0i}-e_{1i}}{1+e_{0i}}h_i \qquad (10.4.16)$$

式中：$s_f$ ——最终竖向变形量（m）；

$\xi$ ——经验系数，对正常固结饱和黏性土地基可取1.1～1.4。荷载较大、地基土较软弱时应取较大值；

$e_{0i}$ ——第$i$层中点土自重应力所对应的孔隙比，由室内固结试验曲线查得；

$e_{1i}$ ——第$i$层中点土自重应力与附加应力之和所对应的孔隙比，由室内固结试验曲线查得；

$h_i$ ——第$i$层的厚度（m）。

10.4.17　预压处理地基必须在地表铺设与排水井相连的砂垫层，砂垫层应符合如下要求：

1　厚度不应小于500mm；

2　砂垫层砂料宜用中粗砂，黏粒含量不宜大于3%，砂料中可混有少量粒径小于50mm的砾石。砂垫层的干密度应大于1.5g/cm$^3$，其渗透系数宜大于$1\times10^{-2}$cm/s。

10.4.18　在预压区边缘应设置排水沟，在预压区内宜设置与砂垫层相连的排水盲沟。

10.4.19　真空预压处理地基必须设置排水井。设计内容包括：

1　排水井断面尺寸、间距、排列方式和深度的选择；

2　预压区面积和分块大小；

3　真空预压施工工艺；

4　要求达到的真空度和土层的固结度；

5　真空预压和建筑物荷载下地基的变形计算；

6　真空预压后地基土的强度增长计算等。

10.4.20　砂井的砂料应选用中粗砂，黏粒含量不宜大于3%，其渗透系数宜大于$1\times10^{-2}$cm/s。

10.4.21　真空预压的膜下真空度应稳定地保持在650mmHg以上，且应均匀分布，排水井深度范围内土层的平均固结度应大于90%，预压时间不少于90d。

10.4.22　真空预压加固面积较大时，宜采取分区加固，分区面积宜为 20000m$^2$～40000m$^2$。

## 10.5　压实地基和夯实地基

### Ⅰ　压实地基

10.5.1　压实地基适用于处理大面积填土地基。

10.5.2　压实地基处理应符合下列规定：

1　碾压法适用于地下水位以上填土的压实；振动压实法适用于振实非黏性土或黏粒含量少、透水性较好的松散填土地基；重锤夯实法主要适用于夯实厚度小于3m、地下水位以上0.8m左右的稍湿的杂填土、黏性土、砂性土、湿陷性黄土和碎石土；

2　压实地基的设计，应根据建筑物体型、结构与荷载特点、场地土层条件、变形要求及填料等因素确定。对大型、重要或场地地层条件复杂的工程，在正式施工前，应通过现场试验确定地基处理效果；



3　以压实填土作为建筑地基持力层时，应根据建筑结构类型、填料性能和现场条件等，对拟压实的填土提出质量要求。未经检验，且不符合质量要求的压实填土，不得作为建筑地基持力层；

4　对大面积填土的设计，应验算并采取有效措施确保大面积填土自身稳定性、填土下原地基的稳定性、承载力和变形满足设计要求；应评估对邻近建筑物及重要市政设施、地下管线等的变形和稳定的影响；施工过程中，应对大面积填土和邻近建筑物、重要市政设施、地下管线等进行变形监测。

10.5.3　压实填土的填料可选用粉质黏土，灰土，粉煤灰，级配良好的砂土或碎石土，土工合成材料，质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性和放射性危害的工业废料等，并符合下列规定：

1　以砾石、卵石或块石作填料时，分层压实时其最大粒径不宜大于200mm，分层夯实时其最大粒径不宜大于400mm；

2　以粉质黏土、粉土作填料时，其含水量宜为最优含水量，可采用击实试验确定；

3　挖高填低或开山填沟的土料和石料，应符合以上1、2款设计要求；

4　不得使用淤泥、耕土、膨胀性土以及有机质含量大于5%的土。

10.5.4　碾压法和振动压实法施工时应根据压实机械的压实能量、地基土的性质、压实系数和施工含水量等，选择适当的碾压分层厚度和碾压遍数。碾压分层厚度、碾压遍数、碾压范围和有效加固深度等施工参数宜由现场试验确定。

10.5.5　压实填土的最大干密度和最优含水量，宜采用击实试验确定，当无试验资料时，最大干密度可按下式计算：

$$\rho_{dmax}=\eta\frac{\rho_w d_s}{1+0.01w_{op}d_s} \qquad (10.5.5)$$

式中：$\rho_{dmax}$ ——分层压实填土的最大干密度（g/cm$^3$）；

$\eta$ ——经验系数，粉质黏土取0.96，粉土取0.97；

$\rho_w$ ——水的密度（g/cm$^3$）；

$d_s$ ——土粒相对密度（比重）；

$w_{op}$ ——填料的最优含水量（%）。

10.5.6　压实填土的质量以压实系数$\lambda_c$控制，并根据结构类型和压实填土所在部位按表10.5.6的数值确定。

**表10.5.6　压实填土的质量控制**

| 结构类型 | 填土部位 | 压实系数$\lambda_c$ | 控制含水量（%） |
|---|---|---|---|
| 砌体承重结构和框架结构 | 在地基主要受力层范围内 | ≥0.97 | $w_{op}\pm2$ |
| | 在地基主要受力层范围以下 | ≥0.95 | |
| 排架结构 | 在地基主要受力层范围内 | ≥0.96 | |
| | 在地基主要受力层范围以下 | ≥0.94 | |

10.5.7　压实填土地基承载力特征值，应通过现场静载荷试验确定，或可通过动力触探、静力触探等试验并结合静载荷试验结果确定。

10.5.8　压实填土地基的变形，可按本规范第8.3节的有关规定计算，压缩模量应通过处理后地基的原位测试或土工试验确定。

## II 夯实地基

10.5.9　夯实地基分为强夯和强夯置换地基。强夯地基处理适用于碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基；强夯置换地基处理适用于高饱和度的粉土与软塑～流塑的黏性土。

10.5.10　夯实地基处理应符合下列规定：

1　强夯和强夯置换施工前，应在施工现场的代表性地段上选取一个或几个试验区，进行试夯或试验性施工。每个试验区面积不宜小于20m×20m。试验区数量应根据建筑场地复杂程度、建筑规模及建筑类型确定。

2　场地地下水位高，影响施工或夯实效果时，应采取降水或其他技术措施进行处理。

10.5.11　**强夯置换处理地基，必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。**

10.5.12　强夯地基处理设计应确定有效加固深度、单击夯击能、夯点的夯击次数、夯击遍数、每遍之间的间隔时间、夯点间距和平面布置、最后一遍满夯的夯击能及强夯地基检测的方法和数量等；强夯置换地基处理设计应确定墩的深度、墩体材料、单击夯击能、夯点的夯击次数、墩间距、墩位平面布置、预估地面抬高值及强夯地基检测的方法和数量等。

10.5.13　强夯法的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺少试验资料或经验时可按表10.5.13 预估；强夯置换墩的深度由土质条件决定，除厚层饱和粉土外，应穿透软土层到达较硬土层，深度不宜超过10m。

**表 10.5.13　强夯法的有效加固深度（m）**

| 单击夯击能（kN·m） | 碎石土、砂土等粗颗粒土 | 粉土、黏性土、湿陷性黄土等细颗粒土 |
|---|---|---|
| 1000 | 4.0～5.0 | 3.0～4.0 |
| 2000 | 5.0～6.0 | 4.0～5.0 |
| 3000 | 6.0～7.0 | 5.0～6.0 |
| 4000 | 7.0～8.0 | 6.0～7.0 |
| 5000 | 8.0～8.5 | 7.0～7.5 |
| 6000 | 8.5～9.0 | 7.5～8.0 |
| 8000 | 9.0～9.5 | 8.0～8.5 |
| 10000 | 9.5～9.0 | 8.5～9.0 |
| 12000 | 10.0～11.0 | 9.0～10.0 |
| 15000 | 11.5～12.5 | 10.0～11.0 |

注：强夯法的有效加固深度应从最初起夯面算起。

10.5.14　强夯置换法的单击夯击能应根据现场试验确定。

10.5.15　强夯置换法的墩体材料可采用级配良好的块石、碎石、矿渣、建筑垃圾等坚硬粗颗粒材料，粒径大于300mm的颗粒含量不宜超过全重的30%。

10.5.16　强夯和强夯置换法夯点的夯击次数应通过现场试夯确定。

1　强夯法夯点的夯击次数，应按现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定，并应同时满足下列条件：

1）最后两击的平均夯沉量宜满足表10.5.16的要求；

2）夯坑周围地面不应发生过大的隆起；

3）不因夯坑过深而发生提锤困难。

2　强夯置换法夯点的夯击次数应同时满足下列条件：

1）墩体穿透软弱土层，且达到设计墩长；

2）累计夯沉量为设计墩长的（1.5～2.0）倍；

3）最后两击平均夯沉量宜满足表10.5.16的要求。

**表 10.5.16　强夯法的最后两击平均夯沉量（mm）**

| 单击夯击能$E$（kN·m） | 最后两击的平均夯沉量不大于（mm） |
|---|---|
| $E<4000$ | 50 |
| $4000\leqslant E<6000$ | 50～100 |
| $6000\leqslant E<8000$ | 100～150 |
| $8000\leqslant E<12000$ | 150～200 |
| $E\geqslant 12000$ | 200 |

10.5.17　强夯法夯击遍数应根据地基土的性质确定，可采用点夯（2～4）遍，对于渗透性较差的细颗粒土，必要时夯击遍数可适当增加。最后再以低能量满夯（1～2）遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接不宜少于1/3。

10.5.18　强夯法两遍夯击之间应有一定的时间间隔，间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性确定，对于渗透性较差的黏性土地基，间隔时间不应少于（2～3）周；对于渗透性好的地基可连续夯击。



10.5.19　强夯法和强夯置换法夯击点位置可根据基底平面形状，采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。强夯法第一遍夯击点间距可取夯锤直径的（2.5～3.5）倍，第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间，以后各遍夯击点间距可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能较大的工程，第一遍夯击点间距宜适当增大。强夯置换法墩间距应根据荷载大小和原土的承载力选定，当满堂布置时可取夯锤直径的（2～3）倍，对独立基础或条形基础可取夯锤直径的（1.5～2.0）倍，墩的计算直径可取夯锤直径的（1.1～1.2）倍。

10.5.20　强夯法和强夯置换法处理范围应大于建筑物基础范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底以下设计处理深度的1/2～2/3，并不宜小于3m；对可液化地基，尚不应小于5m；对湿陷性黄土地基，尚应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑地筑规范》GB 50025的有关规定。

10.5.21　强夯地基承载力特征值应按本规范第10.2.1条规定确定。软黏土强夯置换处理后的地基承载力特征值，可不考虑墩间土的作用，应通过现场单墩载荷试验确定；对于饱和粉土地基，当处理后形成2.0m以上厚度的硬层时，其地基承载力特征值可通过现场单墩复合地基静载荷试验确定。

10.5.22　强夯地基变形计算应符合本规范第8.3节有关规定，夯后有效加固深度内土层的压缩模量应通过原位测试或土工试验确定。

强夯置换地基加固区的变形宜按单墩静载荷试验确定的变形模量计算，对墩下地基土的变形可按置换墩材料的压力扩散角计算传至墩下土层的附加压力，按本规范第8.3节有关规定计算确定；对于饱和粉土地基，当处理后形成2.0m以上厚度的硬层时，可按本规范第10.2.6条～第10.2.8条的规定确定。

## 10.6 刚性桩复合地基

10.6.1 刚性桩复合地基适用于处理黏性土、粉土、砂土和已完成自重固结的素填土等地基，对淤泥质土应按工程经验或通过现场试验确定其适用性。

刚性桩复合地基适用于30层以下或基底压力不大于500kPa的建筑，且由本规范公式(10.2.6）确定的$\zeta$值不大于3。当建筑超过30层、基底压力大于500kPa或$\zeta$值大于3时，应进行专门的论证确定。

10.6.2 刚性桩的施工工艺可以采用钻孔灌注成桩、长螺旋钻孔管内泵压灌注成桩、振动沉管灌注成桩和静压、锤击预制桩成桩。

10.6.3 刚性桩应选择承载力和压缩模量相对较高的土层作为桩端持力层，但不宜使用端承型桩。

10.6.4 桩间距应根据基础形式、设计要求的复合地基承载力和复合地基变形、土性、施工工艺确定，并应符合下列规定：

1 采用非挤土成桩工艺或部分挤土成桩工艺，桩距宜取（3～5）倍桩径；

2 采用挤土成桩工艺或墙下条基单排布桩的宜取（3～6）倍桩径；

3 桩长范围内有饱和粉土、粉细砂、淤泥、淤泥质土层，采用长螺旋钻中心压灌成桩施工中可能发生窜孔时宜采用大桩距或采用跳打措施。

10.6.5 刚性桩复合地基处理的深度，应根据地层情况、工程要求和设备等因素确定。当相对硬层的埋藏深度不大时，桩长应达到相对硬层；当相对硬层埋藏深度较大时，应按建筑物地基变形允许值确定桩长。

10.6.6 刚性桩桩径应满足下列要求：

1 长螺旋钻中心压灌、干成孔和振动沉管成桩宜取350mm～600mm；



2 泥浆护壁钻孔灌注素混凝土成桩宜取600mm～800mm；

3 钢筋混凝土预制桩宜取300mm～600mm。

10.6.7 桩顶和基础间应设置褥垫层，褥垫层厚度宜取桩径的40%～60%。褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石或碎石等，最大粒径不宜大于30mm。

10.6.8 刚性桩复合地基承载力特征值应按本规范第10.2.1条规定确定。初步设计时可按本规范第10.2.2条、公式（10.2.2-2）估算，其中单桩承载力发挥系数$\lambda$可取0.8～0.9，桩间土承载力发挥系数$\beta$可取0.9～1.0；处理后桩间土承载力特征值$f_{sk}$（kPa），对非挤土桩成桩工艺，可取天然地基承载力特征值；对挤土桩成桩工艺，一般黏性土可取天然地基承载力特征值；松散砂土、粉土可取天然地基承载力特征值的（1.2～1.5）倍。按本规范公式（10.2.2-3）估算单桩承载力时，桩端阻力发挥系数$\alpha_p$可取1.0；桩身强度应满足本规范第10.2.2条第4款的规定。

10.6.9 刚性桩复合地基的变形计算应符合本规范第10.2.6条～第10.2.8条的规定。

## 10.7 水泥土搅拌桩复合地基

10.7.1 水泥土搅拌桩的施工工艺分为浆液搅拌法（以下简称湿法）和粉体搅拌法（以下简称干法）。

10.7.2 水泥土搅拌桩法复合地基适用于处理淤泥、淤泥质土、素填土、软～可塑黏性土、稍密～中密粉土、松散～中密粉细砂、松散～稍密中粗砂和砾砂、黄土等土层，不适用于含大孤石或障碍物较多且不易清除的杂填土、硬塑及坚硬的黏性土、密实的砂类土以及地下水渗流影响成桩质量的土层。当地基土的天然含水量小于30%(黄土含水量小于25%)、大于70%时不应采用干法。

10.7.3 **水泥土搅拌桩用于处理泥炭土、有机质土、PH值小于4的酸性土、塑性指数大于25的黏土，或在腐蚀性环境中以及无工**

**程经验的地区使用时，必须通过现场和室内试验确定其适用性。**

10.7.4　水泥土搅拌法可采用单头、双头、多头搅拌或连续成槽搅拌形成水泥土桩体。

10.7.5　设计前应进行拟处理土的室内配比试验。针对现场拟处理的软弱土层的性质，选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量，为设计提供不同龄期、不同配比的强度参数。对竖向承载的水泥土强度宜取90d龄期试块的立方体抗压强度平均值。

10.7.6　水泥掺量应根据设计要求的水泥土强度经试验确定；块状加固时水泥掺量不应小于被加固天然土质量的7%，复合地基时不应小于12%；湿法的水泥浆水灰比可选用0.5～0.6。

10.7.7　桩顶和基础之间宜设置褥垫层，褥垫层厚度可取150mm～300mm。褥垫层材料可选用中粗砂、级配砂石等，最大粒径不宜大于20mm，褥垫层的压实系数不应大于0.90。

10.7.8　水泥土搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力和变形的要求确定，并应穿透软弱土层到达承载力相对较高的土层；干法的加固深度不宜大于15m；湿法的加固深度不宜大于20m。

10.7.9　复合地基承载力特征值应按本规范第10.2.1条规定确定。初步设计时可按本规范第10.2.2条、公式（10.2.2-2）估算。其中处理后桩间土承载力特征值$f_{sk}$可取天然地基承载力特征值，桩间土承载力发挥系数$\beta$，对淤泥、淤泥质土和流塑状软土，可取0.1～0.4，对其它土可取0.4～0.8；单桩承载力发挥系数$\lambda$可取1.0。

10.7.10　单桩竖向承载力特征值应按本规范第10.2.1条规定确定。初步设计时可按本规范公式（10.2.2-3）估算，桩端阻力发挥系数$\alpha$可取0.4～0.6，桩端阻力特征值$q_p$可取桩端土未修正的地基承载力特征值；桩侧阻力特征值$q_s$可按表10.7.10取值，并应满足下式的要求，使由桩身材料强度确定的单桩承载力不小于由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力。

$$R_a=\eta f_{cu}A_p \qquad (10.7.10)$$



式中：$\eta$——桩身强度折减系数，干法可取0.20～0.25；湿法可取0.25；

$f_{cu}$——与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块（边长为 70.7mm 的立方体），在标准养护条件下90d龄期的立方体抗压强度平均值（kPa）。

**表10.7.10　水泥土搅拌桩侧阻力特征值$q_s$**

| 土层名称 | $q_s$（kPa） |
|---|---|
| 淤泥，松散～稍密的素填土 | 5～7 |
| 淤泥质土，软塑黏性土<br>稍密粉土<br>松散～稍密的粉细砂<br>中密的素填土（主要成份为粉土或黏性土） | 7～12 |
| 可塑的黏性土<br>中密的粉土<br>中密的粉细砂，稍密～中密的中粗砂<br>密实的填土 | 12～18 |

10.7.11　竖向承载搅拌桩复合地基中的桩长超过10m时，可采用变掺量设计。在全桩水泥总掺量不变的前提下，桩身上部1/3桩长范围内可适当增加水泥掺量及搅拌次数。

10.7.12　竖向承载搅拌桩的平面布置可根据上部结构特点及对地基承载力和变形的要求，采用柱状、壁状、格栅状或块状等加固型式。桩可只在刚性基础平面范围内布置。独立基础下的桩数不宜少于4根。

10.7.13　当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时，应按本规范第8.2.6条进行下卧层承载力验算。

10.7.14　水泥土搅拌桩复合地基变形计算应按本规范第10.2.6条～第10.2.8条的规定进行。

## 10.8　旋喷桩复合地基

10.8.1　旋喷桩复合地基适用于处理淤泥、淤泥质土、一般黏性

土、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地基。对土中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或较高的有机质，以及地下水流速过大或已涌水的工程，应根据现场试验结果确定其适用性。

10.8.2　高压旋喷桩施工根据工程需要和土质条件，可分别采用单管法、双管法和三管法。

10.8.3　高压旋喷桩方案确定后，应结合工程情况进行现场试验、确定施工参数及工艺。

10.8.4　高压旋喷桩的强度和直径应通过现场试验确定。当无现场试验资料时，可参照相似土质条件的工程经验进行初步设计。

10.8.5　旋喷桩复合地基承载力特征值应按本规范第10.2.1条规定确定。初步设计时可按本规范公式（10.2.2-2）和（10.2.2-3）估算，桩身材料强度应同时满足本规范公式（10.2.2-4）和（10.2.2-5）的要求。

10.8.6　当旋喷桩处理地基范围以下存在软弱下卧层时，应按本规范第8.2.6条进行下卧层承载力验算。

10.8.7　旋喷桩复合地基的地基变形计算应符合本规范第10.2.6条～第10.2.8条的有关要求。

10.8.8　桩顶和基础之间宜设置褥垫层，其设计应符合本规范第10.7.7条的规定。

10.8.9　旋喷桩的平面布置可根据上部结构和基础形式确定。桩可只在刚性基础平面范围内布置，独立基础下的桩数一般不应少于4根。

## 10.9　砂石桩复合地基

10.9.1　砂石桩复合地基适用于处理松散砂土、粉土、挤密效果好的素填土、杂填土等地基。对大型的、重要的或场地地层复杂的工程，在正式施工前应通过现场试验确定其处理效果。

10.9.2　砂石桩施工方法，根据成孔的方式不同可分为振冲法、



振动沉管法等。根据桩体材料可分为碎石桩、砂石桩和砂桩。碎石桩、砂石桩施工可采用振冲法或沉管法，砂桩施工可采用沉管法。

10.9.3　砂石桩复合地基处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，宜在基础外缘扩大（1～3）排桩。当要求消除地基液化时，在基础外缘扩大宽度不应小于基底下可液化土层厚度的1/2，且不应小于5m。

10.9.4　桩位布置，对大面积满堂处理，可采用三角形、正方形、矩形布桩；对条形基础，可沿基础轴线布桩，当单排桩不能满足设计要求时，可采用多排布桩；对单独基础，可采用三角形、正方形、矩形或混合型布桩。

10.9.5　砂石桩直径可根据地基土质情况、成桩方式和成桩设备等因素确定，其平均直径可按每根桩所用填料量计算。对采用振冲法成孔的碎石桩，直径通常采用800mm～1200mm；当采用振动沉管法成桩时，直径通常采用300mm～800mm。

10.9.6　砂石桩的间距应通过现场试验确定并符合下列规定：

1　振冲桩的间距应根据上部结构荷载大小和场地土层情况，并结合所采用的振冲器功率大小综合考虑。30kW振冲器布桩间距可采用1.3m～2.0m；55kW振冲器布桩间距可采用1.4m～2.5m；75kW 振冲器布桩间距可采用1.5m～3.0m。

2　振动沉管桩的间距，不宜大于桩直径的4.5倍；初步设计时，对松散粉土和砂土地基，应根据挤密后要求达到的孔隙比确定，可按下列公式估算：

等边三角形布置

$$s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \qquad (10.9.6\text{-}1)$$

正方形布置

$$s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \qquad (10.9.6\text{-}2)$$

$$e_1=e_{max}-D_{r1}(e_{max}-e_{min}) \qquad (10.9.6\text{-}3)$$

式中：$s$——砂石桩间距（m）；

$d$——砂石桩直径（m）；

$\xi$——修正系数，当考虑振动下沉密实作用时，可取1.1～1.2；不考虑振动下沉密实作用时，可取1.0；

$e_0$——地基处理前砂土的孔隙比，可按原状土样试验确定，也可根据动力或静力触探等对比试验确定；

$e_1$——地基挤密后要求达到的孔隙比；

$e_{max}$、$e_{min}$——砂土的最大、最小孔隙比，可按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123的有关规定确定；

$D_{r1}$——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度，可取0.70～0.85。

10.9.7　砂石桩桩长可根据工程要求和工程地质条件，通过计算确定，并应符合下列规定：

1　当松软土层厚度不大时，砂石桩桩长宜穿透松软土层；

2　当松软土层厚度较大时，应按建筑物地基变形允许值确定；

3　对按稳定性控制的工程，砂石桩桩长不应小于最危险滑动面以下2m的深度；

4　对可液化的地基，桩长应按要求处理液化的深度确定；

5　桩长不宜小于5m。

10.9.8　振冲法桩体材料可用含泥量不大于5%的碎石、卵石、矿渣或其他性能稳定的硬质材料，不宜使用风化易碎的石料。常用的填料粒径为：30kW振冲器20mm～80mm；55kW振冲器30mm～100mm；75kW振冲器40mm～150mm。振动沉管法桩体材料可用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑等硬质材料，含泥量不得大于5%，最大粒径不宜大于50mm。

10.9.9　在桩顶和基础之间宜铺设一层厚度为300mm～500mm的砂石垫层。

10.9.10　砂石桩复合地基的承载力应按本规范第10.2.1条规定确定，初步设计时可按本规范公式（10.2.2-1）估算。处理后桩间土承载力特征值，宜按经验取值，如无经验，对于黏性土可取原土强度$f_{ak}$；对于松散的砂土、粉土可取（1.2～1.5）$f_{ak}$，原土强度低取大值，原土强度高取小值。复合地基桩土应力比$n$，在无实测资料时，对于黏性土可取2.0～4.0，对于砂土和粉土可取1.5～3.0，原土强度低取大值，原土强度高取小值。

10.9.11　砂石桩复合地基的地基变形计算应符合本规范第10.2.6条～第10.2.8条的要求。

10.9.12　当砂石桩用于处理堆载地基时，应进行抗滑稳定性验算。

## 10.10　柱锤冲扩桩复合地基

10.10.1　柱锤冲扩桩复合地基适用于处理地下水位以上的杂填土、粉土、黏性土、素填土和黄土等地基，对地下水位以下饱和松软土层，应通过现场试验确定其适用性。

10.10.2　柱锤冲扩桩复合地基处理深度不宜超过10m。

10.10.3　柱锤冲扩桩复合地基处理范围应大于基底面积。对一般地基，在基础外缘应扩大（1～3）排桩，并不应小于基底下处理土层厚度的1/2；对可液化地基，处理范围可按上述要求适当加宽。

10.10.4　桩位布置可采用正方形、矩形、三角形布置。常用桩距为1.2m～2.5m或取桩径的（2～3）倍。桩径可取500mm～800mm，桩孔内填料量应通过现场试验确定。

10.10.5　地基处理深度可根据工程地质情况及设计要求确定。对相对硬层埋藏较浅的土层，应深达相对硬土层；当相对硬层埋藏较深时，应按下卧层地基承载力及建筑物地基的变形允许值确定。

10.10.6　对可液化地基，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定确定地基处理深度。在桩顶部应铺设

200mm～300mm厚砂石垫层。

10.10.7　桩体材料可采用碎砖三合土、级配砂石、矿渣、灰土、水泥混合土、干硬性混凝土等。当采用碎砖三合土时，其配合比（体积比）可采用生石灰：碎砖：黏性土为 1∶2∶4。

10.10.8　柱锤冲扩桩复合地基承载力特征值应按本规范第10.2.1条规定确定，初步设计时按本规范公式（10.2.2-1）估算。处理后桩间土承载力特征值，宜按经验取值；置换率$m$宜取0.2～0.5；桩土应力比$n$可取2～4。

10.10.9　柱锤冲扩桩复合地基变形计算应符合本规范第10.2.6条～第10.2.8条有关规定。

## 10.11　注浆加固

10.11.1　注浆法加固适用于砂土、粉土、黏性土和人工填土等地基加固处理。根据处理（加固）目的可分别选用水泥浆液、硅化浆液、碱液等固化剂。

10.11.2　注浆加固设计前应进行室内浆液配比试验和现场注浆试验，确定设计参数，检验施工方法和设备。有经验时可参考类似工程经验确定设计参数。

10.11.3　注浆加固应保证加固地基在平面和深度连成一体，满足土体渗透性、地基土的强度和变形的设计要求。

10.11.4　在地基处理中，注浆加固宜与其他地基处理方法联合使用，当采用单一注浆加固方法处理地基时要充分论证其可靠性。

10.11.5　水泥为主剂的浆液注浆加固设计应符合下列规定：

1　对软弱地基土处理，可选用以水泥为主剂的浆液，也可选用水泥和水玻璃的双液型混合浆液，在有地下水流动的情况下，不应采用单液水泥浆液；

2　注浆孔间距按试验结果确定，一般可取1.0m～2.0m；



3　在砂土地基中，浆液的初凝时间宜为（5～20）min，在黏土地基中，宜为（1～2）h；

4　注浆量和注浆有效范围应通过现场注浆试验确定，在黏性土地基中，浆液注入率宜为15%～20%，注浆点上的覆盖土厚度应大于2m；

5　对劈裂注浆的注浆压力，在砂土中宜选用（0.2～0.5）MPa；在黏性土中宜选用（0.2～0.3）MPa。对压密注浆，当采用水泥砂浆浆液时，塌落度宜为25mm～75mm，注浆压力为（1～7）MPa。当塌落度较小时，注浆压力可取上限值。当采用水泥～水玻璃双液快凝浆液时，注浆压力应小于1MPa。

10.11.6　注浆地基承载力特征值应按本规范第10.2.1条规定确定。

## 10.12　微型桩加固

10.12.1　微型桩加固适用于既有建筑地基加固，也可用于新建建筑物的地基处理。

10.12.2　微型桩加固按桩型和施工工艺可分为树根桩法、预制桩法、注浆钢管桩法。适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、碎石土和人工填土等地基处理。对注浆钢管桩法在淤泥和碎石土、预制桩法在碎石土地基加固中的应用，应通过试验确定。

10.12.3　微型桩加固后的地基，当桩与承台整体连结时，可按桩基础设计；不整体连结时应按复合地基设计。按复合地基设计时，褥垫层厚度不宜大于100mm。

10.12.4　既有建筑地基基础采用微型桩加固补强，尚应符合现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123的有关规定。

10.12.5　微型桩中钢构件或钢筋的防腐耐久性设计应考虑环境的腐蚀性、微型桩的类型、荷载类型（受拉或受压）、钢材的品

种及要求的设计使用年限。防腐层可采用水泥浆、砂浆、混凝土保护层，或增加一定厚度损失的钢材防腐层。钢构件或预制桩钢筋保护层厚度不应小于25mm，钢管砂浆保护层厚度不应小于35mm，混凝土灌注桩保护层厚度不应小于50mm。

10.12.6　微型桩加固设计除满足现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 要求外，应符合下列规定：

1　树根桩的直径宜为150mm～300mm，桩长不宜超过30m，新建工程桩的布置应采用垂直桩型，加固工程可采用斜桩网状型；桩身强度不应小于C25，注浆材料可采用水泥浆液、水泥砂浆；树根桩主筋不宜少于3根，钢筋直径不宜小于12mm，宜通长配置；应采取设计措施防止土体高渗透性和地下空洞(自然或人工形成的)导致浆液的流失以及在极软的黏土和泥炭土中施工过程中出现的桩孔变形与移位引起微型桩的失稳与扭曲等问题的发生。

2　预制桩桩体可采用边长为150mm～300mm的预制混凝土方桩、直径300mm的预应力混凝土管桩，断面尺寸为100mm～300mm的钢管桩和型钢等；注浆钢管的直径不宜小于100mm。

3　当采用水泥浆二次注浆工艺措施，利用本规范第9.2.5条确定单桩竖向承载力时，树根桩桩侧阻力可乘以大于1.0的系数，注浆钢管桩侧阻力可以乘以1.3的系数。

10.12.7　软土地基条件下微型桩的设计尚应满足下列要求：

1　应选择较好的土层作为桩端持力层，进入持力层深度不宜小于5倍的桩径或边长；

2　对不排水剪切强度特征值小于10kPa的土层，在特别软弱的土层中，应进行试验性施工；并应采用护筒或永久套管包裹水泥浆、砂浆或混凝土。

10.12.8　微型桩或微型桩复合地基承载力特征值应按本规范第10.2.1条的规定确定。初步设计时，可按本规范第9.3节的有关规定估算单桩承载力，对预制桩法的微型桩可按预制桩进行，对树根桩法、注浆钢管桩法的微型桩可按灌注桩进行。



# 11 边坡工程

## 11.1　一般规定

11.1.1　本章适用于建筑边坡工程。对于软土、湿陷性黄土、膨胀土、其它特殊性岩土和侵蚀性环境的建筑边坡工程，尚应符合现行国家和行业有关标准的规定。

11.1.2　一级边坡工程应采用动态设计法，二级边坡工程宜采用动态设计法。

11.1.3　**建筑边坡工程的设计使用年限不应低于被保护的建(构)筑物设计使用年限。**

11.1.4　边坡支护结构型式可根据场地工程地质和环境条件、边坡高度、边坡侧压力的大小和特点、对边坡变形的控制要求以及边坡工程安全等级等因素，按表11.1.4选用。

**表11.1.4　边坡支护结构常用型式**

| 支护结构形式 \ 条件 | | 边坡环境条件 | 边坡高度 $H$（m） | 边坡工程安全等级 | 备 注 |
|---|---|---|---|---|---|
| 锚杆挡墙 | 板肋式或格构式 | | 土质边坡，$H\leqslant15$<br>岩质边坡，$H\leqslant30$ | 一级～三级 | 坡高较大或稳定性较差时宜采用逆作法施工。对挡墙变形有较高要求的边坡，宜采用预应力锚杆 |
| | 排桩式 | 坡顶建筑物需要保护，场地狭窄 | 土质边坡，$H\leqslant15$<br>岩质边坡，$H\leqslant30$ | 一级<br>二级 | 适用于较软弱的土质边坡、有外倾软弱结构面的岩质边坡、垂直逆作法开挖施工尚不能保证稳定的边坡 |
| 岩石锚喷 | | | Ⅰ类岩质边坡，$H\leqslant30$ | 一级<br>二级 | 适用于岩质边坡 |

续 表 11.1.4

| 条件 / 支护结构形式 | 边坡环境条件 | 边坡高度 $H$（m） | 边坡工程安全等级 | 备 注 |
|---|---|---|---|---|
| 岩石锚喷 | | Ⅱ类岩质边坡，$H\leqslant30$<br>Ⅲ类岩质边坡，$H\leqslant15$ | 二级<br>三级 | 适用于岩质边坡 |
| 重力式挡墙 | 场地允许，坡顶无重要建筑物 | 土质边坡，$H\leqslant10$<br>岩质边坡，$H\leqslant12$ | 一级～三级 | 土方开挖后边坡稳定较差时不应采用 |
| 悬臂式挡墙、扶壁式挡墙 | 填方区 | 悬臂式挡墙，$H\leqslant6$<br>扶壁式挡墙，$H\leqslant10$ | | 适用于土质边坡 |
| 桩板式挡墙 | | 悬臂式，$H\leqslant15$<br>锚拉式，$H\leqslant25$ | | 桩嵌固段土质较差时不宜采用，当对挡墙变形要求较高时宜采用锚拉式桩板挡墙 |
| 坡率法 | 坡顶无重要建筑物，场地有放坡条件 | 土质边坡，$H\leqslant10$<br>岩质边坡，$H\leqslant25$ | | 不良地质段，地下水发育区、流塑状土时不应采用 |

11.1.5　山区工程建设时应根据地质、地形条件及工程要求，因地制宜设置边坡，避免形成深挖高填的边坡工程。对稳定性较差且坡高较大的边坡工程宜采用放坡或分阶放坡方式进行治理。

11.1.6　存在临空外倾结构面的岩土质边坡，支护结构基础必须置于外倾结构面以下稳定地层内。

11.1.7　边坡工程的平面布置、竖向及立面设计应考虑对周边环境的影响，做到美化环境，体现生态保护要求。

11.1.8　下列边坡工程的设计应进行专门论证：

1　高度超过本规范适用范围的边坡工程；

2　地质和环境条件复杂、稳定性极差的边坡工程；

3　边坡塌滑影响区内有重要建筑物、稳定性较差的边坡工程；

4　采用新结构、新技术的一级、二级边坡工程。

11.1.9　边坡工程设计时应取得下列资料：

1　工程用地红线图、建筑平面布置总图以及相邻建筑物的平、立、剖面和基础图等；

2　场地和边坡的工程地质和水文地质勘察资料；

3　边坡环境资料；

4　施工条件和施工技术、设备性能、施工经验等资料；

5　条件相似边坡工程的经验。

11.1.10　**边坡支护结构设计时应进行下列计算和验算：**

**1　支护结构及其基础的抗压、抗弯、抗剪、局部抗压承载力的计算；支护结构基础的地基承载力计算；**

**2　锚杆锚固体的抗拔承载力及锚杆杆体抗拉承载力的计算；**

**3　支护结构稳定性验算。**

11.1.11　边坡支护结构设计时尚应进行下列计算和验算：

1　地下水发育边坡的地下水控制计算；

2　对变形有较高要求的边坡工程还应进行变形验算。

11.1.12　边坡工程设计进行土压力计算和稳定性验算采用的土的抗剪强度指标，应符合下列规定：

1　用于土质边坡，在计算土压力或抗倾覆计算时，对黏性土宜选择直接固结不排水剪或三轴固结不排水剪；对粉土、砂土和碎石土宜选择有效应力强度指标；

2　土质边坡计算整体稳定、局部稳定和抗滑稳定性时，对一般的黏性土、砂土和碎石土，按第1款相同的试验方法，但对饱和黏性土，宜选择直接快剪、三轴不固结不排水剪切试验或十字板剪切试验；

3　土质边坡按水土合算原则计算时，地下水位以下宜采用饱和自重压力下的固结不排水抗剪强度指标；按水土分算原则计算时，地下水位以下宜采用土的有效抗剪强度指标。

11.1.13　边坡工程的混凝土结构耐久性设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定。

## 11.2 侧向岩土压力计算

11.2.1 侧向岩土压力分为静止岩土压力、主动岩土压力和被动岩土压力。

11.2.2 侧向岩土压力可采用库仑土压力或朗金土压力公式求解。侧向总岩土压力可采用岩土总压力公式直接计算或按岩土压力公式求和计算，侧向岩土压力和分布应根据支护类型确定。

11.2.3 在各种岩土侧压力计算时，可用解析公式求解。对于复杂情况也可采用数值分析法进行计算。

11.2.4 边坡土压力计算应按本规范附录L的有关规定进行，边坡岩石压力计算应按本规范附录M的有关规定进行。

11.2.5 土中有地下水但未形成渗流时，作用于支护结构上的侧压力可按下列规定计算：

1 对砂土和粉土按水土分算原则计算，对粘性土宜根据工程经验按水土分算或水土合算原则计算；

2 按水土分算原则计算时，作用在支护结构上的侧压力等于土压力和静止水压力之和，地下水位以下的土压力采用浮重度和有效应力抗剪强度指标计算；

3 按水土合算原则计算时，地下水位以下的土压力采用饱和重度和总应力抗剪强度指标计算。

11.2.6 边坡坡体中有地下水形成渗流时，作用于支护结构上的侧压力，除按本节第11.2.5条计算外，尚应按现行国家有关标准计算渗透力。

11.2.7 当支护结构的变形不满足主动岩土压力产生条件，或当边坡上方有重要建筑物时，应对侧向岩土压力进行修正，修正方法可按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330有关规定进行。



## 11.3 锚杆（索）设计

11.3.1 锚杆根据锚固段的受力特征可分为拉力型、压力型和荷载分散型。对土层中荷载较大的预应力锚杆，当条件允许时可采用扩体锚杆。

11.3.2 锚杆的锚固段不应设置在未经处理的下列土层中：

1 有机质土，淤泥质土；

2 液限$W_L$大于50%的土层；

3 松散的砂土或碎石土。

11.3.3 下列情况宜采用预应力锚杆或扩体锚杆：

1 边坡变形控制要求严格时；

2 边坡在施工期稳定性很差时（宜与排桩联合使用）；

3 高度较大的土质边坡采用锚杆支护时；

4 滑坡整治采用锚杆支护时。

11.3.4 下列情况锚杆应进行基本试验，并应符合附录N的规定：

1 采用新工艺、新材料或新技术的锚杆；

2 无锚固工程经验的岩土层内的锚杆；

3 扩体锚杆；

4 一级边坡工程的锚杆。

11.3.5 锚杆的型式应根据锚杆锚固段所处部位的岩土层类型、工程特征、锚杆承载力大小、锚杆材料和长度、施工工艺等条件综合考虑，可按附录P选择。

11.3.6 锚杆轴向拉力标准值应按下式计算：

$$N_{ak}=\frac{N_{tk}}{\cos\alpha} \qquad (11.3.6)$$

式中：$N_{ak}$、$N_{tk}$——锚杆轴向拉力、水平拉力标准值（kN）；

$\alpha$——锚杆倾角（°）。

11.3.7 锚杆钢筋截面面积应满足下式要求：

$$A_s \geqslant \frac{K_b N_{ak}}{f_y} \qquad (11.3.7)$$

式中：$A_s$——锚杆钢筋或预应力钢绞线截面面积（$m^2$）；

$f_y$——钢筋或预应力钢绞线抗拉强度设计值（kPa）；

$K_b$——锚杆杆体抗拉安全系数，按表11.3.7取值。

表11.3.7　锚杆杆体抗拉安全系数

| 边坡工程安全等级 | 安全系数$K_b$ | |
|---|---|---|
| | 临时锚杆 | 永久标杆 |
| 一级 | 1.8 | 2.2 |
| 二级 | 1.6 | 2.0 |
| 三级 | 1.4 | 1.8 |

11.3.8　锚杆的锚固长度可按下列公式估算，并取其中的较大值：

$$l_a \geqslant \frac{KN_{ak}}{\pi D f_{rbk}} \qquad (11.3.8\text{-}1)$$

$$l_a \geqslant \frac{KN_{ak}}{\psi n \pi d f_b} \qquad (11.3.8\text{-}2)$$

式中：$l_a$——锚杆锚固段长度（m）；对于扩体锚杆，取扩体长度$l_D$；

$K$——锚杆锚固体抗拔安全系数，按表11.3.8-1取值；

$f_{rbk}$——岩土层与锚固体之间的极限黏结强度标准值（kPa），应通过试验确定，当无试验资料时可按表11.3.8-2和表11.3.8-3取值；

$f_b$——锚筋与锚固体之间的黏结强度设计值（MPa），应由试验确定，当缺乏试验资料时可按表11.3.8-4取值；

$\psi$——锚固长度对黏结强度的影响系数，按本规范第11.3.9条确定

$D$——锚杆锚固段钻孔直径（m）；

$d$——锚筋直径（m）；

$n$——杆体（钢筋、钢绞线）根数（根）。



表11.3.8-1　锚杆锚固体抗拔安全系数$K$

| 边坡工程安全等级 | 安全系数 | |
|---|---|---|
| | 临时锚杆 | 永久锚杆 |
| 一级 | 1.8 | 2.6（2.2） |
| 二级 | 1.6 | 2.4（2.0） |
| 三级 | 1.4 | 2.2（2.0） |

注：1　当使用扩体锚杆进行永久性支护时，安全系数按表中括号内取值；

2　永久性锚杆抗震验算时，其安全系数应按0.8折减。

表11.3.8-2　岩石与锚固体之间的极限黏结强度标准值$f_{rbk}$

| 岩石类别 | $f_{rbk}$（kPa） |
|---|---|
| 极软岩 | 270～360 |
| 软岩 | 360～760 |
| 较软岩 | 760～1200 |
| 较硬岩 | 1200～1800 |
| 坚硬岩 | 1800～2600 |

注：1　表中数据适用于注浆强度等级为M30；

2　表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验；

3　岩体结构面发育时，取表中下限值。

表11.3.8-3　土体与锚固体之间的极限黏结强度标准值$f_{rbk}$

| 土层种类 | 土的状态 | $f_{rbk}$（kPa） |
|---|---|---|
| 黏性土 | 软塑 | 20～40 |
| | 可塑 | 40～50 |
| | 硬塑 | 50～65 |
| | 坚硬 | 65～100 |
| 砂土 | 稍密 | 100～140 |
| | 中密 | 140～200 |
| | 密实 | 200～280 |
| 碎石土 | 稍密 | 120～180 |
| | 中密 | 160～220 |
| | 密实 | 220～300 |

注：1　表中数据适用于注浆强度等级为M30；

2　表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验。

**表11.3.8-4　　钢筋、钢绞线与水泥砂浆之间的黏结强度设计值$f_b$**

| 锚杆类型 | 水泥浆或水泥砂浆强度等级 | | |
|---|---|---|---|
| | M25 | M30 | M35 |
| 水泥砂浆与螺纹钢筋 | 2.10 | 2.40 | 2.70 |
| 水泥砂浆与钢绞线、高强钢丝 | 2.75 | 2.95 | 3.40 |

注：1　当采用二根钢筋点焊成束的作法时，黏结强度应乘0.85折减系数；

2　当采用三根钢筋点焊成束的作法时，黏结强度应乘0.7折减系数；

3　成束钢筋的根数不应超过三根，钢筋截面总面积不应超过锚孔面积的20%。当锚固段钢筋和注浆材料采用特殊设计，并经试验验证锚固效果良好时，可适当增加锚筋用量。

11.3.9　锚固长度对黏结强度的影响系数，对非扩体锚杆取1.0，对扩体锚杆，应由试验确定，当无试验资料时，可按表11.3.9取值。

**表11.3.9　　锚固长度对黏结强度的影响系数$\psi$**

| 扩体长度（m） | 5～6 | 4～5 | 3～4 | 2～3 |
|---|---|---|---|---|
| $\psi$ | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.6 |

11.3.10　锚杆的弹性变形和水平刚度系数应由锚杆试验确定。当无试验资料时，自由段无黏结的岩石锚杆水平刚度系数$K_h$及自由段无黏结的土层锚杆水平刚度系数$K_t$可按下列公式计算：

$$K_h=\frac{AE_s}{l_f}\cos^2\alpha \qquad (11.3.10\text{-}1)$$

$$K_t=\frac{3AE_sE_cA_c}{3l_fE_cA_c+E_sAl_a}\cos^2\alpha \qquad (11.3.10\text{-}2)$$

$$E_c=\frac{AE_s+(A_c-A)E_m}{A_C} \qquad (11.3.10\text{-}3)$$

式中：$K_h$——自由段无黏结的岩石锚杆水平刚度系数（kN/m）；

$K_t$——自由段无黏结的土层锚杆水平刚度系数（kN/m）；

$l_f$——锚杆无黏结自由段长度（m）；



$l_a$——锚杆锚固段长度（m）；

$E_s$——杆体弹性模量（kN/m$^2$）；

$E_m$——注浆体弹性模量（kN/m$^2$）；

$E_c$——锚固体组合弹性模量；

$A$、$A_c$——分别为杆体、锚固体截面面积（m$^2$）；

$\alpha$——锚杆倾角（°）。

11.3.11　扩体锚杆的抗拔承载力极限值在方案设计时，可按下式计算：

$$R_k=\pi\left[d_1L_df_{rbk1}+D_2L_Df_{rbk2}+\frac{1}{4}(D_2^2-d_1^2)P_D\right] \qquad (11.3.11)$$

式中：$R_k$——锚杆抗拔力极限值（kN）；

$d_1$——锚杆钻孔直径（m）；

$D_2$——扩体直径（m）；

$L_d$——非扩体锚固段计算长度（m）。对非预应力锚杆，取实际长度减去两倍扩体直径；对预应力锚杆取$L_d$=0；

$L_D$——扩体长度（m）；

$f_{rbk1}$、$f_{rbk2}$——非扩体段、扩体段注浆体与土体之间的极限黏结强度标准值（kPa），应通过试验确定；无试验资料时，可按本规范表11.3.8-2和表11.3.8-3取值；

$p_D$——扩体端前土体对扩体的抗力强度值（kPa），按本规范第11.3.12条计算取值。

11.3.12　扩体端前土体对扩体的抗力强度值可按下式计算：

$$p_D=\frac{(1-\xi)K_0K_p\gamma h+2c\sqrt{K_p}}{1-\xi K_p} \qquad (11.3.12)$$

式中：$\gamma$——扩体上覆土体的重度（kN/m$^3$）

$h$——扩体上覆土体的厚度（m）；

$K_0$——扩体端前土体的静止土压力系数，可由试验确定；无试验资料时，可按有关经验取值，或取$K_0$=1-sin$\varphi$；

$K_p$——扩体端前土体的被动土压力系数；

$c$——扩体端前土体的黏聚力（kPa）；

$\xi$——扩体向前位移时反映土的挤密效应的侧压力系数，对非预应力锚杆可取$\xi$=（0.5～0.85）$K_a$，对预应力锚杆可取$\xi$=（0.85～0.95）$K_a$。$\xi$与扩体端前土体的强度有关，对强度较好的黏性土和较密实的砂性土可取上限值，对强度较低的土取下限值。

11.3.13　扩体锚杆抗拔力设计值应按下式确定：

$$\frac{R_k}{N_{ak}} \geqslant K \qquad (11.3.13)$$

式中：$R_k$——锚杆的极限抗拔承载力标准值（kN）；

$K$——锚杆锚固体抗拔安全系数，按本规范表11.3.8-1取值。

11.3.14　预应力岩石锚杆和全黏结岩石锚杆可按刚性拉杆考虑。

11.3.15　锚杆的构造设计应符合下列规定：

1　锚杆杆体可使用普通钢材、精轧螺纹钢、钢绞线（包括无黏结钢绞线）和高强钢丝，不宜采用镀锌钢材；

2　灌浆浆体材料宜使用普通硅酸盐水泥，需要时可采用抗硫酸盐水泥；浆体配制的灰砂比宜为0.80～1.50，水灰比宜为0.38～0.50；浆体材料28d的无侧限抗压强度不应低于25MPa；

3　预应力筋用锚具、夹具和连接器的性能均应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370的规定；

4　套管材料和波纹管应具有足够的强度，保证其在加工和安装过程中不致损坏；

5　防腐材料应符合下列规定：

1）在锚杆正常使用年限内，保持其防腐性能和耐久性；

2）在规定的工作温度内或张拉过程中不得开裂、变脆或成为流体；

3）应具有化学稳定性和防水性，不得与相邻材料发生不良反应；不得对锚杆自由段的变形产生限制和不良影响。

6　导向帽、隔离架（对中支架）应由钢、塑料或其他对杆体无害的材料组成，不得使用木质隔离架；



7　锚杆总长度应为锚固段、自由段和外锚段的长度之和，并应符合下列规定：

1）锚固段长度应按本规范公式(11.3.8-1)和(11.3.8-2)进行计算，并取其中大值。同时，土层锚杆的锚固段长度不应小于4m，并不宜大于10m；岩石锚杆的锚固段长度不应小于3m，并不宜大于45$D$和6.5m，对预应力锚索不宜大于55$D$和8m；

2）自由段长度应为外锚头到潜在滑裂面的长度；预应力锚锚杆自由段长度不应小于5m，且应超过潜在滑裂面1.5m；

3）位于软质岩中的预应力锚索，可根据经验确定最大锚固长度；

4）当计算锚固段长度超过构造要求长度时，应采取改善锚固段岩土体质量、压力灌浆、扩大锚固段直径、采用荷载分散型锚杆等，提高锚杆承载能力。

8　锚杆间距宜大于2.0m，当小于2.0m时，应将锚固段错开布置或改变相邻锚杆的倾角；

9　锚杆的钻孔直径应符合下列规定：

1）钻孔内的锚筋面积不超过钻孔面积的20%；

2）预应力筋保护层厚度，对永久性支护锚杆不小于25mm，对临时性支护锚杆不小于15mm。

10　锚杆锚固段上部覆盖土层厚度不宜小于4.0m，岩层不宜小于2.0m，锚杆的倾角宜采用10°～35°，并应避免对相邻建筑物的基础产生不利影响；

11　锚杆隔离架（对中支架）应沿锚杆轴线方向每隔1m～3m设置一个，对土层应取小值，对岩层可取大值；

12　预应力锚杆传力结构应符合下列规定：

1）预应力锚杆传力结构应有足够的强度、刚度、韧性和耐久性；

2）强风化或软弱破碎岩质边坡和土质边坡宜采用框架格构型钢筋混凝土传力结构；

3）对Ⅰ、Ⅱ类及完整性好的Ⅲ类岩质边坡，宜采用墩座或地梁型钢筋混凝土传力结构；

4）传力结构与坡面的结合部位应做好防排水设计及防腐措施；

5）承压板及过渡管宜由钢板和钢管制成，过渡管钢管壁厚不宜小于5mm。

13　当锚固段岩体破碎、渗（失）水量大时，应对岩体作灌浆加固处理；

14　永久性锚杆的防腐蚀处理应符合下列规定：

1）对非预应力锚杆，其自由段可采用除锈、刷沥青船底漆、沥青玻纤布缠裹二层进行防腐蚀处理；

2）对预应力锚杆，其自由段可按本条第1款进行防腐蚀处理后装入套管中；套管内两端100mm～200mm长度范围内用黄油充填，外绕扎工程胶布固定；

3）对锚固段，当位于无腐蚀性岩土层内时，应除锈，水泥（砂）浆保护层厚度不应小于25mm；当位于腐蚀性岩土层内时，应进行双层防腐，且水泥（砂）浆保护层厚度不应小于50mm；

4）经过防腐蚀处理后，非预应力锚杆的自由段外端应埋入钢筋混凝土构件内50mm以上；对预应力锚杆，其锚头的锚具经除锈、涂防腐漆三度后应采用钢筋网罩、现浇混凝土封闭，且混凝土强度等级不应低于C30，厚度不应小于100mm，混凝土保护层厚度不应小于50mm。

15　临时性锚杆的防腐蚀可采取下列处理措施：

1）非预应力锚杆的自由段，可采用除锈后刷沥青防锈漆处理；

2）预应力锚杆的自由段，可采用除锈后刷沥青防锈漆或加套管处理；锚固段水泥（砂）浆保护层厚度不应小于15mm；

3）外锚头可采用外涂防腐材料或外包混凝土处理。



11.3.16　预应力锚杆的张拉与锁定应符合下列规定：

1　锚杆张拉宜在锚固体强度大于20MPa并达到设计强度的80％后进行；

2　锚杆张拉顺序应避免相近锚杆相互影响；

3　锚杆张拉控制应力不宜超过0.65倍钢筋或钢绞线的强度标准值；

4　锚杆进行正式张拉之前，应取（0.10～0.20）倍锚杆轴向拉力标准值，对锚杆预张拉（1～2）次，使其各部位的接触紧密和杆体完全平直；

5　锚杆张拉宜取轴向拉力标准值的（1.05～1.10）倍，锚杆的锁定值，对地层及被锚固结构位移控制要求较高的工程，宜为锚杆轴向拉力标准值；对容许地层及被锚固结构产生一定变形的工程，宜为锚杆轴向拉力标准值的（0.75～0.90）倍。

## 11.4　锚杆（索）挡墙设计

11.4.1　根据挡墙的结构型式锚杆挡墙可分为板肋式锚杆挡墙、格构式锚杆挡墙和排桩式锚杆挡墙；根据锚杆的类型可分为非预应力锚杆挡墙和预应力锚杆挡墙。

11.4.2　下列边坡宜采用排桩式锚杆挡墙支护：

1　位于滑坡区或切坡后可能引发滑坡的边坡；

2　切坡后可能沿外倾软弱结构面滑动、破坏后果严重的边坡；

3　高度较大、稳定性较差的土质边坡；

4　边坡塌滑区内有重要建筑物基础的Ⅳ类岩质边坡和土质边坡。

11.4.3　在施工期稳定性较好的边坡，可采用板肋式或格构式锚杆挡墙。

11.4.4　对填方锚杆挡墙，应采取有效措施防止新填方土体沉降造成锚杆附加拉应力过大。高度较大的新填方边坡不宜采用锚杆挡墙。

11.4.5　锚杆挡墙设计应包括下列内容：

1　侧向岩土压力计算；

2　挡墙结构内力计算和立柱嵌入深度计算；

3　锚杆计算和混凝土结构局部承压强度以及抗裂性计算；

4　挡板、立柱（肋柱或排桩）及其基础设计；

5　边坡变形控制设计；

6　整体稳定性分析；

7　施工方案建议和监测要求。

11.4.6　坡顶无建筑物且不需要进行边坡变形控制的锚杆挡墙，其侧向岩土压力合力可按下式计算：

$$E_{ah}' = E_{ah}\beta_2 \qquad (11.4.6)$$

式中：$E_{ah}'$ ——侧向岩土压力合力水平分力修正后标准值（kN）；

$E_{ah}$ ——侧向主动岩土压力合力水平分力标准值（kN）；

$\beta_2$ ——锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数，应根据岩土类别和锚杆类型按表11.4.6确定。

**表11.4.6　锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数$\beta_2$**

| 锚杆类型<br>岩土类别 | 非预应力锚杆 | | | 预应力锚杆 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 土层锚杆 | 自由段为土层的岩石锚杆 | 自由段为岩层的岩石锚杆 | 自由段为土层时 | 自由段为岩层时 |
| $\beta_2$ | 1.1～1.2 | 1.1～1.2 | 1.0 | 1.2～1.3 | 1.1 |

注：当锚杆变形计算值较小时取大值，较大时取小值。

11.4.7　确定岩土自重产生的锚杆挡墙侧压力分布，应考虑锚杆层数、挡墙位移大小、支护结构刚度和施工方法等因素，并符合以下规定：

1　锚杆挡墙的侧压力可简化为三角形、梯形；

2　填方锚杆挡墙和单排锚杆的土层锚杆挡墙侧压力，可近似按库仑理论取为三角形分布；

3　对岩质边坡以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密沙土类边坡，当采用逆作法施工的、柔性结构的多层锚杆挡墙时，侧压力分布可近似按图11.4.7确定，图中$e_{hk}'$按下列公式计算：

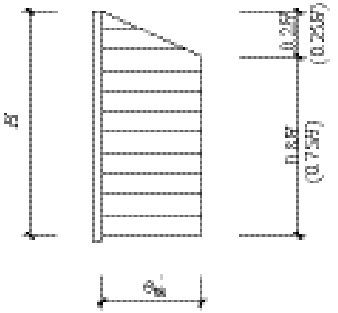



图11.4.7 锚杆挡墙侧压力分布图
（括号内数值适用于土质边坡）

对岩质边坡：

$$e_{hk}' = \frac{E_{hk}'}{0.9H} \qquad (11.4.7\text{-}1)$$

对土质边坡：

$$e_{hk}' = \frac{E_{hk}'}{0.875H} \qquad (11.4.7\text{-}2)$$

式中：$e_{hk}'$ ——侧向岩土压力水平分力标准值（kN/m$^2$）；

$E_{hk}'$ ——侧向岩土压力合力水平分力标准值（kN/m）；

$H$ ——挡墙高度（m）。

11.4.8　岩质边坡以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土类边坡的锚杆挡墙，立柱和锚杆的水平分力可按下列规定计算：

1　立柱可按支承于刚性锚杆上的连续梁计算内力；当锚杆变形较大时，立柱宜按支承于弹性锚杆上的连续梁计算内力；

2　根据立柱下端的嵌岩程度，可按铰接端或固定端考虑；当立柱位于强风化岩层以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土内时，其嵌入深度可按等值梁法计算。

11.4.9　除坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密沙土类外的土质边

坡锚杆挡墙，结构内力宜按弹性支点法计算。当锚固点水平变形较小时，结构内力可按静力平衡法或等值梁法计算。

11.4.10　对板肋式和排桩式锚杆挡墙，立柱荷载设计值取立柱受荷范围内的最不利荷载效应标准组合值。

11.4.11　根据挡板与立柱连结构造的不同，挡板可简化为支撑在立柱上的水平连续板、简支板或双铰拱板；设计荷载可取板所处位置的岩土压力值。岩质边坡锚杆挡墙或坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土等且排水良好的挖方土质边坡锚杆挡墙，可根据当地的工程经验考虑两立柱间岩土形成的卸荷拱效应。

11.4.12　当锚固点变形较小时，钢筋混凝土格构式锚杆挡墙可简化为支撑在锚固点上的井字梁进行内力计算；当锚固点变形较大时，应考虑变形对格构式挡墙内力的影响。

11.4.13　锚杆挡墙的构造设计应符合下列规定：

1　锚杆挡墙的支护结构立柱的间距宜采用2m～6m；

2　锚杆挡墙支护中锚杆的布置应符合下列规定：

1）锚杆上下排垂直间距、水平间距均不宜小于2m；

2）当锚杆间距小于上述规定或锚固段岩土层稳定性较差时，锚杆宜采用长短相间的方式布置；

3）第一排锚杆锚固体上覆土层的厚度不宜小于4m，上覆岩层的厚度不宜小于2m；

4）第一排锚点位置可设于坡顶下1.5m～2m处；

5）锚杆的倾角宜采用10°～35°；

6）锚杆布置应尽量与边坡走向垂直，并应与结构面呈较大倾角相交；

7）立柱位于土层时宜在立柱底部附近设置锚杆。

3　立柱、挡板和格构梁的混凝土强度等级不应小于C25；

4　立柱的截面尺寸除应满足强度、刚度和抗裂要求外，还应满足挡板（或拱板）的支座宽度、锚杆钻孔和锚固等要求。肋柱截面宽度不宜小于300mm，截面高度不宜小于400mm；钻孔桩直径不宜小于500mm，人工挖孔桩直径不宜小于800mm；



5　立柱基础应置于稳定的地层内，可采用独立基础、条形基础或桩基础等形式；

6　对永久性边坡，现浇挡板和拱板厚度不宜小于200mm；

7　锚杆挡墙立柱宜对称配筋；当第一锚点以上悬臂部分内力较大或柱顶设单锚时，可根据立柱的内力包络图采用不对称配筋作法；

8　格构梁截面尺寸应按强度、刚度和抗裂要求计算确定，且格构梁截面宽度和截面高度不宜小于300mm；

9　永久性锚杆挡墙现浇混凝土构件的温度伸缩缝间距不宜大于20m～25m；

10　锚杆挡墙立柱的顶部宜设置钢筋混凝土构造连梁；

11　当锚杆挡墙的锚固区内有建筑物且其基础传递较大荷载时，除应验算挡墙的整体稳定性外，还应适当加长锚杆，并采用长短相间的设置方法。

## 11.5 岩石锚喷支护设计

11.5.1　岩石锚喷支护方法的设计应符合下列规定：

1　对永久性岩质边坡进行整体稳定性支护时，Ⅰ类岩质边坡可采用混凝土锚喷支护；Ⅱ类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护；Ⅲ类岩质边坡应采用钢筋混凝土锚喷支护，且边坡高度不宜大于15m；

2　对临时性岩质边坡进行整体稳定性支护时，Ⅰ、Ⅱ类岩质边坡可采用混凝土锚喷支护；Ⅲ类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护；

3　对边坡局部不稳定岩石块体，可采用锚喷支护进行局部加固；

4　膨胀性岩石边坡和具有严重腐蚀性的边坡不应采用锚喷

支护；有深层外倾滑动面的岩质边坡或坡体渗水明显的岩质边坡不宜采用锚喷支护；

5　整体稳定的岩质边坡，采用支护锚杆支护后，对局部不稳定块体尚应采用锚杆加强支护。

11.5.2　采用锚喷支护的岩质边坡整体稳定性计算应符合下列规定：

1　岩石侧压力分布按本规范第11.4.7条第3款规定确定；

2　锚杆轴向拉力可按下式计算：

$$N_{ak}=e_{hk}s_{xj}s_{yj}/\cos\alpha \qquad (11.5.2)$$

式中：$N_{ak}$——锚杆所受水平拉力标准值（kN）；

$e_{hk}$——相应于作用的标准组合时，侧向岩石压力水平分力修正值（kN/m$^2$）；

$s_{xj}$——锚杆的水平间距（m）；

$s_{yj}$——锚杆的垂直间距（m）；

$\alpha$——锚杆倾角（°）。

11.5.3　采用局部锚杆加固不稳定岩石块体时，锚杆承载力应满足下式要求：

$$K_b(G_t-fG_n-cA)\leqslant\Sigma N_{akti}+f\Sigma N_{akni} \qquad (11.5.3)$$

式中：$K_b$——锚杆钢筋抗拉安全系数，按本规范表11.3.7确定；

$G$——不稳定块体的自重（kN）；

$G_t$、$G_n$——分别为不稳定块体自重在平行和垂直于滑面方向的分力（kN）；

$f$——滑动面上的摩擦系数；

$c$——滑动面的黏聚力（kPa）；

$A$——滑动面面积（m$^2$）；

$N_{akti}$、$N_{akni}$——单根锚杆轴向拉力标准值在抗滑方向和垂直于滑动面方向上的分值（kN）。

11.5.4　岩石锚杆的总长度应符合本规范第11.3.15条第7款的相关规定。



11.5.5　岩石锚喷的构造设计应符合下列规定：

1　锚杆的设置宜符合下列规定：

1）锚杆布置宜采用行列式排列或菱形排列；

2）岩石锚杆由锚固段和非锚固段组成；锚固段应嵌入稳定的基岩中，嵌入基岩深度应大于40倍锚杆筋体直径，且不得小于3倍锚孔的直径，非锚固段的主筋必须进行防护处理；

3）防护锚杆应采用全黏结锚杆，锚杆长度宜为3m～6m，钢筋直径可采用16mm～22mm；

4）岩石锚杆的间距不应小于锚孔直径的6倍。对Ⅰ、Ⅱ类岩质边坡最大间距不应大于3m，对Ⅲ、Ⅳ类岩质边坡最大间距不应大于2m；

5）支护锚杆的锚孔直径不宜小于100mm；防护锚杆的锚孔直径不应小于60mm；

6）锚杆倾角宜为15°～25°；

7）锚杆筋体宜采用热轧带肋钢筋。

2　岩石锚喷支护用于永久性岩质边坡整体支护时，其面板应符合下列规定：

1）Ⅰ类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于50mm，Ⅱ类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于100mm，Ⅲ、Ⅳ类岩质边坡钢筋网喷射混凝土面板厚度不应小于150mm；

2）钢筋直径宜为6mm～12mm，钢筋间距宜为100mm～250mm，宜采用双层配筋，钢筋保护层厚度不应小于25mm；

3）锚杆钢筋与面板的连接应有可靠的连接措施。

3　临时性岩质边坡坡面防护宜符合下列规定：

1）混凝土喷层厚度可采用50mm～80mm，Ⅰ、Ⅱ类岩质边坡可取小值，Ⅲ、Ⅳ类岩质边坡宜取大值；

2）可采用单层双向钢筋网，钢筋直径为6mm～10mm，间距

150mm～200mm。

4　喷射混凝土强度等级不应低于C25;喷射混凝土1d龄期的抗压强度设计值不应小于5MPa;

5　喷射混凝土的物理力学参数可按表11.5.5采用;

表11.5.5　喷射混凝土物理力学参数

| 物理力学参数 \ 喷射混凝强度等级 | C20 | C25 | C30 |
|---|---|---|---|
| 轴心抗压强度设计值（MPa） | 9.60 | 11.90 | 14.30 |
| 抗拉强度设计值（MPa） | 1.10 | 1.27 | 1.43 |
| 弹性模量（MPa） | $2.1\times10^4$ | $2.3\times10^4$ | $2.5\times10^4$ |
| 重度（$kN/m^3$） | 22.0 | | |

6　喷射混凝土与岩面的黏结力，对整体状和块状岩体不应低于0.8MPa，对碎裂状岩体不应低于0.4MPa。喷射混凝土与岩面黏结力试验应符合现行国家标准《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086的规定;

7　面板宜沿边坡纵向每隔20m～25m设置竖向伸缩缝;

8　坡体泄水孔及截水、排水沟等的设置应符合本规范第11.10节的规定。

## 11.6 重力式挡墙设计

11.6.1　根据墙背倾斜情况，重力式挡墙可分为俯斜式挡墙、仰斜式挡墙、直立式挡墙和衡重式挡墙等类型。重力式挡墙设计应符合以下规定：

1　土质边坡高度不宜大于10m，岩质边坡高度不宜大于12m;

2　对变形有严格要求或开挖土石方可能危及边坡稳定的边坡不宜采用重力式挡墙，开挖土石方危及相邻建筑物安全的边坡不应采用重力式挡墙;

3　重力式挡墙类型应根据使用要求、地形、地质和施工条件等综合考虑确定，对岩质边坡和挖方形成的土质边坡宜优先采用仰斜式挡墙，高度较大的土质边坡宜采用衡重式或仰斜式挡墙。

11.6.2　土质边坡高度为5m～8m时，对主动土压力值宜乘以1.1的系数；高度大于8m时，对主动土压力值宜乘以1.2的系数。

11.6.3　重力式挡墙设计应进行地基承载力、结构强度、抗滑移和抗倾覆稳定性验算。当挡墙地基软弱、有软弱结构面或位于边坡坡顶时，还应进行地基稳定性验算。

11.6.4　重力式挡墙的抗滑移稳定性应按下列公式验算（图11.6.4）：

$$F_s=\frac{(G_n+E_{an})\mu}{E_{at}-G_t}\geqslant 1.3 \qquad (11.6.4\text{-}1)$$

$$G_n=G\cos\alpha_0 \qquad (11.6.4\text{-}2)$$

$$G_t=G\sin\alpha_0 \qquad (11.6.4\text{-}3)$$

$$E_{at}=E_a\sin(\alpha-\alpha_0-\delta) \qquad (11.6.4\text{-}4)$$

$$E_{an}=E_a\cos(\alpha-\alpha_0-\delta) \qquad (11.6.4\text{-}5)$$

式中：$F_s$ ——挡墙抗滑移稳定系数；

$E_a$ ——每延米主动岩土压力合力（kN/m）；

$G$ ——挡墙每延米自重（kN/m）；

$\alpha$ ——墙背与墙底水平投影的夹角（°）；

$\alpha_0$ ——挡墙底面倾角（°）；

$\delta$ ——墙背与岩土的摩擦角(°)，可按本规范附录L表L.0.2选用；

$\mu$ ——挡墙底与地基岩土体的摩擦系数，宜由试验确定，也可按表11.6.4选用。

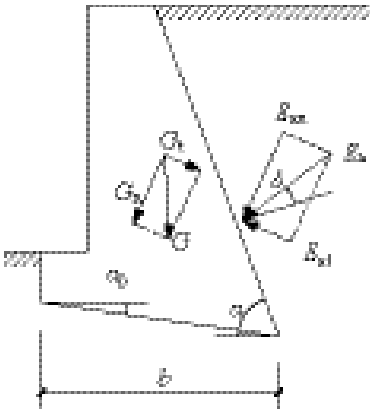


图11.6.4　挡墙抗滑移稳定性验算

表11.6.4　挡墙底与岩土体的摩擦系数

| 岩土类别 | | 摩擦系数$\mu$ |
|---|---|---|
| 黏性土 | 可塑 | 0.20～0.25 |
| | 硬塑 | 0.25～0.30 |
| | 坚硬 | 0.30～0.40 |
| 粉土 | | 0.25～0.35 |
| 中砂、粗砂、砾砂 | | 0.35～0.40 |
| 碎石土 | | 0.40～0.50 |
| 极软岩、软岩、较软岩 | | 0.40～0.60 |
| 表面粗糙的坚硬岩、较硬岩 | | 0.65～0.75 |

11.6.5　重力式挡墙的抗倾覆稳定性应按下列公式进行验算（图11.6.5）

$$F_t=\frac{Gx_0+E_{az}x_f}{E_{ax}z_f}\geqslant 1.6 \qquad (11.6.5\text{-}1)$$

$$E_{ax}=E_a\sin(\alpha-\delta) \qquad (11.6.5\text{-}2)$$

$$E_{az}=E_a\cos(\alpha-\delta) \qquad (11.6.5\text{-}3)$$

$$x_f=b-z\cot\alpha \qquad (11.6.5\text{-}4)$$

$$z_f=z-b\tan\alpha_0 \qquad (11.6.5\text{-}5)$$

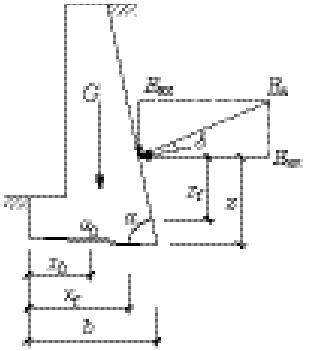


图11.6.5 挡墙抗倾覆稳定性验算

式中：$F_t$ ——挡墙抗倾覆稳定系数；

$b$ ——挡墙底面宽度（m）；

$x_0$ ——挡墙中心到墙趾的水平距离（m）；

$z$ ——岩土压力作用点到墙踵的竖直距离（m）。

11.6.6　地震工况时，重力式挡墙的抗滑移稳定系数不应小于1.10，抗倾覆稳定系数不应小于1.30。

11.6.7　重力式挡墙的地基承载力计算和变形计算应按本规范第8章的有关规定进行。

11.6.8　重力式挡墙的构造设计应符合下列规定：

1　材料可使用浆砌块石、条石或素混凝土。块石、条石的强度等级不应低于MU30，砂浆强度等级不应低于M5.0；混凝土强



度等级不应低于C15；

2　基底可做成逆坡。对土质地基，基底逆坡坡度不宜大于0.1∶1；对岩质地基，基底逆坡坡度不宜大于0.2∶1；

3　地基表面纵坡大于5%时，应将基底设计为台阶式，其最下一级台阶底宽不宜小于1.0m；

4　块石或条石挡墙的墙顶宽度不宜小于400mm，素混凝土挡墙的墙顶宽度不宜小于300mm；

5　基础埋置深度，应根据地基稳定性、地基承载力、水流冲刷情况以及岩石风化程度等因素确定。在土质地基中，基础最小埋置深度不宜小于0.5m，在岩质地基中，基础最小埋置深度不宜小于0.25m。基础埋置深度应从坡脚排水沟底算起。受水流冲刷时，埋深应从预计冲刷底面算起；

6　位于斜坡地面时，其墙趾最小埋入深度和距斜坡面的最小水平距离应符合表11.6.8的规定；

表11.6.8　斜坡地面墙趾最小埋入深度和距斜坡地面的水平距离（m）

| 地基情况 | 最小埋入深度（m） | 距斜坡地面的最小水平距离（m） |
|---|---|---|
| 完整硬质岩石地基 | 0.25 | 0.25～0.5 |
| 其它硬质岩石地基 | 0.6 | 0.6～1.5 |
| 软质岩石地基 | 1.0 | 1.5～3.0 |
| 土质地基 | 1.0 | >3.0 |

注：硬质岩石指单轴抗压强度大于30MPa的岩石，软质岩石指单轴抗压强度小于15MPa的岩石。

7　伸缩缝间距，对条石、块石挡墙宜为20m～25m，对混凝土挡墙宜为10m～15m。在挡墙高度突变处及与其他建筑物连接处应设置伸缩缝，在地基土性状变化处应设置沉降缝。缝宽宜为20mm～30mm，缝中应填塞沥青麻筋或其它有弹性的防水材料，填塞深度不应小于150mm；

8　挡墙后面的填土，应优先选择抗剪强度高和透水性较强的填料。当采用黏性土作填料时，宜掺入适量的沙砾或碎石。不

应采用淤泥质土、耕植土、膨胀性黏土等软弱有害的岩土体作为填料；

9　挡墙的防渗与泄水布置应根据地形、地质、环境、水体来源及填料等因素分析确定；

10　挡墙后填土顶面应设置排水良好的地表排水系统。

## 11.7 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙设计

11.7.1　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙适用于地基承载力较低的填方边坡，应符合以下规定：

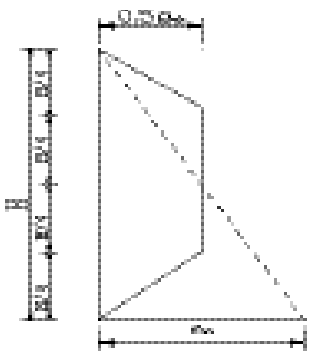
1　悬臂式挡墙的高度不宜超过6m，扶壁式挡墙的高度不宜超过10m；

2　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙应采用现浇钢筋混凝土结构；

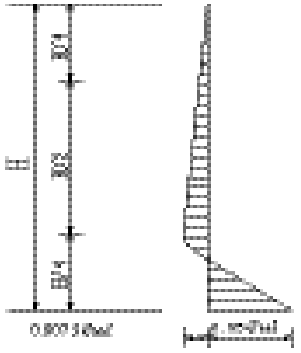
3　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的基础应置于稳定的岩土层内，其埋置深度应符合本规范第11.6.8条第6款和第7款的规定。

11.7.2　计算挡墙整体稳定性和立板内力时，可不考虑挡墙前底板以上土的影响；在计算墙趾板内力时，应计算底板以上填土的自重。

11.7.3　计算立板内力时，侧向压力分布可按图11.7.3确定。

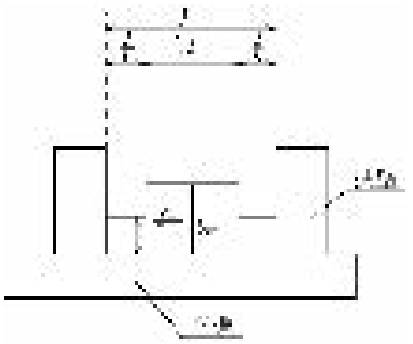


（*a*）侧压力分布图



（*b*）立板竖向弯矩分布图





（*c*）立板弯矩横向分布图

图11.7.3 扶壁式挡墙侧向压力分布图

$M_{中}$—板跨中弯矩；$H$—墙面板的高度；

$e_{hk}$—墙面板底端内填料引起的法向土压力；$l$—扶壁之间的净距

11.7.4　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的侧向主动土压力宜按第二破裂面法进行计算。当不能形成第二破裂面时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线或通过墙踵的竖向面作为假想墙背计算，取其中不利状态的侧向压力作为设计控制值。

11.7.5　对扶壁式挡墙，根据其受力特点可按下列简化模型进行内力计算：

1　立板和墙踵板可根据边界约束条件按三边固定、一边自由的板或以扶壁为支点的连续梁进行计算；

2　墙趾底板可简化为固定在立板上的悬臂板进行计算；

3　扶壁可简化为悬臂的T形梁进行计算，其中立板为梁的翼缘，扶壁为梁的腹板。

11.7.6　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的设计计算尚应符合以下规定：

1　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的结构构件截面设计应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定执行，悬臂式挡墙的立板、墙趾板和墙踵板等结构构件可取单位宽度按悬挑构件进行计算；

2　挡墙结构应进行混凝土裂缝宽度的验算，且迎土面的裂缝宽度不应大于0.2mm，背土面的裂缝宽度不应大于0.3mm；

3　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙应按本规范第11.6.4条和第11.6.5条的规定进行抗滑、抗倾覆稳定性验算。若存在深部潜在滑面，还应进行有关潜在滑面整体稳定性验算；

4　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的地基承载力和变形验算应按本规范第8章的有关规定进行。

11.7.7　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的构造设计应符合下列规定：

1　混凝土强度等级不应低于C25，立板和扶壁的混凝土保护层厚度不应小于35mm，底板（含墙趾板和墙踵板）的保护层厚度不应小于40mm。受力钢筋直径不应小于12mm，间距不宜大于250mm；

2　悬臂式挡墙截面尺寸应根据强度和变形计算确定，立板顶宽和底板厚度不应小于200mm。当挡墙高度大于4m时，宜增加根部翼；

3　扶壁式挡墙尺寸应根据强度和变形计算确定，并应符合下列规定：

1）两扶壁之间的距离宜取挡墙高度的1/3～1/2；

2）扶壁的厚度宜取扶壁间距的1/8～1/6，且不宜小于300mm；

3）立板顶端和底板的厚度不应小于200mm；

4）立板在扶壁处的外伸长度，宜根据外伸悬臂固端弯矩与中间跨固端弯矩相等的原则确定，可取两扶壁净距的0.35倍左右。

4　结构构件应根据其受力特点进行配筋设计，其配筋率、钢筋的搭接和锚固等应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定；

5　当挡墙受滑动稳定控制时，应采取提高抗滑能力的构造措施。宜在墙底下设防滑键，其高度应保证键前土体不被挤出。防滑键厚度应根据抗剪强度计算确定，且不应小于300mm；



6　当位于纵向坡度大于5%的斜坡上时，基底宜做成台阶状；

7　对软弱地基或填方地基，当地基承载力不满足设计要求时，应进行地基处理或采用桩基础方案；

8　泄水孔设置及构造要求等应按本规范相关规定执行；

9　纵向伸缩缝间距宜采用10m～15m。宜在不同结构单元处和地层性状变化处设置沉降缝；且沉降缝与伸缩缝宜合并设置。其它要求应符合本规范第11.6.8条第7款的规定；

10　墙后填料质量和回填质量应符合本规范第11.6.8条第8款的要求。

## 11.8 桩板式挡墙设计

11.8.1　桩板式挡墙适用于开挖土石方可能危及相邻建筑物或环境安全的边坡、填方边坡支挡以及工程滑坡治理。

11.8.2　桩板式挡墙按其结构形式分为悬臂式桩板挡墙、锚拉式桩板挡墙。挡土板可以采用现浇板或预制板。桩板式挡墙形式的选择应根据工程特点、使用要求、地形和施工条件综合考虑确定。

11.8.3　悬臂式桩板挡墙高度不宜大于12m，锚拉式桩板挡墙高度不宜大于25m。桩间距不宜小于2倍桩径或桩截面短边尺寸。

11.8.4　锚拉式桩板挡墙可采用单点锚固或多点锚固的结构形式，当其高度较大、边坡推力较大时宜采用预应力锚杆。

11.8.5　桩板式挡墙的设计计算还应遵循以下规定：

1　桩板式挡墙的岩土侧向压力可按库伦主动土压力计算，并根据对支护结构变形的不同限制要求，按本规范第11.2节确定。锚拉式桩板挡墙的岩土侧向压力可按本规范11.4.6条确定；

2　作用在桩上的荷载宽度可按左右两相邻桩桩中心之间距离的一半之和计算。作用在挡板上的荷载宽度可取板的计算板跨

度；

3　桩板式挡墙桩身内力计算时，临空段或边坡滑动面以上部分桩身内力，应根据岩土侧压力或滑坡推力计算。嵌入段或滑动面以下部分桩身内力，宜根据地面或滑动面处弯矩和剪力，采用地基系数法计算；

4　桩嵌入岩土层的深度应根据地基的横向承载力特征值确定，并应符合下列规定：

1）嵌入岩层时，桩的横向压应力最大值应小于或等于地基的横向承载力特征值；

2）嵌入土层或土、沙砾状风化岩层时，桩嵌入滑动面以下或稳定岩土层内的深度不应小于挡墙高度的1/3，且桩底处的横向压应力不应大于地基的横向承载力特征值；

3）地基的横向承载力特征值应根据现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330的有关规定确定。

5　桩底支承应根据岩土层情况和桩基埋入深度按自由端或铰支端考虑；

6　桩板式挡墙墙顶位移应小于悬臂段长度的1/100，且不宜大于100mm；桩基嵌固段顶端地面处桩的水平位移不宜大于10mm。当地基强度或位移不能满足要求时，应通过调整桩的埋深、截面尺寸或间距等措施进行处理；

7　桩板式挡墙的桩身按受弯构件设计，当无特殊要求时，可不作裂缝宽度验算。

11.8.6　桩板挡墙的构造设计应符合下列要求：

1　桩的混凝土强度等级不应低于C25，用于滑坡支挡时不应低于C30，挡板的混凝土强度等级不应低于C25，灌注锚杆孔的水泥浆或水泥砂浆强度等级不应低于M30；

2　桩受力主筋混凝土保护层不应小于50mm，挡板受力主筋混凝土保护层挡土一侧不应小于25mm，临空一侧不应小于20mm；

3　剪力较大时，对桩可采用调整混凝土强度等级、箍筋直



径和间距、桩身截面尺寸等措施，以满足斜截面抗剪强度要求；

4　桩的箍筋宜采用封闭式，肢数不宜多于4肢，箍筋直径不应小于8mm；

5　桩的两侧和受压边应配置纵向构造钢筋，两侧纵向钢筋直径不宜小于12mm，间距不宜大于400mm；受压边钢筋直径不宜小于14mm，间距不宜大于200mm；

6　锚拉式桩板挡墙锚孔距桩顶距离不宜小于1.5m，锚固点附近桩身箍筋应适当加密，锚杆构造设计应按本规范第11.3.15条有关规定进行；

7　悬臂式桩板挡墙桩长在岩质地基中嵌固深度不宜小于桩总长的1/4，土质地基中不宜小于桩总长的1/3；

8　桩板式挡墙应根据其受力特点进行配筋设计，其配筋率、钢筋搭接和锚固应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定；

9　桩板式挡墙纵向伸缩缝间距不宜大于25m。伸缩缝构造应符合本规范第11.6.8条第7款的规定；

10　桩板式挡墙墙后填料质量和回填质量应符合本规范第11.6.8条第8款的规定。

## 11.9　坡 率 法

11.9.1　当工程场地有放坡条件，且无不良地质作用时宜优先采用坡率法。

11.9.2　下列边坡不应单独采用坡率法，应与其它边坡支护方法联合使用：

1　放坡开挖对相邻建筑物有不利影响的边坡；

2　地下水发育的边坡；

3　软弱土层等稳定性差的边坡；

4　坡体内有外倾软弱结构面或深层滑动面的边坡；

5　单独采用坡率法不能有效改善整体稳定性的边坡；

6　地质条件复杂的一级边坡。

11.9.3　高度较大的边坡宜分级放坡。分级放坡时应验算边坡整体的和各级的稳定性。

11.9.4　土质边坡的坡率允许值应根据稳定性计算分析结合经验确定。

11.9.5　在边坡保持整体稳定的条件下，岩质边坡开挖的坡率允许值应根据工程经验，按工程类比的原则结合已有稳定边坡的坡率值分析确定。对无外倾软弱结构面的边坡，其放坡坡率可按表11.9.5确定。

**表11.9.5　岩质边坡坡率允许值**

| 边坡岩体类型 | 风化程度 | 坡率允许值（高宽比） | | |
|---|---|---|---|---|
| | | $H$＜8m | 8m≤$H$＜15m | 15m≤$H$＜25m |
| Ⅰ类 | 微风化 | 1：0.00 ～1：0.10 | 1：0.10～1：0.15 | 1：0.15～1：0.25 |
| | 中等风化 | 1：0.10～1：0.15 | 1：0.15～1：0.25 | 1：0.25～1：0.35 |
| Ⅱ类 | 微风化 | 1：0.10～1：0.15 | 1：0.15～1：0.25 | 1：0.25～1：0.35 |
| | 中等风化 | 1：0.15～1：0.25 | 1：0.25～1：0.35 | 1：0.35～1：0.50 |
| Ⅲ类 | 微风化 | 1：0.25～1：0.35 | 1：0.35～1：0.50 | — |
| | 中等风化 | 1：0.35～1：0.50 | 1：0.50～1：0.75 | — |
| Ⅳ类 | 中等风化 | 1：0.50～1：0.75 | 1：0.75～1：1.00 | — |
| | 强风化 | 1：0.75～1：1.00 | — | — |

注：1　表中$H$为边坡高度；

2　Ⅳ类强风化包括各类风化程度的极软岩；

3　全风化岩体可按土质边坡坡率取值。

11.9.6　下列边坡的坡率允许值应通过稳定性计算分析确定：

1　有外倾软弱结构面的岩质边坡；

2　坡顶边缘附近有较大荷载的边坡；

3　边坡高度超过表11.9.5范围的边坡。

11.9.7　土质边坡稳定性计算应考虑边坡影响范围内的建筑物和



边坡支护处理对地下水运动等水文地质条件的影响，以及由此而引起的对边坡稳定性的影响。

11.9.8　边坡稳定性验算应符合本规范第5.6.17条的有关规定。

11.9.9　坡率法放坡的构造设计应符合下列规定：

1　边坡的整个高度可按同一坡率进行放坡，也可根据边坡岩土的变化情况按不同的坡率放坡；

2　位于斜坡上的人工压实填土边坡应验算填土沿斜坡滑动的稳定性。分层填筑前应将斜坡的坡面修成若干台阶，使压实填土与斜坡面紧密接触；

3　边坡排水系统的设置除应符合本规范第11.10节的规定外，尚应符合下列规定：

1）边坡坡顶、坡面、坡脚和水平台阶应设排水系统，在坡顶外围应设截水沟；

2）当边坡表层有积水湿地、地下水渗出或地下水露头时，应根据实际情况设置外倾排水孔、排水盲沟和排水钻孔。

4　对局部不稳定块体应清除，或采用锚杆和其它有效措施加固；

5　永久性边坡宜采用锚喷、浆砌片石或格构等构造措施护面。在条件许可时，宜尽量采用格构或其他有利于生态环境保护和美化的护面措施。临时性边坡可采用水泥砂浆护面。

## 11.10　边坡工程排水

11.10.1　边坡工程排水系统应包括排除坡面水、地下水和减少坡面水下渗等措施。坡面排水、地下排水与防渗措施宜统一考虑，并形成相辅相成的防渗、排水体系。

11.10.2　边坡工程的临时性排水设施，应满足坡面水（含临时暴雨）、地下水和施工用水等的排放要求，有条件时应结合边坡

工程的永久性排水措施进行。

11.10.3　坡面排水设施包括截水沟、排水沟、跌水和急流槽等形式，其类型应依据地形条件和天然水系选择，其位置、数量和尺寸的确定应依据地形条件、降雨程度、历时和径流方向、分区汇水面积大小等因素综合确定。

11.10.4　坡面排水设计除应按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330的有关规定执行之外，还应遵循以下规定：

1　当排水沟通过裂缝时，可用土工合成材料或钢筋混凝土预制板，设置成叠瓦式沟槽；对于有明显开裂变形的边坡体，应及时采用黏土或水泥浆填实裂缝，整平积水坑、洼地，使积水能够迅速沿排水沟汇集排走；

2　膨胀土、湿陷性黄土等易冲刷地区的排水设计应考虑水流冲刷对局部微地貌改造及淤积的影响，采用设计径流量1.10倍确定过水断面面积。

11.10.5　地下排水工程设施包括渗沟、仰斜式排水孔等形式，其类型选择、位置及尺寸的确定应依据已经查明的工程地质和水文地质条件，并与坡面排水设施相协调。

11.10.6　地下排水工程设计除应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330的有关规定之外，尚应符合下列规定：

1　渗水沟应每隔30m～50m，或在平面转弯、纵坡变坡点等处设置检查井（维修井）；

2　坡体内排水可采用坡面排水孔、排水洞和排水孔、网状排水带和排水盲沟、贴坡排水四种形式。

## 11.11　坡面防护

11.11.1　当边坡整体稳定或支护后整体稳定但其坡面岩土体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等时，应进行坡面防护。

11.11.2　边坡防护应根据工程区域气候、水文、地形、地质条件、材料来源及使用条件，采取工程防护和植物防护相结合的综合处理措施，并考虑下列因素经技术经济比较确定：

1　坡面风化作用；

2　雨水冲刷作用；

3　植物生长效果、环境效应；

4　冻胀、干裂作用；

5　坡面防渗、防淘刷等需要；

6　与截水、排水措施相结合；

7　其它需要考虑的因素。

11.11.3　边坡坡面墙防护工程，主要适用于防护易风化或风化严重的挖方岩质边坡或易被侵蚀的土质边坡，可利用浆砌条石、块石或混凝土预制块等材料，多采用窗孔式或拱式，其设计应按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330的有关规定执行。

11.11.4　骨架植物防护工程，骨架可采用浆砌片石或混凝土，应根据边坡坡率、土质及工程现场实际情况确定骨架形式，并在骨架内采用植被或其他形式护坡，同时与周围景观相协调，其设计应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330的有关规定。

# 12 基坑工程

## 12.1 一般规定

12.1.1 本章适用于土质基坑的排桩支护、土钉墙支护、重力式水泥土墙支护及地下水控制设计，对于特殊性岩土基坑设计应按相关的规范进行。

12.1.2 支护结构选型应根据基坑深度、工程地质及水文地质条件、基坑周边环境条件、施工设备及施工工艺、经济指标、环保性能和施工工期、工程经验等因素综合考虑确定。常见支护结构形式可按表12.1.2选择。

**表12.1.2 常见支护结构的选型**

| 支护结构类型 | | 基坑安全等级 | 基坑深度及工程地质水文地质条件 | 备注 |
|---|---|---|---|---|
| 排桩支护 | 悬臂桩 | 二级<br>三级 | 适用于较浅的基坑，悬臂高度不宜超过6m | 锚杆设置对周围建筑物地基基础有影响或受周围地下空间规划影响时，不应采用<br>锚杆不宜设置在软土和松散土层中；在高水头的碎石土、砂土和粉土中使用时，应采取可靠措施，并考虑对基坑外侧环境的影响<br>当基坑潜在滑动面内有建筑物和重要地下设施时，不宜采用土钉墙支护；<br>对软～流塑的黏性土，松散～稍密的粉土、砂土条件，土钉应与周围建筑物和地下设施留有合理的安全距离。 |
| | 桩锚支护 | 一级～三级 | 适用于较深的基坑 | |
| | 双排桩 | | 当悬臂桩和桩锚支护不适宜时，可考虑双排桩支护 | |
| 土钉墙支护 | 单一土钉墙 | 二级<br>三级 | 适用于基底在地下水位以上或经过降水处理的可塑～硬塑黏性土和中密～密实的粉土、砂土、碎石土，且基坑深度不宜大于12m | |
| | 微型桩复合土钉墙 | | 适用于基底在地下水位以上或经过降水处理的基坑，用于可塑～硬塑黏性土和中密～密实的粉土、砂土、碎石土基坑时，基坑深度不宜大于12m；用于软～流塑的黏性土，松散～稍密的粉土、砂土、碎石土时，基坑深度不宜大于7m | |



续 表 12.1.2

| 支护结构类型 | | 基坑安全等级 | 基坑深度及工程地质水文地质条件 | 备注 |
|---|---|---|---|---|
| 土钉墙支护 | 水泥土桩复合土钉墙 | 二级<br>三级 | 用于可塑黏性土和中密的粉土、砂土基坑，基坑深度不宜大于12m；用于软～流塑的黏性土，松散～稍密的粉土、砂土时，基坑深度不宜大于7m | |
| | 预应力锚杆复合土钉墙 | 一级～三级 | 适用于基底在地下水位以上或经过降水处理的可塑～硬塑黏性土和中密～密实的粉土、砂土、碎石土，且基坑深度不宜大于18m | 单一土钉墙和预应力锚杆复合土钉墙的坡率不宜小于1：0.2 |
| 重力式水泥土墙支护 | | 二级<br>三级 | 适用于软弱土，基坑深度不宜超过7m | |

注：1 当基坑不同部位的周边环境条件、土层性状、基坑深度等不同时，可在不同部位分别采用不同的支护形式；

2 支护结构可采用上、下部以不同结构类型组合的形式。

12.1.3 基坑工程设计规定的使用期限不应小于一年，且不应超过两年。

12.1.4 基坑工程设计应取得下列资料：

1 岩土工程勘察报告；

2 建筑物总平面图、用地红线图、建筑物地下结构设计图及地基基础设计图；

3 基坑周边环境调查资料，包括基坑周边建筑物、地下管线、地下设施及地面道路等资料。

12.1.5 基坑工程设计应包括下列内容：

1 基坑支护体系的稳定性验算；

2 支护结构的承载力和变形计算；

3 地下水控制设计；

4 对环境影响的控制设计；

5 土方开挖要求；

6 试验及检测要求；

7　基坑监测要求；

8　应急预案。

12.1.6　基坑支护设计应按下列要求设定支护结构的位移控制值和基坑周边环境的沉降控制值：

1　当基坑开挖影响范围内有建筑物、地下管线、地下构筑物和道路时，支护结构位移控制值按不影响其正常使用的要求确定；建筑物的沉降控制值应符合本规范第8.3.3条的规定；地下管线、地下构筑物和道路的沉降控制值应符合现行相关规范的规定；

2　当支护结构构件同时用作主体地下结构构件时，支护结构水平位移控制值不应大于主体结构设计对其变形的限值；

3　当不存在第1款、第2款情况时，支护结构水平位移控制值应根据经验按工程的具体条件确定。

12.1.7　土压力及水压力计算、土的各类稳定性验算时，土、水压力的分算、合算方法及相应土的抗剪强度指标应符合下列规定：

1　对地下水位以上的各类土，土压力计算、土的滑动稳定性验算时，对黏性土、黏质粉土，土的抗剪强度指标应采用三轴固结不排水抗剪强度指标或直剪固结快剪强度指标，对砂质粉土、砂土、碎石土，土的抗剪强度指标应采用有效应力强度指标；

2　对地下水位以下的黏性土、黏质粉土，可采用土压力、水压力合算方法，土压力计算、土的滑动稳定性验算可采用总应力法；此时，对正常固结和超固结土，土的抗剪强度指标应采用三轴固结不排水抗剪强度指标或直剪固结快剪强度指标，对欠固结土，宜采用有效自重压力下预固结的三轴不固结不排水抗剪强度指标；

3　对地下水位以下的砂质粉土、砂土和碎石土，应采用土压力、水压力分算方法，土压力计算、土的滑动稳定性验算应采



用有效应力法；此时，土的抗剪强度指标应采用有效应力强度指标，对砂质粉土，缺少有效应力强度指标时，可采用三轴固结不排水抗剪强度指标或直剪固结快剪强度指标；对砂土和碎石土，有效应力强度指标可根据标准贯入试验实测击数和水下休止角等物理力学指标取值；当土压力、水压力采用分算方法时，水压力可按静水压力计算；当地下水渗流时，宜按渗流理论计算水压力和土的竖向有效应力；当存在多个含水层时，应分别计算各含水层的水压力；

4　土的抗剪强度指标尚可根据室内、原位试验得到的其他物理力学指标，按经验方法确定。

12.1.8　支护结构设计时，对计算参数取值和计算分析结果，应根据工程经验分析判断其合理性。

12.1.9　**基坑土方开挖应严格按设计要求进行，不得超挖。基坑周边堆载不得超过设计规定。土方开挖完成后应立即施工垫层，对基坑进行封闭，防止水浸和暴露，并应及时进行地下结构施工。**

## 12.2　土压力计算

12.2.1　计算作用在支护结构上的水平荷载时，应考虑下列因素：

1　基坑内外土的自重（包括地下水）；

2　基坑周边既有和在建的建筑物荷载；

3　基坑周边施工材料和设备荷载；

4　基坑周边道路车辆荷载。

12.2.2　作用在支护结构上的土压力应按下列规定确定：

1　作用在支护结构外侧的主动土压力强度标准值、内侧的被动土压力强度标准值应按下列公式计算（图12.2.2）：

1）对于地下水位以上或水土合算的土层

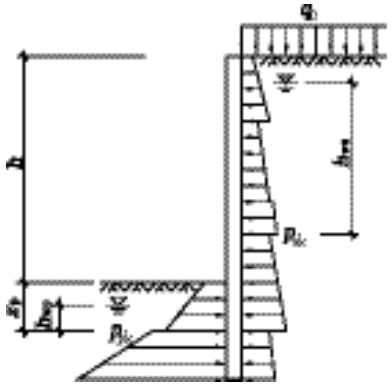


图12.2.2 土压力计算

$$p_{ak}=\sigma_{ak}K_{a,i}-2c_i\sqrt{K_{a,i}} \qquad (12.2.2\text{-}1)$$

$$K_{a,i}=\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_i}{2}\right) \qquad (12.2.2\text{-}2)$$

$$p_{pk}=\sigma_{pk}K_{p,i}+2c_i\sqrt{K_{p,i}} \qquad (12.2.2\text{-}3)$$

$$K_{p,i}=\tan^2\left(45°+\frac{\varphi_i}{2}\right) \qquad (12.2.2\text{-}4)$$

式中：$p_{ak}$——支护结构外侧，第$i$层土中计算点的主动土压力强度标准值（kPa）；当 $p_{ak}<0$时应取0；

$\sigma_{ak}$、$\sigma_{pk}$——分别为支护结构外侧、内侧计算点的土中竖向应力标准值（kPa），按本规范第12.2.5条的规定计算；

$K_{a,i}$、$K_{p,i}$——分别为第$i$层土的主动、被动土压力系数；

$c_i$、$\varphi_i$——第$i$层土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；按本规范第12.1.7条的规定取值；

$p_{pk}$——支护结构内侧，第$i$层土中计算点的被动土压力强度标准值（kPa）。

2）对于水土分算的土层

$$p_{ak}=（\sigma_{ak}-u_a）K_{a,i}-2c_i\sqrt{K_{a,i}}+u_a \qquad (12.2.2\text{-}5)$$

$$p_{pk}=（\sigma_{pk}-u_p）K_{p,i}+2c_i\sqrt{K_{p,i}}+u_p \qquad (12.2.2\text{-}6)$$

式中：$u_a$、$u_p$——分别为支护结构外侧、内侧计算点的水压力(kPa)，



按本规范第12.2.4条的规定取值。

2　在支护结构土压力的影响范围内，存在相邻建筑物地下墙体等稳定的刚性界面时，可采用库仑土压力理论计算界面内有限滑动楔体产生的主动土压力，此时，同一土层的土压力可采用沿深度线性分布形式；

3　需要严格限制支护结构的水平位移时，支护结构外侧的土压力宜取静止土压力。

12.2.3　土压力计算时的各土层计算厚度应符合下列规定：

1　当土层厚度较均匀、层面坡度较平缓时，宜取邻近勘察孔的各土层厚度，或同一计算剖面内各土层厚度的平均值；

2　当同一计算剖面内各勘察孔的土层厚度分布不均时，应取最不利勘察孔的各土层厚度；

3　对复杂地层且距勘探孔较远时，应通过综合分析土层变化趋势后确定土层的计算厚度；

4　当相邻土层的土性接近，且对土压力的影响可以忽略不计或有利时，可归并为同一计算土层。

12.2.4　对静止地下水，水压力可按下列公式计算(图12.2.2)：

$$u_a=\gamma_w h_{wa} \qquad (12.2.4\text{-}1)$$

$$u_p=\gamma_w h_{wp} \qquad (12.2.4\text{-}2)$$

式中：$\gamma_w$——地下水的重度（kN/m$^3$），取$\gamma_w=10$kN/m$^3$；

$h_{wa}$——基坑外侧地下水位至主动土压力强度计算点的垂直距离（m）；对承压水，地下水位取测压管水位；当有多个含水层时，取计算点所在含水层的地下水位；

$h_{wp}$——基坑内侧地下水位至被动土压力强度计算点的垂直距离（m）；对承压水，地下水位取测压管水位。

当采用悬挂式截水帷幕时，应考虑地下水沿支护结构向基坑面的渗流对水压力的影响。

12.2.5　土中竖向应力标准值（$\sigma_{ak}$、$\sigma_{pk}$）应按下列公式计算：

$$\sigma_{ak}=\sigma_{ac}+\sum\triangle\sigma_{k,j} \qquad (12.2.5\text{-}1)$$

$$\sigma_{pk}=\sigma_{pc} \qquad (12.2.5\text{-}2)$$

式中：$\sigma_{ac}$ ——支护结构外侧计算点，由土的自重产生的竖向总应力（kPa）；

$\sigma_{pc}$ ——支护结构内侧计算点，由土的自重产生的竖向总应力（kPa）；

$\Delta\sigma_{k,j}$ ——支护结构外侧第 $j$ 个附加荷载作用下计算点的土中附加竖向应力标准值（kPa），应根据附加荷载类型，按本规范附录Q计算。

## 12.3　排桩设计

12.3.1　排桩结构分析应符合下列规定：

1　桩锚支护结构，可将整个结构分解为挡土结构、锚拉结构（锚杆及腰梁、冠梁）分别进行分析；挡土结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析；作用在锚拉结构上的荷载应取挡土结构分析时得出的支点力；

2　悬臂式和双排桩支护结构，宜采用平面杆系结构弹性支点法进行结构分析；

12.3.2　排桩支护结构应按下列工况进行结构分析，并按其中最不利作用效应进行支护结构设计：

1　对桩锚支护结构包括基坑开挖至各层锚杆施工面的工况和开挖至坑底时的工况；

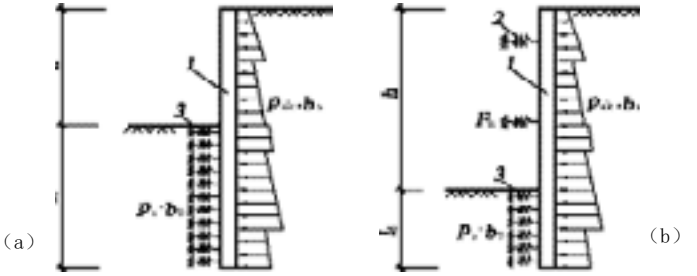
2　对悬臂桩和双排桩支护结构，可仅考虑基坑开挖至坑底时的工况。

12.3.3　采用平面杆系结构弹性支点法进行结构分析时，应采用图12.3.3-1所示的结构分析模型，并应符合下列规定：

1　主动土压力强度标准值可按本规范第12.2.2条的有关规



定确定，土反力可按本规范第12.3.4条确定；

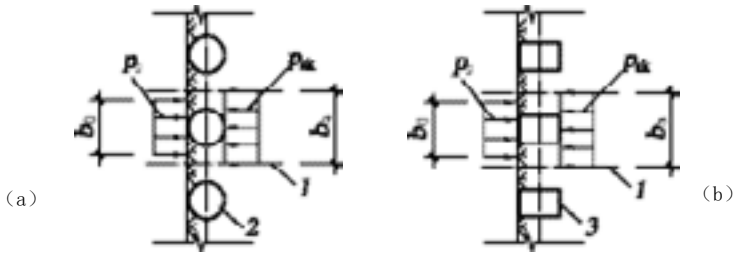


（a）　（b）

图12.3.3-1 弹性支点法计算

（a）悬臂式支挡结构；　（b）锚拉式支挡结构

2　作用在单根支护桩上的主动土压力计算宽度应取排桩间距，土反力计算宽度应按本规范第12.3.7条确定（图12.3.3-2）；



（a）　（b）

图12.3.3-2 排桩计算宽度

（a）圆形截面排桩计算宽度；（b）矩形或工字型截面排桩计算宽度

1－排桩对称中心线；2－圆形桩；3－矩形桩或工字型桩

3　锚杆对支护桩的约束作用应按弹性支座考虑，并应按本规范第12.3.8条确定。

12.3.4　作用在挡土构件上的分布土反力应符合下列规定：

1 分布土反力应按下式计算：

$$p_s=k_s v+p_{s0} \qquad (12.3.4\text{-}1)$$

2 支护桩内侧的土反力应符合下列条件，不符合时，应增加支护桩的嵌固长度或取$P_{sk}=E_{pk}$时的分布土反力。

$$P_{sk}\leqslant E_{pk} \qquad (12.3.4\text{-}2)$$

式中：$p_s$ ——分布土反力（kPa）；

$k_s$ ——土的水平反力系数（kN/m$^3$），按本规范第12.3.5条确定；

$v$ ——支护桩在分布土反力计算点的水平位移值（m）；

$p_{s0}$ ——初始土反力强度(kPa)，可按本规范公式(12.2.2-1)或(12.2.2-5)计算，式中$p_{ak}$用$p_{s0}$代替、$\sigma_{ak}$用$\sigma_{pk}$代替、$u_a$用$u_p$代替，且不计 $2c_i\sqrt{K_{a,i}}$ 项；

$P_{sk}$ ——支护桩嵌固段内侧土反力标准值（kN），按本规范公式（12.3.4-1）计算的分布土反力$p_s$求得；

$E_{pk}$ ——支护桩嵌固段上的被动土压力标准值（kN），按本规范第12.2节有关规定确定。

12.3.5　挡土构件内侧嵌固段上土的水平反力系数可按下式计算：

$$k_s=m(z-h) \qquad (12.3.5)$$

式中：$m$ ——土的水平反力系数的比例系数（kN/m$^4$），按本规范第12.3.6条确定；

$z$ ——计算点距地面的深度（m）；

$h$ ——计算工况下的基坑开挖深度（m）。

12.3.6　土的水平反力系数的比例系数（m）宜按桩的水平荷载试验及经验取值，缺少试验和经验时，可按下列经验公式计算：

$$m=\frac{2\varphi^2-\varphi+c}{v_b} \qquad (12.3.6)$$

式中：$c$、$\varphi$ ——土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°），按本规范第12.1.7条的规定确定；对多层土，按不同土层分别取值；

$v_b$ ——挡土构件在坑底处的水平位移量（mm），当此处的水平位移不大于10mm时，可取$v_b$＝10mm。

12.3.7　排桩的土反力计算宽度应按下列规定计算(图12.3.3-2)：

对于圆形桩

$$b_0=0.9(1.5d+0.5) \qquad (d\leqslant 1\text{m}) \qquad (12.3.7\text{-}1)$$

$$b_0=0.9(d+1) \qquad (d>1\text{m}) \qquad (12.3.7\text{-}2)$$

对于矩形桩或工字形桩：

$$b_0=1.5b+0.5 \qquad (b\leqslant 1\text{m}) \qquad (12.3.7\text{-}3)$$

$$b_0=b+1 \qquad (b>1\text{m}) \qquad (12.3.7\text{-}4)$$

式中：$b_0$ ——单桩土反力计算宽度（m），当按本条公式计算的$b_0$大于排桩间距时，取$b_0$等于排桩间距；

$d$ ——桩的直径（m）；

$b$ ——矩形桩或工字形桩的宽度（m）。

12.3.8　锚杆对支护桩的作用力应按下列公式计算：

$$F_h=k_R(v_R-v_{R0})+P_h \qquad (12.3.8\text{-}1)$$

$$P_h=\frac{Pb_a}{s}\cos\alpha \qquad (12.3.8\text{-}2)$$

式中：$F_h$ ——支护桩计算宽度内的弹性支点水平反力（kN）；

$k_R$ ——支护桩计算宽度内弹性支点刚度系数（kN/m）；按本规范第12.3.9条的规定确定；

$v_R$ ——支护桩在支点处的水平位移值（m）；

$v_{R0}$ ——设置锚杆时，支点的初始水平位移值（m）；

$P_h$ ——支护桩计算宽度内的法向预加力（kN）；

$P$ ——锚杆的预加轴向拉力值（kN）；宜根据对支护结构变形控制的要求取值；

$b_a$ ——支护桩计算宽度（m），对单根支护桩取排桩间距；

$\alpha$ ——锚杆倾角（º）；

$s$ ——锚杆的水平间距（m）。

12.3.9　拉伸型钢绞线锚杆或普通钢筋锚杆，弹性支点刚度系数可按下列公式计算：

$$k_R=\frac{3E_sE_cA_pAb_a}{(3E_cAl_f+E_sA_pl_a)s} \qquad (12.3.9\text{-}1)$$

$$E_c=\frac{E_s A_p+E_m(A-A_p)}{A} \qquad (12.3.9\text{-}2)$$

式中：$E_s$ ——锚杆杆体的弹性模量（kPa）；

$E_c$ ——锚杆的复合弹性模量（kPa）；

$A_p$ 、$A$ ——分别为锚杆杆体、锚杆固结体的截面面积（$m^2$）；

$l_f$ ——锚杆的自由段长度（m）；

$l_a$ ——锚杆的锚固段长度（m）；

$E_m$ ——锚杆固结体的弹性模量（kPa）。

当锚杆腰梁或冠梁的挠度不可忽略不计时，尚应考虑其挠度对弹性支点刚度系数的影响。

12.3.10　按荷载标准组合计算的变形值不应大于本规范第12.1.6条规定的变形控制值。

12.3.11　桩锚支护的稳定性验算应根据附录S进行，并符合下列规定：

1　安全等级为一级、二级、三级的悬臂式和单层锚杆支护结构，嵌固稳定安全系数$K_e$分别不应小于1.25、1.2、1.15；

2　悬臂桩支护、桩锚支护和双排桩支护结构应采用圆弧滑动条分法进行整体稳定性验算，安全等级为一级、二级、三级的支护结构，整体稳定安全系数$K_s$分别不应小于1.35、1.3、1.25；

3　安全等级为一级、二级、三级的排桩支护结构，坑底抗隆起安全系数$K_b$分别不应小于1.8、1.6、1.4；

4　对于桩锚支护结构，当坑底以下为软土时，以最下层支点为轴心的圆弧滑动稳定安全系数$K_s$，安全等级为一级、二级、三级的支护结构，分别不应小于2.2、1.9、1.7。

12.3.12　采用悬挂式截水帷幕或坑底以下存在水头高于坑底的承压水含水层时，应按本规范附录R进行地下水渗透稳定性验算。

12.3.13　桩锚支护构件的嵌固深度除应满足本规范附录S的规定外，对悬臂式结构，尚不宜小于0.8$h$；对单支点支护式结构，尚



不宜小于0.3$h$；对多支点支护式结构，尚不宜小于0.2$h$。

12.3.14　混凝土支护桩的正截面和斜截面承载力计算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定；型钢、钢管支护桩的受弯、受剪承载力计算应符合《现行国家标准钢结构设计规范》GB 50017的有关规定。

12.3.15　排桩设计应符合下列要求：

1　排桩的桩型与成桩工艺应根据桩所穿过土层的性质、地下水条件及基坑周边环境要求等选择混凝土灌注桩、型钢桩、钢管桩、钢板桩、型钢水泥土搅拌桩等桩型；当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；

2　采用混凝土灌注桩时，对悬臂式排桩，支护桩的桩径宜大于或等于600mm；对锚拉式排桩，支护桩的桩径宜大于或等于400mm；排桩的中心距不宜大于桩直径的2.0倍，最大净间距不宜大于900mm，桩身可沿周边均匀配筋或按受拉区和受压区周边配筋；

3　支护桩顶部应设置混凝土冠梁。冠梁的宽度不宜小于桩径，高度不宜小于桩径的0.6倍。冠梁钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010对梁的构造配筋要求。冠梁用作锚杆的传力构件时，尚应按受力构件进行截面设计；

4　排桩的桩间土应采取防护措施。桩间土防护措施宜采用内置钢筋网或钢丝网的喷射混凝土面层。喷射混凝土面层的厚度不宜小于50mm，混凝土强度等级不宜低于C20，混凝土面层内配置的钢筋网的纵横向间距不宜大于200mm。钢筋网或钢丝网宜采用横向拉筋与两侧桩体连接，拉筋直径不宜小于12mm，拉筋锚固在桩内的长度不宜小于100mm。钢筋网宜采用桩间土内打入直径不小于12mm的钢筋钉固定，钢筋钉打入桩间土中的长度不宜小于排桩净间距的1.5倍且不应小于500mm。若基坑底面以上无含水层且

土质较好，或者桩间设置止水帷幕的情况下可不做桩间土护面；

5　采用挖孔桩且其成孔需要降水或孔内抽水时，应进行周边的地层（面）沉降分析；当不能满足周边建筑物和地下管线的沉降要求时，应采取相应的截水措施。

6　型钢、钢管、钢板支护桩的受弯、受剪承载力应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的有关规定进行计算。

12.3.16　采用混凝土灌注桩时，支护桩的桩身混凝土强度等级、钢筋配置和混凝土保护层厚度应符合下列规定：

1　桩身混凝土强度等级不宜低于C25；

2　支护桩的纵向受力钢筋宜选用HRB500、HRB400、HRB335级钢筋，单桩的纵向受力钢筋不宜少于8根，净间距不应小于60mm；支护桩顶部设置钢筋混凝土构造冠梁时，纵向钢筋锚入冠梁的长度宜取冠梁厚度；冠梁按结构受力构件设置时，桩身纵向受力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》GB 50010对钢筋锚固的有关规定；当不能满足锚固长度的要求时，其钢筋末端可采取机械锚固措施；

3　箍筋可采用螺旋式箍筋，箍筋直径不应小于纵向受力钢筋最大直径的1/4，且不应小于6mm；箍筋间距宜取100mm～200mm，且不应大于400mm及桩的直径；

4　沿桩身配置的加强箍筋应满足钢筋笼起吊安装要求，宜采用HRB335级钢筋，其间距宜取1000mm～2000mm；

5　纵向受力钢筋的保护层厚度不应小于35mm；采用水下灌注混凝土工艺时，不应小于50mm；

6　当采用沿截面周边非均匀配置纵向钢筋时，受压区的纵向钢筋根数不应少于5根；当施工方法不能保证钢筋的方向时，不应采用沿截面周边非均匀配置纵向钢筋的形式；

7　当沿桩身分段配置纵向受力主筋时，纵向受力钢筋的搭接应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的相关规定。



12.3.17　采用降水的基坑，在有可能出现渗水的部位应设置泄水管，泄水管应采取防止土颗粒流失的反滤措施。

12.3.18　排桩采用素混凝土桩与钢筋混凝土桩间隔布置的钻孔咬合桩形式时，支护桩的桩径可取800mm～1500mm，相邻桩咬合不宜小于200mm。素混凝土桩应采用强度等级不小于C15的超缓凝混凝土，其初凝时间宜控制在（40～70）h之间，坍落度宜取12mm～14mm。

## 12.4　双排桩设计

12.4.1　双排桩结构可采用图12.4.1-1所示的平面钢架结构模型进行计算。

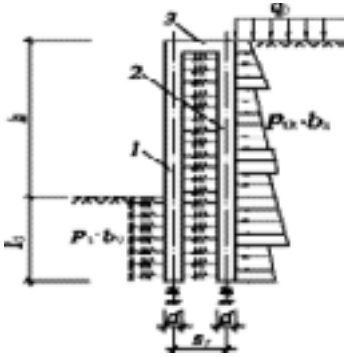


图12.4.1-1　双排桩计算
1－前排桩；2－后排桩；
3－排桩对称中心线；

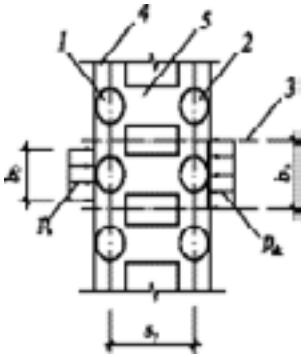


图12.4.1-2　双排桩桩顶连梁布置
1－前排桩；2－后排桩；3－排桩对称中心线；4-桩顶冠梁；5-钢架梁

12.4.2　采用图12.4.1-1的结构模型时，作用在后排桩上的主动土压力应按本规范第12.2.2条～第12.2.4条的规定计算，前排桩嵌固段上的土反力应按本规范第12.3.4条确定。前、后排桩的桩间土体对桩侧的压力可按下式计算：

$$p_s' = k_c \Delta v + p_{s0}' \qquad (12.4.2)$$

式中：$p_s'$ ——前、后排桩间土体对桩侧的压力（kPa）；可按作用在前、后排桩上的压力相等考虑；

$k_c$ ——桩间土的水平刚度系数（kN/m$^3$）；按本规范第12.4.3条确定；

$\Delta v$ ——前、后排桩水平位移的差值（m），当其相对位移减小时为正值；当其相对位移增加时，取$\Delta v$ =0；

$p_{s0}'$ ——前、后排桩间土体对桩侧的初始压力（kPa），按本规范第12.4.4条计算。

12.4.3　桩间土的水平刚度系数可按下式计算：

$$k_c=\frac{E_s}{s_y-d} \qquad (12.4.3)$$

$E_s$ ——计算深度处，前、后排桩间土体的压缩模量（kPa）；当为成层土时，应按计算点的深度取相应土层的压缩模量；

$s_y$ ——双排桩的排距（m）；

$d$ ——桩的直径（m）。

12.4.4　前、后排桩间土体对桩侧的初始压力可按下式计算：

$$p_{s0}=(\alpha-\alpha^2)p_{ak} \qquad (12.4.4\text{-}1)$$

$$\alpha=\frac{s_y-d}{h\tan(45^\circ-\frac{\varphi_m}{2})} \qquad (12.4.4\text{-}2)$$

式中：$\alpha$ ——计算系数，当计算的$\alpha$大于1时，取$\alpha$＝1；

$p_{ak}$ ——支护结构外侧，第$i$层土中计算点的主动土压力强度标准值（kPa），按本规范第12.2.2条的规定计算；

$h$ ——基坑深度（m）；

$\varphi_m$ ——基坑底面以上各土层按土层厚度加权的内摩擦角平均值（°）；

12.4.5　双排桩结构的嵌固稳定性应符合下式要求（图12.4.5）：

$$\frac{E_{pk}z_p+Gz_G}{E_{ak}z_a}\geqslant K_{em} \qquad (12.4.5)$$

式中：$K_{em}$ ——嵌固稳定安全系数；安全等级为一级、二级、三级



的支护式结构，$K_{em}$分别不应小于1.25、1.2、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挡土构件底端的距离（m）；

G ——双排桩、桩顶连梁和桩间土的自重之和（kN）；

$z_G$ ——双排桩、钢架梁和桩间土的重心至前排桩边缘的水平距离（m）。

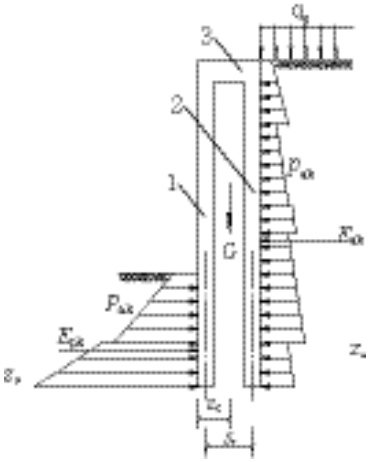



图12.4.5 双排桩抗倾覆稳定性验算
1－前排桩；2－后排桩；3－钢架梁

12.4.6　双排桩排距宜取2$d$～5$d$。钢架梁的宽度不应小于1.0$d$，高度不宜小于0.8$d$，钢架梁高度与双排桩排距的比值宜取1/6～1/3。

12.4.7　双排桩结构的嵌固深度，对淤泥质土，不宜小于1.0$h$；对淤泥，不宜小于1.2$h$；对一般黏性土、粉土、砂土，不宜小于0.6$h$。前排桩桩端宜处于桩端阻力较高的土层。采用泥浆护壁灌注桩时，施工时的孔底沉渣厚度不应大于50mm，或应采用桩底后注浆加固沉渣。

12.4.8　双排桩应按偏心受压、偏心受拉构件进行截面承载力计

算，刚架梁应根据其跨高比按普通受弯构件或深受弯构件进行截面承载力计算。双排桩结构的截面承载力和构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。

12.4.9　双排桩与刚架梁节点处，桩与刚架梁受拉钢筋的搭接长度不应小于受拉钢筋锚固长度1.5倍。其节点构造尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010对框架顶层端节点的有关规定。

## 12.5　锚杆设计

12.5.1　锚杆的应用应符合下列规定：

1　锚杆的杆体材料宜采用钢绞线，锚杆承载力不高时可采用钢筋；当锚杆承载力高，单一拉力型锚杆难以达到要求时，可采用荷载分散型锚杆；当环境保护要求，不允许在建筑红线外滞留锚杆杆体时，应采用可拆芯式锚杆；

2　锚杆锚固段不宜设置在强度低、蠕变性强的泥炭、泥炭质土、淤泥、淤泥质土及松散填土层，以及钻孔注浆引发较大土体沉降的土层中；

3　在易塌孔的粉土、砂土、碎石土和高水头的土层中宜采用套管钻进成孔工艺或自钻式锚杆；

4　锚杆注浆应明确注浆工艺，当采用二次压力注浆时，应规定二次压力注浆的参数和控制标准；

5　土层锚杆的锚固段长度不宜超过16m；锚固段应与周围建筑物地基基础和地下结构保持足够的安全距离。

12.5.2　锚杆的极限抗拔承载力标准值应符合下式要求：

$$\frac{R_k}{N_k} \geqslant K_t \qquad (12.5.2)$$

式中：$R_k$ ——锚杆极限抗拔承载力标准值（kN），按本规范第12.5.3条的规定确定；



$N_k$ ——锚杆轴向拉力标准值（kN），按本规范第12.5.4条的规定计算；

$K_t$ ——锚杆抗拔安全系数。安全等级为一级、二级、三级的支护结构，分别不应小于1.8、1.6、1.4。

12.5.3　锚杆极限抗拔承载力标准值应通过锚杆的基本试验确定，也可按下式进行估算后通过基本试验验证确定，锚杆的基本试验应符合本规范附录N的规定。

$$R_k = \pi d \sum q_{sk,i} l_i \qquad (12.5.3)$$

式中：$d$ ——锚杆的锚固体直径（m）；

$q_{sk,i}$ ——锚固体与第$i$土层的极限黏结强度标准值（kPa），应根据工程经验结合表12.5.3取值；

$l_i$ ——锚杆的锚固段在第$i$土层中的长度（m）；锚固段长度为锚杆在理论直线滑动面以外的长度。

表12.5.3　锚杆的极限黏结强度标准值$q_{sk}$

| 土的名称 | 土的状态或密实度 | $q_{sk}$（kPa） | |
|---|---|---|---|
| | | 一次常压注浆 | 二次压力注浆 |
| 填土 | | 16～30 | 30～45 |
| 淤泥质土 | | 16～20 | 20～30 |
| 黏性土 | $I_L>1$ | 18～30 | 25～45 |
| | $0.75<I_L\leqslant 1$ | 30～40 | 45～60 |
| | $0.50<I_L\leqslant 0.75$ | 40～53 | 60～70 |
| | $0.25<I_L\leqslant 0.50$ | 53～65 | 70～85 |
| | $0<I_L\leqslant 0.25$ | 65～73 | 85～100 |
| | $I_L\leqslant 0$ | 73～90 | 100～130 |
| 粉土 | $e>0.90$ | 22～44 | 40～60 |
| | $0.75\leqslant e\leqslant 0.90$ | 44～64 | 60～90 |
| | $e<0.75$ | 64～100 | 80～130 |
| 粉细砂 | 稍密 | 22～42 | 40～70 |
| | 中密 | 42～63 | 75～110 |
| | 密实 | 63～85 | 90～130 |

续 表 12.5.3

| 土的名称 | 土的状态或密实度 | $q_{sk}$（kPa） | |
|---|---|---|---|
| | | 一次常压注浆 | 二次压力注浆 |
| 中砂 | 稍密 | 54～74 | 70～100 |
| | 中密 | 74～90 | 100～130 |
| | 密实 | 90～120 | 130～170 |
| 粗砂 | 稍密 | 80～130 | 100～140 |
| | 中密 | 130～170 | 170～220 |
| | 密实 | 170～220 | 220～250 |
| 砾砂 | 中密、密实 | 190～260 | 240～290 |
| 风化岩 | 全风化 | 80～100 | 120～150 |
| | 强风化 | 150～200 | 200～260 |

注：1 采用泥浆护壁成孔工艺时，应按表取低值后再根据具体情况适当折减；
2 采用套管护壁成孔工艺时，可取表中的高值；
3 采用扩孔工艺时，可在表中数值基础上适当提高；
4 采用分段劈裂二次压力注浆工艺时，可在表中二次压力注浆数值基础上适当提高；
5 当砂土中的细粒含量超过总质量的30%时，按表取值后应乘以0.75的系数；
6 对有机质含量为5%～10%的有机质土，应按表取值后适当折减；
7 当锚杆锚固段长度大于16m时，应对表中数值适当折减。

12.5.4 锚杆的轴向拉力标准值应按下式计算：

$$N_k=\frac{F_h s}{b_a\cos\alpha} \qquad (12.5.4)$$

式中：$N_k$ ——锚杆轴向拉力标准值（kN）；

$F_h$ ——挡土构件计算宽度内的弹性支点水平反力（kN）；

$s$ ——锚杆水平间距（m）；

$b_a$ ——挡土结构计算宽度（m）；

$\alpha$ ——锚杆倾角（°）。

12.5.5 锚杆的自由段长度应按下式确定，且不应小于5.0m（图12.5.5）：

$$l_f\geqslant\frac{(a_1+a_2-d\tan\alpha)\sin(45°-\frac{\varphi_m}{2})}{\sin(45°+\frac{\varphi_m}{2}+\alpha)}+\frac{d}{\cos\alpha}+1.5 \qquad (12.5.5)$$



式中：$l_f$ ——锚杆自由段长度（m）；

$\alpha$ ——锚杆的倾角（°）；

$a_1$ ——锚杆的锚头中点至基坑底面的距离（m）；

$a_2$ ——基坑底面至基坑外侧主动土压力强度与基坑内侧被动土压力强度等值点0的距离（m）；对多层土地层，当存在多个等值点时应按其中最深的等值点计算；

$d$ ——挡土构件的水平尺寸（m）；

$\varphi_m$ ——0点以上各土层按厚度加权的内摩擦角平均值（°）。

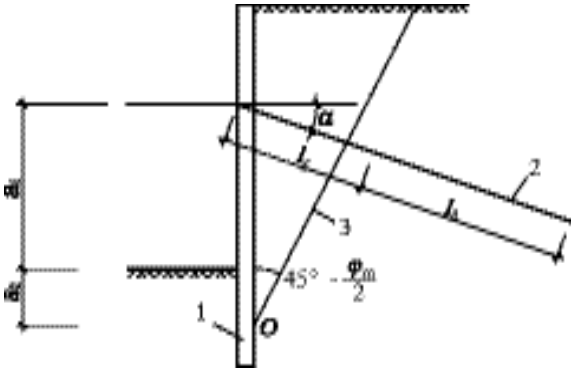



图12.5.5 锚杆自由段长度计算简图
1—挡土构件；2—锚杆；3—理论直线滑动面

12.5.6 锚杆杆体的受拉承载力应按下式验算：

$$N\leqslant f_{py}A_p \qquad (12.5.6)$$

式中：$N$ ——锚杆轴向拉力设计值（kN），按本规范第3.2.14条的有关规定计算；

$f_{py}$ ——预应力钢筋抗拉强度设计值（kPa），当锚杆杆体采用普通钢筋时，取普通钢筋强度设计值（$f_y$）；

$A_p$ ——预应力钢筋的截面面积（$m^2$）。

12.5.7 锚杆锁定值应根据位移的控制要求确定，宜取锚杆轴向拉力标准值的（0.75～0.90）倍。

12.5.8 锚杆腰梁可采用型钢组合梁或混凝土梁，并应按受弯构

件设计。锚杆腰梁的设计应符合下列要求：

1　锚杆腰梁应按连续梁或简支梁计算。计算腰梁内力时，腰梁的荷载应取结构分析时得出的支点力设计值；

2　锚杆腰梁的正截面、斜截面承载力，对混凝土腰梁应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定，对型钢组合腰梁应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的规定；

3　采用型钢组合腰梁时，腰梁应满足在锚杆集中荷载作用下的局部受压稳定与受扭稳定的构造要求；

4　混凝土腰梁宜采用斜面与锚杆垂直的梯形截面，混凝土强度不宜低于C25。

12.5.9　锚杆的布置应符合下列规定：

1　锚杆的水平间距不宜小于1.5m，竖向间距不宜小于2.0m；当锚杆的间距小于1.5m时，应根据群锚效应对锚杆抗拔承载力进行折减或相邻锚杆取不同的倾角；

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°～25°，锚杆的锚固段宜设置在强度较高的土层内；

4　当锚杆上方存在天然地基的建筑物或地下构筑物时，宜避开易塌孔、变形的地层或采取可靠的施工措施。

12.5.10　锚杆的构造应符合下列规定：

1　锚杆成孔直径宜取120mm～180mm；

2　锚杆杆体在自由段应设置隔离套管；

3　土层中的锚杆锚固段长度不宜小于6m；

4　锚杆杆体的外露长度应满足腰梁、台座尺寸及张拉锁定的要求；

5　锚杆杆体用钢绞线应符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224的有关规定；

6　应沿锚杆杆体全长设置定位支架，对自由段宜取



1.5m～2.0m，对锚固段宜取1.0m～1.5m，定位支架应能使各根钢绞线相互分离；

7　钢绞线用锚具应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370的规定；

8　锚杆注浆应采用水泥浆或水泥砂浆，注浆固结体强度不宜低于20MPa。

12.5.11　锚杆设计应对锚杆的成孔工艺、注浆材料、注浆工艺、锚杆的张拉和锁定等提出明确要求。

## 12.6　土钉墙设计

12.6.1　土钉墙的设计可根据工程经验，采用工程类比法初步确定方案选型和设计基本参数。

12.6.2　土钉墙设计应按基坑开挖的各工况进行整体滑动稳定性验算，可按附录T进行，对于安全等级为一级、二级、三级的土钉墙，圆弧滑动稳定安全系数分别不应小于1.35、1.3、1.25。

12.6.3　采用水泥土复合土钉墙时，应按本规范附录R的规定进行地下水渗透稳定性验算。

12.6.4　土钉承载力的计算应符合下列要求：

1　单根土钉的极限抗拔承载力可按下式计算：

$$\frac{R_{k,j}}{N_{k,j}} \geqslant K_t \qquad (12.6.4\text{-}1)$$

式中：$R_{k,j}$——第$j$层土钉的极限抗拔承载力标准值（kN）；

$N_{k,j}$——第$j$层土钉的轴向拉力标准值（kN）；

$K_t$——土钉抗拔安全系数；安全等级一级、二级、三级的土钉墙，$K_t$分别不应小于1.8、1.6、1.4。

2　单根土钉的极限抗拔承载力应按下列规定确定：

1）对安全等级为一级的基坑，单根土钉的极限抗拔承载力

标准值应通过抗拔试验确定；

2）对安全等级为二级的基坑，单根土钉的极限抗拔承载力标准值可按下式估算（图12.6.4），但应通过土钉抗拔试验进行验证：

$$R_{k,j}=\pi d_j \sum q_{sk,i} l_i \qquad (12.6.4\text{-}2)$$

式中：$d_j$ ——第$j$层土钉的锚固体直径（m）；对成孔注浆土钉按成孔直径计算,对打入钢管土钉按钢管直径计算；

$q_{sk,i}$ ——第$j$层土钉与第$i$层土的极限黏结强度标准值（kPa），可根据工程经验并结合表12.6.4取值；

$l_i$ ——第$j$层土钉在滑动面外第$i$土层中的长度（m），计算单根土钉极限抗拔承载力时，直线滑动面与水平面的夹角取 $\frac{\beta+\varphi_m}{2}$。

3）对安全等级为三级的土钉墙，可按公式（12.6.4-2）确定单根土钉的极限抗拔承载力。

**表12.6.4　土钉的极限黏结强度标准值**

| 土的名称 | 土的状态 | $q_{sik}$（kPa） | |
|---|---|---|---|
| | | 成孔注浆土钉 | 打入钢管土钉 |
| 素填土 | | 15～30 | 20～35 |
| 淤泥质土 | | 10～20 | 15～25 |
| 黏性土 | $0.75<I_L\leqslant 1$ | 20～30 | 20～40 |
| | $0.25<I_L\leqslant 0.75$ | 30～45 | 40～55 |
| | $0<I_L\leqslant 0.25$ | 45～60 | 55～70 |
| | $I_L\leqslant 0$ | 60～70 | 70～80 |
| 粉土 | | 40～80 | 50～90 |
| 砂土 | 松散 | 35～50 | 50～65 |
| | 稍密 | 50～65 | 65～80 |
| | 中密 | 65～80 | 80～100 |
| | 密实 | 80～100 | 100～120 |



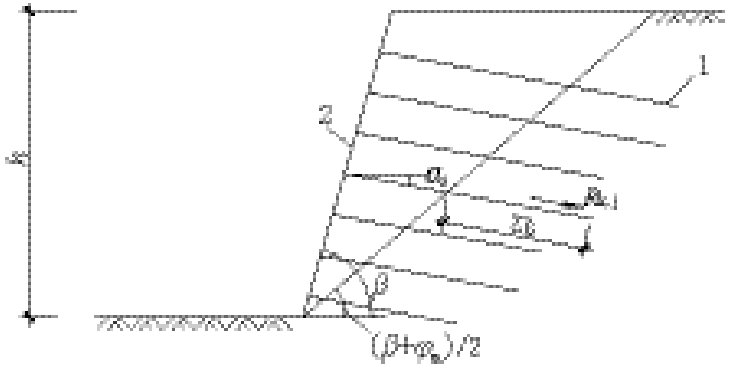



图12.6.4 土钉抗拔承载力计算
1－土钉；2－喷射混凝土面层；

3　单根土钉轴向拉力标准值可按下式计算：

$$N_{k,j}=\frac{1}{\cos\alpha_j}\zeta\eta_j p_{ak,j} s_{x,j} s_{z,j} \qquad (12.6.4\text{-}3)$$

式中：$N_{k,j}$ ——第$j$层土钉的轴向拉力标准值（kN）；

$\alpha_j$ ——第$j$层土钉的倾角（°）；

$\zeta$ ——坡面倾斜时的主动土压力折减系数，可按本规范公式（12.6.4-4）计算；

$\eta_j$ ——第$j$层土钉轴向拉力调整系数，可按本规范公式（12.6.4-5）计算；

$p_{ak,j}$ ——第$j$层土钉处的主动土压力强度标准值（kPa），可按本规范第12.2.2条确定；

$s_{x,j}$ ——土钉的水平间距（m）；

$s_{z,j}$ ——土钉的垂直间距（m）。

4　坡面倾斜时的主动土压力折减系数可按下式计算：

$$\zeta=\tan\frac{\beta-\varphi_m}{2}\left[\frac{1}{\tan\frac{\beta+\varphi_m}{2}}-\frac{1}{\tan\beta}\right]/\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_m}{2}\right) \qquad (12.6.4\text{-}4)$$

式中：$\zeta$——坡面倾斜时的主动土压力折减系数；

$\beta$——土钉墙坡面与水平面的夹角（°）；

$\varphi_m$——基坑底面以上各土层按土层厚度加权的内摩擦角平均值（°）。

5　土钉轴向拉力调整系数可按下列公式计算：

$$\eta_j=\eta_a-(\eta_a-\eta_b)\frac{z_j}{h} \qquad (12.6.4\text{-}5)$$

$$\eta_a=\frac{\sum(h-\eta_b z_j)\triangle E_{aj}}{\sum(h-z_j)\triangle E_{aj}} \qquad (12.6.4\text{-}6)$$

式中：$z_j$——第$j$层土钉至基坑顶面的垂直距离（m）；

$h$——基坑深度（m）；

$\Delta E_{aj}$——作用在以$s_{x,j}$、$s_{z,j}$为边长的面积内的主动土压力标准值（kN）；

$\eta_a$——计算系数；

$\eta_b$——经验系数，可取0.6～1.0。

6　土钉杆体的受拉承载力应符合下列规定：

$$N_j \leqslant f_y A_s \qquad (12.6.4\text{-}7)$$

式中：$N_j$——第$j$层土钉的轴向拉力设计值(kN),等于$1.25\gamma_0 N_{k,j}$；

$f_y$——土钉杆体的抗拉强度设计值（kPa）；

$A_s$——土钉杆体的截面面积（$m^2$）。

12.6.5　土钉墙、预应力锚杆复合土钉墙的坡比不宜大于1：0.2；当基坑较深、土的抗剪强度较低时，宜取较小坡比。对砂土、碎石土、松散填土，确定土钉墙坡度时应考虑坡面的局部自稳能力。

12.6.6　土钉水平间距和竖向间距宜为1.0m～2.0m，当基坑较深、土的抗剪强度较低时，土钉间距应取小值。土钉倾角宜为5°～20°。

12.6.7　成孔注浆型钢筋土钉的构造应符合下列要求：

1　成孔直径宜取70mm～120mm；



2　土钉钢筋宜选用HRB400、HRB500钢筋，钢筋直径宜取16mm～32mm；

3　应沿土钉全长设置对中定位支架，其间距宜取1.5m～2.5m，土钉钢筋保护层厚度不小于20mm；

4　土钉孔注浆材料可采用水泥浆或水泥砂浆，其强度不应低于C20；

12.6.8　土钉墙高度不大于12m时，喷射混凝土面层的构造应符合下列要求：

1　喷射混凝土面层的厚度宜取80mm～100mm；

2　喷射混凝土设计强度等级不宜低于C20；

3　喷射混凝土面层应布置钢筋网和通长的加强钢筋，钢筋网宜采用HPB300级钢筋，钢筋直径宜取6mm～10mm，钢筋间距宜取150mm～250mm；钢筋网间的搭接长度应大于300mm；加强钢筋的直径宜取14mm～20mm；当充分利用土钉杆体的抗拉强度时，加强钢筋的截面面积不应小于土钉杆体截面面积的1/2；

4　土钉与加强筋应采用焊接连接，其连接应满足土钉拉力的要求；当土钉拉力作用下的喷射混凝土面层的局部抗冲切承载力不足时，应采用设置承压钢板等加强措施。

12.6.9　当土钉墙后存在滞水时，应在含水层部位的墙面设置泄水孔或采取其他疏水措施。

12.6.10　采用预应力锚杆复合土钉墙时，预应力锚杆应符合下列要求：

1　宜采用钢绞线锚杆；

2　用于减小地面变形时，锚杆宜布置在土钉墙的较上部位；用于增强面层抵抗土压力的作用时，锚杆应布置在土压力较大及土层较软弱的部位；

3　锚杆的拉力设计值不应大于土钉墙墙面的局部受压承载力；

4　预应力锚杆应设置自由段，自由段长度应超过土钉墙坡体的潜在滑动面；

5　锚杆和喷射混凝土面层之间应设置腰梁连接，腰梁可采用槽钢腰梁或混凝土腰梁，腰梁与喷射混凝土面层之间应紧密接触，腰梁规格应根据锚杆拉力设计值确定；

6　复合土钉墙锚杆的预应力值宜取锚杆轴向拉力标准值的（0.2～0.5）倍；

7　锚杆的构造尚应满足本规范第12.5节的有关规定。

12.6.11　采用微型桩垂直复合土钉墙时，微型桩应符合下列要求：

1　应根据微型桩施工工艺对土层特性和基坑周边环境条件的适用性选用微型钢管桩、型钢桩或灌注桩等桩型；

2　采用微型桩时，宜同时采用预应力锚杆；

3　微型桩的直径、规格应根据对复合墙面的强度要求确定。采用成孔后插入微型钢管桩、型钢桩的工艺时，成孔直径宜取130mm～300mm；对钢管，其直径宜取48mm～250mm；对工字钢，其型号宜取I10～I22，孔内应灌注水泥浆或水泥砂浆并充填密实；采用微型混凝土灌注桩时，其直径宜取200mm～300mm；

4　微型桩的间距应满足土钉墙施工时桩间土的稳定性要求；

5　微型桩伸入坑底的长度宜大于桩径的5倍，且不应小于1.0m；

6　微型桩应与喷射混凝土面层贴合。

12.6.12　采用水泥土桩复合土钉墙时，水泥土桩应符合下列要求：

1　应根据水泥土桩施工工艺对土层特性和基坑周边环境条件的适用性选用搅拌桩、旋喷桩等桩型；

2　水泥土桩伸入坑底的长度宜大于桩径的2倍，且不应小于1.0m；

3　水泥土桩应与喷射混凝土面层贴合；

4　桩身28d无侧限抗压强度不宜小于0.8MPa；

5　水泥土桩兼做截水帷幕时，应符合本规范第12.8节的有关规定。



## 12.7　重力式水泥土墙设计

12.7.1　重力式水泥土墙的设计应进行滑移稳定性验算、倾覆稳定性验算、整体滑动稳定性验算、坑底隆起稳定性验算、地下水渗透稳定性验算和墙体正截面承载力验算。

12.7.2　重力式水泥土墙的抗滑移稳定性应符合下式规定（图12.7.2）：

$$\frac{E_{pk}+(G-u_m B)\tan\varphi+cB}{E_{ak}} \geqslant 1.2 \qquad (12.7.2)$$

式中：$G$——水泥土墙的自重（kN/m）；

$E_{ak}$、$E_{pk}$——作用在水泥土墙上的主、被动土压力标准值（kN/m）；

$u_m$——水泥土墙底面上的水压力（kPa）；水泥土墙底面在地下水位以下时，可取$u_m=\gamma_w(h_{wa}+h_{wp})$，在地下水位以上时，取$u_m=0$；

$h_{wa}$——基坑外侧水泥土墙底处的水头高度（m）；

$h_{wp}$——基坑内侧水泥土墙底处的水头高度（m）；

$c$、$\varphi$——水泥土墙底面下土层的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°），按本规范第12.1.7条的规定确定；

$B$——水泥土墙的底面宽度（m）。

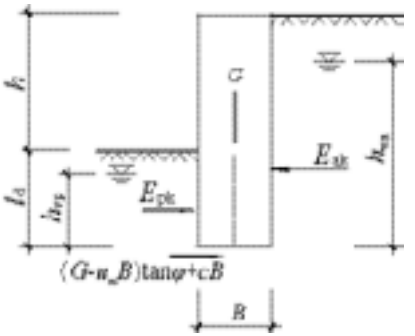



图12.7.2 滑移稳定性验算简图

12.7.3　重力式水泥土墙的抗倾覆稳定性应符合下式的规定（图12.7.3）：

$$\frac{E_{pk}a_p+(G-u_mB)+a_G}{E_{ak}a_a}\geqslant 1.3 \qquad (12.7.3)$$

式中：$\alpha_p$ ——水泥土墙内侧被动土压力合力作用点至墙趾的竖向距离（m）；

$\alpha_G$ ——水泥土墙自重与墙底水压力合力作用点至墙趾的水平距离（m）；

$\alpha_a$ ——水泥土墙外侧主动土压力合力作用点至墙趾的竖向距离（m）。

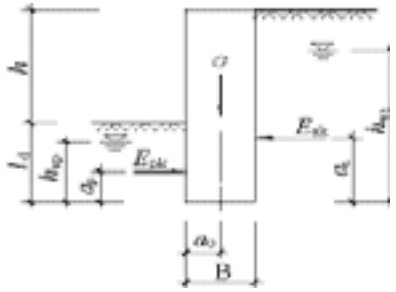


图12.7.3 倾覆稳定性计算简图

12.7.4　重力式水泥土墙应按圆弧滑动条分法验算整体滑动稳定性，其稳定性应符合下式的规定（图12.7.4）：

$$\min\{K_{s,1},K_{s,2}\cdots,K_{s,i},\cdots\}\geqslant 1.3 \qquad (12.7.4\text{-}1)$$

$$K_{s,i}=\frac{\sum\{c_jl_j+[(q_jb_j+\triangle G_j)\cos\theta_j-u_jl_j]\tan\varphi_j\}}{\sum(q_jb_j+\triangle G_j)\sin\theta_j} \qquad (12.7.4\text{-}2)$$

式中：$K_{s,i}$——第$i$个圆弧滑动体的抗滑力矩与滑动力矩的比值；抗滑力矩与滑动力矩之比的最小值通过搜索不同圆心及半径的所有潜在滑动圆弧确定；

$c_j$、$\varphi_j$ ——第$j$土条滑弧面处土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

$b_j$ ——第$j$土条的宽度（m）；



$\theta_j$ ——第$j$土条滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角（°）；

$l_j$ ——第$j$土条的滑弧长度（m），取$l_j=b_j/\cos\theta_j$；

$q_j$ ——第$j$土条上的附加分布荷载标准值（kPa）；

$\Delta G_j$ ——第$j$土条的自重（kN），按天然重度计算；分条时，水泥土墙可按土体考虑；

$u_j$ ——第$j$土条滑弧面上的孔隙水压力（kPa）；对地下水位以下的砂土、碎石土、砂质粉土，当地下水是静止的或渗流水力梯度可忽略不计时，在基坑外侧，可取$u_j=\gamma_w h_{wa,j}$，在基坑内侧，可取$u_j=\gamma_w h_{wp,j}$；滑弧面在

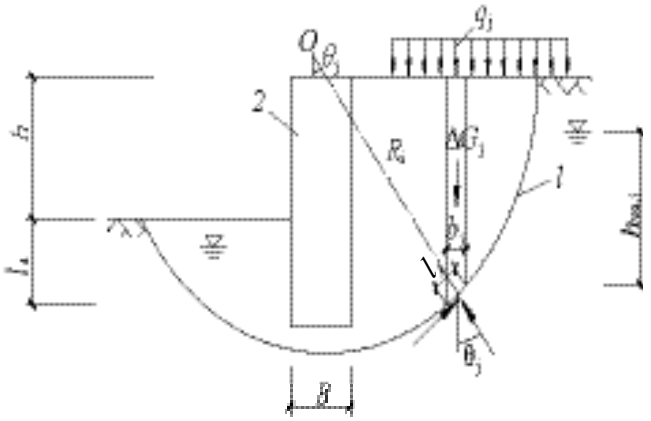


图12.7.4 整体滑动稳定性验算简图
1—滑动面；2—水泥土墙

地下水位以上或对地下水位以下的黏性土，取$u_j$=0；

$\gamma_w$ ——地下水重度（kN/m$^3$）；

$h_{wa,j}$ ——基坑外侧第$j$土条滑弧面中点的压力水头（m）；

$h_{wp,j}$ ——基坑内侧第$j$土条滑弧面中点的压力水头（m）。

12.7.5　重力式水泥土墙的嵌固深度应满足坑底隆起稳定性要求。抗底隆起稳定性验算可按本规范附录S第S.0.3条进行，公式(S.0.3-1)中$\gamma_{m1}$为基坑外墙底面以上土的重度，$\gamma_{m2}$为基坑内墙底面以上土的重度，$l_d$为桩的嵌固深度，$c$、$\varphi$为墙底面以下土的黏

聚力、内摩擦角。当重力式水泥土墙底面以下有软弱下卧层时，墙底面土的抗隆起稳定性验算尚应包括软弱下卧层，$\gamma_{m1}$、$\gamma_{m2}$应取软弱下卧层顶面以上土的重度，$l_d$应取基坑底面至软弱下卧层顶面的土层厚度。

12.7.6　墙体正截面承载力计算

1　重力式水泥土墙的正截面应力验算应包括以下部位：

1）基坑面以下主动、被动土压力强度相等处；

2）基坑底面处；

3）水泥土墙的截面突变处；

4）水泥土强度较低处。

2　重力式水泥土墙墙体的正截面应力应符合下列公式的规定：

1）拉应力：

$$\frac{6M_i}{B^2}-\gamma_{cs}z\leqslant 0.15f_{cs} \qquad (12.7.6\text{-}1)$$

2）压应力：

$$1.25\gamma_0\gamma_{cs}z+\frac{6M_i}{B^2}\leqslant f_{cs} \qquad (12.7.6\text{-}2)$$

3）剪应力：

$$\frac{E_{aki}-\mu G_i-E_{pki}}{B}\leqslant\frac{1}{6}f_{cs} \qquad (12.7.6\text{-}3)$$

式中：$M_i$——水泥土墙验算截面的弯矩设计值（kN•m/m）；

$B$——验算截面处水泥土墙的宽度（m）；

$\gamma_{cs}$——水泥土墙的重度（kN/m$^3$）；

$z$——验算截面至水泥土墙顶的垂直距离（m）；

$f_{cs}$——水泥土开挖龄期时的轴心抗压强度设计值（kPa），应根据现场试验或工程经验确定；

$E_{aki}$、$E_{pki}$——验算截面以上的主、被动土压力标准值（kN/m）；验算截面在基底以上时，取$E_{pki}=0$；



$G_i$——验算截面以上的墙体自重（kN/m）；

$\mu$——墙体材料的抗剪断系数，取0.4～0.5。

12.7.7　地下水渗透稳定性验算

当地下水位高于基底时，应按本规范附录R进行地下水渗透稳定性验算。

12.7.8　水泥土墙的构造设计应符合下列规定：

1　水泥土墙宜采用水泥土搅拌桩相互搭接形成的格栅状结构形式，也可采用水泥土搅拌桩相互搭接成实体墙的结构形式。采用格栅状结构形式时，水泥土格栅的面积置换率，对淤泥质土，不宜小于0.7；对淤泥，不宜小于0.8；对一般黏性土、砂土，不宜小于0.6。格栅内侧的长宽比不宜大于2；

2　重力式水泥土墙的嵌固深度，对淤泥质土和淤泥，不宜小于1.2倍和1.3倍基坑深度；重力式水泥土墙的宽度，对淤泥质土和淤泥，不宜小于0.7倍和0.8倍基坑深度；

3　水泥土搅拌桩的搭接宽度不宜小于150mm。当水泥土墙兼作截水帷幕时，尚应符合截水设计的要求；

4　水泥土墙体28d无侧限抗压强度不宜小于0.8MPa。当需要增强墙身的抗拉性能时，可在水泥土桩内插入杆筋，同时应适当提高水泥土墙体的无侧限抗压强度。杆筋可采用钢筋、钢管或型钢。杆筋的插入深度宜大于基坑深度。

5　水泥土墙顶面宜设置混凝土连接面板，面板厚度不宜小于150mm，混凝土强度等级不宜低于C15。杆筋应锚入面板内。

## 12.8　地下水控制

12.8.1　地下水控制方法包括截水、降水、集水明排和回灌，可根据工程具体情况单独采用或组合采用。

12.8.2　当降水会对基坑周边建筑物、地下管线、道路等造成危害或对环境造成长期不利影响，或需要保护地下水资源时，应采

用截水方法控制地下水；当基坑周边环境条件允许，水量较小，水位能够降至坑底以下时，可采用降水方法控制地下水。

12.8.3　截水帷幕的设计应符合下列规定：

1　根据工程地质条件、水文地质条件和支护方法，截水帷幕可采用搅拌桩帷幕、高压旋喷帷幕、高压摆喷帷幕、高压旋喷或摆喷与支护桩咬合的组合帷幕；

2　当坑底以下存在埋深较浅，分布连续，具有一定厚度的相对隔水层时，应采用落底式帷幕；当坑底以下含水层厚度大时，可采用悬挂式帷幕；

3　截水帷幕在设计深度范围内应搭接连续，在平面范围内宜封闭。当帷幕沿基坑周边不封闭时，应对地下水沿帷幕两端绕流可能引起的渗流破坏和水位下降可能引起的不利影响进行分析；

4　采用水泥土搅拌桩时，搅拌桩直径宜取500mm～800mm。搅拌桩的搭接宽度对于单排桩取150mm～250mm，对于双排桩取100mm～200mm，帷幕深度大取大值，帷幕深度小取小值。水泥掺入量宜取土天然质量的15%～20%，水泥浆的水灰比宜取0.5～0.7；

5　采用高压旋喷、高压摆喷注浆帷幕时，注浆固结体的有效半径应通过试验或根据工程经验确定。注浆固结体的搭接宽度根据帷幕深度取150mm～350mm，帷幕深度大取大值，帷幕深度小取小值。水泥掺入量宜取土天然质量的25%～40%，水泥浆的水灰比宜取0.9～1.1；

6　截水帷幕应与基坑内降水和基坑外回灌组合使用，保证基坑内水位降深和基坑外水位控制满足要求；

7　截水帷幕的深度应满足坑底突涌稳定性、流土稳定性和管涌稳定性的要求。

12.8.4　降水设计应符合下列要求：

1　降水设计包括降水井的平面布置、降水井深度、降水井的结构、降水井质量验收标准、降水井水位及基坑水位控制标准、水中微细颗粒控制标准、排水管路系统、降水对周围环境影响的评估；

2　基坑内的设计降水水位应低于基坑底面0.5m。当主体结构的电梯井、集水井等部位使基坑局部加深时，应按其深度考虑设计降水水位或对其另行采取局部地下水控制措施。基坑采用截水结合坑外减压降水的地下水控制方法时，尚应规定降水井水位的最大降深值；

3　基坑降水可采用管井、真空井点和喷射井点方法，并宜按表12.8.4的适用条件选用；

**表12.8.4　各种降水方法的适用条件**

| 方　法 | 土类 | 渗透系数（m/d） | 降水深度（m） |
|---|---|---|---|
| 管　井 | 粉土、砂土、碎石土 | 0.1～200.0 | 不限 |
| 真空井点 | 粘性土、粉土、砂土 | 0.005～20.0 | 单级井点＜6<br>多级井点＜20 |
| 喷射井点 | 粘性土、粉土、砂土 | 0.005～20.0 | ＜20 |

4　各降水井井位应沿基坑周边以一定间距形成闭合状。当地下水流速较小时，降水井宜等间距布置；当地下水流速较大时，在地下水补给方向宜适当减小降水井间距。对宽度较小的狭长形基坑，降水井也可在基坑一侧布置；

5　基坑总涌水量、单井出水能力、降水井数量、基坑内任一点水位降深的计算及降水井的构造设计应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120规定。

12.8.5　集水明排设计应符合下列要求：

1　集水明排系统由集水坑和排水沟组成。对坚硬黏性土、密实的碎石土等不易形成流土的地层，排水沟沿基坑内周边布置时，可采用明沟排水；在易于形成流土的地层和基坑内布置排水沟时，应采用盲沟排水；

2　沿基坑内周边布置的排水沟应布置在基础外缘和基坑坡脚之间，距基础外缘和坡脚的净距均不宜小于0.3m；在基坑四角

或每隔30m～40m应设置一个集水井；排水沟深度宜0.3m～0.4m，集水井深度宜0.8m～1.0m；

3　盲沟的填充料和密实度应满足排水和主体结构的要求；

4　排水沟的截面应根据排水量设计，并应符合下式规定：

$$V \geqslant 1.5Q \qquad (12.8.5)$$

式中：$V$——排水沟的设计流量（$m^3/d$）；

$Q$——基坑的涌水量（$m^3/d$）。

12.8.6　降水引起的地层变形量可按下式计算：

$$s=\psi_w \sum_{i=1}^{n} \frac{\triangle \sigma'_{zi} \triangle h_i}{E_{si}} \qquad (12.8.6)$$

式中：$s$——降水引起的地层变形量（m）；

$\psi_w$——沉降计算经验系数，应根据工程经验取值，无工程经验时，宜取$\psi_w=1$；

$\Delta\sigma'_{zi}$——降水引起的地面下第$i$土层中点处的附加有效应力（kPa）；对黏性土，应取降水结束时土的固结度下的附加有效应力；

$\Delta h_i$——第$i$层土的厚度（m）；

$E_{si}$——第$i$层土的压缩模量（kPa）；应取土的自重应力至自重应力与附加有效应力之和的压力段的压缩模量值。确定土的压缩模量时，应考虑土的超固结比对压缩模量的影响。

12.8.7　基坑外土中各点降水引起的附加有效应力宜采用地下水渗流分析方法按稳定渗流计算；当符合非稳定渗流条件时，可按地下水非稳定渗流计算。附加有效应力也可按下列公式计算（图12.8.7）：

1　计算点位于初始地下水位以上时，$\Delta\sigma'_{zi}=0$；

2　计算点位于降水后水位与初始地下水位之间时

$$\Delta\sigma'_{zi}=\gamma_w a_0 \qquad (12.8.7\text{-}1)$$



3　计算点位于降水后水位以下时

$$\Delta\sigma'_{zi}=\gamma_w s_i \qquad (12.8.7\text{-}2)$$

式中：$a_0$——计算点至初始地下水位的垂直距离（m）；

$s_i$——计算点对应的地下水位降深（m）。

$\gamma_w$——水的重度（$kN/m^3$）。

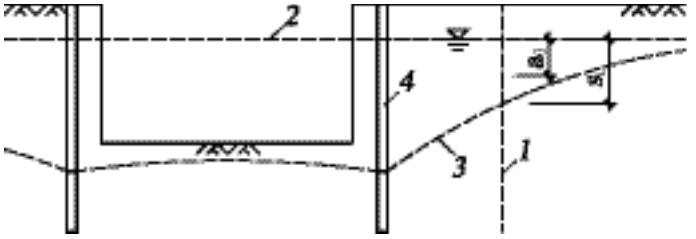



图12.8.7　降水引起的附加有效应力计算

1－计算剖面1；2－初始地下水位；3－降水后的水位；4－降水井

# 13　岩土工程检验和监测

## 13.1　一般规定

13.1.1　岩土工程检验和监测应在工程施工期间进行。对有特殊要求的工程，应根据工程特点，确定必要的项目，在使用期内继续进行。

13.1.2　现场检验和监测的记录、数据和图件，应保持完整，并应按工程要求整理分析。

13.1.3　现场检验和监测资料，应及时向有关部门报送。当监测数据接近危及工程的临界值时，必须加密监测，并及时报告。

13.1.4　在满足本规范各种岩土工程的检测数量，检验结果不满足设计要求时，应分析原因，提出处理措施。对重要的部位，应增加检验数量。

13.1.5　对地下水、不良地质作用和地质灾害的监测应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的有关规定。

13.1.6　岩土工程检测和监测应提供岩土工程检测和监测报告，并应符合下列要求。

1　检测报告应包括下列内容：

1）工程概况；

2）检测主要依据；

3）检测方法与仪器设备型号；

4）检测点分布图；

5）检测数据及分析；

6）检测结论。

2　监测报告应包括下列内容：

1）工程概况；



2）监测主要依据；

3）监测项目和要求；

4）监测仪器的型号、规格和标定资料；

5）测点布置图；

6）监测指标时程曲线图；

7）监测数据整理、分析；

8）监测结果评述。

## 13.2　天然地基检验

13.2.1　基槽开挖后，应检验下列内容：

1　核对基槽的位置、平面尺寸、坑底标高，是否符合勘察、设计文件；

2　核对基槽的岩土体和地下水情况，是否与勘察报告一致；

3　检查是否有洞穴、古墓、古井、暗沟、防空掩体及地下埋设物，并查清其位置、深度、性状；

4　检查基槽底土质是否受到施工的扰动及扰动的范围和深度；

5　冬、雨季施工时应注意检查基坑底的防护措施，检查基坑底土质是否受冻、浸泡和冲刷、干裂等，并查明影响的范围和深度；

6　对土质地基，可采用轻型圆锥动力触探试验或其它机具进行检验。

13.2.2　根据地基土检验结果，提出对勘察成果的修正意见，对设计和施工处理提出建议。

## 13.3　桩基工程检验和检测

13.3.1　桩基工程应通过试钻或试打，检验岩土条件是否与勘察

报告一致。

13.3.2　桩基工程应进行桩位、桩长、桩径、桩身质量和单桩承载力的检验。应根据各种检测方法的适用范围和特点，考虑地质条件、桩型及施工质量可靠性、使用要求等因素，合理选择检测方法，正确判定检测结果。

13.3.3　对预制打入式桩、静力压桩，应对外观质量、桩身混凝土强度、接桩质量、压桩用压力表、打入（静压）深度、停锤标准、静压终止压力值、桩身垂直度、桩顶标高、桩位偏差等检验。

13.3.4　对混凝土灌注桩，应对原材料、混凝土配比及坍落度、试件留置数量及制作养护方法、混凝土抗压强度、钢筋笼、孔底沉渣、桩顶标高、桩位偏差等检验。

13.3.5　人工挖孔桩终孔时，每桩均应进行桩端持力层检验。单柱单桩的大直径嵌岩桩，应视岩性检验桩底下3d或5m深度范围内有无土洞、溶洞、破碎带或软弱夹层等不良地质条件。

13.3.6　桩身质量检验宜采用两种或多种合适的检验方法进行。

1　直径大于800mm的混凝土桩应采用钻孔抽芯法或声波透射法检测。检测桩数不得少于总桩数的10%，且每根柱下承台的抽检桩数不应少于1根。

2　直径或边长小于或等于800mm的桩，可根据桩径和桩长的大小，结合桩的类型和实际可行性采用钻孔抽芯法、声波透射法、可靠的动测法进行检测。钻孔抽芯法、声波透射法检测的桩数不应少于总桩数的10%，低应变法检测的桩数不应少于总桩数的30%。

13.3.7　单桩竖向承载力检验的方法可根据地基基础设计等级和现场条件，结合工程经验确定，并符合下列规定：

1　有下列情况之一的桩基工程，应采用静荷载试验对工程桩单桩竖向承载力进行检测，检测数量可按现行行业标准《建筑基桩检测技术规范》JGJ 106有关规定确定：

1）工程施工前已进行单桩静载试验，但施工过程变更了工艺参数或施工质量出现异常时；

2）施工前工程未按本规范第9.2.3条第1款规定进行单桩静载试验的工程。

2　有下列情况之一的桩基工程，当满足高应变动测法检测适用条件的，可采用高应变动测法对工程桩单桩竖向承载力进行检测：

1）除本条第1款规定条件外的桩基；

2）设计等级为甲、乙级的建筑桩基静载试验检测的辅助检测。

3　大直径嵌岩桩的承载力特征值检验，可根据桩基施工勘察及钻孔抽芯法检验报告提供的嵌岩深度、桩端持力层岩石的单轴抗压强度、桩底沉渣情况和桩身混凝土质量，结合桩端岩基荷载试验和桩侧摩阻力试验进行核验。

13.3.8　对专用抗拔桩和对水平承载力有特殊要求的桩基工程，应进行单桩抗拔静载试验和水平静载试验检测。检验桩数不得少于同条件下总桩数的1%，且不得少于3根。抗拔桩的验收试验应考虑防裂及防腐蚀措施。

13.3.9　对于挤土预制桩和挤土灌注桩，施工过程均应对桩顶和地面土体的竖向和水平位移进行观测；发现异常，应采取复打、复压、引孔、设置排水措施及调整沉桩速率等措施。

## 13.4　地基处理工程检验和检测

13.4.1　复合地基工程应通过试钻或试打，检验岩土条件是否与勘察报告一致。

13.4.2　地基处理工程的验收检验应在分析工程的岩土工程勘察报告、地基基础设计及地基处理设计资料，了解施工工艺和施工中出现的异常情况等的基础上，根据地基处理的目的，确定检测内容，选择检验方法，制定检验方案。当采用一种检验方法的检

测结果具有不确定性时，应采用其他检验方法进行验证。

13.4.3　地基处理验收检测内容宜包括地基承载力、变形参数、复合地基桩基的施工质量。检测方法可选择平板载荷试验，钻探取样和基桩取芯，以及其他原位测试等方法。验收检测的抽检位置应按下列要求综合确定：

1　抽检点宜随机、均匀和有代表性分布；

2　设计人员认为重要的部位；

3　局部岩土特性复杂可能影响施工质量的部位；

4　施工出现异常情况的部位。

复合地基平板载荷试验可用于测定承压板下应力主要影响范围内复合土层的承载力。

13.4.4　地基处理的效果检验应符合下列规定：

1　检验数量应根据场地复杂程度、建筑物的重要性以及地基处理施工技术的可靠性确定，并满足地基处理的评价要求。对于简单场地上的一般建筑物，每个单体工程载荷试验点不宜少于3处；对复杂场地或重要建筑物应增加试验点数；

2　地基处理的均匀性检验深度不应小于设计处理深度；

3　对回填风化岩、山坯土、建筑垃圾等特殊土，应采用波速、超重型动力触探等多种方法综合评价；

4　对遇水软化、崩解的风化岩、膨胀性土等特殊土层，尚应评价由于试验条件与实际条件的差异带来的潜在风险；

5　复合地基除应进行静载荷试验外，尚应进行桩体及桩间土的质量检验；

6　条形基础和独立基础复合地基载荷试验的压板宽度宜按基础宽度确定。

13.4.5　选择地基处理静载荷试验时，应符合下列规定：

1　对复合地基应采用复合地基静载荷试验；当为大型工程及重要建筑时，应采用多桩复合地基荷载试验方法检验；

2　对换填垫层、预压地基、压实地基、强夯地基、注浆地



基应采用现场平板静载荷试验，强夯地基或强夯置换地基载荷试验的压板面积不宜小于2㎡；

3　刚性桩复合地基尚应进行基桩桩身完整性和单桩竖向承载力检测。

4　对强夯置换墩，应根据不同的加固情况，选择单墩静载荷试验或单墩复合地基静载荷试验；当墩间土为饱和粉土时可采用单墩复合地基载荷试验。

13.4.6　预压处理地基应进行原位十字板剪切试验和室内土工试验；

13.4.7　强夯地基应采用动力触探等方法查明施工后土层密度随深度的变化；

13.4.8　对散体桩桩体和桩间土的检测应符合下列规定：

1　柱锤冲扩桩复合地基可采用重型动力触探试验或标准贯入试验对桩和桩间土进行检验；

2　砂石桩复合地基对桩体可采用动力触探试验检验，对桩间土可采用标准贯入试验、静力触探试验、动力触探试验或其他原位测试进行检验；

3　水泥搅拌桩、旋喷桩成桩后可进行轻便触探和标准贯入试验，桩身强度可钻取芯样，分段取芯样做抗压强度试验。

13.4.9　换填垫层的施工质量检验应分层进行。应在每层的压实系数符合设计要求后铺填上层土。

13.4.10　在填土压实的过程中，应分层取样检验土的干密度和含水量。每50㎡～100㎡面积内应有一个检验点，根据检验结果求得的压实系数，不得低于本规范表10.3.5的规定，对碎石土干密度不得低于2.0t/㎥。

压实系数可采用环刀法、灌砂法、灌水法或其他方法检验。

对粉质黏土、灰土、粉煤灰和砂石垫层的质量检验可采用环刀法、贯入仪、静力触探试验、轻型动力触探试验或标准贯入试验检验；对砂石、矿渣垫层可采用重型动力触探试验检验。

13.4.11　土工合成材料垫层应对基底清理、材料铺放方向、材

料的接缝或搭接、材料与结构物的连接、回填料及其压实度、压重和保护层等进行监测。

13.4.12　地基处理监测应符合下列规定：

1　大面积填方、填海等地基处理工程，应对地面沉降进行长期监测，直到沉降达到稳定标准；施工过程中还应对土体位移、孔隙水压力等进行监测；

2　堆载预压工程，在加载过程中应进行竖向变形量、水平位移及孔隙水压力等项目的监测。真空预压应进行膜下真空度、地下水位、地面沉降、深层竖向变形、孔隙水压力等项目的监测。真空预压加固区周边有建筑物时，还应进行深层侧向位移和地表边桩位移监测；

3　注浆加固施工应对水泥用量、注浆压力、注浆流量、注浆孔深、注浆顺序等项目进行监测；

4　对强夯、振冲、夯扩、挤密、注浆等施工可能对周边环境及建筑物产生不良影响时，应对施工过程的振动、水压力、地下管线、建筑物沉降变形进行监测；

5　当周边环境保护要求严格、布桩较密时，对挤土桩，应对打桩过程中造成的土体隆起和位移、邻桩桩顶标高及桩位、孔隙水压力等进行监测；

6　施工过程中需要降水而对周边环境产生影响时，应对地下水位和周边环境进行监测。

13.4.13　处理地基上的建筑物应在施工和使用期间进行沉降观测，直至沉降达到稳定为止。

## 13.5　边坡工程检测与监测

### I　边坡工程检测

13.5.1　边坡支护结构构件及材料的检测应采取随机抽样的方法。



13.5.2　锚杆应进行抗拔承载力检测，检测数量不应少于锚杆总数的5%，且同一岩土层中的锚杆检测数量不应少于3根。

13.5.3　对灌注桩桩身质量的检测应符合本规范第13.3节的要求。对一级边坡桩，当长边尺寸不小于2.0m或桩长超过15m时，应采用声波透射法检验桩身完整性；当对桩身质量有怀疑时，还可采用钻芯法进行复检。

13.5.4　钢筋位置、间距、数量和保护层厚度可采用钢筋探测仪复检，当对钢筋规格有怀疑时可直接凿开检查。

13.5.5　喷射混凝土护壁厚度和强度的检验应符合下列要求：

1　可用凿孔法或钻孔法检测面板护壁厚度，每100m$^2$抽检一组。芯样直径为100mm时，每组不应少于3个点；

2　厚度平均值应大于设计厚度，最小值不应小于设计厚度的80%；

3　混凝土抗压强度的检测和评定应符合现行国家标准《建筑结构检测技术标准》GB/T 50344的有关规定。

13.5.6　重力式挡墙或扶壁式挡墙采用人工地基时，应进行地基承载力检测，基槽每20延米应有1个检测点。

### II　边坡工程监测

13.5.7　边坡工程监测项目可根据其安全等级、地质条件、周边环境、边坡类型、支护结构类型和变形控制要求，按表13.5.7选择。

表13.5.7　边坡工程监测项目表

| 测试项目 | 测点布置位置 | 边坡工程安全等级 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 一级 | 二级 | 三级 |
| 坡顶水平位移和垂直位移 | 支护结构顶部 | 应测 | 应测 | 应测 |

续 表 13.5.7

| 测试项目 | 测点布置位置 | 边坡工程安全等级 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 一级 | 二级 | 三级 |
| 地表裂缝 | 坡顶背后1.0$H$（岩质）～1.5$H$（土质）范围内 | 应测 | 应测 | 选测 |
| 坡顶建筑物、地下管线变形 | 建筑物基础、墙面，管线顶面 | 应测 | 应测 | 选测 |
| 锚杆拉力 | 外锚头或锚杆主筋 | 应测 | 应测 | 可不测 |
| 支护结构变形 | 主要受力杆件 | 应测 | 选测 | 可不测 |
| 支护结构应力 | 应力最大处 | 宜测 | 宜测 | 可不测 |
| 地下水、渗水 | 出水点 | 应测 | 选测 | 可不测 |

注：1 在边坡塌滑区内有重要建筑物，破坏后果严重时，应加强对支护结构的应力监测。

2 $H$为边坡高度。

13.5.8 边坡坡顶位移监测点的间距不宜大于20m，软弱外倾结构面位置应设置位移监测点，当在坡面设置位移监测点时，宜与坡顶监测点在一个断面内。

13.5.9 坡顶建筑物位移监测点的间距宜为10m～20m。

13.5.10 边坡坡顶或邻近建筑物出现裂缝时，应选择典型裂缝进行裂缝长度、宽度、深度和发展方向的监测，每条裂缝不应少于3个观测位置。

13.5.11 应在边坡工程的不同高度处布置支护结构构件的应力监测点，同一高度处的监测点总数不应少于3点。

13.5.12 边坡支护施工阶段监测频率宜（1～2）d一次；竣工后监测周期不少于2年，监测频率可根据边坡稳定情况适当降低。

13.5.13 当出现下列情况之一时，必须立即报警，并对边坡支护结构和周边环境中的保护对象采取应急措施。

1 岩土边坡的外倾结构面有水平位移迹象；

2 支护结构重要构件出现应力骤增或松弛、压屈、断裂、破坏等迹象或出现裂缝并有发展的趋势；

3 边坡坡顶临近建筑物的累积沉降、不均匀沉降或倾斜已接近或大于现行国家或行业标准规定的允许值；

4 坡顶建筑物出现新裂缝、原有裂缝有新发展；

5 坡底部岩土体出现剪切破坏的迹象；

6 根据其他工程经验判断应报警的情况。



## 13.6 基坑工程检测与监测

### Ⅰ 基坑工程检测

13.6.1 基坑工程检测工作内容主要包括：

1 基坑开挖揭露的岩土体及地下水特征与勘察报告的符合性检验；

2 基坑位置、平面尺寸、标高与设计文件的符合性检验；

3 基坑开挖、支护、地下水控制实施与设计文件的符合性检验；

4 基坑支护结构构件及材料的检测。

13.6.2 基坑开挖前应对基坑开挖支护影响范围内的建筑物、地下管线、道路等周边环境进行调查取证。

13.6.3 当发现基坑开挖揭露的地质条件与勘察报告或设计文件不一致或遇到异常情况时，应及时报送相关单位。

13.6.4 基坑支护结构构件及材料的检测应采取随机抽样的方法。

13.6.5 基坑支护结构构件检测内容应包括：

1 钢筋混凝土排桩桩身完整性检测；

2 预应力锚杆抗拔承载力检测；

3 土钉抗拔承载力检测；

4 土钉墙面层喷射混凝土现场试块强度试验和厚度检测；

5 重力式水泥土墙的水泥土搅拌桩单轴抗压强度、完整性、深度检测；

6 地下水控制设施检测；

7　现行国家或行业标准规定的基坑支护结构构件检测的其他要求。

13.6.6　锚杆及土钉的抗拔承载力应在施工前通过基本试验确定。土层基本试验采用分级循环加卸载，岩石基本试验可采用分级加载。

## II 基坑工程监测

13.6.7　基坑工程应由建设单位委托有相应资质的第三方监测单位进行监测。对重大基坑宜进行实时监测。

13.6.8　基坑监测的内容应根据基坑安全等级、支护类型、地下水控制方法、地质条件、周边环境等按表13.6.8确定。

**表13.6.8　基坑监测项目表**

| 监测项目 | 支护结构的安全等级 | | |
|---|---|---|---|
| | 一级 | 二级 | 三级 |
| 支护结构顶部位移 | 应测 | 应测 | 应测 |
| 基坑周边建筑物、地下管线、道路沉降 | 应测 | 应测 | 选测 |
| 深层水平位移 | 应测 | 应测 | 选测 |
| 锚杆轴力 | 应测 | 应测 | 选测 |
| 支撑轴力 | 应测 | 应测 | 选测 |
| 挡土结构内力 | 应测 | 宜测 | 选测 |
| 支撑立柱沉降 | 应测 | 宜测 | 选测 |
| 地下水位 | 应测 | 应测 | 选测 |
| 爆破振动 | 应测 | 宜测 | 选测 |
| 土压力 | 宜测 | 选测 | 选测 |
| 孔隙水压力 | 宜测 | 选测 | 选测 |

注：土压力及孔隙水压力监测可作为选测项目。

13.6.9　基坑水平位移、垂直位移监测应设置平面和高程控制网，控制网应设置基准点和工作基点。基准点应设置在基坑开挖



降水影响范围之外的稳定区域，工作基点用于现场监测，必须连测两个以上的基准点。

13.6.10　基坑监测点的布置应符合现行国家标准《建筑基坑工程监测技术规范》GB 50497、现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120和《建筑变形测量规范》JGJ 8的要求。

13.6.11 采用的基坑监测方法、仪器应满足基坑变形监测的要求。

13.6.12 基坑水平位移监测方法可采用视准线法、小角法、极坐标法等，垂直位移监测方法可采用几何水准和电磁波测距三角高程法，或采用能满足要求的其他方法。

13.6.13　基坑开挖期间监测频率不应少于（1～2）d一次，基坑开挖停止后直至基坑回填结束监测频率可适当降低。基坑出现变形异常，周边地面、建筑物或支护结构出现裂缝，基坑出现异常渗水或漏水等情况时，应提高监测频率，直至监测无异常。基坑回填后且地下水位恢复至自然水位后30d，可终止监测。

13.6.14　基坑监测报警值应根据土质特性、支护结构特点、周边环境及工程经验确定。

13.6.15　爆破振动监测点应设置在需要保护的周边环境监测对象上，其爆破振动监测速率应满足现行国家标准《爆破安全规程》GB 6722的有关规定。

13.6.16　基坑监测数据达到报警值，基坑周边建筑物、道路开裂，基坑周边管线出现裂缝、泄露，基坑出现流土、管涌及其他根据工程经验判断应报警的情况应及时报警，并对基坑支护结构和周边环境中的保护对象采取应急措施。

# 14　岩土工程勘察设计文件

## 14.1　一般规定

14.1.1　岩土工程勘察实施前应编制详细的勘察纲要，经审核批准后方可实施。

14.1.2　岩土工程勘察所取得的原始资料应真实可靠，经检查验收，确认无误后方可使用。

14.1.3　岩土工程勘察报告应满足委托任务书、本规范及其他相关的技术标准规定、适用的法律法规要求，经审核批准及相关部门的审查通过后方可供设计使用。

14.1.4　岩土工程设计应满足设计委托书、本规范及其他相关的技术标准规定、适用的法律法规要求，设计方案及施工图设计应经审核批准及相关部门的评审通过后方可进入下一个工序。

14.1.5　岩土工程勘察设计文件的文字、术语、代号、符号、数字、计量单位、标点等均应符合国家有关标准的规定。

14.1.6　岩土工程勘察设计文件应由责任人签署齐全。

14.1.7　岩土工程勘察设计文件应长期保存。

## 14.2　岩土工程勘察

### Ⅰ 过程成果资料

14.2.1　岩土工程勘察前应取得以下主要技术资料：

1　岩土工程勘察委托任务书；

2　政府有关部门批准该工程项目建设的有关文件或附件；

3　满足勘察阶段要求的地形图、拟建工程平面布置图等相关图纸；

4　拟建工程基础和上部结构的相关设计资料及设计对勘察的技术要求；

5　调查和搜集相关的水文、气象、地形、地貌、地质构造、水文地质、工程地质等资料和已有类似工程的建筑经验等；

6　勘察场地范围内已有建筑物、架空管线、电缆和地下管线等的分布位置资料。

14.2.2　勘察纲要应在上述资料和现场踏勘的基础上编制，主要包括以下内容：

1　拟建工程概况、勘察目的和任务；

2　拟建场址岩土工程的研究程度及建筑经验；

3　需解决的主要岩土工程问题；

4　勘察方案及勘察工作量的布置，包括编制依据和执行的技术标准；

5　各工序实施安排及技术要求和注意事项；

6　工程实施计划进度；

7　拟提交的技术文件等。

编写的格式不作统一要求，对工程条件简单的小型工程，其内容可适当简化。

14.2.3　钻探（坑探、槽探）记录应由经培训合格的记录员或本专业技术人员记录，并符合下列要求：

1　记录内容应真实可靠，内容齐全，准确反映钻探所揭露的地层、地下水及施工过程的情况；

2　钻探记录应跟班记录，按钻探回次和记录分层留取代表性岩芯，由技术负责人负责现场检查核对。严禁记录员离开钻探现场事后追记；

3　钻探记录应记录清晰，划改符合要求，其所用记录纸和笔迹应符合长期存档的要求；

4　钻探记录应有施工负责人（机长）、记录员、检查人现

场签字确认。

14.2.4　原位测试和工程物探应符合下列要求：

1　在工作前和工作过程中应按规定对设备和仪器进行标（率）定，并注明标定日期、标定责任人、标定环境和适用条件，对标定结果进行存档；

2　原位测试和工程物探记录应清晰、真实，提交的成果资料应有操作人、资料整理人和检查人签字确认；

3　对因操作或其它原因造成的资料异常，应在记录中详细注明；

4　工程物探应提供专题成果报告；原位测试应根据技术工作需要有选择性地提供专题报告。

14.2.5　岩石、土、水试验项目和成果报告应按有关试验操作规程和工程技术要求进行，开土、试样的制备和试验过程应有详细的记录，提交的成果报告应有试验人、计算人和检查人及试验室负责人签字确认。

## II　岩土工程勘察报告

14.2.6　岩土工程勘察报告应根据任务要求、勘察阶段、工程特点和地质条件等具体情况编写，一般应包括以下内容：

1　勘察目的、任务要求和依据的技术标准；

2　拟建工程概况；

3　勘察方案、勘察方法、勘察工作量的布设及完成的勘察工作量；

4　场地地理位置、地形地貌及地质构造概况；

5　场地的水文地质条件概况；

6　场地地层的分布及各层岩土的物理力学性质描述；

7　岩土参数的分析统计及说明；

8　岩土工程分析评价；



9　结论与建议。

14.2.7　岩土参数应根据岩土工程评价需要选取，宜包括下列内容：

1　岩土的天然密度、天然含水量；

2　粉土、黏性土的孔隙比、液限、塑限、液性指数和塑性指数；

3　粉土的黏粒含量；

4　土的压缩性、抗剪强度等力学特征指标；

5　岩石的软化系数、吸水率、单轴抗压强度；

6　特殊性岩土的特征指标；

7　原位测试指标；

8　其他必要的岩土指标。

14.2.8　岩土参数统计应符合下列要求：

1　应按下列内容评价岩土参数的可靠性和适用性：

1）　取样方法和其他因素对试验结果的影响；

2）　采用的试验方法和取值标准；

3）　不同测试方法所得结果的分析比较；

4）　测试结果的离散程度；

5）　测试方法与计算模型的配套性。

2　应根据钻孔（探井）记录、工程地质测绘和调查资料、室内试验和原位测试成果，划分工程地质单元和岩土层，按工程地质单元和岩土层位分别统计岩土参数。当分层统计指标变异系数超过规定标准时，应分析原因，必要时调整工程地质单元、岩土层划分、统计指标样本数量并重新统计。

3　岩土参数统计应提供下列数据：

1）　应提供岩土参数的统计个数，最大值、最小值和平均值、标准差和变异系数；

2）　应分析数据的分布情况并说明数据的取舍标准；

3）　应根据工程需要提供标准值，必要时提供参数建议

值。

14.2.9　承载能力计算所需的岩土参数标准值$\varphi_k$可按下列公式确定，当有专门要求时，应符合其要求，并作出相应的说明。

$$\varphi_k=\gamma_s\varphi_m \qquad (14.2.9\text{-}1)$$

$$\gamma_s=1\pm\left\{\frac{1.704}{\sqrt{n}}+\frac{4.678}{n^2}\right\}\delta \qquad (14.2.9\text{-}2)$$

注：式中：正负号按不利组合考虑，如抗剪强度指标的修正系数应取负值。

式中：$\varphi_k$ ——岩土参数标准值；

$\gamma_s$ ——统计修正系数，也可按岩土工程的类型和重要性，参数的变异性和统计数据的个数，根据工程经验选用；

$\varphi_m$ ——岩土参数平均值；

$\delta$ ——变异系数；

$n$ ——样本数。

14.2.10　需要时，主要参数宜绘制沿深度变化的图件，并按变化特点划分为相关型和非相关型，以及参数在水平方向上的变异规律。

相关型参数宜结合岩土参数与深度的经验关系，按下式确定剩余标准差，并用剩余标准差计算变异系数：

$$\sigma_r=\sigma_f\sqrt{1-r^2} \qquad (14.2.10\text{-}1)$$

$$\delta=\sigma_r/\varphi_m \qquad (14.2.10\text{-}2)$$

式中：$\sigma_r$ ——剩余标准差；

$r$ ——相关系数；对非相关型，$r$=0。

14.2.11　岩土工程分析评价应在工程地质测绘、勘探、测试和搜集已有资料的基础上，结合工程特点和要求进行。岩土工程分析评价应包括以下内容：

1　场地的稳定性及场地对建筑适宜性的分析评价；

2　场地地震效应的分析评价；



3　各层岩土的性质及工程特性的分析评价，包括各层岩土的性质指标、强度参数、变形参数及地基承载力的建议值等；

4　各层岩土分布和性质均匀性的分析评价；

5　特殊性岩土评价；

6　地基基础方案的分析评价；

7　场地地下水埋藏情况、类型、水位及其变化幅度、地下水工程作用评价、土及地下水对建筑材料的腐蚀性等；

8　边坡或基坑开挖支护方案的措施及建议。

14.2.12　岩土工程分析评价除应符合本规范第5章、第6章的要求外，还应符合下列要求：

1　岩土工程的分析评价应根据岩土工程勘察等级区别进行。对丙级岩土工程勘察，可根据邻近工程经验，结合触探试验和钻探取样试验资料进行：对乙级岩土工程勘察，应在详细勘探、原位测试的基础上，结合邻近工程经验进行，并提供岩土的强度和变形指标；对甲级岩土工程勘察，除按乙级要求进行外，对甲级建筑物尚应提供载荷试验资料，必要时应对其中的复杂问题进行专门研究，并结合监测对评价结论进行检验；

2　岩土工程分析评价应在定性分析的基础上进行定量分析。岩土体的变形、强度和稳定性应定量分析，场地的适宜性、场地地质条件的稳定性，可仅作定性分析；

3　岩土工程分析评价应充分考虑工程经验，充分了解工程结构的类型、特点、荷载情况和变形控制的要求，掌握场地的地质背景，考虑岩土材料的非均质性、各向异性和随时间的变化，评估岩土参数的不确定性，确定其最佳估值；

4　对于理论依据不足、实践经验不多的岩土工程问题，可通过现场模型试验或足尺试验取得试验数据进行分析评价。必要时可建议通过施工勘察、施工监测，调整设计和施工方案。

14.2.13　场地稳定性、适宜性评价应包括下列内容：

1　不良地质作用和地质灾害、边坡的影响；

2　场地地震效应影响；

3　工程建设场地适宜性。

14.2.14　不良地质作用和地质灾害主要包括岩溶及土洞、滑坡、危岩和崩塌、泥石流、采空区、地面沉降、洪水浸没等，其评价应符合下列规定：

1　岩溶及土洞、采空区场地稳定性评价按本规范第6.9节和第6.11节相关规定进行；

2　边坡的稳定性评价按本规范第5.6节进行。对于滑坡、危岩和崩塌、泥石流等不良地质作用，应按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021及相关规范的规定进行分析评价，同时应符合下列规定：

1）　建筑场地不应选在滑坡体上，对选在滑坡体附近的建筑场地，应论证建筑场地的适宜性，并提出治理措施；

2）　当建筑位于坡顶或临近坡脚时，应评价边坡整体稳定性、分析判断整体滑动的可能性；

3）　当边坡整体稳定时，尚应验算基础外边缘至坡顶的安全距离；

4）　位于边坡下的建筑，应根据边坡整体稳定性论证分析结果，确定离坡脚的安全距离。

3　地面沉降的勘察应按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的规定进行。在地面沉降持续发展地区，应搜集地面沉降历史资料，预测地面沉降发展趋势，提出建筑应采取的措施；

4　位于沟谷和地势低洼的场地，应进行遭受水淹的分析等。

14.2.15　对场地和地基的地震效应分析评价，应按本规范第6.10节进行。

14.2.16　在场地稳定性分析评价的基础上评价场地的适宜性，对有直接危害的不良地质作用地段，不得选作建筑建设场地。对



于有不良地质作用存在，但经技术经济论证可以治理的建筑场地，应提出防治方案建议，采取安全可靠的整治措施。

14.2.17　岩土工程勘察报告应对岩土利用、整治和改造的方案进行分析和论证，提出建议；对工程施工和使用期间可能发生的岩土工程问题进行预测，提出监控和预防措施的建议。

14.2.18　对岩土的利用、整治和改造的建议，宜进行不同方案的技术经济论证，并提出对设计、施工和现场监测要求的建议。

14.2.19　岩土工程勘察报告应附下列图件：

1　建筑物与勘探点平面位置图；

2　工程地质柱状图；

3　工程地质剖面图；

4　原位测试成果图表；

5　工程物探成果报告及图表；

6　室内试验成果图表；

7　当需要时，尚可附综合工程地质图、综合地质柱状图、地下水等水位线图、地层分布等值线图、素描、照片、综合分析图表以及岩土利用、整治和改造方案的有关图表、岩土工程计算简图及计算成果表等。

14.2.20　任务需要时，可提交下列专题报告：

1　岩土工程测试报告；

2　岩土工程检验或监测报告；

3　岩土工程事故调查与分析报告；

4　岩土利用、整治或改造方案报告；

5　专门岩土工程问题的技术咨询报告。

14.2.21　对丙级岩土工程勘察的成果报告内容可适当简化，采用以图表为主，辅以必要的文字说明；对甲级岩土工程勘察的成果报告除应符合本节规定外，尚可对专门性的岩土工程问题提交专门的试验报告、研究报告或监测报告。

## 14.3 岩土工程设计

### I 设计依据和过程资料

14.3.1 岩土工程设计前应取得以下主要资料：

1 岩土工程设计委托书；

2 政府有关部门批准该工程项目建设的有关文件或附件；

3 审查合格的岩土工程勘察报告；

4 满足设计要求的地形图、平面图、环境分布图等相关图纸；

5 拟建工程基础和上部结构的相关设计资料；

6 搜集相关的水文、气象等资料。

14.3.2 岩土工程设计应明确设计所依据的技术规范、技术标准、管理规定和相关技术资料。

14.3.3 岩土工程设计计算书应完整，能够全面反映计算模式、设计参数、计算过程和计算结果。重大工程应采用多种计算模式进行计算，并保留计算过程和结果。

14.3.4 对地质条件复杂或缺乏设计经验的重要岩土工程设计项目，其主要设计参数应通过现场原型试验取得。

### II 岩土工程设计文件

14.3.5 岩土工程设计文件应根据任务要求、设计阶段、工程特点、环境条件和岩土工程地质条件等具体情况编写，其内容应有设计说明、设计图纸、设计计算书和必要的附件等。当设计局部调整时，应出具设计变更文件。

14.3.6 岩土工程设计说明书应包含以下主要内容：

1 工程概况；



2 场地位置、地形地貌及地质构造概况；

3 场地的工程地质和水文地质条件概况；

4 场地及场地周边环境条件；

5 设计依据及设计目标；

6 设计方案；

7 原材料质量要求、施工技术要点及质量控制要求；

8 工程监测、检测要点及技术要求；

9 工程风险分析及应急预案。

14.3.7 设计图纸宜包含下列内容：

1 场地地形图；

2 工程总平面布置图；

3 场地周边环境现状平面图；

4 岩土工程治理方案平面布置图；

5 各设计单元立面图和剖面图；

6 节点细部构造详图；

7 地表水和地下水控制平面布置图；

8 工程监测和检验点平面布置图；

9 其它必要的设计图。

14.3.8 各种平面图的比例尺宜为1：100～1：500，立面图及剖面图的比例尺宜为1：50～1：200，节点构造详图比例尺不宜小于1：20。

14.3.9 设计计算书内容应满足有关技术规范、标准的相关要求，并应验算最不利工况条件下设计的安全稳定性。设计计算书应明确所选用的计算模型、计算公式、计算步骤以及计算结果等。设计计算书应符合下列要求：

1 岩土工程设计所选用的设计参数和计算模型应符合工程实际；

2 当采用计算机商业软件进行相关计算分析时，应选用省部级以上鉴定通过的软件，并注明商业软件的名称及版本号等。

未经鉴定通过的软件计算结果不得用于工程设计；

3　当采用计算机商业软件进行相关的计算分析时，应将计算模式、原始输入数据、计算成果等整理齐全并打印成册，其计算结果不得修改。

14.3.10　设计变更应说明变更理由、变更内容等，并提供相应的设计图纸和计算书。



# 附录A　岩石的风化程度

A.0.1　岩石的风化程度可按表A.0.1划分。

**表A.0.1　岩石的风化程度分类**

| 风化程度 | 野外特征 | 风化程度参数指标 | |
|---|---|---|---|
| | | 波速比 $K_v$ | 风化系数 $K_f$ |
| 未风化 | 岩质新鲜，偶见风化痕迹 | 0.9～1.0 | 0.9～1.0 |
| 微风化 | 结构基本未变，仅节理面有渲染或略有变色，有少量风化裂隙 | 0.8～0.9 | 0.8～0.9 |
| 中等风化 | 结构部分破坏，沿节理面有次生矿物，风化裂隙发育，岩体被切割成20cm～50cm的岩块。用镐难挖，岩芯钻方可钻进 | 0.6～0.8 | 0.4～0.8 |
| 强风化 | 结构大部分破坏，矿物成分显著变化，风化裂隙很发育，岩体被切割成5cm～20cm的块状，用镐可挖，干钻不易钻进 | 0.4～0.6 | ＜0.4 |
| 全风化 | 结构基本破坏，但尚可辨认，有残余结构强度，可用镐挖，干钻可钻进 | 0.2～0.4 | |
| 残积土 | 组织结构全部破坏，已风化成土状，锹镐易挖掘，干钻易钻进，具可塑性 | ＜0.2 | |

注：1　波速比为风化岩石与新鲜岩石压缩波波速之比；

2　风化系数为风化岩石与新鲜岩石饱和单轴抗压强度之比；

3　岩石风化程度，除按表列野外特征和定量指标划分外，也可根据工程经验划分；

4　泥岩和半成岩，可不进行风化程度划分。

A.0.2　当根据野外描述确定岩石的坚硬程度时，可按表A.0.2划分。

表A.0.2　岩石坚硬程度定性划分

| 坚硬程度等级 | | 定性鉴定 | 代表性岩石 |
|---|---|---|---|
| 硬质岩 | 坚硬岩 | 锤击声清脆，有回弹，震手，难击碎，基本无吸水反应 | 未风化～微风化的花岗岩、闪长岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、片麻岩、石英岩、石英砂岩、硅质砾岩、硅质石灰岩等 |
| | 较硬岩 | 锤击声较清脆，有轻微回弹，稍震手，较难击碎，有轻微吸水反应 | 微风化的坚硬岩；<br>未风化～微风化的大理岩、板岩、石灰岩、白云岩、钙质砂岩等 |
| 软质岩 | 较软岩 | 锤击声不清脆，无回弹，较易击碎，浸水后指甲可刻出印痕 | 中等风化～强风化的坚硬岩或较硬岩；<br>未风化～微风化的凝灰岩、千枚岩、泥灰岩、砂质泥岩等 |
| | 软岩 | 锤击声哑，无回弹，有凹痕，易击碎，浸水后手可掰开 | 强风化的坚硬岩或较硬岩；<br>中等风化～强风化的较软岩；<br>未风化～微风化的页岩、泥岩、泥质砂岩等 |
| 极软岩 | | 锤击声哑，无回弹，有较深凹痕，手可捏碎，浸水后可捏成团 | 全风化的各种岩石；<br>各种半成岩 |



# 附录B　地貌单元划分

表B　地貌单元划分

| 成因 | 地貌单元 | | 作用与特征 |
|---|---|---|---|
| 构造剥蚀 | 山地 | | 构造作用为主，具有长期强烈的剥蚀切割作用 |
| | 丘陵 | | 中等强度构造作用，经过长期侵蚀切割，外貌形态为低矮而平缓的起伏地形，丘陵区一般基岩埋藏浅，谷底堆积较厚的堆积物 |
| | 剥蚀残山 | | 构造作用微弱，经过长期侵蚀切割，大部分被夷为准平原，但在个别地段形成比较坚硬的残丘 |
| | 剥蚀准平原 | | 构造作用微弱，经过长期侵蚀和堆积作用，外貌显得更低矮平坦、微弱起伏的地形。分布面积不大，基岩常裸露地表，低洼地段常有残积物或洪积物 |
| 山麓斜坡堆积 | 洪积扇 | | 山谷洪流洪积作用，形态上呈由谷出口处向边缘缓慢倾斜的扇形地貌 |
| | 坡积裙 | | 山坡面流坡积作用，形态上呈由坡脚向外缓慢倾斜的裙状地貌 |
| | 山前平原 | | 山谷洪流洪积作用为主，夹有山坡面流坡积作用，形态上呈宽广平坦的山前平原 |
| | 山间凹地 | | 周围的山谷洪流堆积作用和山坡面流坡积作用，形态上呈山地所包围而成的堆积盆地 |
| 河流侵蚀堆积 | 河谷 | 河床 | 河流的侵蚀切割作用或冲积作用，谷底河水经常流动的地方 |
| | | 河漫滩 | 河流的冲积作用，分布在河床两侧，常受洪水淹没 |
| | | 牛扼湖 | 河流的冲积作用或转变为沼泽堆积作用 |
| | | 阶地 | 河流的侵蚀切割作用或冲积作用 |
| | 河间地块 | | 河流的侵蚀作用，河谷相互之间所隔开的开阔平坦地段 |
| 河流堆积 | 冲积平原 | | 河流的冲积作用；位于巨大河流中下游，一般基岩埋藏较深 |
| | 河口三角洲 | | 河流的冲积作用；期间常有滨海堆积或湖泊堆积，淤泥厚度大 |
| 大陆停滞水堆积 | 湖泊平原 | | 湖泊堆积作用，常形成向湖心倾斜的平原 |
| | 沼泽地 | | 沼泽堆积作用，主要由地表水排泄不畅形成，常位于平原河流弯曲地段 |
| 海成 | 海岸 | | 海水冲蚀或堆积作用，位于海与陆地的边界，分为悬崖、崖麓、海滩 |
| | 海岸阶地 | | 海水冲蚀或堆积作用，位于滨海的阶地，分为冲蚀阶地和堆积阶地 |
| | 海岸平原 | | 海水堆积作用，是新的砂堤随海岸线的下降扩展而成，地形平坦开阔 |

# 附录C　不同滑面形态的边坡稳定性计算方法

C.0.1　对圆弧形滑面可采用简化毕肖普法，边坡稳定性系数可按下列公式计算（图C.0.1）：

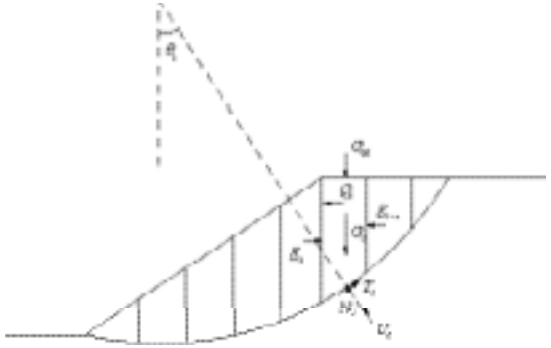


图 C.0.1　圆弧形滑面边坡计算示意

$$F_s=\frac{\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{m_{\theta i}}\left[c_i L_i\cos\theta_i+(G_i+G_{bi}-U_i\cos\theta_i)\tan\varphi_i\right]}{\sum_{i=1}^{n}\left[(G_i+G_{bi})\sin\theta_i+Q_i\cos\theta_i\right]} \quad \text{(C.0.1-1)}$$

$$m_{\theta i}=\cos\theta_i+\frac{\tan\varphi_i\sin\theta_i}{F_s} \quad \text{(C.0.1-2)}$$

$$U_i=\frac{1}{2}\gamma_w(h_{wi}+h_{w,i-1})\,l_i \quad \text{(C.0.1-3)}$$

式中：$F_s$ ——边坡稳定性系数；

$c_i$、$\varphi_i$ ——第$i$计算条块滑面黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

$l_i$ ——第$i$计算条块滑面长度（m）；

$\theta_i$ ——第$i$计算条块滑面倾角（°），滑面倾向与滑动方向相同时取正值，滑面倾向与滑动方向相反时取负值；



$U_i$ ——第$i$计算条块滑面单位宽度总水压力（kN/m）；

$G_i$ ——第$i$计算条块单位宽度自重（kN/m）；

$G_{bi}$ ——第$i$计算条块单位宽度竖向附加荷载（kN/m），方向指向下方时取正值，指向上方时取负值；

$Q_i$ ——第$i$计算条块单位宽度水平荷载（kN/m），方向指向坡外时取正值，指向坡内时取负值；

$h_{wi}$，$h_{w,i-1}$ ——第$i$及第$i$-1计算条块滑面前端水头高度（m）；

$\gamma_w$ ——水的重度，取10kN/m$^3$；

$i$ ——计算条块号，从后方起编；

$n$ ——条块数量。

C.0.2　对平面滑动面，边坡稳定性系数可按下列公式计算（图C.0.2）：

$$F_s=\frac{R}{T} \quad \text{(C.0.2-1)}$$

$$R=[(G+G_b)\cos\theta-Q\sin\theta-V\sin\theta-U]\tan\varphi+cL \quad \text{(C.0.2-2)}$$

$$T=(G+G_b)\sin\theta+Q\cos\theta+V\cos\theta \quad \text{(C.0.2-3)}$$

$$V=\frac{1}{2}\gamma_w h_w^2 \quad \text{(C.0.2-4)}$$

$$U=\frac{1}{2}\gamma_w h_w L \quad \text{(C.0.2-5)}$$

式中：$T$ ——滑体单位宽度重力及其他外力引起的下滑力（kN/m）；

$R$ ——滑体单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力（kN/m）；

$c$、$\varphi$ ——滑面的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

$L$ ——滑面长度（m）；

$G$ ——滑体单位宽度自重（kN/m）；

$G_b$ ——滑体单位宽度竖向附加荷载（kN/m），方向指向下方时取正值，指向上方时取负值；

$\theta$ ——滑面倾角（°）；

$U$ ——滑面单位宽度总水压力（kN/m）；

$V$——后缘陡倾裂隙面上的单位宽度总水压力（kN/m）；

$Q$——滑体单位宽度水平荷载（kN/m）；方向指向坡外时取正值，指向坡内时取负值；

$h_w$——后缘陡倾裂隙充水高度（m），根据裂隙情况及汇水条件确定。

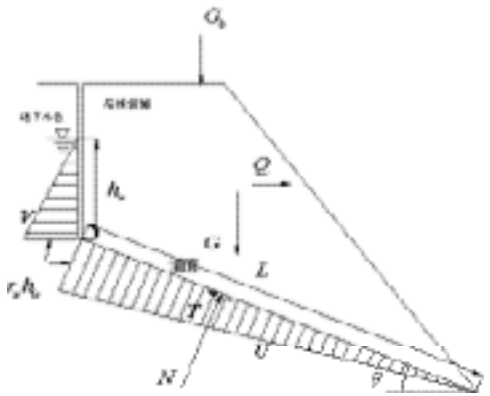


图 C.0.2　　平面滑面边坡计算简图

C.0.3　对折线形滑动面可采用传递系数法隐式解，边坡稳定性系数可按下列公式计算（图C.0.3）。

$$P_n=0 \tag{C.0.3-1}$$

$$P_i=P_{i-1}\psi_{i-1}+T_i-R_i/F_s \tag{C.0.3-2}$$

$$\psi_{i-1}=\cos(\theta_{i-1}-\theta_i)-\sin(\theta_{i-1}-\theta_i)\tan\varphi_i/F_s \tag{C.0.3-3}$$

$$T_i=(G_i+G_{bi})\sin\theta_i+Q_i\cos\theta_i \tag{C.0.3-4}$$

$$R_i=c_iL_i+[(G_i+G_{bi})\cos\theta_i+Q_i\sin\theta_i-U_i]\tan\varphi_i \tag{C.0.3-5}$$

式中：$P_n$——第$n$条块单位宽度剩余下滑力（kN/m）；

$P_i$——第$i$计算条块与第$i$+1计算条块单位宽度剩余下滑力（kN/m）；当$P_i<0$（$i<n$）时取$P_i=0$；

$T_i$——第$i$计算条块单位宽度重力及其他外力引起的下滑力（kN/m）；

$R_i$——第$i$计算条块单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力（kN/m）。

$\psi_{i-1}$——第$i$-1计算条块对第$i$计算条块的传递系数。

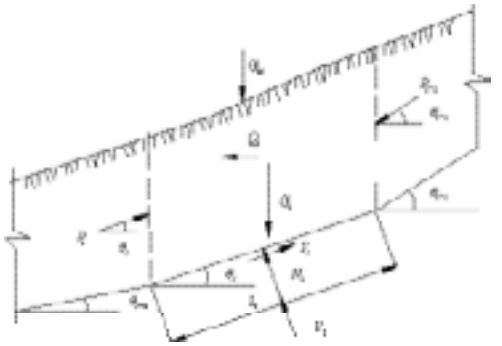


图 C.0.3　　折线形滑面边坡传递系数法计算简图

注：在用折线形滑面积算推力时，应将公式（C.0.3-2）和公式（C.0.3-3）中的稳定系数$F_s$替换为安全系数$F_{st}$，以此计算的$P_n$，即为滑坡的推力。

# 附录D　山东沿海地区花岗岩特征

D.0.1　原位测试方法及其对风化岩和残积土的适用范围见表D.0.1。

**表D.0.1　原位测试方法及对风化岩和残积土的适用范围推荐表**

| 风化带 | 圆锥动力触探 | 标准贯入试验 | 波速测试 | 旁压试验 | 载荷试验 |
|---|---|---|---|---|---|
| 残积土 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 全风化带 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 砂土状强风化带 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 砂状强风化带 | × | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 角砾状强风化带 | × | × | ○ | × | ○ |
| 中等风化带 | × | × | ○ | × | ○ |
| 微风化带 | × | × | ○ | × | ○ |

注：○表示适用，×表示不适用。

D.0.2　风化岩地基主要物理力学参数见表D.0.2。

**表D.0.2　风化岩地基主要物理力学参数表**

| 风化带 | $\gamma$（kN/m$^3$） | $\psi_e$（°） | $N$（击） | $v_p$（m/s） | $f_r$（MPa） | $f_{ak}/f_a$（kPa） | $E_0/E$（MPa） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 残积土 | 19.0～21.0 | 30～40 | 20～35 | / | / | 250～400/ | 15～25/ |
| 全风化带～砂土状强风化带 | 21.0～23.0 | 40～45 | 35～80 | ＜1400 | / | 400～800/ | 25～45/ |
| 砂状强风化带 | 22.5～23.5 | 45～50 | 50击贯入＜15cm | 1400～2400 | / | 900～1500/ | 50～80/ |
| 角砾状强风化带 | 23.0～24.5 | 50～55 | 50击贯入＜5cm | 1800～2600 | / | 1500～2500/ | 60～150/ |



**续 表 D.0.2**

| 风化带 | $\gamma$（kN/m$^3$） | $\psi_e$（°） | $N$（击） | $v_p$（m/s） | $f_r$（MPa） | $f_{ak}/f_a$（kPa） | $E_0/E$（MPa） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 中等风化带 | 23.5～25.0 | 55～70 | / | 2200～3600 | 15～50 | /2000～5000 | ＞200/＞5000 |
| 微风化带 | 24.5～28.5 | ≥70 | / | 3500～5000 | 35～120 | /＞4000 | /25000～50000 |

D.0.3　风化带桩的端阻力特征值$q_{pa}$与桩的侧阻力特征值$q_{sia}$见表D.0.3。

**表D.0.3　风化带端阻力特征值$q_{pa}$、桩的侧阻力特征值$q_{sia}$（kPa）**

| 桩型 / 风化岩类别 | 混凝土预制桩 | | 泥浆护壁钻（冲）孔灌注桩 | | 干作业钻（挖）孔桩 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $q_{pa}$（kPa） | $q_{sia}$（kPa） | $q_{pa}$（kPa） | $q_{sia}$（kPa） | $q_{pa}$（kPa） | $q_{sia}$（kPa） |
| 砂土状强风化带 | 3000～4500 | 75～120 | 1500～2500 | 60～90 | 1750～2750 | 70～100 |
| 砂状强风化带 | 4500～7500 | 120～180 | 2500～3250 | 90～130 | 2750～3500 | 100～150 |
| 角砾状强风化带 | ≥7500 | 180～225 | 3250～4000 | 130～175 | 3500～5000 | 150～200 |

注：表中灌注桩有关参数的使用限制条件为沉渣厚度不超过50mm。

D.0.4　岩石与锚固体黏结强度见表D.0.4。

**表D.0.4　岩石与锚固体的极限黏结强度标准值$f_{rbk}$（kPa）**

| 风化带分类 | $f_{rbk}$（kPa） |
|---|---|
| 全风化带～砂土状强风化带 | 150～250 |
| 砂状强风化带 | 250～400 |
| 角砾状强风化带 | 350～750 |
| 中等风化带（岩） | 700～1400 |
| 微风化带（岩） | 1200～2500 |

注：1　表中数据为地区经验值，适用于岩石边坡、基础锚固，供初步设计参考；
2　表中数据适用于注浆强度等级为M30；
3　表中数据适用于非泥浆护壁成孔工艺。

# 附录E　常用的采空区工程物探方法

**表E　常用的采空区工程物探方法**

| 方法名称 | | 解决问题 | 应用条件 |
|---|---|---|---|
| 电法 | 高密度电阻率法 | 采空区的位置、埋深、空间形态及充填状况；地面塌陷区结构 | 地形无剧烈变化，要求有一定范围的场地条件，勘探深度一般小于60m |
| | 电测深法 | 采空区的位置、埋深和地下水源；塌陷区地层结构 | 地形无剧烈变化，电性变化大且地层倾角较陡地区不宜使用，勘探深度一般小于100m |
| 电磁法 | 瞬变电磁法 | 采空区的位置、埋深、空间形态及填充状况；探测塌陷区地层结构、位置、埋深及水文地质调查 | 受地形、接地电阻影响小，电网密集、游散电流区不宜工作，勘探深度一般小于200m |
| | 探地雷达法 | 采空区的位置、埋深、空间形态；探测塌陷区地层结构、地下水埋深 | 受地形、场地限制较小，勘探深度一般小于50m |
| | 可控源音频大地电磁法 | 采空区的位置、埋深、空间形态；探测塌陷区地层结构、位置、埋深；判定岩性分布及厚度 | 工业电磁噪声和人工噪音大的地区施工难度大，勘探深度一般小于200m |
| 浅层地震法 | 折射波法 | 采空区的位置、埋深、规模；测定塌陷区的位置、埋深、岩性变化；测定潜水面深度和含水层分布 | 人工噪音大的地区施工难度大，要求有一定范围的施工场地，勘探深度一般小于100m |
| | 反射波法 | 采空区的位置、埋深、规模；测定塌陷区的位置、埋深、岩性变化；探测沉陷带；测定潜水面深度和含水层分布 | 人工噪音大的地区施工难度大，勘探深度一般小于100m |
| | 瑞雷波法 | 探测采空区的位置、埋深及空间形态；探测塌陷区地层结构、位置、埋深；判定岩性分布及厚度 | 受地形、场地条件限制较小，勘探深度一般小于50m |
| 高精度重力法 | | 采空区的位置；探测塌陷区的位置、范围、埋深、岩性变化 | 要求精确的测地工作，不受场地、环境限制，可在坑道，平硐中可开展工作，勘探深度一般小于40m |



# 附录F　渗透系数的计算

F.0.1　单孔稳定流抽水试验。当利用抽水孔的水位下降资料计算渗透系数时，可采用下列公式：

1　当$Q$—$s$(或$\Delta h^2$)关系曲线呈直线时($\Delta h^2=H^2-h^2$)

1）　承压水完整孔

$$k=\frac{Q}{2\pi sM}\ln\frac{R}{r} \qquad \text{(F.0.1-1)}$$

2）　承压水非完整孔

当$M>150r$，$l/M>0.1$时：

$$k=\frac{Q}{2\pi sM}\left(\ln\frac{R}{r}+\frac{M-L}{L}\ln\frac{1.12M}{\pi r}\right) \qquad \text{(F.0.1-2)}$$

当过滤器位于含水层的顶部或底部时：

$$k=\frac{Q}{2\pi sM}\left[\ln\frac{R}{r}+\frac{M-L}{L}\ln\left(1+0.2\frac{M}{\pi r}\right)\right] \qquad \text{(F.0.1-3)}$$

3）　潜水完整孔

$$k=\frac{Q}{\pi(H^2-h^2)}\ln\frac{R}{r} \qquad \text{(F.0.1-4)}$$

4）　潜水非完整孔

当$\bar{h}>150r$，$L/\bar{h}>0.1$时：

$$k=\frac{Q}{\pi(H^2-h^2)}\left[\ln\frac{R}{r}+\frac{\bar{h}-L}{L}\ln\left(1.12\frac{\bar{h}}{\pi r}\right)\right] \qquad \text{(F.0.1-5)}$$

当过滤器位于含水层的顶部或底部时：

$$k=\frac{Q}{\pi(H^2-h^2)}\left[\ln\frac{R}{r}+\frac{\bar{h}-L}{L}\ln\left(1+0.2\frac{\bar{h}}{\pi r}\right)\right] \qquad \text{(F.0.1-6)}$$

式中：$k$——渗透系数（m/d）；

$Q$——出水量（$m^3$/d）；

$s$——水位下降值（m）；

$M$——承压水含水层的厚度（m）；

$H$——自然情况下潜水含水层的厚度（m）；

$h$——潜水含水层在抽水试验时的厚度（m）；

$\bar{h}$——潜水含水层在自然情况下和抽水试验时厚度的平均值（m）；

$L$——过滤器长度（m）；

$R$——影响半径（m）；

$r$——抽水孔过滤器的半径（m）。

F.0.2　单孔稳定流抽水试验。当利用观测孔中的水位下降资料计算渗透系数时，若观测孔中的值$s$(或$\Delta h^2$)在$s$(或$\Delta h^2$)—log$r$关系曲线上能连成直线，可采用下列公式：

1　当$Q$—$s$(或$\Delta h^2$)关系曲线呈直线时($\Delta h^2=H^2-h^2$)

1）　承压水完整孔：

$$k=\frac{Q}{2\pi sM(s_1-s_2)}\ln\frac{r_1}{r_2} \qquad \text{(F.0.2-1)}$$

2）　潜水完整孔：

$$k=\frac{Q}{\pi(\triangle h_1^{\,2}-\triangle h_2^{\,2})}\ln\frac{r_1}{r_2} \qquad \text{(F.0.2-2)}$$

式中：$s_1$、$s_2$——在$s$—log$r$关系曲线的直线段上任意两点的纵坐标值（m）；

$\Delta h_1^{\,2}$、$\Delta h_2^{\,2}$——在$\Delta h^2$—log$r$关系曲线的直线段上任意两点的纵坐标值（m²）；

$r_1$、$r_2$——在$s$($\Delta h^2$)—log$r$关系曲线上纵坐标为$s_1$、$s_2$（或$\Delta h_1^{\,2}$、$\Delta h_2^{\,2}$）的两点至抽水孔的距离（m）。

F.0.3　用非稳定流抽水试验或水位恢复法计算渗透系数、导水系数、给水度、释水系数等水文地质参数时，应符合下列要求：

1　非稳定流抽水试验的地质条件与计算假定条件一致；

2　非稳定流抽水试验的涌水量应保持恒定；



3　按观测时间与水位降深之间的关系；

4　抽水延续时间应根据$s$（$\triangle h^2$）—logt曲线确定，并符合：

1）　$s$（$\triangle h^2$）—logt曲线拐点后出现平缓段，并能推出最大水位降深时，即可结束；

2）　如$s$（$\triangle h^2$）—logt曲线无拐点，而呈直线延伸，则logt轴上的数据不得少于两个对数周期；

3）　有观测孔时，宜用观测孔的观测数据，多孔观测时宜用较远观测孔的观测数据。

F.0.4　试坑注水试验。对砂土和粉土可采用试坑单环法，对黏性土可采用试坑双环法。渗透系数的计算应符合下列要求：

1　单环法：

$$k=\frac{Q}{F} \qquad \text{(F.0.4-1)}$$

式中：$k$——试验土层的渗透系数（cm/min）；

$Q$——注入流量（cm³/min）；

$F$——铁环的底面积（cm²）。

2　双环法：

$$k=\frac{Qz}{F(H+z+H_a)} \qquad \text{(F.0.4-2)}$$

式中：$k$——试验土层的渗透系数（cm/min）；

$Q$——内环的注入流量（cm³/min）；

$F$——内环的底面积（cm²）；

$H$——试验水头（cm）；

$z$——从试坑底算起的渗入深度（cm）；

$H_a$——试验土层的毛细压力值（cm）。

F.0.5　孔内注水试验，包括常水头法和变水头法。对于砂、砾石、卵石等强透水地层可采用常水头法，对于粉砂、粉土、黏性土等弱透水地层可采用变水头法。渗透系数的计算应符合下列要求：

1　常水头法：

$$k=\frac{Q}{AH} \qquad \text{(F.0.5-1)}$$

式中：$k$——试验土层的渗透系数（cm/min）；

$Q$——注入流量（$cm^3$/min）；

$H$——试验水头（cm）；

$A$——形状系数，由钻孔和水流边界条件确定，可查相关手册取值。

2　变水头法：

$$k=\frac{\pi r^2}{A}\times\frac{\ln\frac{H_1}{H_2}}{t_1-t_2} \qquad \text{(F.0.5-2)}$$

式中：$k$——试验土层的渗透系数（cm/min）；

$H_1$、$H_2$——在时间$t_1$、$t_2$时的试验水头（cm）；

$r$——工作管内径（cm）；

$A$——形状系数，由钻孔和水流边界条件确定，可查相关手册取值。

F.0.6　压水试验，应根据工程要求，结合工程地质测绘和钻探资料，确定试验孔位，按岩层的渗透特性划分试验段，按需要确定试验的起始压力、最大压力和压力级数，绘制压力$p$与压入水量$Q$的关系曲线，计算试验段的透水率，确定$p$—$Q$曲线的类型。当需要根据压水试验成果确定岩土体渗透系数时，可按下式计算：

$$k=\frac{Q}{2\pi HL}\ln\frac{L}{r_0} \qquad \text{(F.0.6)}$$

式中：$k$——岩体渗透系数（m/d）；

$Q$——压入流量（$m^3$/d）；

$L$——试段长度（m）；

$H$——试验水头（m）；

$r_0$——钻孔半径（m）。



# 附录G　地基岩土的承载力特征值

G.0.1　当根据野外鉴定结果确定地基承载力特征值时，可按表G.0.1-1、G.0.1-2取值。

表G.0.1-1　基岩承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 风化程度 | 强风化 | 中等风化 | 微风化 |
|---|---|---|---|
| 硬质岩石 | 500～1000 | 1500～2500 | ≥4000 |
| 软质岩石 | 200～500 | 700～1200 | 1500～2000 |

注：对于微风化的岩石，其承载力如取用大于4000kPa时，应由试验确定。

表G.0.1-2　碎石土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 土的名称＼密实度 | 稍密 | 中密 | 密实 |
|---|---|---|---|
| 卵　石 | 300～500 | 500～800 | 800～1000 |
| 碎　石 | 250～400 | 400～700 | 700～900 |
| 圆　砾 | 200～300 | 300～500 | 500～700 |
| 角　砾 | 200～250 | 250～400 | 400～600 |

注：1 表中数值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或硬塑、坚硬状态的黏性土或稍湿的粉土所充填；

2 当粗颗粒为中等风化或强风化时，可按其风化程度适当降低承载力，当颗粒间呈半胶结状时，可适当提高承载力。

G.0.2　当根据室内物理力学指标标准值确定地基承载力特征值时，可按表G.0.2-1～表G.0.2-8确定。对标准值的确定应符合本规范第14.2.9条的规定。

表G.0.2-1　粉土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 孔隙比$e_{0k}$＼$w_k$（%） | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.5 | 370 | 370 | （345） | | | | |
| 0.6 | 285 | 285 | 270 | （260） | | | |

续 表 G.0.2-1

| 孔隙比$e_{0k}$ \ $w_k$（%） | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.7 | 230 | 230 | 215 | 205 | （195） | | |
| 0.8 | 180 | 180 | 170 | 160 | （155） | | |
| 0.9 | 145 | 145 | 140 | 135 | 125 | （120） | |
| 1.0 | 120 | 120 | 115 | 110 | 105 | 100 | (95) |

注： 1 在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的粉土，其工程性能一般较差，应根据工程经验取值，且不高于上表列值的85%。

2 有括号者仅供内插使用。

表G.0.2-2 黏性土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $e_k$ \ $I_{Lk}$ | 0 | 0.25 | 0.50 | 0.75 | 1.00 | 1.20 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.5 | 440 | 400 | 360 | (330) | | |
| 0.6 | 370 | 330 | 300 | 270 | (240) | |
| 0.7 | 300 | 270 | 240 | 220 | 190 | 155 |
| 0.8 | 250 | 220 | 200 | 180 | 155 | 125 |
| 0.9 | 210 | 190 | 175 | 155 | 125 | 95 |
| 1.0 | 180 | 165 | 145 | 125 | 105 | |
| 1.1 | | 145 | 125 | 105 | 95 | |

注：本表适用于第四纪全新世中早期沉积的黏性土。第四纪晚更新世（$Q_3$）及其以前沉积的老黏性土，其工程性能通常较好，这些土可结合原位测试、含水比等指标适当提高。

表G.0.2-3 新近沉积黏性土承载力特征值$f_{ak}$ （kPa）

| $e_k$ \ $I_{Lk}$ | ≤0.25 | 0.50 | 0.75 | 1.00 | 1.25 |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.8 | 130 | 120 | 110 | 100 | 90 |
| 0.9 | 120 | 110 | 100 | 90 | 80 |
| 1.0 | 110 | 100 | 90 | 80 | 70 |
| 1.1 | 100 | 90 | 80 | | |

注：指在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段第四纪中近期沉积的黏性土。



表G.0.2-4 老黏性土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 含水比$u=w/w_L$ | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 |
|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$（kPa） | 700 | 580 | 500 | 430 | 380 |

注：本表适用于压缩模量$E_s$大于15MPa的老黏性土。

表G.0.2-5 沿海地区淤泥和淤泥质土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 天然含水量$w$（%） | 36 | 40 | 45 | 50 | 55 |
|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$ （kPa） | 90～80 | 80～70 | 70～60 | 60～50 | 50～40 |

注：1 高塑性黏性土、采用复合地基设计或以软土作为下卧层使用时，可选用高值；低塑性黏性土或以软土作为主要受力层时，宜选用低值；

2 对于内陆淤泥和淤泥质土，可参照使用。

表G.0.2-6 素填土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 压缩模量$E_{s1-2}$（MPa） | 7 | 5 | 4 | 3 | 2 |
|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$（kPa） | 140 | 125 | 105 | 75 | 55 |

注：本表适用于堆积时间超过十年的黏性土，以及超过五年的粉土。

表G.0.2-7 压实填土承载力特征值$f_{ak}$ （kPa）

| 填土类型 | 压实系数 $\lambda_c$ | $f_{ak}$（kPa） |
|---|---|---|
| 碎 石、卵 石 | 0.95～0.97 | 200～300 |
| 砂夹石（其中碎石、卵石占全重30%～50%） | | 200～250 |
| 土夹石（其中碎石、卵石占全重30～50%） | | 150～200 |
| 粉质黏土、粉土（8≤$I_p$≤14） | | 130～180 |

表G.0.2-8 混合土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 干密度$\rho_d$（g/cm$^3$） | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2.0 | 2.1 | 2.2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$（kPa） | 170 | 190 | 230 | 300 | 380 | 480 | 620 |

| 孔隙比$e$ | 0.65 | 0.60 | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 0.30 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$（kPa） | 190 | 200 | 210 | 230 | 250 | 270 | 320 | 400 |

G.0.3　当根据土的原位测试指标标准值确定地基承载力特征值时，可按表G.0.3-1～表G.0.3-11确定。对标准值的确定应符合本规范第14.2.9条的规定。静力触探和动力触探测试指标以单孔厚度加权平均值为1组数据，静力触探指标标准值可采用平均值减去1倍标准差。

G.0.3-1　碎石土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $N'_{63.5}$（击） | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$ | 125 | 160 | 190 | 230 | 310 | 390 | 470 | 530 | 600 |

注：1　适用的深度范围为1m～20m；

2　本表一般适用于冲积和洪冲积的碎石土，其$d_{60}$不大于30mm，不均匀系数不大于120；

3　碎石素填土当$N'_{63.5}$小于10击时，可按上表的50%～70%取值，$N'_{63.5}$高时取低值，低时取高值。

表G.0.3-2　砂土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 土的名称 \ $N$（击） | 10 | 15 | 30 | 50 |
|---|---|---|---|---|
| 中、粗砂 | 180 | 250 | 340 | 500 |
| 粉、细砂 | 130 | 170 | 250 | 340 |

G.0.3－3　中粗砾砂承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $N'_{63.5}$（击） | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$ | 120 | 150 | 200 | 240 | 320 | 400 |

表G.0.3－4 中粗砾砂承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $q_c$（MPa） | $f_{ak}$ | $q_c$（MPa） | $f_{ak}$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 35～60 | 7 | 280～300 |
| 2 | 90～110 | 8 | 310～330 |
| 3 | 130～150 | 9 | 340～360 |
| 4 | 170～190 | 10 | 370～390 |
| 5 | 210～230 | 11 | 400～420 |
| 6 | 250～270 | 12 | 430～450 |



表G.0.3－5　粉细砂承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $q_c$（MPa） | $f_{ak}$ | $q_c$（MPa） | $f_{ak}$ |
|---|---|---|---|
| 5 | 135～145 | 11 | 265～275 |
| 6 | 155～165 | 12 | 290～300 |
| 7 | 180～190 | 13 | 310～320 |
| 8 | 200～210 | 14 | 330～340 |
| 9 | 220～220 | 15 | 350～360 |
| 10 | 240～250 | 16 | 370～380 |

表G.0.3－6　黏性土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $N_k$（击） | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 | 19 | 21 | 23 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$（kPa） | 100 | 140 | 180 | 225 | 270 | 315 | 360 | 410 | 480 | 570 | 650 |

表G.0.3－7　黏性土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）、压缩模量$E_s$、变形模量$E_0$（MPa）

| $P_s$（MPa） | $f_{ak}$（kPa） | $E_s$（MPa） | $E_0$（MPa） |
|---|---|---|---|
| 0.3 | 35～45 | 2.3 | 2.3 |
| 0.6 | 65～75 | 3.5 | 3.5 |
| 0.9 | 95～105 | 4.6 | 6.2 |
| 1.2 | 120～135 | 5.7 | 8.2 |
| 1.5 | 145～165 | 8.8 | 13.1 |
| 1.8 | 175～195 | 10.0 | 15.0 |
| 2.1 | 200～225 | 11.1 | 17.0 |
| 2.4 | 230～255 | 12.2 | 20.9 |
| 2.7 | 260～290 | 13.3 | 23.9 |
| 3.0 | 290～310 | 13.4 | 28.8 |

注：$P_s=q_c+6.4f_s$。

表G.0.3－8　老黏性土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）、压缩模量$E_s$、变形模量$E_0$（MPa）

| $P_s$（MPa） | $f_{ak}$（kPa） | $E_s$（MPa） | $E_0$（MPa） |
|---|---|---|---|
| 3.0 | 290～310 | 13.4 | 30.6 |
| 3.3 | 320～340 | 13.5 | 34.1 |

续 表 G.0.3－8

| $P_s$（MPa） | $f_{ak}$（kPa） | $E_s$（MPa） | $E_0$（MPa） |
|---|---|---|---|
| 3.6 | 350～380 | 14.7 | 39.7 |
| 3.9 | 380～410 | 15.8 | 41.2 |
| 4.2 | 410～440 | 18.8 | 44.7 |
| 4.5 | 440～470 | 20.0 | 47.3 |
| 4.8 | 470～500 | 21.1 | 51.8 |
| 5.1 | 500～530 | 20.2 | 55.3 |
| 5.4 | 530～570 | | 57.8 |
| 5.7 | 570～600 | | 62.4 |
| 8.0 | 600～630 | | 65.9 |

注：$P_s=q_c+6.4f_s$。

表G.0.3－9　黏性土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $N_{10}$（击） | 15 | 20 | 25 | 30 |
|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$（kPa） | 95 | 135 | 175 | 215 |

表G.0.3－10　素填土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $N_{10}$（击） | 10 | 20 | 30 | 40 |
|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$（kPa） | 75 | 105 | 125 | 145 |

G.0.3-11　花岗岩类残积土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $N'$（击）<br>土的名称 | 4～10 | 10～15 | 15～20 | 25～30 |
|---|---|---|---|---|
| 砾质黏性土 | （100）～250 | 250～300 | 300～350 | 250～（400） |
| 砂质黏性土 | （80）～200 | 200～250 | 250～300 | 300～（350） |
| 黏性土 | 150～200 | 200～240 | 240～（270） | |

G.0.4　当根据室内土工试验指标标准值确定黄土地基承载力特征值时，可按表G.0.4-1～表G.0.4-2确定。对标准值的确定应符合本规范第14.2.9条的规定。



G.0.4-1 一般湿陷性黄土的承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| $w_{Lk}/e_k$ \ $w_k$ | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 | 28 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 22 | 190 | 180 | 170 | 150 | 130 | 110 | |
| 25 | 210 | 190 | 180 | 160 | 140 | 120 | 100 |
| 28 | 230 | 210 | 190 | 170 | 150 | 130 | 110 |
| 31 | 250 | 230 | 210 | 190 | 170 | 150 | 130 |
| 34 | | 250 | 230 | 210 | 190 | 170 | 150 |
| 37 | | | 250 | 230 | 210 | 190 | |

表G.0.4－2　压缩性较高的新近堆积黄土承载力特征值$f_{ak}$（kPa）

| 含水比 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ak}$（kPa） | 130 | 120 | 110 | 100 | 90 | 75 |

# 附录H　高层建筑天然地基极限承载力估算

H.0.1　通过计算地基极限承载力$f_u$，然后除以安全系数$K$确定地基承载力特征值。$K$值应根据建筑物安全等级和岩土参数的可靠性在2～3之间选取。天然地基极限承载力可按下式估算：

$$f_u=\frac{1}{2}N_\gamma\zeta_\gamma b\gamma+N_q\zeta_q\gamma_0 d+N_c\zeta_c c_k \qquad (H.0.1)$$

式中：$f_u$——地基极限承载力（kPa）；

$\zeta_\gamma$、$\zeta_q$、$\zeta_c$——基础形状修正系数，按表H.0.1-1确定；

$N_\gamma$、$N_q$、$N_c$——地基承载力系数，根据地基持力层代表性内摩擦角标准值$\varphi_k$（°）按表H.0.1-2确定；

$b$——基础底面宽度，当基础宽度大于6m时取6m；

$\gamma_0$、$\gamma$——分别为基底以上和基底组合持力层的土体平均重度（kN/m$^3$），地下水位以下且不属于隔水层的土层取浮重度；当基底土层位于地下水位以下属于隔水层时$\gamma$取天然重度；如基底以上的地下水与基底高程处的地下水之间有隔水层，基底以上土层$\gamma_0$可取天然重度；

$d$——基础埋置深度（m），取值与本规范公式（8.2.3-1）相一致；

$c_k$——地基持力层代表性黏聚力标准值（kPa）。

表H.0.1-1　基础形状修正系数

| 基础形状 | $\zeta_\gamma$ | $\zeta_q$ | $\zeta_c$ |
|---|---|---|---|
| 条形 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 矩形 | $1-0.4b/l$ | $1+b\tan\varphi_k/l$ | $1+bN_q/lN_c$ |
| 圆形或方形 | 0.60 | $1+\tan\varphi_k$ | $1+N_q/N_c$ |



表H.0.1-2极限承载力系数$N_\gamma$、$N_q$、$N_c$

| $\varphi_k$（°） | $N_\gamma$ | $N_q$ | $N_c$ | | $\varphi_k$（°） | $N_\gamma$ | $N_q$ | $N_c$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0.00 | 1.00 | 5.14 | | 26 | 12.54 | 11.85 | 22.25 |
| 1 | 0.07 | 1.09 | 5.38 | | 27 | 14.47 | 13.20 | 23.94 |
| 2 | 0.15 | 1.20 | 5.63 | | 28 | 16.72 | 14.72 | 25.80 |
| 3 | 0.24 | 1.31 | 5.90 | | 29 | 19.34 | 16.44 | 27.86 |
| 4 | 0.34 | 1.43 | 6.19 | | 30 | 22.40 | 18.40 | 30.14 |
| 5 | 0.45 | 1.57 | 6.49 | | 31 | 25.99 | 20.63 | 32.67 |
| 6 | 0.57 | 1.72 | 6.81 | | 32 | 30.22 | 23.18 | 35.49 |
| 7 | 0.71 | 1.88 | 7.16 | | 33 | 35.19 | 26.09 | 38.64 |
| 8 | 0.86 | 2.06 | 7.53 | | 34 | 41.06 | 29.44 | 42.16 |
| 9 | 1.03 | 2.25 | 7.92 | | 35 | 48.03 | 33.30 | 46.12 |
| 10 | 1.22 | 2.47 | 8.35 | | 36 | 56.31 | 37.75 | 50.59 |
| 11 | 1.44 | 2.71 | 8.80 | | 37 | 66.19 | 42.92 | 55.63 |
| 12 | 1.69 | 2.97 | 9.28 | | 38 | 78.03 | 48.93 | 61.35 |
| 13 | 1.97 | 3.26 | 9.81 | | 39 | 92.25 | 55.96 | 67.87 |
| 14 | 2.29 | 3.59 | 10.37 | | 40 | 109.41 | 64.20 | 75.31 |
| 15 | 2.65 | 3.94 | 10.98 | | 41 | 130.22 | 73.90 | 83.86 |
| 16 | 3.06 | 4.34 | 11.63 | | 42 | 155.55 | 85.38 | 93.71 |
| 17 | 3.53 | 4.77 | 12.34 | | 43 | 186.54 | 99.02 | 105.11 |
| 18 | 4.07 | 5.26 | 13.10 | | 44 | 224.64 | 115.31 | 118.37 |
| 19 | 4.68 | 5.80 | 13.93 | | 45 | 271.76 | 134.88 | 133.88 |
| 20 | 5.39 | 6.40 | 14.83 | | 46 | 330.35 | 158.51 | 152.10 |
| 21 | 6.20 | 7.07 | 15.82 | | 47 | 403.67 | 187.21 | 173.64 |
| 22 | 7.13 | 7.82 | 16.88 | | 48 | 496.01 | 222.31 | 199.26 |
| 23 | 8.20 | 8.66 | 18.05 | | 49 | 613.16 | 265.51 | 229.93 |
| 24 | 9.44 | 9.60 | 19.32 | | 50 | 762.86 | 319.07 | 266.89 |
| 25 | 10.88 | 10.66 | 20.72 | | | | | |

注：$N_q=e^{\pi\tan\varphi_k}\tan^2(45°+\frac{\bar{\varphi}_k}{2})$；$N_c=(N_q-1)\cot\bar{\varphi}_k$；$N_\gamma=2(N_q+1)\tan\bar{\varphi}_k$

# 附录J　桩型与成桩工艺选择

**表J　桩型与成桩工艺选择**

| 桩类 | | | 桩径（$D$为扩大头直径）（mm） | 最大桩长（m） | 穿越土层 | | | | | | | | | | | | 桩端进入持力层 | | | | | | 地下水位 | 对环境影响 | | 孔底有无挤密 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 一般黏性土及其填土 | 淤泥和淤泥质土 | 粉土 | 砂土 | 碎石土 | 膨胀土 | 非自重湿陷性黄土 | 中间有硬壳层 | 中间有砂夹层 | 中间有砾石夹层 | 黏性土 | 密实砂土 | 碎石土 | 软质岩石和风化岩石 | 硬质岩石 | 以上 | 以下 | 振动和噪音 | 排浆 | |
| 非挤土成桩 | 干作业法 | 长螺旋钻孔灌注桩 | 300～800 | 28 | ○ | ╳ | ○ | △ | ╳ | ○ | ○ | △ | ╳ | △ | ○ | ○ | △ | △ | ╳ | ○ | ╳ | 无 | 无 | 无 |
| | | 人工挖孔扩底灌注桩 | 800～2000（$D$=1600～3000） | 30 | ○ | ╳ | △ | △ | △ | △ | ○ | ○ | △ | △ | ○ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ | 无 | 无 | 无 |
| | 泥浆护壁法 | 潜水钻成孔灌注桩 | 500～800 | 50 | ○ | ○ | ○ | △ | ╳ | △ | △ | ╳ | △ | ╳ | ○ | ○ | △ | ╳ | ╳ | ○ | ○ | 无 | 有 | 无 |
| | | 正、反循环钻成孔灌注桩 | 600～1200 | 80 | ○ | ○ | ○ | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | 无 | 有 | 无 |
| | | 旋挖成孔灌注桩 | 600～1200 | 60 | ○ | △ | ○ | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | 无 | 有 | 无 |
| | | 钻孔扩底灌注桩 | 600～1200（$D$=1000～1600） | 30 | ○ | ○ | ○ | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | △ | △ | △ | △ | ○ | ○ | 无 | 有 | 无 |
| 部分挤土成桩 | 灌注桩 | 冲击成孔灌注桩 | 600～1200 | 50 | ○ | △ | △ | △ | ○ | △ | ╳ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 有 | 有 | 无 |
| | | 长螺旋钻孔压灌桩 | 300～800 | 25 | ○ | △ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | △ | △ | △ | ○ | ○ | △ | △ | ╳ | ○ | △ | 无 | 无 | 无 |
| | | 预钻孔打入式预制桩 | 300～500（边长） | 50 | ○ | ○ | ○ | △ | ╳ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | △ | △ | ╳ | ○ | ○ | 有 | 无 | 有 |
| | 预制桩 | 静压混凝土（预应力混凝土）敞口管桩 | 300～600 | 60 | ○ | ○ | ○ | △ | ╳ | ○ | ○ | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | ○ | △ | 无 | 无 | 有 |
| 挤土成桩 | 预制桩 | 打入式混凝土预制桩 | 300～500（边长） | 60 | ○ | ○ | ○ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | △ | △ | △ | ○ | ○ | 有 | 无 | 有 |
| | | 闭口混凝土管桩 | 300～600 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 静压桩 | 300～600 | 60 | ○ | ○ | △ | △ | △ | ○ | ○ | △ | △ | ╳ | ○ | ○ | △ | ╳ | ╳ | ○ | ○ | 无 | 无 | 有 |

注：表中符号○表示比较合适；△表示有可能采用；╳表示不宜采用。



# 附录K　预压地基平均固结度计算

K.0.1　一级或多级等速加载条件下，当固结时间为t时，对应总荷载的地基平均固结度可按下式计算：

$$\overline{U_t}=\sum_{i=1}^{n}\frac{\dot{q}_i}{\Sigma\Delta p}\left[(T_i-T_{i-1})-\frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}\left(e^{-\beta T_i}-e^{-\beta T_{i-1}}\right)\right] \qquad (K.0.1)$$

式中：$\overline{U_t}$ ——$t$时间地基的平均固结度；

$\dot{q}_i$ ——第$i$级荷载的加载速率（kPa/d）；

$\Sigma\Delta p$ ——各级荷载的累加值（kPa）；

$T_i$、$T_{i-1}$ ——分别为第$i$级荷载加载的起始和终止时间（从零点起算）（d），当计算第$i$级荷载加载过程中某时间t的固结度时，$T_i$改为$t$；

$\alpha$、$\beta$ ——参数，根据地基土排水固结条件按表K.0.1采用。对排水井地基，表中所列$\beta$为不考虑涂抹和井阻影响的参数值。

**表K.0.1　$\alpha$和$\beta$值**

| 参数 \ 排水固结条件 | 竖向排水固结 $\overline{U_z}>30\%$ | 向内径向排水固结 | 竖向和向内径向排水固结（排水井穿透受压土层） | 说　明 |
|---|---|---|---|---|
| $\alpha$ | $\frac{8}{\pi^2}$ | 1 | $\frac{8}{\pi^2}$ | $F_n=\frac{n^2}{n^2-1}\ln(n)-\frac{3n^2-1}{4n^2}$<br>$c_h$——土的径向排水固结系数（$cm^2/s$）；<br>$c_v$——土的竖向排水固结系数（$cm^2/s$）；<br>$H$——土层竖向排水距离(cm)；<br>$\overline{U_z}$——双面排水土层或固结应力均匀分布的单面排水土层平均固结度 |
| $\beta$ | $\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$ | $\frac{8c_h}{F_n d_e^2}$ | $\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}+\frac{8c_h}{F_n d_e^2}$ | |

K.0.2　当排水井采用挤土方式施工时，应考虑涂抹对土体固结的影响。当排水井的纵向通水量与天然土层水平向渗透系数的比值较小，且长度较长时，尚应考虑井阻影响。瞬时加载条件下，

考虑涂抹和井阻影响时，排水井地基径向排水平均固结度可按下列公式计算：

$$\overline{U_t}=1-e^{-\frac{8c_h}{Fd_e^2}t} \qquad (K.0.2\text{-}1)$$

$$F=F_n+F_s+F_r \qquad (K.0.2\text{-}2)$$

$$F_n=\ln(n)-\frac{3}{4},n\geqslant 15 \qquad (K.0.2\text{-}3)$$

$$F_n=[\frac{k_h}{k_s}-1]\ln s \qquad (K.0.2\text{-}4)$$

$$F_r=\frac{\pi^2L^2}{4}\frac{k_h}{q_w} \qquad (K.0.2\text{-}5)$$

式中：$\overline{U_t}$——固结时间t时排水井地基径向排水平均固结度；

$k_h$——天然土层水平向渗透系数（cm/s）；

$k_s$——涂抹区土的水平向渗透系数（cm/s），可取$k_h$的(1/5～1/3)倍；

$s$——涂抹区直径$d_s$与排水井直径$d_w$的比值，可取2.0～3.0，对中等灵敏性黏性土取低值，对高灵敏性黏土取高值；

$L$——排水井深度（cm）；

$q_w$——排水井纵向通水量，为单位水力梯度下单位时间的排水量（$cm^3/s$）。

一级或多级等速加载条件下，考虑涂抹和井阻影响时排水井穿透受压土层地基的平均固结度可按本附录公式（K.0.1）计算，其中$\alpha=\frac{8}{\pi^2}$，$\beta=\frac{\pi^2c_v}{4H^2}+\frac{8c_h}{F_nd_e^2}$。



# 附录L　边坡土压力计算

L.0.1　静止土压力标准值可按下式计算：

$$e_{0ik}=(\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j+q)K_{0i} \qquad (L.0.1)$$

式中：$e_{0ik}$——计算点处的静止土压力标准值（kPa）；

$\gamma_j$——计算点以上第$j$层土的重度（$kN/m^3$）；

$h_j$——计算点以上第$j$层土的厚度（m）；

$q$——地面均布荷载（kPa）；

$K_{0i}$——计算点处的静止土压力系数，应由试验确定。当无试验条件时，对砂土可取0.34～0.45，对黏性土可取0.5～0.7。

L.0.2　主动土压力合力标准值可根据平面滑裂面假定，按下列公式计算（图L.0.2）：

$$E_{ak}=\frac{1}{2}\gamma H^2K_a \qquad (L.0.2\text{-}1)$$

$$K_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin^2\alpha\sin^2(\alpha+\beta-\varphi-\delta)}\{K_q[\sin(\alpha+\delta)\sin(\alpha-\delta)+\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)]+2\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos(\alpha+\beta-\varphi-\delta))-2[(K_q\sin(\alpha+\beta)\sin(\varphi-\beta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi)(K_q\sin(\alpha-\delta)\sin(\varphi+\delta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi)]^{1/2}\} \qquad (L.0.2\text{-}2)$$

$$K_q=1+\frac{2q}{\gamma H}\frac{\sin\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \qquad (L.0.2\text{-}3)$$

$$\eta=\frac{2c}{\gamma H} \qquad (L.0.2\text{-}4)$$

式中：$E_{ak}$——主动土压力合力标准值（kN/m）；

$K_a$——主动土压力系数；

$H$——挡土墙高度（m）；

$\gamma$——填土土体重度（kN/m$^3$）；

$c$、$\varphi$——分别为填土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

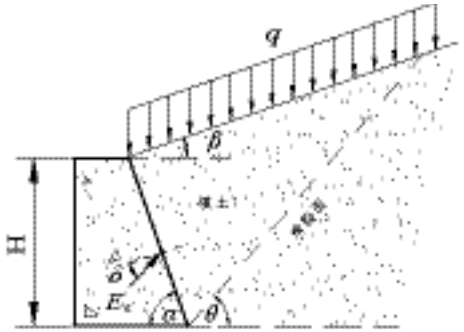
$q$——地表均布荷载标准值（kN/m$^2$）；

$\delta$——土对挡土墙墙背的摩擦角（°），按表L.0.2取值；

$\beta$——填土表面与水平面的夹角（°）；

$\alpha$——支挡结构墙背与水平面的夹角（°）；

$\theta$——滑裂面与水平面的夹角（°）。




图L.0.2　土压力计算

**表L.0.2　土对挡土墙墙背的摩擦角$\delta$（°）**

| 挡土墙情况 | 摩擦角$\delta$（°） |
|---|---|
| 墙背平滑，排水不良 | （0～0.33）$\varphi$ |
| 墙背粗糙，排水良好 | （0.33～0.50）$\varphi$ |
| 墙背很粗糙，排水良好 | （0.50～0.67）$\varphi$ |
| 墙背与填土间不可能滑动 | （0.67～1.00）$\varphi$ |

L.0.3　当墙背直立光滑、土体表面水平时，主、被动土压力标准值可分别按下列公式计算：

$$e_{aik}=\left(\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j+q\right)K_{ai}-2c_i\sqrt{K_{ai}} \qquad \text{（L.0.3-1）}$$

$$e_{pik}=\left(\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j+q\right)K_{pi}+2c_i\sqrt{K_{pi}} \qquad \text{（L.0.3-2）}$$

式中：$e_{aik}$——计算点处的主动土压力标准值（kPa），当$e_{aik}$＜0时，取$e_{aik}$＝0；

$e_{pik}$——计算点处的被动土压力标准值（kPa）；

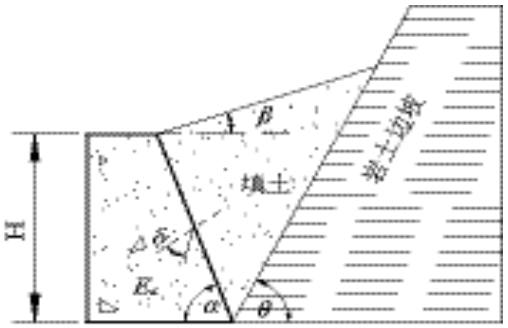
$K_{ai}$、$K_{pi}$——计算点处的主、被动土压力系数，分别按本规范公式（12.2.2-2）、（12.2.2-4）计算；

$c_i$、$\varphi_i$——计算点处土的黏聚力（kN/m$^2$）、内摩擦角（°）；

L.0.4　当挡墙后土体破裂面以内有较陡的稳定岩石坡面时，应视为有限范围填土情况计算主动土压力，主动土压力合力标准值可按下列公式计算（图L.0.4）：

$$E_{ak}=\frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \qquad \text{（L.0.4-1）}$$

$$K_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\alpha-\delta+\theta-\delta_r)\sin(\theta-\beta)}\left[\frac{\sin(\alpha+\theta)\sin(\theta-\delta_r)}{\sin^2\alpha}-\eta\frac{\cos\delta_r}{\sin\alpha}\right] \qquad \text{（L.0.4-2）}$$




图L.0.4　有限范围填土土压力计算

式中：$\theta$——稳定岩石坡面的倾角（°）；

$\delta_r$——稳定且无软弱层的岩石坡面与填土间的内摩擦角(°)，宜根据试验确定。当无试验资料时，可取$\delta_r$＝（0.4

～0.7）$\varphi$。$\varphi$为填土的内摩擦角。

L.0.5　当边坡的坡面为倾斜，坡顶水平、无超载时，土压力的合力标准值可按公式（L.0.5-1）计算，边坡破坏时的平面破裂角$\theta$可按公式（L.0.5-3）计算（图L.0.5）：

$$E_{ak}=\frac{1}{2}\gamma h^2 K_a \tag{L.0.5-1}$$

$$K_a=(\cot\theta-\cot\alpha')\tan(\theta-\varphi)-\frac{\eta\cos\varphi}{\sin\theta\cos(\theta-\varphi)} \tag{L.0.5-2}$$

$$\theta=\arctan\left[\frac{\cos\varphi}{\sqrt{1+\dfrac{\cot\alpha'}{\eta+\tan\varphi}}-\sin\varphi}\right] \tag{L.0.5-3}$$

$$\eta=\frac{2c}{\gamma h} \tag{L.0.5-4}$$

式中：$E_{ak}$——水平土压力合力标准值（kN/m）；

$K_a$——水平土压力系数；

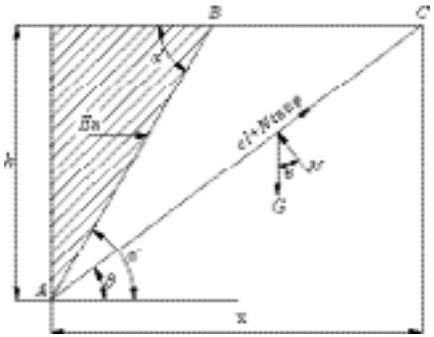
$\gamma$——支挡结构后的土体重度，地下水位以下采用有效重度（kN/m$^3$）；

$h$——边坡的垂直高度（m）；

$\alpha'$——边坡坡面与水平面的夹角（°）；

$c$、$\varphi$——土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

$\theta$——土体的临界滑动面与水平面的夹角（°）。




图L.0.5 边坡的坡面为倾斜时计算简图



L.0.6　计算作用于挡土墙上的地震主动土压力时，可按本附录公式（L.0.2-1）计算，其主动土压力系数应按下式计算：

$$K_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\rho\sin^2\alpha\sin(\alpha+\beta-\varphi-\delta)}$$
$$\{K_q[\sin(\alpha+\beta)\sin(\alpha-\delta-\rho)+\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\rho-\beta)]$$
$$+2\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos\rho\cos(\alpha+\beta-\varphi-\delta)$$
$$-2[(K_q\sin(\alpha+\beta)\sin(\varphi-\rho-\beta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos\rho)$$
$$(K_q\sin(\alpha-\delta-\rho)\sin(\varphi+\delta)$$
$$+\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos\rho)]^{0.5}\} \tag{L.0.6}$$

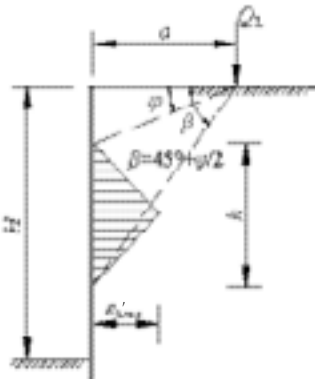
式中：$\rho$——地震角（°），可按表L.0.6取值。

表L.0.6　地震角$\rho$（°）

| 类别 | 7度 | | 8度 | | 9度 |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0.1g | 0.15g | 0.2g | 0.3g | 0.4g |
| 水　上 | 1.5 | 2.3 | 3 | 4.5 | 6 |
| 水　下 | 2.5 | 3.8 | 5 | 7.5 | 10 |

L.0.7　距支护结构顶端$a$处作用有线分布荷载$Q_L$时，附加侧向压力分布可简化为等腰三角形，最大附加侧向土压力标准值可按下式计算（图L.0.7）：

$$e_{h'max}=\left(\frac{2Q_L}{h}\right)\sqrt{K_a} \tag{L.0.7}$$




图L.0.7　线荷载产生的附加侧向压力分布图

式中：$e'_{hmax}$ ——最大附加侧向压力标准值（kPa）；

$h$ ——附加侧向压力分布范围(m)，$h=a$（tan$\beta$-tan$\varphi$），$\beta$=45°+$\varphi$/2；

$Q_L$ ——线分布荷载标准值（kN/m）；

$K_a$ ——主动土压力系数，按本规范公式(12.2.2-2)计算。

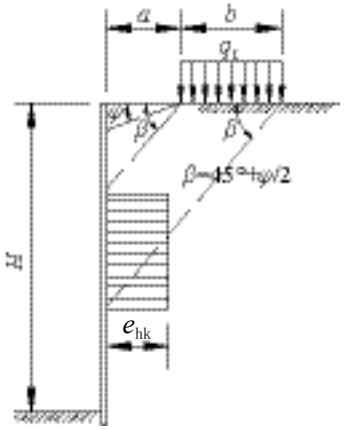
L.0.8　距支护结构顶端$a$处作用有宽度$b$的均布荷载时，附加侧向土压力标准值可按下式计算（图L.0.8）：

$$e_{hk}=K_a.q_L \qquad (L.0.8)$$

式中：$e_{hk}$ ——附加侧向土压力标准值（kPa）；

$q_L$ ——局部均布荷载标准值（kPa）；

$K_a$ ——主动土压力系数，按本规范公式（12.2.2-2）计算。




图L.0.8　局部荷载产生的附加侧向压力分布图

L.0.9　当坡顶地面非水平时，支护结构上的主动土压力可按下列规定进行计算（图L.0.9）：

1　坡顶为斜坡，靠近边坡处有一水平台阶，支护结构上的主动土压力可按下式计算（图L.0.9a）：

$$e_a=\gamma z\cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}} \qquad (L.0.9\text{-}1)$$

$$e'_a=K_a\gamma(z+h)-2c\sqrt{K_a} \qquad (L.0.9\text{-}2)$$



式中：$\beta$ ——边坡坡顶地表斜坡面与水平面的夹角（°）；

$c$、$\varphi$ ——土体的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

$\gamma$ ——土体的重度（kN/m³）；

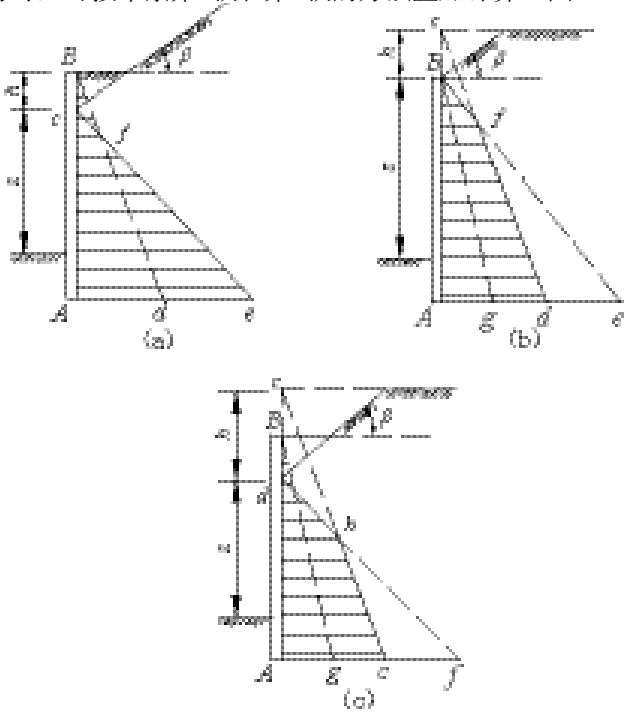
$e_a$、$e'_a$ ——侧向土压力（kPa）；

$z$ ——计算点的深度（m）；

$h$——地表水平面与地表斜坡和支护结构相交点的距离(m)。

2　坡顶水平，靠近边坡处为斜坡，计算支护结构上的侧向土压力时，可将斜面延长到c点，则BAdfB为主动土压力的近似分布图形（图L.0.9b）；

3　坡顶水平，靠近边坡处为水平台阶，计算支护结构上的侧向土压力时，可按本条第1款和第2款的方法叠加计算（图L.0.9c）。




图L.0.9　地面非水平时支护结构上主动土压力的近似计算

a)坡顶地面为斜坡，靠近边坡处有一水平台阶；b）坡顶水平，靠近边坡处为斜坡；c）坡顶水平，靠近边坡处为水平台阶。

L.0.10　当边坡为二阶且竖直、坡顶水平且无超载时，岩土压力的合力标准值可按下列公式计算（图L.0.10）：

$$E_{ak}=\frac{1}{2}\gamma h^2 K_a \qquad \text{（L.0.10-1）}$$

$$K_a=(\cot\theta-\frac{2a\xi}{h})\tan(\theta-\varphi)-\frac{\eta\cos\varphi}{\sin\theta\cos(\theta-\varphi)} \qquad \text{（L.0.10-2）}$$

式中：$E_{ak}$——水平岩土压力合力标准值（kN/m）；

$K_a$——水平岩土压力系数；

$\gamma$——支挡结构后的岩土体重度，地下水位以下用有效重度（kN/m$^3$）；

$h$——边坡的垂直高度（m）；

$a$——上阶边坡的宽度（m）；

$\xi$——上阶边坡的高度与总的边坡高度的比值；

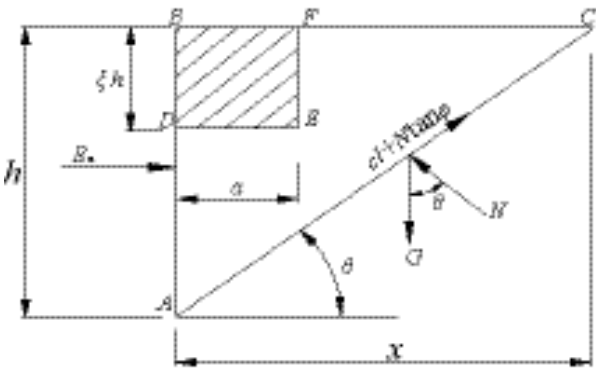
$c$、$\varphi$——岩土体或外倾结构面的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

$\theta$——岩土体的临界滑动面与水平面的夹角（°）。当岩体存在外倾结构面时，$\theta$可取外倾结构面的倾角，当存在多个外倾结构面时，应分别计算，取其中的最大值为设计值；当岩体中不存在外倾结构面时，$\theta$可按下列公式计算。

$$\theta=\arctan\left[\frac{\cos\varphi}{\sqrt{1+\dfrac{2a\xi}{h(\eta+\tan\varphi)}}-\sin\varphi}\right] \qquad \text{（L.0.10-3）}$$

$$\eta=\frac{2c}{\gamma h} \qquad \text{（L.0.10-4）}$$






图L.0.10　二阶竖直边坡的计算简图

# 附录M　边坡岩石压力计算

M.0.1　对沿外倾结构面滑动的边坡，其主动岩石压力合力标准值可按下列公式计算：

$$E_{ak}=\frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \qquad (M.0.1\text{-}1)$$

$$K_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)[K_q\sin(\alpha+\theta)\sin(\theta-\varphi_s)-\eta\sin\alpha\cos\varphi_s]}{\sin^2\alpha\sin(\alpha-\delta+\theta-\varphi_s)\sin(\theta-\beta)} \qquad (M.0.1\text{-}2)$$

$$\eta=\frac{2c_s}{\gamma H} \qquad (M.0.1\text{-}3)$$

式中：$E_{ak}$——主动岩石压力合力标准值（kN/m）；

$K_a$——主动岩石压力系数；

$H$——挡土墙高度（m）；

$\gamma$——岩体重度（kN/m$^3$）；

$\theta$——边坡外倾结构面倾角（°）；

$c_s$、$\varphi_s$——边坡外倾结构面黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；

$K_q$——系数，按本规范附录L公式（L.0.2-3）计算；

$\delta$——岩石与挡墙背的摩擦角（°),取（0.33～0.50）$\varphi$；

$\alpha$——支护结构墙背与水平面的夹角（°）；

$\beta$——填土表面与水平面的夹角。

当有多组外倾结构面时，应计算每组结构面的主动岩石压力并取其大值。

M.0.2　对沿缓倾的外倾软弱结构面滑动的边坡（图M.0.2），主动岩石压力合力标准值可按下式计算：

$$E_{ak}=G\tan(\theta-\varphi_s)-\frac{c_s L\cos\varphi_s}{\cos(\theta-\varphi_s)} \qquad (M.0.2)$$

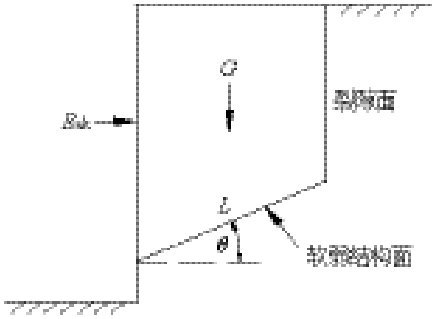
式中：$G$——四边形滑裂体自重（kN/m）；



$L$——滑裂面长度（m）；

$\theta$——缓倾的外倾软弱结构面的倾角（°）；

$c_s$、$\varphi_s$——外倾软弱结构面的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；




图M.0.2 岩质边坡四边形滑裂时侧向压力计算

M.0.3　岩质边坡的侧向岩石压力和破裂角计算应符合下列规定：

1　对无外倾结构面的岩质边坡，应以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法计算侧向岩石压力；对坡顶无建筑荷载的永久性边坡和坡顶有建筑荷载的临时边坡和基坑边坡，破裂角按45°＋$\varphi$/2确定，Ⅰ类岩质边坡可取75°左右；坡顶无建筑荷载的临时性边坡和基坑边坡的破裂角，Ⅰ类岩质边坡取82°；Ⅱ类岩质边坡取72°；Ⅲ类岩质边坡取62°；Ⅳ类岩质边坡取45°＋$\varphi$/2°；

2　当有外倾硬性结构面时，应分别以外倾硬性结构面的抗剪强度参数本附录第M.0.1条的方法和以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法分别计算，取两种结果的较大值；破裂角取本条第1款和外倾结构面倾角两者中的较小值；

3　当边坡沿外倾软弱结构面破坏时，侧向岩石压力按本附录第M.0.1条和第M.0.2条计算，破裂角取该外倾结构面的倾角，同时应按本条第1款进行验算。

M.0.4　当岩质边坡的坡面为倾斜、坡顶水平、无超载时，岩石压力的合力标准值可按本规范附录L公式（L.0.5-1）计算。当岩

体存在外倾结构面时，$\theta$可取外倾结构面的倾角，抗剪强度指标取外倾结构面的抗剪强度指标；当存在多个外倾结构面时，应分别计算，取其中的最大值作为设计值。

M.0.5　考虑地震作用时，作用于支护结构上的地震主动岩石压力应按本附录公式（M.0.1-1）计算，但其主动岩石压力系数应按下式计算：

$$K_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)[K_q\sin(\alpha+\theta)\sin(\theta-\varphi_s+\rho)-\eta\sin\alpha\cos\varphi_s\cos\rho]}{\cos\rho\sin^2\alpha\sin(\alpha-\delta+\theta-\varphi_s)\sin(\theta-\beta)}\text{（M.0.5）}$$

式中：$\rho$——地震角（°），可按本附录表L.0.6取值。



# 附录N　锚杆基本试验要点

## N.1 一般规定

N.1.1　试验锚杆的参数、材料、施工工艺及其所处的地质条件应与工程锚杆相同。

N.1.2　锚杆抗拔试验应在锚固段注浆固结体强度达到15MPa或达到设计强度的75%后进行。

N.1.3　加载装置（千斤顶、油泵）的额定压力必须大于最大试验压力，且试验前应进行标定。

N.1.4　加载反力装置的承载力和刚度应满足最大试验荷载的要求，加载时千斤顶应与锚杆同轴。

N.1.5　计量仪表（测力计、位移计、压力表）的精度应满足试验要求。

N.1.6　试验锚杆宜在自由段与锚固段之间设置消除自由段摩阻力的装置。

N.1.7　最大试验荷载下的锚杆杆体应力，对预应力钢筋，不应超过其抗拉强度标准值的0.9倍；对普通钢筋，不应超过其屈服强度标准值。

## N.2 基本试验

N.2.1　同一条件下的极限抗拔承载力试验的锚杆数量不应少于3根。

N.2.2　确定锚杆极限抗拔承载力的试验，最大试验荷载应大于预估破坏荷载，且试验锚杆杆体截面面积应符合本附录第N.1.7条的规定；不符合时，应按本附录第N.1.7条对钢筋强度的要求

确定最大试验荷载。必要时，可增加试验锚杆的杆体截面面积。

N.2.3　锚杆极限抗拔承载力试验宜采用循环加载法，其加载分级和锚头位移观测时间应按表N.2.3确定。

**表N.2.3　循环加载试验的加载分级与锚头位移观测时间**

| 循环次数 | 分级荷载与最大试验荷载的百分比（%） | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 初始荷载 | 加载过程 | | | 卸载过程 | | |
| 第一循环 | 10 | 20 | 40 | 50 | 40 | 20 | 10 |
| 第二循环 | 10 | 30 | 50 | 60 | 50 | 30 | 10 |
| 第三循环 | 10 | 40 | 60 | 70 | 60 | 40 | 10 |
| 第四循环 | 10 | 50 | 70 | 80 | 70 | 50 | 10 |
| 第五循环 | 10 | 60 | 80 | 90 | 80 | 60 | 10 |
| 第六循环 | 10 | 70 | 90 | 100 | 90 | 70 | 10 |
| 观测时间（min） | | 5 | 5 | 10 | 5 | 5 | 5 |

注：1 锚杆加载前应预先施加初始荷载，初始荷载应取锚杆轴向拉力标准值的10%；

2 每级加、卸荷载稳定后，在观测时间内测读锚头位移不应少于3次；

3 在每级荷载的观测时间内，当锚头位移增量不大于1.0mm时，可视为位移稳定；当观测时间内锚头位移增量大于1.0mm时，应在该级荷载下再延长观测时间60min，并应每隔10min测读锚头位移1次；当该60min内锚头位移增量小于2.0mm时，可视为锚头位移收敛；当锚头位移稳定或收敛后，方可施加下一级荷载；

4 至最大试验荷载后，当锚杆尚未出现本附录第N.2.5条规定的终止加载情况，且继续加载后满足本附录第N.1.7条对钢筋强度的要求时，宜按最大试验荷载10%的荷载增量继续进行下一循环加载，此时，每级加载中间过程的分级荷载与最大试验荷载的百分比应分别相应增加10%，其观测时间应为10min。

N.2.4　当锚杆极限抗拔承载力试验采用逐级加载法时，其加载分级和锚头位移观测时间应按表N.2.3中每一循环的最大荷载及相应的观测时间逐级加载和卸载。

N.2.5　锚杆试验中遇下列情况之一时，应终止继续加载：

1　从第二级加载开始，后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生位移增量的2倍；

2　锚头位移不收敛；

3　锚杆杆体破坏。

N.2.6　循环加载试验应绘制锚杆的荷载～位移（$Q$～$s$）曲线、荷载～弹性位移（$Q$～$s_e$）曲线和荷载～塑性位移（$Q$～$s_p$）曲线。锚杆的位移不应包括试验反力装置的变形。

N.2.7　锚杆极限抗拔承载力应按下列方法确定：

1　单根锚杆的极限抗拔承载力，在某级试验荷载下出现本附录第N.2.5条规定的终止继续加载情况时，应取终止加载的前一级荷载值；未出现时，应取最大试验荷载值。

2　参加统计的试验锚杆，当极限抗拔承载力的极差不超过其平均值的30%时，锚杆极限抗拔承载力标准值可取平均值；当级差超过其平均值的30%时，宜增加试验锚杆数量，并应根据级差过大的原因，按实际情况重新进行统计后，确定锚杆极限抗拔承载力标准值。

# 附录P　锚杆选型

**表P　锚杆选型**

| 类别 \ 特征 | 材料 | 锚杆承载力标准值（kN） | 锚杆长度（m） | 应力状况 | 备注 |
|---|---|---|---|---|---|
| 土层锚杆 | 钢筋（Ⅱ、Ⅲ级） | ＜450 | ＜16 | 非预应力 | 锚杆超长时，施工安装难度较大 |
| | 钢绞线<br>高强钢丝 | 450～800 | ＞10 | 预应力 | 锚杆超长时施工方便 |
| | 精轧螺纹钢筋（直径18mm～25mm） | 400～800 | ＞10 | 预应力 | 杆体防腐性好，施工安装方便 |
| | 无黏结钢绞线 | 450～800 | ＞10 | 预应力 | 压力型、压力分散型锚杆 |
| | 扩体锚杆（钢绞线、高强钢丝） | 450～800 | ＞10 | 预应力 | 施工安装方便 |
| 岩层锚杆 | 钢筋（Ⅱ、Ⅲ级） | ＜450 | ＜16 | 非预应力 | 锚杆超长时，施工安装难度较大 |
| | 钢绞线<br>高强钢丝 | 500～3000 | ＞10 | 预应力 | 锚杆超长时施工方便 |
| | 精轧螺纹钢筋（直径25mm～32mm） | 400～1100 | ＞10 | 预应力或非预应力 | 杆体防腐性好，施工安装方便 |
| | 无黏结钢绞线 | 450～3000 | ＞10 | 预应力 | 压力型、压力分散型锚杆 |



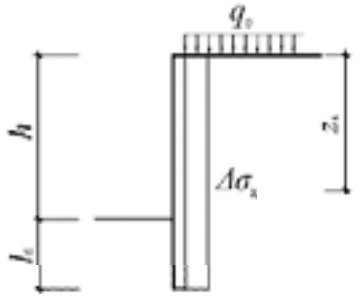
# 附录Q　附加荷载作用下土中附加竖向应力标准值计算方法

Q.0.1　均布附加荷载作用下的土中附加竖向应力标准值应按下式计算（图Q.0.1）：

$$\Delta\sigma_k = q_0 \qquad (Q.0.1)$$

式中：$\Delta\sigma_k$ ——支护结构外侧附加荷载作用下计算点的土中附加竖向应力标准值（kPa）；

$q_0$ ——均布附加荷载标准值（kPa）。




图Q.0.1　均布竖向附加荷载作用下的土中附加竖向应力计算

Q.0.2　局部附加荷载作用下的土中附加竖向应力标准值可按下列规定计算：

1　对于条形基础下的附加荷载（图Q.0.2a）：

1）　当$d+a/\tan\theta \leqslant z_a \leqslant d+(3a+b)/\tan\theta$时

$$\Delta\sigma_k = \frac{p_0 b}{b+2a} \qquad (Q.0.2\text{-}1)$$

式中：$p_0$ ——基础底面附加压力标准值（kPa）；

$d$ ——基础埋置深度（m）；

$b$ ——基础宽度（m）；

$a$——支护结构外边缘至基础的水平距离（m）；

$\theta$——附加荷载的扩散角，宜取$\theta=45°$；

$z_a$——支护结构顶面至土中附加竖向应力计算点的竖向距离。

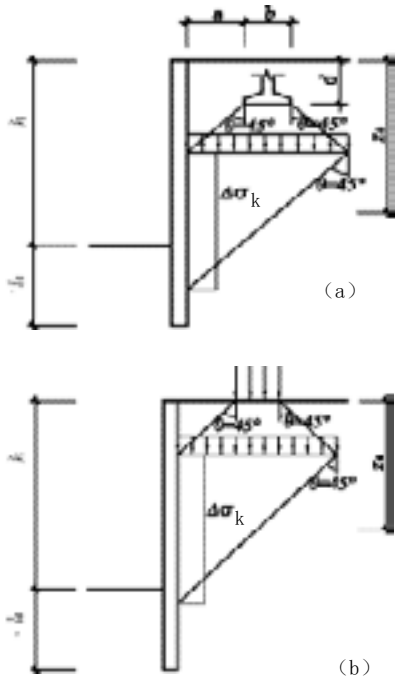
2） 当$z_a<d+a/\tan\theta$或$z_a>d+(3a+b)/\tan\theta$时，取$\Delta\sigma_k=0$。

2 对于矩形基础下的附加荷载（图Q.0.2a）：

1） 当$d+a/\tan\theta\leqslant z_a\leqslant d+(3a+b)/\tan\theta$时

$$\Delta\sigma_k=\frac{p_0 bl}{(b+2a)(l+2a)} \qquad (Q.0.2\text{-}2)$$

式中：$b$——与基坑边垂直方向上的基础尺寸（m）；




图Q.0.2 局部附加荷载作用下的土中附加竖向应力计算

（a）条形或矩形基础；（b）作用在地面的条形或矩形附加荷载



$l$——与基坑边平行方向上的基础尺寸（m）。

2）当$z_a<d+a/\tan\theta$或$z_a>d+(3a+b)/\tan\theta$时，取$\Delta\sigma_k=0$。

3 对作用在地面的条形、矩形附加荷载，按本条第1、2款计算土中附加竖向应力标准值$\Delta\sigma_k$时，应取$d=0$（图Q.0.2b）。

Q.0.3 当支护结构顶部低于地面，其上方采用放坡或土钉墙时，支护结构顶面以上土体对支护结构的作用宜按库仑土压力理论计算，也可将其视作附加荷载并按下列公式计算土中附加竖向应力标准值（图Q.0.3）：

1 当$a/\tan\theta\leqslant z_a\leqslant(a+b_1)/\tan\theta$时

$$\triangle\sigma_k=\frac{\gamma h_1}{b_1}(z_a-a)+\frac{E_{ak1}(a+b_1-z_a)}{K_a b_1^2} \qquad (Q.0.3\text{-}1)$$

$$E_{ak1}=\frac{1}{2}\gamma h_1^2 K_a-2ch_1\sqrt{K_a}+\frac{2c^2}{\gamma} \qquad (Q.0.3\text{-}2)$$

2 当$z_a>(a+b_1)/\tan\theta$时

$$\Delta\sigma_k=\gamma h_1 \qquad (Q.0.3\text{-}3)$$

3 当$z_a<a/\tan\theta$时

$$\Delta\sigma_k=0 \qquad (Q.0.3\text{-}4)$$

式中：$z_a$——支护结构顶面至土中附加竖向应力计算点的竖向距离（m）；

$a$——支护结构外边缘至放坡坡脚的水平距离（m）；

$b_1$——放坡坡面的水平尺寸（m）；

$h_1$——地面至支护结构顶面的竖向距离（m）；

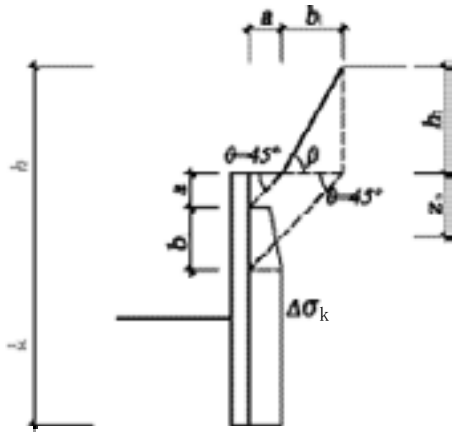
$\gamma$——支护结构顶面以上土的重度 （kN/m$^3$）；对多层土取各层土按厚度加权的平均值；

$c$、$\varphi$——支护结构顶面以上土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°），按本规范第12.1.7条的规定取值；

$K_a$——支护结构顶面以上土的主动土压力系数；对多层土取各层土按厚度加权的平均值；

$E_{ak1}$——支护结构顶面以上土层所产生的主动土压力的标准

值（kN/m）。




图Q.0.3 挡土构件顶部以上放坡时土中附加竖向应力计算



# 附录R　渗透稳定性验算

R.0.1　截水帷幕未穿透坑底承压水层，承压水层的水头高于坑底时，应按下式进行坑底突涌稳定性验算（图R.0.1）：

$$\frac{D\gamma}{(\Delta h+D)\gamma_w}\geqslant K_h \qquad (R.0.1)$$

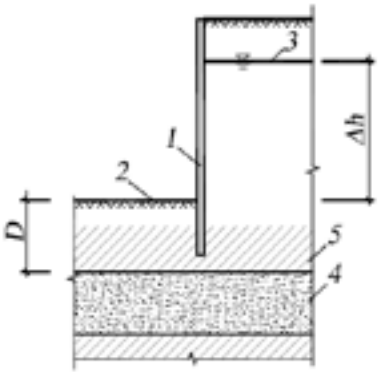
式中：$K_h$ ——突涌稳定安全系数；$K_h$不应小于1.1；

$D$ ——承压水含水层顶面与坑底之间的土层厚度（m）；

$\gamma$ ——承压水含水层顶面与坑底之间土层的天然重度（kN/m$^3$）；对多层土，取按土层厚度加权的平均天然重度；

$\Delta h$ ——基坑内外的水头差（m）；

$\gamma_w$ ——水的重度（kN/m$^3$）。




图R.0.1 坑底土体的突涌稳定性验算
1-截水帷幕；2-基底；3-承压水测管水位；4-承压水含水层；5-隔水层

R.0.2　悬挂式截水帷幕底端位于含水层（碎石土、砂土或粉土等）时，对均质含水层，地下水渗流的流土稳定性按下式计算（图R.0.2）：

$$\frac{(2D+0.8D_1)\gamma}{\Delta h\gamma_w} \geqslant K_f \qquad (R.0.2)$$

式中：$K_f$ ——流土稳定安全系数；安全等级为一级、二级、三级的支护结构，$K_f$分别不应小于1.6、1.5、1.4；

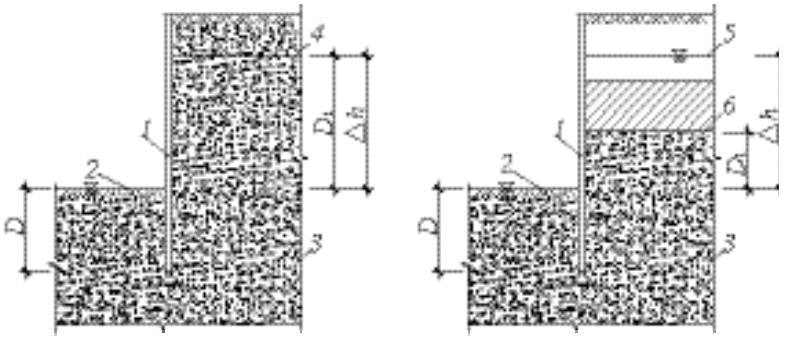
$D$ ——截水帷幕在坑底以下的插入深度（m）；

$D_1$ ——潜水面或承压水含水层顶面至基坑底面的土层厚度（m）；

$\gamma$ ——土的浮重度（kN/m$^3$）；

$\Delta h$ ——基坑内外的水头差（m）；

$\gamma_w$ ——水的重度（kN/m$^3$）；




图R.0.2采用悬挂式帷幕截水时的流土稳定性验算
（a）潜水　　（b）承压水
1-截水帷幕；2-基坑底面；3-含水层；4-潜水水位；
5-承压水测管水位；6-承压水含水层顶面

R.0.3　坑底以下为级配不连续的砂土、碎石土含水层时，应进行管涌稳定性判断。



# 附录S　桩锚支护的稳定性验算

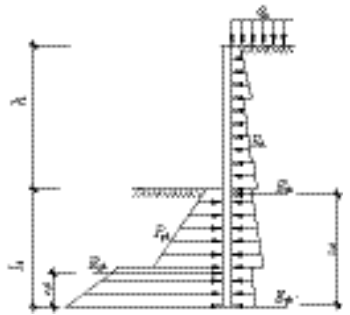
S.0.1　悬臂桩支护及单支点桩锚支护嵌固深度（$l_d$）应符合下式嵌固稳定性的要求（图S.0.1-1、图S.0.1-2）：

$$\frac{E_{pk}z_{p1}}{E_{ak}z_{a1}} \geqslant K_e \qquad (S.0.1)$$

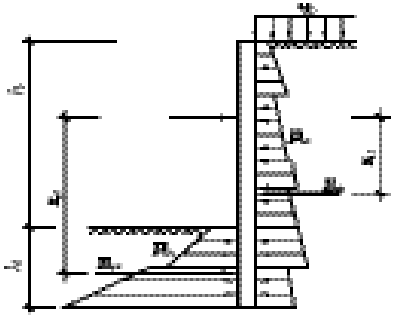
式中：$K_e$ ——嵌固稳定安全系数；安全等级为一级、二级、三级的悬臂式和单层锚杆支挡结构$K_e$分别不应小于1.25、1.2、1.15；

$E_{ak}$、$E_{pk}$ ——分别为基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力标准值（kN）；

$z_{ai}$、$z_{p1}$ ——对于悬臂桩支护，分别为基坑外侧主动土压力作用点、基坑内侧被动土压力作用点至挡土构件底端的距离（m）；对于单支点桩锚支护，分别为基坑外侧主动土压力作用点、基坑内侧被动土压力作用点至支点的距离（m）。



图S.0.1-1悬臂支护结构嵌固稳定性验算简图



图S.0.1-2 单支点桩锚支护结构嵌固稳定性验算简图

S.0.2　锚拉式、悬臂式和双排桩支护结构应采用圆弧滑动条分法进行整体稳定性验算，并应符合下列规定（图S.0.2）：

$$\min\{K_{s,1}, K_{s,2}, \cdots, K_{s,i}, \cdots\} \geqslant K_s \qquad \text{(S.0.2-1)}$$

$$K_{s,i}=\frac{\sum\{c_j l_j+[(q_j l_j+\triangle G_j)\cos\theta_j-u_j l_j]\tan\varphi_j\}+\sum R'_{k,k}[\cos(\theta_j+\alpha_k)+\Psi_v]/s_{x,k}}{\sum(q_j l_j+\triangle G_j)\sin\theta_j} \qquad \text{(S.0.2-2)}$$

式中：$K_s$ ——圆弧滑动整体稳定安全系数，按本规范第12.3.11条规定取值；

$K_{s,i}$ ——第$i$个圆弧滑动体的抗滑力矩与滑动力矩的比值。抗滑力矩与滑动力矩之比的最小值应通过搜索不同圆心及半径的所有潜在滑动圆弧确定；

$c_j$、$\varphi_j$ ——分别为第$j$土条滑弧面处土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°），按本规范第12.1.7条的规定取值；

$b_j$ ——第$j$土条的宽度（m）；

$\theta_j$ ——第$j$土条滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角（°）；

$l_j$ ——第$j$土条的划弧长度（m），取 $l_j=b_j/\cos\theta_j$；

$q_j$ ——第$j$土条上的附加分布荷载标准值（kPa）；

$\triangle G_j$ ——第$j$土条的自重（kN），按天然重度计算；

$u_j$ ——第$j$土条滑弧面上的水压力（kPa）；采用落底式截水帷幕时，对地下水位以下的砂土、碎石土、砂质粉土，在基坑外侧，可取$u_j=\gamma_w h_{wa,j}$，在基坑内侧，可取$u_j=\gamma_w h_{wa,j}$；滑弧面在地下水位以上或对地下水位以下的黏性土，$u_j=0$；

$\gamma_w$ ——地下水重度（kN/m$^3$）；

$h_{wa,j}$ ——基坑外侧第$j$土条滑弧面中点的压力水头（m）；

$h_{wp,j}$ ——基坑内侧第$j$土条滑弧面中点的压力水头（m）；

$R'_{k,k}$ ——第$k$层锚杆在滑动面以外的锚固段的极限抗拔承载力标准值与锚杆杆体受拉承载力标准值（$f_{ptk}A_p$）的较小值（kN）；锚固段的极限抗拔承载力应按本规范第12.5.3条的规定计算，但锚固段应取滑动面以外的长度；

$\alpha_k$ ——第$k$层锚杆的倾角（°）；

$\theta_k$ ——滑弧面在第$k$层锚杆处的法线与垂直面的夹角(°)；

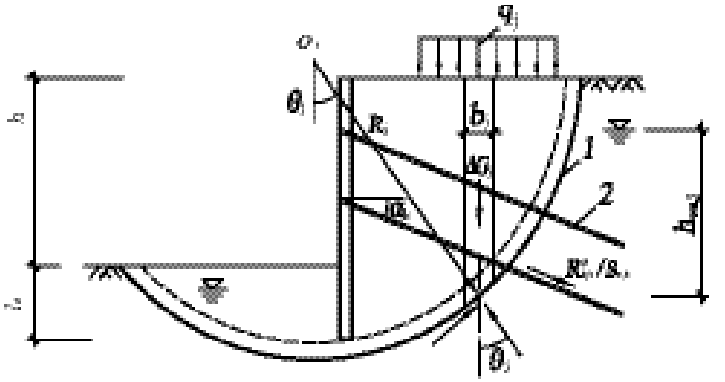
$s_{x,k}$ ——第$k$层锚杆的水平间距（m）；

$\psi_v$ ——计算系数；可按 $\psi_v=0.5\sin(\theta_k+\alpha_k)\tan\varphi$ 取值；$\varphi$为第$k$层锚杆与滑弧交点处土的内摩擦角（°）。

注：对悬臂式、双排桩支护结构，采用本附录公式S.0.2-2时不考虑下列项：

$$\sum R'_{k,k}[\cos(\theta_j+\alpha_k)+\psi_v]/s_{x,k}$$

当锚拉式支护结构底端以下存在软弱下卧土层时，整体稳定性验算滑动面中尚应包括由圆弧与软弱土层层面组成的复合滑动面。




图S.0.2　圆弧滑动条分法整体稳定性验算

1－任意圆弧滑动面；2－锚杆

S.0.3　排桩支护结构应符合下列坑底隆起稳定性要求（图S.0.3-1）：

1　桩锚支护结构的嵌固深度应符合下列规定：

$$K_{s,i}=\frac{\gamma_{m2} l_d N_q+cN_C}{\gamma_{m1}(h+l_d)+q_0} \geqslant K_b \qquad \text{(S.0.3-1)}$$

$$N_q=e^{\pi\tan\varphi}\tan^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right) \qquad \text{(S.0.3-2)}$$

$$N_c=(N_q-1)/\tan\varphi \qquad (S.0.3\text{-}3)$$

式中：$K_b$ ——抗隆起安全系数；按本规范第12.3.11条规定取值；

$\gamma_{m1}$ ——基坑外地面至桩底各土层天然重度的加权平均值（KN/m$^3$）；

$\gamma_{m2}$ ——坑底至桩底各土层天然重度的加权平均值(KN/m$^3$)；

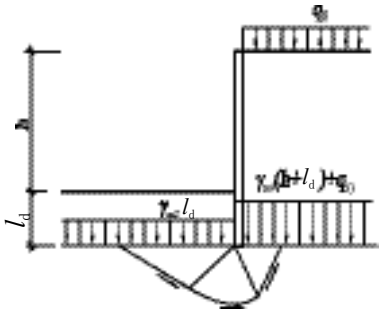
$q_0$ ——基坑外地面均布荷载（kPa）；

$N_c$、$N_q$ ——地基承载力系数；

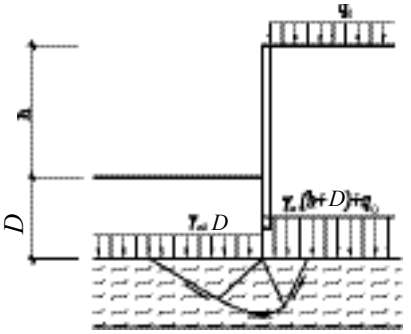
$c$、$\varphi$ ——桩底以下土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°），按本规范第12.1.7条的规定取值；

$l_d$——桩的嵌固深度（m）；

$h$ ——基坑深度（m）。



图S.0.3-1 基坑底抗隆起稳定性验算简图



图S.0.3-2 软弱下卧层的抗隆起稳定性验算

当挡土构件底端以下存在软弱下卧土层时，整体稳定性验算滑动面中尚应包括由圆弧与软弱土层层面组成的复合滑动面(图S.0.3-2)。$\gamma_{m1}$、$\gamma_{m2}$ 应取软弱下卧层顶面以上土的天然重度的加权平均值，$l_d$应以D代替。D为基坑底面至软弱下卧层顶面的土层厚度(m)。

2 悬臂式支护结构可不进行隆起稳定性验算。

S.0.4 对于桩锚支护结构，当坑底以下为软土时，应符合以最下层支点为轴心的圆弧滑动稳定性要求（图S.0.4）：

$$\frac{\sum[c_j l_j+(q_j b_j+\Delta G_j)\cos\theta_j\tan\varphi_j]}{\sum(q_j b_j+\Delta G_j)\sin\theta_j}\geqslant K_s \qquad (S.0.4)$$

式中：$K_s$ ——以最下层支点为轴心的圆弧滑动稳定安全系数；按本规范第12.3.11条规定取值；

$c_j$、$\varphi_j$ ——第 $j$ 土条在滑弧面处土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°），按本规范第12.1.7条的规定取值；

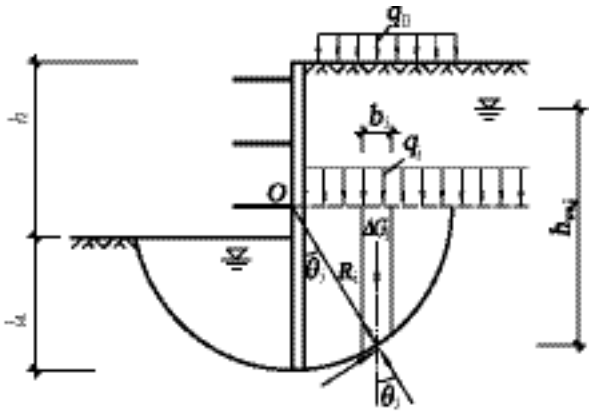
$l_j$ ——第 $j$ 土条的滑弧段长度（m），取$l_j=b_j/\cos\theta_j$；

$q_j$ ——作用在第 $j$ 土条上的竖向压力标准值（kPa）；

$b_j$ ——第 $j$ 土条的宽度（m）；

$\theta_j$ ——第 $j$ 土条滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角（°）；

$\Delta G_j$ ——第 $j$ 土条的自重（kN），按天然重度计算。



图S.0.4 以最下层支点为轴心的圆弧滑动稳定性验算

# 附录T　土钉墙的稳定性验算

T.0.1　土钉墙设计应采用圆弧滑动条分法按基坑开挖的各工况进行整体滑动稳定性验算，并符合下列规定（图T.0.1）：

$$\min\{K_{s,1},K_{s,2}\cdots,K_{s,i},\cdots\}\geqslant K_s \qquad (T.0.1\text{-}1)$$

$$K_s=\frac{\sum[c_j l_j+(q_j b_j+\triangle G_j)\cos\theta_j\tan\varphi_j]+\sum R'_{K,k}[\cos(\theta_k+\alpha_k)+\psi_v]/s_{x,k}}{\sum(q_j b_j+\triangle G_j)\sin\theta_j} \qquad (T.0.1\text{-}2)$$

式中：$K_s$ ——圆弧滑动稳定安全系数，按本规范第12.6.2条规定取值；

$K_{s,i}$ ——第$i$个滑动圆弧的抗滑力矩与滑动力矩的比值；抗滑力矩与滑动力矩之比的最小值宜通过搜索不同圆心及半径的所有潜在滑动圆弧确定；

$c_j$、$\varphi_j$ ——第$j$土条滑弧面处土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°），按本规范第12.1.7条的规定取值；

$b_j$ ——第$j$土条的宽度（m）；

$l_j$ ——第$j$土条滑弧的长度（m）；

$q_j$ ——作用在第$j$土条上的附加分布荷载标准值（kPa）；

$\Delta G_j$ ——第$j$土条的自重（kN），按天然重度计算；

$\theta_j$ ——第$j$土条滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角（°）；

$R'_{K,k}$ ——第$k$层土钉或锚杆对圆弧滑动体的极限拉力值（kN）；应取土钉或锚杆在滑动面以外的锚固体极限抗拔承载力标准值与杆体受拉承载力标准值（$f_{yk}A_s$或$f_{ptk}A_p$）的较小值，锚固段应取圆弧滑动面以外的长度；

$\alpha_k$ ——第k层土钉或锚杆的倾角（°）；



$\theta_k$ ——滑弧面在第k层土钉或锚杆处的法线与垂直面的夹角（°）；

$s_{x,k}$ ——第$k$层土钉或锚杆的水平间距（m）；

$\psi_v$ ——计算系数；可取$\psi_v=0.5\sin(\theta_k+\alpha_k)\tan\varphi$；

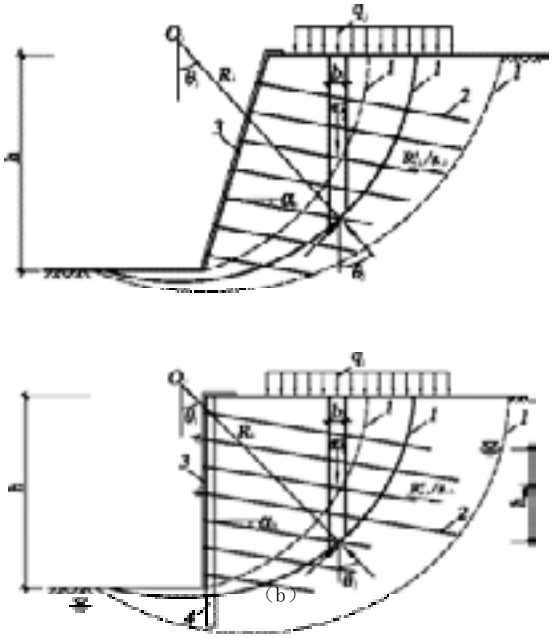



图 T.0.1土钉墙整体稳定性验算

（a）土钉墙在地下水位以上；（b）水泥土桩或微型桩复合土钉墙

1－滑动面；2－土钉或锚杆；3－喷射混凝土面层；4－水泥土桩或微型桩

$\varphi$ ——第$k$层土钉或锚杆与滑弧交点处土的内摩擦角（°）。

T.0.2　水泥土桩复合土钉墙，在需要考虑地下水压力的作用时，其整体稳定性应按本规范附录S公式(S.0.2-1)和(S.0.2-2)验算，但$R'_{K,k}$应按本附录第T.0.1条的规定取值。

# 附录U　地质年代

**附录U　地质年代**

| 宙 | 代 | 纪 | 世 | | 构造运动 | 年代，百万年前 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 显生宙（$P_H$） | 新生代（$K_z$） | 第四纪（Q） | 全新世（$Q_4$或$Q_h$） | | 喜马拉雅期 | 0.011700 |
| | | | 更新世（$Q_p$） | 晚更新期$Q_3$ | | 0.126 |
| | | | | 中更新期$Q_2$ | | 0.781 |
| | | | | 早更新期$Q_1$ | | 2.588 |
| | | 新近纪（N） | 上新世（$N_2$） | | | 5.333 |
| | | | 中新世（$N_1$） | | | 23.03 |
| | | 古近纪（E） | 渐新世（$E_3$） | | | 33.9 |
| | | | 始新世（$E_2$） | | 燕山期 | 56.0 |
| | | | 古新世（$E_1$） | | | 66.0 |
| | 中生代（$M_z$） | 白垩纪（K） | 晚白垩世（$K_2$） | | | 99.6 ± 0.9 |
| | | | 早白垩世（$K_1$） | | | 145.5 ± 4.0 |
| | | 侏罗纪（J） | 晚侏罗世（$J_3$） | | | 161.2 ± 4.0 |
| | | | 中侏罗世（$J_2$） | | | 175.6 ± 2.0 |
| | | | 早侏罗世（$J_1$） | | | 199.6 ± 0.6 |
| | | 三叠纪（T） | 晚三叠世（$T_3$） | | 印支期 | 228.0 ± 2.0 |
| | | | 中三叠世（$T_2$） | | | 245.0 ± 1.5 |
| | | | 早三叠世（$T_1$） | | | 251.0 ± 0.7 |
| | 古生代（$P_z$） | 二叠纪（P） | 乐平世 | | 华力西期 | 260.4 ± 0.7 |
| | | | 瓜德鲁普世 | | | 270.6 ± 0.7 |
| | | | 乌拉尔世 | | | 299.0 ± 0.8 |
| | | 石炭纪（C） | 宾夕法尼亚纪/上石炭纪 | | | 323.2 ± 0.4 |
| | | | 密西西比纪/下石炭纪 | | | 358.9 ± 0.4 |
| | | 泥盆纪（D） | 晚泥盆世（$D_3$） | | | 382.7 ± 1.6 |
| | | | 中泥盆世（$D_2$） | | | 393.3 ± 1.2 |
| | | | 早泥盆世（$D_1$） | | | 419.2 ± 3.2 |



**续 表 附录U**

| 宙 | 代 | 纪 | 世 | 构造运动 | 年代，百万年前 |
|---|---|---|---|---|---|
| 显生宙（$P_H$） | 古生代（$P_z$） | 志留纪（S） | 兰多维列世/卡尤加世 | 加里东期 | 427.4 ± 0.5 |
| | | | 文洛克世 | | 433.4 ± 0.8 |
| | | | 兰多维利世/亚历山大世 | | 443.4 ± 1.5 |
| | | 奥陶纪（O） | 晚奥陶世（$O_3$） | | 458.4 ± 0.9 |
| | | | 中奥陶世（$O_2$） | | 470.0 ± 1.4 |
| | | | 早奥陶世（$O_1$） | | 485.4 ± 1.9 |
| | | 寒武纪（∈） | 芙蓉世 | | 497 |
| | | | 第三世 | | 509 |
| | | | 第二世 | | 521 |
| | | | 纽芬兰世 | | 541.0 ± 1.0 |
| 元古宙（$P_T$） | 新元古代（$P_{t3}$） | 埃迪卡拉纪 | 蓟县 | | 630 +5/-30 |
| | | 成冰纪 | | | 850 |
| | | 拉伸纪 | | | 1000 |
| | 中元古代（$P_{t2}$） | 狭带纪 | | | 1200 |
| | | 延展纪 | | | 1400 |
| | | 盖层纪 | | | 1600 |
| | 古元古代（$P_{t1}$） | 固结纪 | 吕梁 | | 1800 |
| | | 造山纪 | | | 2050 |
| | | 层侵纪 | | | 2300 |
| | | 成铁纪 | | | 2500 |
| 太古宙（$A_R$） | 新太古代 | 五台，泰山 | | | 2800 |
| | 中太古代 | | | | 3200 |
| | 古太古代 | | | | 3600 |
| | 始太古代 | | | | 3800 |
| 冥古宙（$H_D$） | 雨海代 | | | | 3850 |
| | 酒神代 | | | | 3920 |
| | 原生代 | | | | 4150 |
| | 隐生代 | | | | 4600 |

# 附录V 地层符号

1、 *ml* ——人工填土
2、 *pd* ——植物层
3、 *al* ——冲积层
4、 *pl* ——洪积层
5、 *dl* ——坡积层
6、 *el* ——残积层
7、 *ed* ——风积层
8、 *l* ——湖积层
9、 *h* ——沼泽沉积层
10、*m* ——海相沉积层
11、*mc* ——海陆交互相沉积层
12、*gl* ——冰积层
13、*fgl* ——冰水沉积层
14、 *b* ——火山堆积层
15、*col* ——崩积层
16、*del* ——滑坡堆积层
17、*set* ——泥石流堆积层
18、 *o* ——生物堆积
19、*ch* ——化学堆积物
20、*pr* ——成因不明沉积



# 本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”

表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”

表示允许稍有选择，在条件许可时首先这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”

表示有选择，在一定条件下可以这样做的：采用“可”

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合.....的规定”或“应按.....执行”。

# 山东省工程建设标准

# 建筑岩土工程勘察设计规范

DB37/ 5052-2015

条文说明



## 前　言

山东省工程建设标准《建筑岩土工程勘察设计规范》DB37/ 5052-2015，其住房和城乡建设部备案号为J13146-2015，已经山东省住房和城乡建设厅、山东省质量技术监督局批准并联合发布。

本规范在编制过程中，编制组广泛调查研究，认真总结了山东地区的工程经验，参考有关国家标准、行业标准，在广泛征求意见的基础上编制了本规范。

为便于广大建筑岩土工程勘察、设计等有关单位人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《建筑岩土工程勘察设计规范》编制组，按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行过程中需要注意的有关事项进行了说明，还着重对强制性条文的强制性理由作了解释。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规定的参考。

在使用中如发现本条文说明有不妥之处，请将意见和建议寄送山东省城乡建设勘察设计研究院规范编制组（地址：济南市无影山西路686号，邮编250031，电子邮箱：sdsskcy@163.com，网址：www.sdjiankan.com）

# 目　　次


1　总　则 …… 332
2　术语和符号 …… 333
3　基本规定 …… 334
3.1　岩土工程勘察 …… 334
3.2　岩土工程设计 …… 335
4　岩土分类和鉴定 …… 337
4.1　岩石的分类和鉴定 …… 337
4.2　土的分类和鉴定 …… 337
5　岩土工程勘察要求 …… 340
5.1　一般规定 …… 340
5.2　房屋建筑和构筑物 …… 342
5.3　桩基工程 …… 345
5.4　地基处理 …… 347
5.5　既有建筑物的改造与保护 …… 348
5.6　边坡工程 …… 348
5.7　基坑工程 …… 350
6　特殊性岩土及不良地质作用 …… 352
6.2　软土 …… 352
6.3　黄土 …… 356
6.4　填土 …… 358
6.5　膨胀土 …… 358
6.6　盐渍土 …… 359
6.7　风化岩和残积土 …… 362





6.8　污染土 …… 364
6.9　岩溶和土洞 …… 365
6.10　场地和地基的地震效应 …… 369
6.11　采空区 …… 371
7　地下水 …… 375
7.1　地下水的勘察要求 …… 375
7.2　水文地质参数的测定 …… 376
7.3　地下水作用评价 …… 379
8　地基计算 …… 383
8.1　基础埋置深度 …… 383
8.2　地基承载力计算 …… 383
8.3　变形计算 …… 385
9　桩基础 …… 387
9.1　一般规定 …… 387
9.2　单桩竖向承载力的确定 …… 388
9.3　桩基沉降计算 …… 390
10　地基处理 …… 391
10.1　一般规定 …… 391
10.2　承载力及变形计算 …… 391
10.3　换填垫层 …… 392
10.4　预压地基 …… 393
10.5　压实地基和夯实地基 …… 396
10.6　刚性桩复合地基 …… 402
10.7　水泥土搅拌桩复合地基 …… 404
10.8　旋喷桩复合地基 …… 407
10.9　砂石桩复合地基 …… 408
10.10　柱锤冲扩桩复合地基 …… 410
10.11　注浆加固 …… 412

10.12 微型桩加固…… 413
11 边坡工程…… 415
11.1 一般规定 …… 415
11.2 侧向岩土压力计算 …… 416
11.3 锚杆（索）设计…… 417
11.4 锚杆（索）挡墙设计 …… 417
11.5 岩石锚喷支护设计…… 418
11.6 重力式挡墙设计…… 418
11.7 悬臂式挡墙和扶壁式挡墙设计…… 419
11.8 桩板式挡墙设计…… 420
11.9 坡率法…… 420
11.10 边坡工程排水 …… 421
11.11 坡面防护…… 421
12 基坑工程…… 422
12.1 一般规定 …… 422
12.2 土压力计算 …… 426
12.3 排桩设计 …… 427
12.4 双排桩设计 …… 430
12.5 锚杆设计 …… 430
12.6 土钉墙设计 …… 432
12.7 重力式水泥土墙设计 …… 434
12.8 地下水控制 …… 435
13 岩土工程检验和监测…… 438
13.1 一般规定 …… 438
13.2 天然地基检验…… 438
13.3 桩基工程检验和检测 …… 438
13.4 地基处理检验和监测 …… 439
13.5 边坡工程检测与监测 …… 441



13.6 基坑工程检测与监测 …… 442
14 岩土工程勘察设计文件…… 444
14.1 一般规定 …… 444
14.2 岩土工程勘察 …… 444

# 1 总 则

1.0.1 山东省在建筑岩土工程勘察设计方面没有建立地方标准，一直在执行现行国家和行业标准，如《岩土工程勘察规范》GB 50021、《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑桩基技术规范》JGJ 94、《建筑边坡工程技术规范》GB 50330、《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120等。各勘察单位在长时间的实践中积累了一些经验，这些经验在工作中发挥了很好的作用，但没有系统的总结，也缺乏推广的途径。另外也出现了一些问题，给工程造成了一些隐患。《建筑地基基础设计规范》GB 50007取消了地基承载力表，给勘察工作带来了不便。本规范旨在统一省内建筑岩土工程勘察设计标准，应用好地方经验、做法，改正不足，更好地为工程建设服务。

1.0.2 岩土工程勘察、设计的业务范围很广，本规范适用于山东省内的各类工业与民用建筑的岩土工程勘察及桩基础设计、地基处理设计、边坡支护设计和深基坑支护设计，交通、水利、市政等工程的建筑物岩土工程勘察与设计可根据工程特点参照本规范执行。

1.0.3 本条为强制性条文。先勘察、后设计、再施工，是工程建设必须遵守的程序，是国家一再强调的十分重要的基本政策。

1.0.4 本条是岩土工程勘察、设计必须遵循的原则。

1.0.5 本规范为地方标准，勘察设计人员在工作中，对于本规范没有规定的，还需遵守其他相关规范的有关规定。



# 2 术语和符号

2.1 本规范术语和符号涉及岩土工程勘察、岩土工程设计内容，在现行国家标准《建筑地基基础术语标准》GB/T 50941和行业标准《岩土工程勘察术语标准》JGJ/T 84以及现行国家和行业标准《岩土工程勘察规范》GB 50021、《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑桩基技术规范》JGJ 94、《建筑边坡工程技术规范》GB 50330、《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120中有解释，为使用方便和更加明确，列出了较为重要的部分。

# 3 基 本 规 定

## 3.1 岩土工程勘察

3.1.2～3.1.4　体型复杂、层数相差超过10层的高低层连成一体的建筑物是指在平面上和立面上高度变化较大、体型变化复杂，且建于同一整体基础上的高层宾馆、办公楼、商业建筑等建筑物，由于上部荷载大小相差悬殊、结构刚度和构造复杂，很易出现地基不均匀变形，为使地基变形不超过建筑物允许值，地基基础设计的复杂程度和技术难度均较大，应按甲级建筑物考虑；当采用岩石地基、端承型桩时，由于变形较小，可按二级建筑物考虑。

确定等级时，从一级开始，向二级、三级推定，以最先满足的为准。

3.1.6～3.1.10　岩土工程勘察宜分阶段进行，这是根据我国工程建设的实际情况和数十年工作的经验规定的。勘察是一种探查性很强的工作，总有一个从不知到知，从知之不多到知之较多的过程，对自然的认识总是由粗而细，由浅而深，不可能一步到位。勘察人员应根据设计阶段和工程任务的具体要求进行相应阶段的勘察工作。不过在实际工作中，由于项目的特殊性和业主的要求，即使复杂场地、复杂地基或特殊土地基勘察，也不一定能清晰划分阶段，只要能满足要求，可以一次完成。

对于专项勘察，应结合工程需要，可穿插在三个阶段或施工的不同时期进行。专项勘察可以是单个岩土问题勘察，也可是专项问题研究或咨询。



## 3.2 岩土工程设计

3.2.2　桩基础设计和地基处理设计都属于地基设计范畴，其等级的划分按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定确定是合适的。

3.2.3　本条为强制性条文。本条文规定了地基设计的基本原则，为确保地基基础设计的安全，在进行地基设计时必须严格执行。

设计等级为甲级、乙级的建筑物，因地基变形造成上部结构的破坏和裂缝的事例很多，因此控制地基变形成为地基基础设计的主要原则，在满足承载力计算的前提下，应按控制地基变形的正常使用极限状态设计。

对经常受水平荷载作用、建造在边坡附近的建筑物和构筑物应进行稳定性验算。地下水位埋藏较浅，而地下室或地下建筑存在上浮问题时，应进行抗浮验算。

3.2.5　本条为强制性条文。地基基础设计时，所采用的荷载效应的最不利组合和相应的抗力限值应符合下列规定：

当按地基承载力计算和地基变形计算确定基础底面积和埋深时应采用正常使用极限状态，相应的荷载效应为标准组合和准永久组合的效应设计值。

在计算挡土墙、地基、斜坡的稳定和基础抗浮稳定时，采用承载能力极限状态作用的基本组合，但规定结构重要性系数不应小于1.0，基本组合的效应设计值中作用的分项系数均为1.0。

3.2.7　边坡工程安全等级是支护设计、施工技术质量控制的重要标准。本条提出的边坡安全等级划分原则与现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330的有关规定基本一致。岩质边坡和土质边坡的限制高度分别在30m、15m之内，主要是目前超过以上高度的边坡工程相对较少、工程经验不足。超过上述高度的高

边坡支护设计，可参照本规范的原则结合相关的行业规范进行专项设计。

3.2.8　由本条第1～3款条件控制的边坡工程，其稳定性往往很差，发生边坡失稳事故的概率高且破坏后果很严重；尤其是边坡塌滑区有重要建筑物时破坏后果极其严重，因此将上述边坡工程安全等级定为一级。

3.2.14　由材料强度控制的结构构件的破坏类型采用极限状态设计法，按本规范公式3.2.14-1给出的表达式进行设计计算和验算。荷载效应采用荷载基本组合的设计值，抗力采用结构构件的承载力设计值并考虑结构构件的重要性安全系数。

支护结构的重要性系数，遵循现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153的规定，对安全等级为一级、二级、三级的支护结构可分别取1.1、1.0及0.9。当需要提高安全标准时，支护结构的重要性系数可以根据具体工程的实际情况取大于上述数值。



# 4　岩土分类和鉴定

## 4.1　岩石的分类和鉴定

4.1.2　济南市区北部分布闪长岩，具典型的球状风化特征，风化程度较强，虽岩芯呈短柱状、柱状，但岩石饱和单轴抗压强度只有3MPa～15MPa，属软岩～极软岩，与未风化的闪长岩饱和单轴抗压强度（约100 MPa）相比变化很大，当地往往确定其为中风化闪长岩，并选作桩端持力层。鲁东地区花岗岩强度较高，裂隙发育，即使风化成砂砾状，其岩体波速值也较高，甚至高于一般的中风化岩，确定的岩体基本质量等级往往偏高，从竖向受力方面尚比较安全，但对基坑支护和边坡支护都是不安全的，给工程带来隐患。因此在划分岩石风化程度时，不仅要考虑岩石的硬度，更要考虑岩石的完整性。

石灰岩、大理岩虽然岩块硬度较高，但由于岩溶发育，破坏了岩体的完整性，确定岩石风化程度时，应综合考虑岩溶的发育程度。

4.1.4　主要结构面包括节理裂隙、层面、小断层面等。在进行岩石完整程度划分时，岩石被主要结构面切割成块状，如中厚层沉积岩若层面结合好，可划分为较破碎；如结合差，可划分为破碎。

## 4.2　土的分类和鉴定

4.2.1　进行岩土工程勘察时应划分土层的成因及年代，其成因划分可按下列标准进行：

残积土：岩石风化后残留在原地形成的土。典型的如济南闪

长岩残积土、辉长岩残积土、泰安的泰安杂岩残积土、鲁东花岗岩残积土等；

坡积土：位于山坡上方的碎屑物质，在流水或重力作用下运移到斜坡下方或坡麓处堆积形成的土；

洪积土：由暂时性洪流（主要是沟谷和季节性河流）所挟带、搬运的碎屑物，当水流能量降低时而堆积下来的物质。典型的如鲁中山地缘边存在的山前倾斜平原洪积地层；

冲积土：由河流所搬运的物质在水流流速变缓而沉积下来所形成的堆积物。典型的如黄泛平原冲积层；

淤积土：在静水或缓慢流水中堆积而形成的土；

冰积土：碎屑物质或块石在冰川作用的搬运下，在谷地或沟口堆积所形成的土；

风积土：岩石风化碎屑物质经风力搬运作用至异地降落，堆积所形成的土。主要特点是土质均匀，质纯，孔隙大，结构松散。最常见的是风成砂及风成黄土，风成黄土具有湿陷性。

4.2.4　粉土是山东黄泛平原主要的地层之一，取原状粉土试样一直是勘察工作的难题，其孔隙比往往因为取样过程的压密、失水等原因而变小，因而室内试验确定的密实度、含水量偏小，抗剪强度偏高，导致根据土试指标确定的地基承载力特征值、桩基参数、基坑支护参数等都偏离实际，给工程带来隐患；而在潍坊等地区，$Q_3$粉土密实度本来较高，但试样取出以后，因围压消失，密实度反而有所减小。

原国家标准《工业与民用建筑地基基础设计规范》TJ 7-74中，利用标准贯入试验锤击数确定地基容许承载力时，与黏性土是一致的，但实际工作中逐渐认识到由此方法确定的粉土承载力特征值偏高，因为没有更直接的方法，也就采取折衷的方法，取值介于黏性土和粉砂之间。

对东营地区粉土，曾有技术人员提出利用下式确定粉土承载力特征值：



$$f_{ak}=10q_c^{\frac{1}{3}}-q_c^{\frac{1}{2}}+5$$

式中：$q_c$ ——静力触探锥尖阻力（kPa）。

根据该公式计算的结果是比较低的。对潍坊地区粉土，有勘察单位利用下式确定地基承载力特征值：

$$f_{ak}=\frac{N'_K}{0.00308N'_K+0.01504}$$

式中：$f_{ak}$ ——地基承载力特征值；

$N_k'$ ——修正后的标准贯入试验锤击数标准值(击)。

根据该公式计算，在$N_k'$＜7时比黏性土还高，在$N_k'$=30时只比粉砂高30kPa，也不完全符合实际。

现行国家规范《岩土工程勘察规范》GB 50021对粉土的密实度与$P_s$值的关系做过研究，从其条文说明的图3.1中可以看出，东营地区粉土的孔隙比等于0.72时，对应的比贯入阻力$P_s$不大于8MPa，孔隙比0.9时，对应的比贯入阻力$P_s$在3MPa左右。

现行行业标准《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ 72有利用标准贯入试验实测击数确定混凝土预制桩极限侧阻力表，对应稍密和中密的最低击数分别是6击和12击。

根据本规范表G.0.2-1，饱和粉土当孔隙比等于0.75时，地基承载力特征值在205kPa左右，当孔隙比等于0.90时，地基承载力特征值在140kPa左右。

在淄博地区和潍坊地区，均有一层土处于粉质黏土和粉土的界限上，野外鉴别时难以区分，室内试验也不尽准确，当为粉土时其标准贯入试验击数明显比粉质黏土高。另外，黏质粉土和砂质粉土差别也比较明显，前者接近黏性土，后者接近砂土。

综合考虑上述因素，制定了本规范表4.2.4-1。

# 5　岩土工程勘察要求

## 5.1　一般规定

5.1.2　关于原位测试的计算和运用建议如下：

1　标准贯入试验击数修正系数按表1执行。

**表1　标准贯入试验击数修正系数**

| 杆长（m） | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 91 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 修正系数 | 1.00 | 0.92 | 0.86 | 0.81 | 0.77 | 0.73 | 0.70 | 0.50 |

2　重型动力触探击数修正系数执行现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定。

3　旁压试验

采用旁压试验成果验算岩性均一土层的竖向地基承载力时，可按以下方法进行承载力计算分析，对计算结果应结合其它评价方法进行合理判定。

1）　通过旁压临塑压力计算地基承载力

$$f_{ak}=\lambda（p_f-p_0）$$

式中:$f_{ak}$ ——均匀土层的地基承载力特征值（kPa）；

$P_0$ ——由旁压试验曲线和经验综合确定的土的初始压力(kPa)；

$p_f$ ——由旁压试验曲线确定的临塑压力（kPa）；

λ ——临塑值修正系数,可结合工程经验取值,但一般不应大于1。

2）　通过旁压极限压力可按下式计算地基极限承载力$f_u$，$f_u$除以旁压安全系数$K$后获得地基承载力特征值$f_{ak}$。旁压极限承载力安全系数$K$的取值应根据经验总结分析后确定，当计算分析地基承载力特征值$f_{ak}$时，$K$值可取2～4，并不得低于2。

$$f_u=p_L-p_0$$



式中：$p_L$——由旁压试验曲线确定的极限压力（kPa）。

5.1.3　静力触探具有快速、精确、经济和节省人力等特点，尤其是能准确地反映地层厚度和地层特性，给桩端持力层的确定带来方便，是一般常规勘察手段所不能比拟的，因此提倡在软土、一般黏性土、粉土、砂土和含少量碎石的土中使用。当勘探深度较大、遇坚硬土层，静力触探难以满足要求时，可并行进行静力触探试验和钻探取样、标准贯入试验等。

碎石类地层的均匀性一般较差，重型超重型动力触探试验是查明该类地层密实度的有效手段，若不连续进行，很难查明其变化规律。

5.1.4　甲级建筑物荷载很大，对变形要求较高，破坏后果很严重，因此要求通过静载荷试验确定承载力和变形性状。当基础埋深较大或处于地下水位以下时，可采用深层载荷试验或在基坑开挖后进行。

乙级建筑物荷载较大，破坏后果严重，因此宜通过静载荷试验、旁压试验确定承载力和变形性状；当基础埋深较大或处于地下水位以下时，可采用深层载荷试验或在基坑开挖后进行静载荷试验。

5.1.5　室内试验应满足岩土工程勘察评价、岩土工程设计与地基基础设计、岩土工程施工的要求，现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021中已作了详细规定，应遵照执行。土的物理性质试验指标比较多，与工程无关的和关系不大的可以不测和少测。粉土涉及到承载力修正、液化判定、划分砂质粉土或黏质粉土时，应进行颗粒级配试验；当黏性土和粉土有机质含量可能影响到土的工程性质时，应测定有机质含量。碎石的颗粒级配较难测定，主要是取样困难，因此建议在工程需要的时候进行。

5.1.6　山东省境内没有出露的岩盐，因此地势较高的场地（山地、丘陵、山前倾斜平原、山间平地）没有遭受污染时，其地下水和土质对混凝土和钢筋混凝土中的钢筋一般具微腐蚀性，可以

不再取样及试验。除此之外，一般应取样试验。

## 5.2 房屋建筑和构筑物

5.2.4 勘探孔的深度与建筑物的重要性、基础类型和平面尺寸、场地工程地质和水文地质条件都有很大的关系，很难用一个固定的数值范围概括，建议根据实际情况并结合经验确定。

5.2.5 本条中原位测试是指标准贯入试验、圆锥动力触探试验、静力触探试验、旁压试验、十字板剪切试验或扁铲侧胀试验。

5.2.6 地下水是岩土工程分析评价的主要因素之一，查明地下水的埋藏条件是勘察工作的重要任务。但只限于查明场地当时的情况有时还远不够，故在初勘和详勘中，应通过资料收集等工作，掌握工程场地所在城市、地区的宏观水文地质条件，包括：

1 地下水的空间赋存状态及类型；

2 决定地下水空间赋存状态、类型的宏观地质背景，主要含水层和隔水层的分布规律；

3 历史最高水位、近5年最高水位、水位的变化幅度和影响因素；

4 宏观区域和场地内的主要渗流类型；

工程需要时，还应设置长期观测孔等，或进行专门的水文地质勘察。

5.2.7～5.2.8 第5.2.7条为强制性条文。

这两条规定了详细勘察的具体任务。到了详细勘察阶段，建筑总平面布置已经确定，面临单体工程地基基础设计的任务，因此应当提供详细的岩土工程勘察资料和设计施工所需的岩土参数，并进行岩土工程评价，提出相应的工程建议。

1 地基的承载力和稳定性是保证工程安全的前提。但是，工程经验表明，绝大多数与岩土工程有关的事故是变形问题，因此变形控制是地基设计的主要原则，故本条规定了应分析评价地



基的均匀性，提供岩土变形参数，预测建筑物的变形特性。有的勘察单位根据设计单位要求和业主委托，承担变形分析任务，向岩土工程设计延伸，是值得肯定的；

2 埋藏的古河道、沟、墓穴、防空洞、孤石等，对工程的安全影响很大，应予查明；

3 地下水的埋藏条件是地基基础设计十分重要的依据，详勘时应予以查明。由于地下水位有季节变化和多年变化，故规定应“提供地下水位及其变化幅度”；

4 当存在临空面、不良地质作用、特殊性岩土等情形，可能对地基的安全有影响时，应进行地基的稳定性评价。

5.2.9 抗浮设防水位是很重要的设计参数，但要预测建筑物使用期间的水位可能发生的变化和最高水位有时相当困难，不仅与气候、水文地质等自然因素有关，有时还涉及地下水开采、上下游水量调配、跨流域调水、大范围挖填改造、回填方式与效果等复杂因素。已有经验或场地水文地质条件简单，且有常年地下水位监测资料的地区，可以通过调查方法掌握；但当在无经验地区，地下水的变化或含水层的水文地质特性对地基评价、地下室抗浮和工程降水有重大影响时，规定应进行专门研究或专项勘察。未进行专门研究或专项勘察，不宜提供明确的抗浮设防水位。

5.2.12 本条为强制性条文。高层建筑的荷载大，重心高，基础和上部结构的刚度大，对局部的差异沉降有较好的适应能力，而整体倾斜是主要控制因素，尤其是横向倾斜。为此，本条对高层建筑勘探点的布置作了明确规定。

5.2.13～5.2.14 第5.2.13条为强制性条文。

由于高层建筑的基础埋深和宽度都比较大，钻孔比较深。钻孔深度适当与否，将极大地影响勘察质量、费用和周期。对天然地基，控制性钻孔的深度，应满足以下几个方面的要求：

1 等于或略深于地基变形计算的深度，满足变形计算的要

求；

2　满足地基承载力和软弱下卧层验算的需要；

3　满足支护体系和工程降水设计的要求；

4　满足对不良地质作用追索的要求。

以上各点中起控制作用的是满足变形计算要求。目前变形计算是基于现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的沉降比法，地基内的应力分布采用各项同性均质线性变形体理论，计算深度相当于压缩模量平均值等于7.0MPa的数值。

地层压缩模量高，实际的影响深度就小，反之就大。根据地层的不同，高层建筑基础勘探点深度宜按表2确定，并深入稳定分布的地层；

**表2　高层建筑箱形基础和筏形基础勘探点深度（m）**

| 土的类型 | 一般孔深度 | 控制孔深度 |
|---|---|---|
| 碎石土 | 0.3*b*～0.4*b* | 0.5*b*～0.7*b* |
| 砂土 | 0.4*b*～0.5*b* | 0.7*b*～0.9*b* |
| 粉土 | 0.5*b*～0.7*b* | 0.9*b*～1.2*b* |
| 黏性土 | 0.6*b*～0.9*b* | 1.0*b*～1.5*b* |

注：1　*b*为基础底边宽度；

2　设计等级为甲级时，孔深增加10%；

3　地质年代老、密实或地下水位深者取小值；

4　*b*大于60m时取小值，*b*小于20m时取大值。

5.2.15　本条为强制性条文。土层的性质在水平和竖直方向上都是渐变的，当变化显著时，应划分地层和地质单元，一旦确定，一定范围之内的土样被认为是来自于一个地质单元的抽样。勘察时，必须保持一定的密度，密度过大会造成浪费，密度过小可能控制不了土层的性质变化。

取土试样和原位测试的数量以及试验项目，应由岩土工程师根据具体情况，因地制宜。但从我省目前勘察市场的实际情况来看，为了确保勘察质量，规范仍应控制取土试样和原位测试勘探孔的最少数量。因此本条第一款规定取土试样和原位测试钱孔



的数量，不应少于勘探孔总数的二分之一，作为最低限度。合理数量应视具体情况确定，必要时可全部勘探孔取土试样或原位测试。

对于条件简单的丙级岩土工程勘察项目，可以只通过简单的原位测试手段进行勘察，而对于甲级和乙级的岩土工程勘察项目，规定钻探取土孔的最少数量也是必要的，否则无法掌握土的基本物理力学性质。

基岩较浅地区可能要多布置一些鉴别孔查岩面深度，埋藏的河沟池以及杂填土分布区，为了查明其分布也需布置一些鉴别孔，不在此规定。

本条第2款的试验或测试的数据，是指合格的或可用的试验和测试数据，不合格或不能用的数据当然不包括在内。取多少土样，做什么试验，应根据工程要求、场地大小、土层厚薄、土层在场地和地基评价中所起的作用等具体情况确定。6组数据仅是最低要求。本款中的原位测试，主要指标准贯入试验以及十字板剪切试验、扁铲侧胀试验等，不包括载荷试验，也不包括连续记录的静力触探和动力触探。6组取土样试验数据和3个触探孔两个条件至少满足其中之一。不同测试方法的数量不能相加，如取土试样和标准贯入试验不能相加。当土样性质不均匀时，应增加取土试样或原位测试数量。高层建筑应得到重视，故对高层建筑作了强调。

5.2.17　本条明确了天然地基的评价要求。其中第3款是指应进行地基稳定性评价的情形；第4款土岩组合地基一般分布在山区，受周围环境影响大，故应评价环境水对地基的影响。

## 5.3　桩基工程

5.3.1　本条是对桩基勘察的总体要求，桩基工程的勘察重点是选择合适的桩基持力层，查明可能持力层及软弱下卧层的分布规

律与力学性质，对需要验算桩基变形的，尚需要查明压缩层的分布及性质。

本条第2款，强调采用基岩作为桩的持力层时应注意的问题。查明基岩的构造，包括产状、断裂、裂隙发育程度以及破碎带宽度和充填物等，除通过钻探、井探手段外，尚可根据具体情况辅以地表露头的调查和工程物探等方法。查明风化程度及其厚度，确定其坚硬程度、完整程度和基本质量等级，对于桩基持力层的选择非常重要。查明持力层下一定深度范围内有无洞穴、临空面、破碎岩体或软弱岩层，对桩基的稳定性非常重要。

本条第4款，桩的施工对周围环境的影响，包括打入预制桩和挤土成孔的灌注桩的振动、挤土对周围既有建筑物、道路、地下管线设施和附近精密仪器基础等带来的危害以及噪声等公害。

5.3.2　为满足设计时验算地基承载力和变形的需要，勘察时应查明拟建建筑物范围内的地层分布、岩土的均匀性，要求勘探点布置在柱列线位置上。桩基勘察其勘探点间距比天然地基要小，端承型桩或以基岩作为持力层的，一般相当于天然地基勘察时勘探点间距的0.5倍，但最小宜为2倍柱距；摩擦桩则相当于天然地基勘察时勘探点间距的0.7倍，但最小宜为3倍柱距。

5.3.5　本条第2款，摩擦桩的承载力一般较小，往往形成群桩，因此其变形影响深度较大，若笼统地按（1～1.5）倍的基础宽度控制，可能会造成较大的浪费，本附录表1对天然地基控制孔勘探孔深度按不同地层作了细化，可以避免这种情况，桩基勘察时可以参照使用。

5.3.6　1　随着原位测试技术的推广应用，当根据静力触探等原位测试成果估算桩侧摩阻力及端阻力的经验成熟时，亦可不进行室内三轴试验；

2　基岩作为桩基持力层，应进行风干状态和饱和状态下的单轴抗压强度试验，但对软岩和极软岩，风干和浸水均可使岩样破坏，无法试验，因此应封样保持天然湿度，做天然湿度的单轴



抗压强度试验。性质接近土时，按土工试验要求。破碎和极破碎的岩石无法取样，只能进行原位测试。

## 5.4　地基处理

5.4.1　进行地基处理时应有足够的地质资料，当资料不全时，应进行必要的补充勘察。本条规定了地基处理时对岩土工程勘察的基本要求。

1　岩土参数是地基处理设计的成功与否的关键，应选用合适的取样方法、试验方法和取值标准；

2　选择地基处理方法应注意其对环境和附近建筑物的影响；

3　每种地基处理方法都有各自的适用范围、局部性和特点，因此，在选择地基处理方法时都要进行具体分析，从地基条件、处理要求、处理费用和材料、设备来源等综合考虑，进行技术经济、工期等方面的比较，以选用技术上可靠，经济上合理的地基处理方法。

4　当场地条件复杂，或采用某种地基处理方法缺乏成功经验，或采用新方法、新工艺时，应进行现场试验，以取得可靠的设计参数和施工控制标准；当难以选定地基处理方案时，可进行不同地基处理方法的现场对比试验，通过试验选定可靠的地基处理方法；

5　在地基处理施工过程中，岩土工程师应在现场对施工质量和施工对周围环境的影响进行监督和监测，保证施工顺利进行。

5.4.3　通过勘察查明土层的分布、透水层的位置及水源补给等，这对预压工程很重要，如对于黏土夹粉砂薄层的“千层糕”状土层，它本身具有良好的透水性，不必设置排水井，仅进行堆载预压即可取得良好的效果。对真空预压工程，查明处理范围内

有无透水层（或透气层）及水源补给情况，关系到真空预压的成败和处理费用。

## 5.5 既有建筑物的改造与保护

5.5.1 条文所列举的既有建筑物的改造与保护类型主要系指大中城市的建筑密集区进行改造和新建时可能遇到的岩土工程问题。特别是在大城市，高层建筑的数量增加很快，高度也在增高，建筑物增层、增载的情况很多；不少大城市正在兴建或正在兴建地铁，城市道路的大型立交工程也在增多。深基坑，地下掘进，较深、较大面积的施工降水，新建建筑物的荷载在既有建筑物地基中引起的应力状态的改变等是这些工程的岩土工程特点，给我们提出了一些特殊的岩土工程问题。我们必须重视和解决好这些问题，以避免或减轻对既有建筑物可能造成的影响，在兴建建筑物的同时，保证既有建筑物的完好与安全。

## 5.6 边坡工程

5.6.1 本条针对不同安全等级、不同地质条件下的边坡工程提出了不同的勘察方法选择，为的就是给边坡设计提供充分的依据，以达到安全、合理整治边坡的目的。将它作为勘察要求提出来，也是基于目前我省多数勘察单位对涉及边坡工程的勘察项目，其工作深度满足不了边坡工程设计的要求这一现实。

对边坡（特别是一些高边坡或者破坏后果严重的边坡）进行勘察是十分必要的；当某些边坡仅作为主体建筑的环境时要求进行边坡勘察往往是不现实的，此时应根据地质环境复杂程度和边坡安全等级结合主体建筑场地勘察一并进行或者进行工程地质调查辅以资料收集。

对于一些地质环境条件复杂的边坡工程，很难在一次勘察中



就将主要的岩土工程问题全部查明；而且对于一些大型边坡，设计也往往是分阶段进行的，此时分阶段勘察是适宜的。

5.6.16 表5.6.16是根据大量边坡工程总结出现经验值。

边坡岩体等效内摩擦角，可根据经验确定，也可由公式计算确定。常用的计算公式很多，规范推荐以下公式是其中一种简便的公式。等效内摩擦角的计算公式如下：

$$\varphi_e=\arctan(\tan\varphi+2c/(\gamma h\cos^2\theta))\cdot\psi_s$$

式中：$\varphi_e$——岩体等效内摩擦角（°）；

$\gamma$——岩体重度(kN/m$^3$)；

$\theta$——岩体破裂角，为45°+$\varphi$/2，其中$\varphi$为岩体内摩擦角标准值（°）；

$h$——边坡高度m；

$\psi_s$——时间效应系数，按边坡安全等级选择，永久边坡安全等级一级取0.85，安全等级二级取0.90，安全等级三级取0.95；临时边坡取1.00。

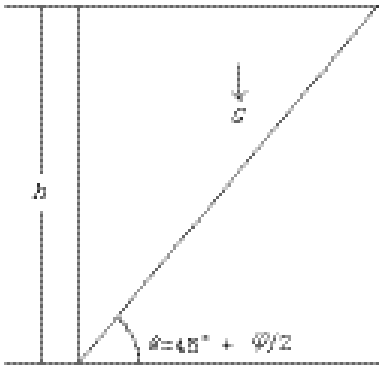



图 1

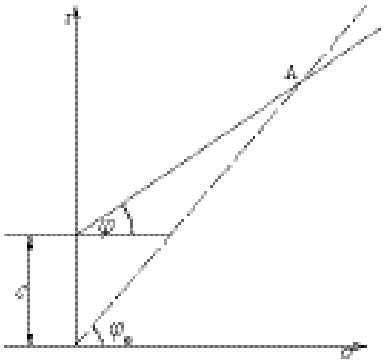



图 2

岩体等效内摩擦角$\varphi_e$在工程中应用较广，也为广大工程技术人员所接受，可用来判断边坡的整体稳定性。当边坡岩体处于极限平衡状态时，即下滑力等于抗滑力

$$G\sin\theta=G\cos\theta\tan\varphi+cL=G\cos\theta\tan\varphi_e$$

则：$\tan\theta=\tan\varphi_e$，故当$\theta<\varphi_e$时边坡整体稳定，反之则不稳定。

由图2知，只有A点才真正能代表等效内摩擦角。当正应力增大（如在边坡上堆载或边坡高度加高）则不安全，正应力减小（如在边坡上减载或边坡高度减低）则偏于安全。故在使用等效内摩擦角时，常常是将边坡最大高度作为计算高度来确定正应力。

需要说明的是：由于边坡岩体的不均一性，一般情况下，等效内摩擦角的计算边坡高度不宜超过15m，不得超过30m；考虑“岩体的蠕变效应”，计算出的等效内摩擦角尚应进行适当的折减。

5.6.17　根据边坡工程的地质条件、可能的破坏模式以及已经出现的变形破坏迹象对边坡的稳定性现状作出定性判断，并对其稳定性趋势作出估计，是边坡稳定分析的基础，脱离这种基础，一切的复杂定量计算都是无的放矢。

边坡的倾倒失稳尚无法采用传统的极限分析方法判定，可采用数值极限分析方法。

对于圆弧形滑动面，国内外的研究表明，采用毕肖普法进行计算有很高的准确性，已得到工程界公认，故本规范建议与现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330一致采用简化毕肖普法进行计算；以往广泛采用的瑞典法，求解简单，但计算误差较大，过于安全而造成浪费，对于二、三级边坡，为便于计算，本规范允许采用瑞典法，但对稳定安全系数进行修正，根据目前的工程经验，一般提高10%～20%。

## 5.7　基坑工程

5.7.1　基坑工程的勘察往往与地基勘察一并进行，但勘察人员往往对基坑工程的特点不了解，提供的成果不一定能满足基坑设计要求。因此勘察报告中应加强对基坑工程和相邻环境设施的分析、评价和建议。



5.7.2　周边环境是基坑工程勘察、设计、施工必须首先考虑的问题，在进行这些工作时应有“先人后己”的概念，周边环境的复杂程度是决定基坑工程设计等级、支护结构方案选型等最重要的因素之一，勘察最后的结论和建议亦必须充分考虑对周边环境影响而提出。为此，本条规定了勘察时，委托方应提供的周边环境的资料，如果委托方不能提供周边环境条件等资料或提供的资料不全，委托方可以通过购买服务专项委托勘察单位进行勘察，可采用开挖、物探、专用仪器等 进行探测，或通过收集取得相关资料。

5.7.3　由于微风化岩石强度高，整体性好，为了减小勘探工程量，本条第4款针对基坑的勘察作出了规定，不适用建筑物勘察。

5.7.8　本条属于强制性条文。深基坑工程的水文地质勘察不同于供水水文地质勘察工作，其目的应包括两个方面：一是满足降水设计需要，二是满足对环境影响评估的需要。降水对环境影响评估需要对基坑外围的渗流进行分析，研究流场优化的各种措施，考虑降水延续时间长短的影响。

当已做的勘察工作比较全面，获取的水文地质资料已满足要求时，可不必再做专门的水文地质勘察。

# 6　特殊性岩土及不良地质作用

## 6.2　软　　土

6.2.1　现行国家标准和行业标准关于软土的定名不尽统一，一般包含成因、类型、物理力学性质等方面的内容。现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021根据有机质含量划分了淤泥、淤泥质、泥炭和泥炭质土，现行行业标准《港口岩土工程勘察规范》JTS 33-10根据含水率又细分出流泥、浮泥，软土还包括与淤泥性质相似的冲填、吹填的细粒土等。部分具有软土特征的细粒土，其天然孔隙比小于且接近1，呈流塑状态，也可按软土进行评价，广义上讲，新近沉积的地层都可含在软土之内。主要分布于黄河冲积平原、南四湖、东平湖等湖区及渤海、黄海滩涂、内陆坑塘等。

6.2.2　软土工程勘察应特别注意查明：

1　薄层理与夹砂层分布特征对软土的排水固结条件、沉降速率、强度增长起关键作用，是均匀性评价的重点内容之一；

2　软土场区微地貌形态与不同性质的软土层分布有内在联系，查明微地貌、旧堤、堆土场、暗埋的塘、沟、坑、穴等，有助于查明软土的分布；

3　对变形敏感的工程，确定软土的固结历史有利于分析其变形特征。

6.2.3～6.2.7　试验证明，采用薄壁取土器采取的土样基本能够满足Ⅰ级不扰动土样要求。2010年，青岛市勘察测绘研究院在7个软土试坑内采取了48组Ⅰ级土样，同时在各试坑周边钻孔中用薄壁取土器采取了159组土样，进行了室内试验，其物理指标相差小于3%，强度及变形指标相差多在6%以内。



静力触探试验适用性比较强，当静力触探试验深度满足勘察要求时，可用静力触探孔代替部分钻探孔，鼓励采用双桥静力触探以获取更全面可靠的软土参数；自钻式旁压仪比预钻式旁压仪更适宜软土。

对软土的原位测试及室内试验作以下几点说明：

1　对位于基础上部的软土，原位测试及室内试验应满足基坑支护设计、施工所需的参数及评价要求；取样及原位测试重点为基坑周边，基坑内部的取样及原位测试数量可适当减少；室内试验及原位测试以提供抗剪强度及渗透性指标为主；

2　对需进行地基处理的软土，应根据可能采取的处理方案选择不同的测试试验方法；

如需采取预压法，应提供待处理软土的先期固结压力、压缩性参数、固结特性参数和抗剪强度指标等，对于重要工程宜选择代表性的试验区进行预压试验并反算软土的固结系数、预测固结度与时间、沉降量的关系；

如需采用换土垫层法，软土的室内试验应能满足评定垫层以下软弱下卧层的承载力和变形特征；

如需采用水泥土搅拌法，室内试验应能提供软土的含水率、塑性指数、有机质含量、地下水的PH值及其腐蚀性；

如需采用复合桩基，室内试验应能提供桩端以下变形计算深度范围内各土层的压缩性参数；

3　试验土样的初始应力状态、应力变化速率、排水条件均应尽可能模拟工程的实际条件。固结试验第一级加荷根据有效自重应力大小及成果要求，宜用25kPa或50kPa，必要时，可取12.5kPa。

第6.2.3条中未提及平板载荷试验，主要是考虑平板载荷试验实施难度较大、周期长、辅助工序多，但对重要工程或对地基处理方案选择有重要影响时，仍建议布置，不同地区软土工程性状的差异明显大于正常沉积土，应注重地方经验的总结。

根据青岛环胶州湾地区的相关研究试验，采取Ⅰ级土样进行室内试验获得的压缩模量高于平板载荷试验获得的变形模量约50%～200%，在工程实践中实际监测到的变形有时会大于计算值也说明了软土的这一特性。

6.2.8　土的物理力学指标的统计方法对指标影响很大，软土中的夹层可能导致指标差异较大；软土固结指标与厚度及埋深关系密切，强度指标随埋深加大有明显差别，因此本条做出特别约定。

6.2.9　软土的岩土工程分析与评价应考虑下列问题：

斜坡地带软土评价除强度、变形特征及其均匀性外，与坡体稳定及在工程荷载作用下的稳定有关的坡体形态特征，应予以表述和评价。

软土的承载力应结合建筑物等级和场地地层条件按变形控制的原则确定，或根据已有成熟工程经验采用土性类比法确定。当采用不同方法所得结果有较大差异时，应综合分析加以选定，并应说明其适用条件。当作为复合地基、非主要受力层、或对变形要求不严格的工程，地基承载力可选用高值，地基尽量浅部处理或充分利用地表硬壳层；反之，应采用低值，并宜采取加固处理或穿越处理。

2009年～2013年，青岛市勘察测绘研究院对青岛环胶州湾的滨海软土的承载力进行了研究，在采用平板载荷试验、静力触探试验、十字板剪切试验、标准贯入试验、钻探取样、试坑环刀取样、室内试验等对比试验工作的基础上，综合确定其天然强度及变形参数。

胶州湾第6层滨海软土，颜色呈灰黑色～灰色，软塑～流塑状态为主；粒度成分以粉粒、黏粒为主，含较多海相生物贝壳；物质成分含蒙脱石、伊利石等黏土矿物、云母矿物、长英质矿物等，含有机质和易溶盐。该层土的主要物理力学指标见表3。



**表3　胶州湾滨海软土的物理力学性质指标统计表**

| 指标<br>项目 | 平均值 | 极大值 | 极小值 | 标准差 | 变异系数 | 统计个数 | 中值 | 代表性值域区间 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $w$ | 36.4 | 79.8 | 23.7 | 9.2 | 0.25 | 1158 | 33.7 | 28～45 |
| $\rho$（g/cm$^3$） | 1.84 | 1.97 | 1.39 | 0.09 | 0.05 | 1158 | 1.84 | 1.70～1.90 |
| $e$ | 1.007 | 2.570 | 0.772 | 0.251 | 0.25 | 1158 | 1.009 | 0.9～1.5 |
| $S_r$（%） | 95.9 | 100.0 | 90.3 | 3.8 | 0.04 | 1158 | 97 | 93～100 |
| $w_L$（%） | 30.9 | 57.3 | 22.5 | 7.4 | 0.24 | 1158 | 28.5 | 24～37 |
| $w_P$（%） | 16.3 | 32.7 | 12.0 | 4.0 | 0.24 | 1158 | 15.1 | 13～19 |
| $I_P$% | 14.6 | 29.5 | 10.1 | 4.0 | 0.27 | 1158 | 14 | 11～18 |
| $I_L$% | 1.39 | 2.63 | 0.94 | 0.27 | 0.19 | 1158 | 1.33 | 1.0～1.7 |
| $a_{v1-2}$（MPa$^{-1}$） | 0.67 | 1.58 | 0.30 | 0.35 | 0.54 | 159 | 0.57 | 0.4～0.9 |
| $E_{S1-2}$（MPa） | 3.61 | 6.33 | 1.70 | 1.30 | 0.36 | 159 | 3.47 | 2.0～4.5 |
| $c_{uu}$（kPa） | 12.9 | 24.2 | 3.8 | 5.1 | 0.40 | 28 | 14 | 7.2～17.0 |
| $\varphi_{uu}$（°） | 4.6 | 12.9 | 2.6 | 1.7 | 0.37 | 28 | 4.5 | 3～12 |
| $c$（kPa） | 6.3 | 17.8 | 2.6 | 2.5 | 0.40 | 78 | 6.2 | 3～10 |
| $\varphi$（°） | 7.6 | 17.6 | 1.2 | 2.9 | 0.37 | 78 | 5.8 | 1.6～14 |
| $c_q$（kPa） | 11.4 | 20.6 | 6.4 | 2.5 | 0.22 | 67 | 14 | 7.2～17 |
| $\varphi_q$（°） | 8.0 | 17.3 | 2.0 | 2.6 | 0.32 | 67 | 7.2 | 4～15 |
| $q_u$（kPa） | 26.0 | 49.3 | 5.8 | 10.1 | 0.39 | 50 | 27.2 | 10.2～41.2 |

载荷试验采用平板载荷试验，配重方式为压重平台千斤顶加荷，每级荷载10kPa；每级加载后在连续2h内，每小时沉降小于0.1mm时，加下一级荷载。软土载荷试验的难度非常大，可参考资料少，本次研究平均每个载荷试验的周期为17d，最长的一级加荷稳定时间长达111h。5组载荷试验仅见荷载板周边裂缝，累计沉降达142.43mm～235.55mm，若继续加载，地基土还能承受，只能产生更大的压缩变形，预计最后将沿载荷试验板边缘产生垂直冲剪破坏。载荷试验成果见表4 。

表4　载荷试验成果汇总表

| 试验编号 | 比例界限点 $p_0$（kPa） | 最大加载 $p$（kPa） | $p_{u1}$（kPa） | $p_{u1}$对应沉降量（mm） | $p_{u2}$（kPa） | $p_{u2}$对应沉降量（mm） | $E_0$（MPa） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $Z_1$ | 无 | 110 | 60 | 45.56 | 80 | 105.22 | 1.4 |
| $Z_2$ | 无 | 220 | 80 | 41.73 | 140 | 99.43 | 1.6 |
| $Z_3$ | 40 | 160 | 80 | 37.65 | 100 | 60.95 | 4.5 |
| $Z_4$ | 无 | 180 | 40 | 42.59 | 100 | 96.26 | 0.5 |
| $Z_5$ | 无 | 180 | 50 | 43.38 | 100 | 90.06 | 0.8 |

注：1　极限荷载$p_{u1}$，$Z_1$加载70kPa时24h不稳定，其他为对应总沉降量超过$s/b$=0.06的前一级荷载；

2　极限荷载$p_{u2}$，载荷板周边地基土开始出现裂缝（出现侧向挤出），或$p$-$s$曲线变化较为强烈的前一级荷载。根据青岛地区已有的对变形不是非常敏感的建筑分析总结，胶州湾滨海软土的承载力特征值一般不小于40kPa，但上表结果，胶州湾第6层滨海软土承载力特征值低于经验值，与以往的工程实践相比也有一定差距。分析原因排除了试验条件、试验过程等的影响，可能与软土自身的高压缩性及根据现行规范确定的极限荷载取值方式有关。

3　根据以往工程经验，建议充分考虑软土的固结及剪切蠕变强度效应，对于可以允许较大变形的工程可以选择较高的地基承载性能参数，反之，则应严格控制承载力指标的确定，避免非预期沉降，影响工程正常使用，这与我国多年的软土地区工程实践的经验也是吻合的。

4　应提出不均匀沉降趋势分析，推荐减少不均匀沉降的措施；

5　软土地基的沉降计算仍推荐分层总和法，一维固结沉降计算模式并乘经验系数的计算方法，但也可采用其他新的计算方法，以便积累经验，提高技术水平。

软土地基总沉降量及不均匀沉降都较大，可能影响工程安全。因此，应提出不均匀沉降趋势分析，推荐减少不均匀沉降的措施。

## 6.3　黄　　土

6.3.1　黄土指的是在干燥气候条件下形成的多孔性具有柱状节理的黄色粉性土。原生黄土被流水冲刷、搬运再堆积而成的黄土为次生黄土或称黄土状土。湿陷性黄土受水浸湿后会产生较大的沉陷和强度下降。我省黄土主要分布在鲁中山区以及山前冲洪积平原中上部，多为次生黄土。厚度一般小于10m，局部地区大于10m，其成因有风积、坡积、洪积、冲洪积等，可划分为黄土、黄土状粉质黏土和黄土状粉土，颜色呈浅黄～黄褐色，具有大孔或虫孔结构，可见白色钙质条纹，局部含钙质结核（姜石），有的地区含有砖屑、陶片等人类活动遗物，湿陷性黄土多为非自重湿陷性黄土，湿陷系数一般随深度增加而减小，湿陷性黄土地基的湿陷等级一般为Ⅰ级，局部为Ⅱ级。

6.3.2　场地环境水上升，可能引起黄土地基软化，承载能力降低、变形增加；场地填方，黄土的上覆应力增加，当超过黄土的起始湿陷压力时，黄土会产生湿陷。故应查明环境水和场地标高的变化对黄土地基的影响。

6.3.3　因我省内的黄土湿陷性特征不强烈，结合我省实际情况，本规范适当降低了探井数量的要求。实际工作中应根据黄土层对工程的影响程度和工程需要确定探井的数量。

6.3.10　新近堆积黄土现场应按下列要求判定：

1　一般分布在冲沟两侧及沟口处的洪积扇和山前坡积地带，河道拐弯处的内侧，河漫滩及低阶地，山间凹地的表层，山前平原被淹没的洼地；

2　颜色多为灰黄、黄褐、褐黄、棕褐，或相杂、相间；

3　结构上表现为土质不均匀、松散、大孔排列杂乱，多虫孔和植物根，铁锹易挖；

4　常含有砂粒、砾石、岩石碎屑，局部含有砖屑、瓦片和陶瓷碎片等人类活动痕迹，在探井井壁上可见白色钙质粉末或条纹，有时零星分布姜石。

6.3.11　由于填方场地增加了上覆土重量，当超过起始湿陷压力时，有可能产生湿陷，故应评价。

## 6.4 填　　土

6.4.1～6.4.3　调查原始地形地貌，能分析填土的分布规律，填土的堆积年代和堆积方式与填土的密实度关系很大；填土一般为不均匀土，其物质组成、颗粒级配与土的力学性质相关联；山区填土有的由黄土堆积而成，因此，有必要查明其湿陷性；填土组成物质较复杂，物质来源多样，应判定场地土对建筑材料的腐蚀性。

填土地基一般需要进行地基处理，当采用分层碾压、重锤夯实、强夯等方法时，室内应进行击实试验。

## 6.5 膨 胀 土

6.5.1　根据我省建筑经验、参照山东省城乡建设勘察设计研究院等勘察单位对山东省膨胀土的研究成果，确定膨胀土主要分布在我省泰安、济宁、枣庄、临沂等市。在以上地区进行勘察时，应根据膨胀土的基本特征进行膨胀土的初判。

由于膨胀土的分布很不规律，很不均匀，为有针对性地开展勘察工作，因此膨胀土的初判尤为重要。通过初判为非膨胀土的，可按一般地基土进行勘察。

6.5.2　考虑到膨胀土地区坡地建筑危害较大，根据现行国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》GB 50112的有关规定将建筑场地划分为平坦场地和坡地场地。

6.5.3　考虑到膨胀土的特殊性，不管如何划分工程勘察阶段，进行膨胀土地区的工程地质测绘和调查都是必须的。

6.5.4　考虑到膨胀土对建筑物的危害多发生在低层砖混结构建筑物，因此将此类建筑物单独提出了要求。

6.5.7　近年来膨胀土地区基坑安全事故逐渐增多，本条对深基



坑支护设计参数的选择做出了明确规定，即剪切试验应采用饱和状态下不固结不排水三轴剪切试验。

## 6.6 盐 渍 土

6.6.1　盐渍土是当地下水沿土层的毛细管升高至地表或接近地表，经蒸发作用水中盐分被析出，并聚集于地表或地下土层中形成的。当土中含盐量超过一定值时，对土的工程性能就有一定的影响，所以盐渍土形成条件、盐渍土的定义包括二个方面，第一是定量：用易溶盐的含量0.3%作为界限；第二是定性：具有溶陷、盐胀、腐蚀等特性的土称为盐渍土，易溶盐主要分为氯盐类、硫酸盐类、碳酸盐类。

6.6.2　1　滨海盐渍土：滨海一带受海水侵袭后，经蒸发作用，水中盐分凝聚于地表或地表下土层中，盐类成分主要是氯盐类；

冲积平原盐渍土：主要由于河床淤积或人工兴修水利等，使地下水局部升高，导致局部地区的土层盐渍化；

内陆盐渍土：易溶盐随水流从高处带到低洼地带，经蒸发作用盐分凝聚而成，成因复杂，颗粒粗细混杂，厚度变化大；

2　采用易溶盐阴离子在100g土中各自含有毫摩尔数的比值来划分盐渍土类型；

3　是在含盐性质的基础上根据含盐量来划分土的盐渍化程度。表6.6.2-2中平均含盐量应按取样厚度加权平均计算。

6.6.3　盐渍土地区的调查工作主要是根据盐渍土的分类情况进行：

1　通常收集气温、地温、湿度、降水和蒸发等五个主要气象要素以及土的最大冻结深度、干燥度等气象资料，其中降水和蒸发两个要素最重要；

2　盐渍土的成因是决定盐渍土各项性质的主要原因。盐渍土成因不同它的分布和特点、物理力学性质、工程危害程度各不

相同；

3　盐渍土中含盐化学成分和含盐量决定盐渍土的性质；

4　地下水所含盐分决定盐渍土的含盐成分，同时地下水矿化度愈高，向土层输送的盐分就愈多；地下水埋深、变化幅度与土层盐分的积聚有密切关系；

5　利用植物生长的指示作用，能了解盐渍土的分布规律，土中含盐程度和类型、地下水赋存条件、动态变化以及矿化度；

6　充分调查当地盐渍土场地的既有建筑物长期使用情况，用工程实例来掌握本地区盐渍土的工程特性、危害情况、有效防止措施等。

6.6.4　盐渍土地区的勘探测试工作，原则上应比一般性土在勘探测试上的要求高。

1　本条只是原则性的规定，但勘探点间距、数量、深度应满足查明盐渍土分布的类型、特点以及建筑物的特征要求；

2　由于盐类易溶于水，为了保证含盐量分析结果的可靠性，一般在干旱季节（盐分积聚旺盛期）进行。对于取样的要求主要从勘察阶段、盐渍土平面分区和竖向含盐量分布特点、建筑物的特征要求考虑。取土孔不能加水钻进，宜采用高黏度泥浆护壁钻进取样；

3　盐渍土中有害毛细水的上升能直接引起地基土或换填土的浸湿软化和次生盐渍化，进而使土的强度降低，产生溶陷、盐胀等不良作用。工程需要时，应测定有害毛细水上升的高度。目前可根据场地条件简便易行的有：试坑直接观测法、曝晒前后含水率曲线交汇法和塑限与含水率曲线交汇法，黏性土用塑限与含水率判定；

4　盐渍土的物理力学性质受其含盐量和含盐类型影响较大，原位测试可采用多种试验相结合，可采用静载荷试验、静力触探、旁压试验、标准贯入试验、工程物探等手段；室内试验主要是对盐渍土的物理、力学性质试验和土中易溶盐的测定，其次



对有溶陷性、盐胀性的盐渍土进行溶陷系数、盐胀系数的测定，需要确定盐胀临界深度、有效盐胀厚度和总盐胀量应在土温变化大的时候现场测定，若工程需要了解盐渍土的化学成分和土的结构特征，可进行土的化学成分分析及土的结构鉴定。

6.6.5　根据盐渍土的特性来评价土的工程性能、场地的适宜性。

1　含盐化学成分，含盐量对盐渍土的工程特性影响：1）对土的物理性质的影响：氯盐渍土的含氯量越高，液限、塑限和塑性指数越低，可塑性越低。研究资料表明，氯盐渍土的液限要比非盐渍土低2%～3%，塑限小1%～2%。还有由于氯盐晶粒充填了土颗粒间的空隙，一般能使土的孔隙比降低，土的密度、干密度偏大，饱和度偏小；硫酸盐渍土由于硫酸盐沉淀结晶时，体积增大，脱水时体积缩小，致使原有土体结构破坏而疏松，孔隙比增大，密度减小。2）对土的力学性质的影响：盐渍土的含盐量对抗剪强度影响较大，当土中含有少量盐分时，在一定含水量条件下，使黏聚力减小，内摩擦角降低，但当盐分增加到一定程度后，由于盐分结晶，使黏聚力随含盐量增加而增加。所以，当盐渍土的含水量较低且含盐量较高时，土的抗剪强度就较高，反之就较低；其次，盐渍土具有一定的结构强度，当压力小于土结构强度时，变形微小，但浸水后，盐类等胶结物软化或溶解，使模量降低，强度也随之降低；在潮湿状态下，含盐量越高，则其强度越低。另外，含盐量对氯盐渍土的力学强度，总的趋势是总含盐量增大，强度随之增大，硫酸盐渍土与之相反。

2　盐渍土中的可溶盐经水浸泡后溶解、流失，致使原土体结构松散，产生溶陷。具有溶陷性的盐渍土应测定其溶陷系数。当溶陷系数$\delta$值小于0.01时，称为非溶陷性盐渍土；当溶陷系数$\delta$值大于0.01时，称为溶陷性盐渍土。溶陷系数可由室内压缩试验或现场浸水载荷试验求得，测定溶陷系数的方法与现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025中的湿陷系数试验相同。

盐渍土地基的盐胀性，一般指地表下2m深度范围内土的盐胀性，主要是由于硫酸盐类中的硫酸钠（$Na_2SO_4$）结晶吸水后，使土体体积膨胀引起的。当盐渍土中硫酸钠含量小于1%或湿度、温度环境变化不大（如基础埋深大于2m）时，可不考虑盐胀性对建筑物的影响。盐胀性盐渍土的有效盐胀厚度和总盐胀量宜根据现场试验测定。

盐渍土的腐蚀性主要表现在对混凝土、金属、砖、木材等建筑材料的腐蚀，其腐蚀性评价及腐蚀性等级应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021的规定。

3　盐渍土边坡的坡度可参照当地类似的成熟工程经验放坡，无经验时宜比一般性土质边坡适当放缓或进行加固处理。

## 6.7　风化岩和残积土

6.7.1　一般意义上的风化岩包括全风化、强风化、中等风化及微风化岩。本节所指风化岩主要指强风化岩、全风化岩。风化岩是基岩的有机组成部分。残积土属基岩剧烈风化的产物，原岩的结构构造已无法辨认，但与原岩在物质成分上有关联，在空间分布形态上具渐变过渡关系。应注意区别残积土与粒径大小及岩性成分有差异的坡积土、洪积土。

6.7.2　本条第5款，关于地下水赋存条件应注意区别评价风化裂隙水与构造裂隙水的赋存特征与工程意义。基岩地区是否赋存稳定的地下水应进行专门的水文地质勘察，宜采用抽水或注水试验进行验证，并注意消除钻探循环液的影响。

本条第6款，有的风化岩和残积土具有特殊的岩土工程性状，如湿陷、膨胀、软硬不均等，应按特殊土进行评价。山东省内许多地区岩石的风化产物不具备此类特殊性，比如：青岛地区的花岗岩残积土基本不发育，各类风化岩具有良好的工程性状，地表露头可见球状风化特征，覆盖区球状风化不典型，强风



化带以上一般不发育微～未风化“孤石”，勘察评价可按正常岩土进行；济南地区闪长岩残积土比较发育，有的厚度达几十米，其土工试验指标往往是高压缩性、大孔隙比，但*N*很少小于10击的，载荷试验结果表明其承载力大于200kPa，因此按土工试验结果对其评价是不准确的。泰安杂岩风化岩（强风化、全风化、残积土）暴露后，尤其是湿水时，有时候强度下降剧烈，若处置不当，会给工程带来安全隐患。

6.7.3　本节编制时，搜集了分布于鲁东沿海的日照、胶南、青岛、海阳、威海等地的花岗岩杂岩为代表，其具有相近的产状及产出年代，也具有较为独特的工程地质性状，其岩体强度较高，均匀性较好，特殊土性状不典型。本节针对不具有特殊土性状的风化岩提出勘察评价要求及经验总结具有鲜明的地域特征，使用时应注意甄别。

6.7.7　关于风化岩和残积土的岩土工程评价：

1　软弱层、带的成因及空间分布是均匀性评价的主要内容，是否具有湿陷、胀缩、空洞等特殊性状是稳定性评价的主要内容。具有上述特征，且对工程有影响时，应进行定性定量评价。

2　同一风化带岩体可能部分构成基坑（边坡）土体，部分构成主要受力层，基底标高的差异也会对厚层风化带的工程性状评价造成影响，工程需要时，应进行带内工程性状的细化或划分亚带；

3　总体而言，风化岩和残积土属中～低压缩性土，但坚硬脉岩或软弱构造带的分布还会使地基表现出较大的压缩性差异，带状或脉状分布的“异常体”给变形验算或均匀性评价带来困难，本条第3款提出对不均匀沉降的分析要求可参考如下原则：如“异常体”宽度相对基础尺寸较小，可在定性评价为不均匀地基的基础上，推荐适宜的工程措施进行处理，包括：超挖、加固、跨越、增加劲性材料减沉或褥垫等；如“异常体”宽度相

对基础尺寸较大，则应进行沉降、差异沉降、倾斜等特征分析评价，并提出相应建议。

4　随着深基坑工程的增加，在风化岩地区如何推荐抗浮设防水位成了抗浮设计的难题，风化岩地区的基岩裂隙水一般较复杂，赋存条件差异大，各向异性明显，后期周边环境的改造也会对抗浮设防水位的确定产生影响。本条第6款建议进行专门勘察评价，以求能够相对准确的预测水位变化规律，并评估能否利用基岩裂隙水特点进行抗浮设计优化，具有重要意义。

## 6.8　污 染 土

6.8.5　污染土场地和地基的勘察手段应以现场调查、收集相关资料为主，结合钻探、取样、试验等工作方法，勘探测试时应采取防护措施，避免对作业人员的损害。

根据不同目的采取试样其所需容器材质、保存条件应按现行国家环保局现行行业标准《土壤环境监测技术规范》HJ/T 166要求执行。

6.8.7　确定污染土与非污染土界限时可按污染土识别的基本办法进行外业的初步判断，较准确界限则应结合试验指标综合确定。

6.8.8　污染土和水试验的专门研究可根据任务委托的要求进行现状和发展趋势试验研究，如在一个水文年周期内（甚至更长时间）污染土水化学成分变化情况，专题研究则应在以上规定的勘探、取样、试验等工作外，按周期内水位变化采取水位波动范围内进行针对性研究工作。

6.8.12　采用化学方法处理污染土应进行必要的试验工作，避免造成新的污染。



## 6.9　岩溶和土洞

6.9.1　岩溶是我省在济南、泰安、临沂、枣庄等地较普遍存在的一种不良地质作用。因工程建设和大量抽取地下水，引起水位骤降或频繁波动，导致土洞内土体部分或全部掏空和地面塌陷的发生，对工程安全造成较大影响，在泰安、临沂都有出现；另外，岩溶发育、土洞存在，虽不具备产生塌陷的水动力条件，但对基础形式的选择有较大影响，都应进行岩溶勘察，以保证工程的安全和正常使用。

6.9.2　岩溶发育与岩性、地质构造、地形地貌、地下水运移条件等诸因素及其相互组合有关，因此岩溶发育存在着严重的不均匀性。场地岩溶发育程度的分类等级，可相当于本规范划分场地和地基的复杂程度等级。即岩溶强发育相当于一级（复杂）场地和地基，岩溶中等发育相当于二级（复杂）场地和地基，岩溶微发育相当于三级（复杂）场地和地基。

面岩溶率和体岩溶率的代表性较好，但测量困难；线岩溶率可在岩层裸露的地表测量，也可在钻孔、探井和探洞中测量。线岩溶率、面岩溶率、体岩溶率可按下列公式确定：

$$K_{\mathrm{L}}=\frac{H}{L}\times 100\%$$

$$K_{\mathrm{A}}=\frac{A_{\mathrm{p}}}{A_0}\times 100\%$$

$$K_{\mathrm{V}}=\frac{V_{\mathrm{p}}}{V_0}\times 100\%$$

式中：$K_{\mathrm{L}}$ ——线岩溶率（%）；

$K_{\mathrm{A}}$ ——面岩溶率（%）；

$K_{\mathrm{V}}$ ——体岩溶率（%）；

$H$ ——测量线上的溶洞、溶隙累计长度（m）；

$L$ ——测量线总长度（m）；

$A_P$ ——测量面上的溶洞、溶隙累计面积（$m^2$）；

$A_0$ ——测量面总面积（$m^2$）；

$V_P$ ——测量体内的溶洞、溶隙累计体积（$m^3$）；

$V_0$ ——测量体总体积（$m^3$）。

6.9.3　岩溶勘察阶段的划分不可教条硬套，应根据任务委托和工程需要进行，山东省内岩溶发育程度大多一般，其勘察大多在详勘和施工勘察阶段中进行。

6.9.5　本条强调岩溶勘察以工程地质测绘和调查为先导，多手段相互验证、综合判断分析；工程物探手段是较有效的岩溶勘探手段之一。

6.9.6～6.9.7　对详细勘察及施工勘察作了较具体的规定，岩溶发育地段对于大直径嵌岩桩可采用一桩一探，并结合其他手段进行综合判定。

6.9.12　目前主要是按经验公式对溶洞顶板的稳定性进行验算。

1　顶板坍塌后，塌落体积增大，当塌落至一定高度$H$时，溶洞空间自行填满，无需考虑对地基的影响。所需塌落高度$H$按下式计算：

$$\frac{H_0}{H}=K-1$$

式中：$H_0$ ——塌落前洞体最大高度（m）；

$K$ ——岩石松散（涨余）系数，石灰岩$K$取1.2，黏土$K$取1.05。

适用于顶板为中厚层、薄层，裂隙发育，易风化的岩层，顶板有坍塌可能的溶洞，或仅知洞体高度时；

2　当顶板岩层比较完整，强度较高，厚层，而且已知顶板厚度和裂隙切割的情况时，若岩体抗弯强度大于弯矩、抗剪强度大于其所受的剪力，则洞室顶板稳定，满足这些条件的岩层最小厚度$H$计算如下：

顶板按梁板受力计算，受力弯矩按下列公式计算：



当顶板跨中有裂缝，顶板两端支座处岩石坚固完整时，按悬臂梁计算：

$$M=\frac{1}{2}pl^2$$

若裂隙位于支座处，而顶板较完整时，按简支梁计算：

$$M=\frac{1}{8}pl^2$$

若支座和顶板岩层均较完整时，按两端固定梁计算：

$$M=\frac{1}{12}pl^2$$

抗弯验算：

$$\frac{6M}{bH^2}\leqslant\sigma \text{ 或} H\geqslant\sqrt{\frac{6M}{b\sigma}}$$

抗剪验算：

$$\frac{4f_s}{H^2}\leqslant S\text{或}H\geqslant\sqrt{\frac{4f_s}{S}}$$

式中：$M$ ——弯矩（kN.m）；

$p$ ——顶板所受总荷载（kN/m），为顶板厚H的岩体自重、顶板上覆土体自重和顶板上附加荷载之和；

$l$ ——溶洞跨度（m）；

$\sigma$ ——岩体计算抗弯强度（可取抗压强度的1/8）(kPa）；

$f_s$ ——支座处的剪力（kN）；

$S$ ——岩体计算抗剪强度（可取抗压强度的1/12）(kPa)；

$b$ ——梁板的宽度（m）；

$H$ ——顶板岩层厚度（m）。

3　顶板能抵抗受荷载剪切的厚度计算按极限平衡条件的下列公式计算：

$$T\geqslant P$$

$$T=HSL$$

式中：$T$ ——溶洞顶板的总抗剪力（kN）；

$P$ ——溶洞顶板所受总荷载（kN）；

$L$——溶洞平面的周长（m）。

6.9.13　对于影响地基稳定性的岩溶洞隙，应根据其位置、大小、埋深、围岩稳定性和水文地质条件等综合分析，因地制宜地采取下列处理措施：

1　换填、镶补、嵌塞与跨盖等。对于洞口较小的洞隙，挖除其中的软弱充填物，回填碎石、块石、素混凝土或灰土等，以增强地基的强度和完整性。必要时可加跨盖；

2　梁、板、拱等结构跨越。对于洞口较大的洞隙，采用这些跨越结构，应有可靠的支承面。梁式结构在岩石上的支承长度应大于梁高的1.5倍。也可辅以浆砌块石等堵塞措施；

3　灌浆加固、清爆填塞。用于处理围岩不稳定、裂隙发育、风化破碎的岩体；

4　洞底支撑或调整柱距。对于规模较大的洞隙，可采用这种方法。必要时可采用桩基；

5　钻孔灌浆。对于基础下埋藏较深的洞隙，可通过钻孔向洞隙中灌注水泥砂浆、混凝土、沥青及硅液等，以堵填洞隙；

6　调整地基变形。在压缩性不均匀的土岩组合地基上，凿去局部突出的基岩（如石芽或大块孤石），在基础与岩石接触的部位设置“褥垫”（可采用炉渣、中砂、粗砂、土夹石等材料），以调整地基的变形量；

7　调整基础底面积。对有平片状层间夹泥或整个基底岩体都受到较强烈的溶蚀时，可进行地基变形验算，必要时可适当调整基础底面面积，降低基底压力；当基底蚀余石基分布不均匀时，可适当扩大基础底面面积，以防止地基不均匀沉降造成基础倾斜；

8　地下水排导。对建筑物地基内或附近的地下水宜疏不宜堵。可采用排水管道、排水隧洞等进行疏导，以防止水流通道堵塞，造成场地和地基季节性淹没。



## 6.10　场地和地基的地震效应

6.10.2　山东省内的场地和地基地震动峰值加速度范围为0.05g、0.10g、0.15g和0.20g，相对应的抗震设防烈度分别为6度、7度和8度区；设计地震分组包括第一组、第二组和第三组。具体按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50023确定。对已编制地震小区划的城市、地区和场地，应按政府批准的地震动参数执行。

6.10.3　本条属于强制性条文。划分场地类别，是岩土工程勘察在抗震设防烈度等于或大于6度的地区进行勘察必须进行的工作，当有可靠的等效剪切波速和覆盖层厚度值而场地类别处于类别的分界线时，可按插值方法确定场地反应谱特征周期值。

6.10.4　对抗震有利、一般、不利和危险地段的划分，应考虑场地填方或挖方的影响。当场地地形及地层条件变化较大时，应分区确定场地类别和特征周期值。

6.10.5　本条属于强制性条文。

勘察内容应根据实际的土层情况确定：不存在饱和砂土和饱和粉土时，不判别液化；若判别结果为不考虑液化，也不属于不利地段；无法避开的不利地段，要在详细查明地质、地貌、地形条件的基础上，提供岩土稳定性评价报告和相应的抗震措施。

场地地段的划分，是在选择建筑场地的勘察阶段进行的，要根据地震活动情况和工程地质资料进行综合评价。对软弱土、液化土等不利地段，要按规范的相关规定提出相应的措施。

场地类别划分，不要误为“场地土类别”划分，要依据场地覆盖层厚度和场地土层软硬程度这两个因素综合划分。

6.10.6　本条属于强制性条文

在抗震设计中，场地指具有相似的反应谱特征的房屋群体所在地，不仅仅是房屋基础下的地基土，其范围相当于厂区、居民

点和自然村，在平坦地区面积一般不小于1平方公里。

地震造成建筑的破坏，除地震动直接引起结构破坏外，还有场地条件的原因，诸如：地震引起的地表错动与地裂，地基土的不均匀沉陷、滑坡和粉、砂土液化等。因此，选择有利于抗震的建筑场地，是减轻场地引起的地震灾害的第一道工序，抗震设防区的建筑工程宜选择有利的地段，应避开不利的地段并不在危险的地段建设。严禁在危险地段建造抗震设防甲、乙类建筑。还需要注意，按全文强制的现行国家标准《住宅设计规范》GB 50096，严禁在危险地段建造住宅，必须严格执行。

对需要采用时程分析法补充计算的建筑，勘察应提供地层剖面、剪切波速、动三轴试验等资料。

6.10.7～6.10.10　第6.10.10条为强制性条文。

考虑到 $f_{ak}$ <200kPa的黏性土和粉土的实测波速可能大于250m/s，国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001的中硬土与中软土地基承载力的分界改为 $f_{ak}$>150kPa。考虑到软弱土的指标140m/s与国际标准相比略偏低，将其改为150m/s。场地类别的分界也改为150m/s。

考虑到波速为500m/s～800m/s的场地还不是很坚硬，将原场地类别I类场地（坚硬土或岩石场地）中的硬质岩石场地明确为$I_0$类场地。因此，土的类型划分也相应区分。

本条中规定的场地分类方法主要适用于剪切波速随深度呈递增趋势的一般场地，对于有较厚软夹层的场地，由于其对短周期地震动具有抑制作用，可以根据分析结果适当调整场地类别和设计地震动参数。

新黄土是指第四纪上更新世$Q_3$以来的黄土。

6.10.12　本条为强制性条文。本条规定了减少地基液化危害的对策：一旦属于液化土，应确定地基的液化等级，根据液化等级和建筑抗震设防分类，选择合适的处理措施，包括地基处理和对上部结构采取加强整体性的相应措施等。



6.10.13　沉陷敏感的抗震设防乙类建筑主要指不规则建筑、建造于Ⅳ类场地上的较高的高层建筑、对沉降敏感的建筑。

## 6.11　采 空 区

6.11.1　老采空区是指已停止开采且地表移动变形衰退期已经结束的采空区，现采空区是指正在开采或虽已停止开采但地表移动变形仍未结束的采空区，未来采空区是指已经规划设计，尚未开采的采空区。采空区是一种对工程安全有严重威胁的不良地质作用和地质灾害，可能造成重大人员伤亡和财产损失，产生严重后果，造成重大不良社会影响。

6.11.2　不同采空区的勘察目的不尽相同，老采空区应重点查明上覆岩层的稳定性，对现采空区和未来采空区应重点预测地表移动和变形特征，从而判别建筑场地的适宜性，并有针对性地提出采空区场地地基处理的合理化建议。

6.11.4　采空区的勘察方法在不同的勘察阶段有所侧重，在可行性研究阶段以收集资料、工程地质测绘和调查为主，必要时辅以适量的钻探和工程物探工作；初步勘察阶段以收集资料、工程地质测绘和调查、工程物探为主，辅以适当的钻探和水文试验，必要时进行地表变形观测；详细勘察阶段以钻探为主，辅以工程物探、工程地质测绘和调查，必要时进行地表变形观测。当勘察阶段合并进行时，应以收集资料、工程地质测绘和调查、工程钻探、工程物探为主，并辅以变形观测、水文试验等。

6.11.5　本条对采空区勘察时要收集的主要资料做了进一步明确。按我国的基本建设程序，对于新建、改建和扩建工程，通常在工程建设的可行性研究阶段对工程场地进行了地质灾害危险性评估和地震安全性评价工作，这些资料为采空区勘察提供了依据和参考，也应作为重点收集的资料，如勘察过程中引用收集资料的结论，应对其完整性和可靠性进行分析。

6.11.7　工程物探方法是通过观测和研究各种地球物理场的变化来解决地质问题的一种勘测方法，工程物探往往是钻探的先行辅助手段。采空区工程物探工作应在收集调查地形地貌、地质条件、采矿方法等资料的基础上，初步确定采空区的埋深、可能的平面分布范围、覆岩类型及特征、垮落及充水状态、围岩特征和勘察技术要求等，合理选择有效的方法。对地下采空区的勘察主要采用工程物探技术，其种类主要有：电法、电磁法、浅层地震法、振动测试法、水声探测法、基桩动测法、地面高精度磁法、天然放射性测量法、高精度重力法、地面温度测量法、井中探测法等。对自然界而言，不同的物理作用具有不同的物理场，而组成地壳的不同的岩土介质是非均质体，往往在密度、弹性、电性、磁性、放射性以及导热性等方面会存在差异，这些异常将引起相应地球物理场的局部变化，通过专门的仪器观测这些地球物理场的分布和变化特征，经与已知地质资料进行对比分析研究，来推断出地下岩土介质的性质和环境资源等状况。但由于工程物探成果的多解性，建议每个采空区场地采用不少于两种工程物探方法进行综合解译，互相验证，以便得到更为真实的工程物探结果。工程物探测线的布设和资料整理应符合现行行业标准《城市工程地球物理探测规范》CJJ 7相应规定。为便于采空区勘察选择工程物探方法，根据多个地区的经验，绘制了附录E。

6.11.8　采空区场地的钻探工作应在收集资料、工程地质测绘和调查、工程物探的基础上，结合工程重要性等级和拟建物特点合理布置钻孔，主要用来验证拟建场地范围内的采空区、巷道及“垮落带、断裂带、弯曲带”三带的分布和发育特征、地表裂缝的埋深和延展情况。对于资料丰富、可靠的采空区场地，可有针对性的布置不少于3个验证钻孔，钻孔深度应达到采空区底面标高以下不少于3m，并满足孔内工程物探的需要。岩石、土、水试样的采取方法应结合勘察目的、勘察阶段要求、地层条件、采空区“三带”特征和岩石、土、水试验技术要求等确定。



6.11.9　采空区地表移动和变形特征宜进行实际观测。对于老采空区，其地表移动变形衰退期已经结束，主要是根据收集的观测资料来计算地表残余变形值，残余变形值等于预计该开采条件下引起的地表移动变形值减去已经发生的地表移动变形值，已经发生的地表移动变形值宜按现状地形与原始地形的差值实测得出；对于现采空区和未来采空区，现行行业标准《建筑物、水体、铁路及主要井巷煤柱留设与压煤开采规程》附录四列出了地表移动与变形的三种计算方法：典型曲线法、负指数函数法（剖面函数法）和概率积分法，可结合工程实际选用。

6.11.10　影响采空区场地稳定性的因素很多，归纳起来主要有：矿层因素、岩性因素、地质构造、地下水、开采条件等。根据采空区的类型，考虑停采时间、地表移动变形特征、采空区充填密实状态及充水情况、开采深度、覆盖土层厚度等对采空区场地稳定性进行分级，并采用定性与定量评价相结合的方法进行综合评价。定性评价主要是依据采空区对周边环境的相互影响，定量评价主要是依据采空区对周边环境的相互影响程度。在定性评价表和定量评价表中具备其中一个或多个特征，即可按该级别判定。

6.11.11　采空区场地建筑适宜性评价应在场地稳定性评价的基础上，根据拟建建筑物工程重要性等级、结构特征和变形要求、采空区的类型和特征以及对拟建工程的影响和危害程度综合划分，采空区场地建筑适宜性分级可按表5进行。

**表5 采空区场地建筑适宜性分级评价表**

| 级别 | 分级说明 |
| --- | --- |
| Ⅰ级（适宜） | 采空区场地稳定性为Ⅰ级（稳定），垮落带、断裂带密实，工程建设对采空区稳定性影响小，可以忽略采空区残余变形对拟建工程的影响，无须进行采空区地基处理。 |
| Ⅱ级（基本适宜） | 采空区场地稳定性为Ⅱ级（基本稳定），垮落带、断裂带基本密实，工程建设对采空区稳定性影响较小，采取结构措施可以控制采空区残余变形对拟建工程的影响，或虽须进行采空区地基处理但处理难度小且造价低。 |

续 表 5

| 级别 | 分级说明 |
| --- | --- |
| Ⅲ级<br>（不适宜） | 采空区场地稳定性为Ⅲ级（不稳定），垮落带、断裂带不密实，存在地面发生连续变形的可能，工程建设对采空区稳定性影响大或采空区残余变形对拟建工程的影响大，须进行采空区地基处理且处理难度大且造价高。 |

6.11.12　根据采空区的规模、类型，以及拟建场地的用途、委托任务书的要求等不同，不可能制定出一个统一的适用于每个采空区的报告内容和章节名称，与传统的岩土工程勘察报告相比，主要增加了下列内容：

1　矿层的分布特征；

2　矿区地下水变化对采空区的影响；

3　地表移动和变形特征，地表及建筑物变形；

4　建筑场地的适宜性评价；

5　采空区场地地基处理方案的建议等。

6.11.13　采空区场地地基处理应根据工程特点及地基处理目的，并充分考虑采空区地质条件、采矿方法、现场施工条件、工程进度并结合当地建筑经验因地制宜的选择地基处理方法。

常用采空区地基处理方法的适用范围见表6。

**表6 常用采空区场地地基处理方法及其适用范围**

| 地基处理方法 | 适用范围 |
| --- | --- |
| 注浆法 | 采空区上覆岩石发生较严重的垮塌、处于欠稳定或不稳定的采空塌陷区 |
| 开挖回填法 | 采空区埋深小于6m，顶板完整性差，岩体强度低易开挖；采空区和巷道规模较小；周围无任何建筑物，当埋深在6m～20m时可采用顶板爆破后再采用强夯或重锤夯实，经检测满足设计要求后方可施工 |
| 强夯法 | 采空区埋深小于10m，顶板完整性差，岩体强度低；采空区边缘地带裂缝区的地基处理 |
| 跨越法 | 采空区埋深小于40m；顶板强度低，底板强度高，可采用预制桩或混凝土灌注桩处理采空区，当桩基穿过采空区时应对采空区进行注浆处理 |
| 干（浆）砌支撑法 | 采空区埋深较浅，顶板未完全塌陷，回填空间较大，通风良好，具备人工施工条件且材料运输方便。 |



# 7　地下水

## 7.1　地下水的勘察要求

7.1.1　地下水的勘察内容和要求应根据地下水对工程的影响程度结合建筑物性质、基础形式、埋置深度、地基处理、基坑支护等方面的具体要求确定，对不同性质的工程其侧重点应不同。

7.1.3　以往水文地质工作开展的程度不同，工作重点不同。对已有经验或场地水文地质条件简单，且有常年地下水位监测资料的地区，可以调查方法为主；对场地水文地质条件复杂或无经验地区，应在调查基础上，开展专门的水文地质工作，并加强初步勘察阶段对地下水勘察的要求。本条对水文地质调查及专门水文地质勘察的内容作出了规定。

工程经验表明，在大规模的工程建设中，对地下水的勘察评价将对工程的安全与造价产生极大影响。为适应这一客观需要，强调对有关宏观资料的搜集工作。

地下水上升的情况在世界各地均有发生，一些地区地下水位上升的情况很显著。水位上升对工程结构产生的影响已在世界许多城市发生。随着南水北调的进行，山东地区的某些城市地下水位也可能上升，进而危及某些地下工程的安全。当前深埋基础的高层建筑以及地下工程大量兴建，抗浮问题日益突出。在抗浮设计时，需要科学合理地确定抗浮设计水位。

在分析确定建筑抗浮水位时，需要根据建筑场区及其周围的工程地质和水文地质条件特征，结合影响地下水位的各种因素，并预测各种因素对场区未来地下水位的影响，进行综合分析和预测后确定。抗浮问题突出的建筑，应进行专门的设防水位分析、评价。

## 7.2 水文地质参数的测定

7.2.1 测定水文地质参数的方法有多种，应根据地层透水性能的大小和工程的重要性以及对参数的要求，按正文表7.2.1选择。

7.2.2～7.2.3 第7.2.2条是强制性条文。

地下水位的量测，着重说明下列几点：

1 稳定水位是指钻探时的水位经过一定时间恢复到天然状态后的水位；地下水位恢复到天然状态的时间长短受含水层渗透性影响最大，根据含水层渗透性的差异，第7.2.3条规定了至少需要的间隔时间；当需要编制地下水等水位线图或工期较长时，在工程结束后统一量测稳定水位；

2 当场地有多层对工程有影响的地下水时，应采取止水措施将被测含水层与其他含水层隔离后测定地下水位或承压水头高度。必要时，宜埋设孔隙水压力计，或采用孔压静力触探试验进行量测，但在黏性土中应有足够的消散时间；

3 采用泥浆钻进时，为了避免孔内泥浆的影响，需将测水管打入含水层20cm方能较准确地测得地下水位；

4 地下水位量测精度规定为±2cm是指量测工具、观测等造成的总误差的限值，因此量测工具应定期用钢尺校正；

5 上层滞水常无稳定水位，但应量测。

7.2.4 用几何法测定地下水流向的钻孔布置，除应在同一水文地质单元外，尚应考虑形成锐角三角形，其中最小的锐角不宜小于40°；孔距宜为50m～100m，过大或过小都将影响量测精度。

7.2.5 用指示剂法测定地下水流速，试验孔与观测孔的距离由含水层条件确定，一般细砂层为2m～5m，含砾粗砂层为5m～15m，裂隙岩层为10m～15m，对岩溶水可大于50m；指示剂可采用各种盐类、着色颜料等，其用量决定于地层的透水性和渗透距离；

用充电法测定地下水的流速适用于地下水位埋深不大于5m的



潜水。

7.2.6 本条是对抽水试验的原则规定，具体说明下列几点：

1 抽水试验是求算含水层的水文地质参数较有效的方法；岩土工程勘察一般用稳定流抽水试验即可满足要求，正文表7.2.6所列的应用范围，可结合工程特点、勘察阶段及水文地质参数精度的要求选择；

2 抽水孔的钻孔适宜半径$r \geqslant 0.01M$（$M$为含水层厚度），或者利用适宜半径的岩土工程勘察钻孔。抽水孔深度的确定，与试验目的有关，若以试验段长度与含水层厚度两者关系而言，有完整井与非完整井两种情况；

3 观测孔的布置，取决于地下水的流向、坡度和含水层的均一性。一般布置在与地下水流向垂直的方向上，与抽水孔的距离以（1～2）个含水层厚度为宜。孔深一般要求进入抽水孔试验段厚度之半；

4 抽水量和水位降深应根据工程性质、试验目的和要求确定；进行3次不同水位降深，并使最大的水位降深接近工程设计的水位标高，可以得到较符合工程实际的数据；

5 试验孔和观测孔的水位量测采用同一方法和器具，可以减少其间的相对误差；对观测孔的水位量测读数至毫米，是因其不受抽水泵和抽水时水面波动的影响，水位下降较小，且直接影响水文地质参数计算的精度；

6 试验成果分析可参照现行国家标准《供水水文地质勘察规范》GB 50027进行。

7.2.8 渗透系数的计算

1 F.0.1 ～F.0.2 各种计算公式均有一定的假定条件及适用范围，只有地质条件与计算公式及其假定条件一致才可能求得较准确的水文地质参数，当试验条件不符合时，不可生搬硬套；

2 F.0.3非稳定流抽水试验中，抽水孔（井）应保持涌水量稳定，若前后两次观测的流量变化超过5%时，应即时调整流量；

涌水量与动水位的观测时间，主要应满足于绘出计算用的各种曲线图，特别是对数关系曲线。要求在开泵的10min～20min内，尽可能准确记录较多的数据。一般观测时间间隔如下：1min、2min、2min、5min、5min、5min、5min、5min、10min、10min、10min、10min、10min、20min、20min、20min、30min，以后每隔30min观测一次；

3　F.0.4～F.0.5　该两条所列注水试验方法是国内外测定饱和松散土渗透性能的常用方法。试坑单环法只能近似地测得土的渗透系数，而试坑双环法因排除侧向渗透的影响，测试精度较高。试坑试验时坑内注水水层厚度常用10cm；

4　F.0.6 本条主要参照现行行业标准《水利水电工程钻孔压水试验规程》SL31及美国规范制定，常规性的压水试验为吕荣试验，该方法是1993年吕荣（M.Lugeon）首次提出，经多次修正完善，已为我国和大多数国家采用；成果表达采用透水率，单位为吕荣（Lu），当试段压力为1MPa，每米试段的压入流量为1L/min时，称为1Lu；除了常规性吕荣试验外，也可根据工程需要，进行专门的压水试验。

7.2.9　对孔隙水压力的测定方法说明以下几点：

1　所列孔隙水压力测定方法及适用条件主要参考英国规范及我国实际情况制定，各种测试方法的优缺点简要说明如下：

立管式测压计安装简单，并可测定土的渗透性，但过滤器易堵塞，影响精度，反应时间较慢；

水压式测压计反应快，可同时测定渗透性，宜用于浅埋，有时也用于在钻孔中量测大的孔隙水压力，但因装置埋设在土层，施工时易受损坏；

电测式测压计（电阻应变式钢弦应变式）性能稳定、灵敏度高，不受电线长短影响，但安装技术要求高，安装后不能检验，透水探头不能排气，电阻应变片不能保持长期稳定性；

气动测压计价格低廉，安装方便，反应快，但透水探头不能排气，不能测渗透性；



孔压静力触探仪操作简便，可在现场直接得到超孔隙水压力曲线，同时测出土层的锥尖阻力；

2　在选择测试方法和测试仪器时，应注意地层条件和分析需要，是否能达到测试目的。对于静水压力和稳定渗流条件下的孔隙水压力的测试，孔隙水压力随时间的变化很小，可以忽略，可以选用反应虽然较慢但性能稳定的方法和仪器；对非稳定的超静孔隙水压力的测试，如打桩、强夯等产生的孔隙水压力，增长和消散随时间的变化很快，应选用反应迅速的方法和仪器；

3　目前我国测定孔隙水压力，多使用振弦式孔隙压力计即电测式测压计和数字式钢弦频率接收仪。

7.2.10　孔隙水压力测试应注意下列问题：

1　孔隙水压力试验点的布置，应考虑地层性质、工程要求、基础形式等，包括量测地基土在荷载不断增加过程中，新建筑物对邻近建筑物的影响、深基础施工和地基处理引起孔隙水压力的变化。对圆形基础一般以圆心为基点按径向布孔，其水平及垂直方向的孔距宜为5m～10m；

2　测压计的埋设与安装质量直接影响测试成果的正确性。测压计埋设前必须经过标定，安装时将测压计探头放置到预定深度，其上覆盖30cm砂均匀充填，并投入膨润土球，经压实，注入泥浆密封。泥浆的配合比为4（膨润土）：8～12（水）：1（水泥），地表部分应有保护罩，以防水灌入；

3　试验成果应提供孔隙水压力与时间变化的曲线图和剖面图（同一深度），孔隙水压力与深度变化曲线图。

## 7.3　地下水作用评价

7.3.1　在岩土工程的勘察、设计、施工过程中，地下水的影响始终是一个极为重要的问题，因此，在工程勘察中应当对其作用

进行预测和评估，提出评价的结论与建议。

地下水对岩土体和建筑物的作用，按其机制可以划分为两类：一类是力学作用；一类是物理化学作用。力学作用原则上应当是可以定量计算的，通过力学模型的建立和参数的测定，可以用解析法或数值法得到合理的评价结果。很多情况下，还可以通过简化计算，得到满足工程要求的结果。由于岩土特性的复杂性，物理、化学作用有时难以定量计算，但可以通过分析，得出合理的评价。

7.3.2　地下水对基础的浮力作用，是最明显的一种力学作用，应按静水压力计算。在静水环境中，浮力可以用阿基米德原理计算。一般认为，在透水性较好的土层或节理发育的岩石地基中，计算结果即等于作用在基底的浮力；对于渗透系数很低的黏土来说，上述原理在原则上也应是适用的，但是有实测资料表明，由于渗透过程的复杂性，黏土中基础所受到的浮托力往往小于水柱高度。在现行行业标准《铁路路基设计规范》TB 10001中，曾规定在此条件下，浮力可作一定折减。由于这个问题缺乏必要的理论依据，很难确切定量，故本条规定，只有在具有经验或实测数据时，方可进行一定的折减；在渗流条件下，由于土单元体的体积$V$上存在与水力梯度$i$和水的重力密度$\gamma_w$呈正比的渗流力（体积力）$J$，$J=i\gamma_w V$造成了土体中孔隙水压力的变化，因此，其浮力与静水条件下不同，应通过渗流分析得到。

无论采用何种条分极限平衡方法验算边坡稳定性，孔隙水压力都会对各分条底部的有效应力条件产生重大影响，从而影响最后的分析结果。当存在渗流条件时，和上述原理一样，渗流状态还会影响到孔隙水压力的分布，最后影响到安全系数的大小。因此，条文对边坡稳定性分析中地下水作用的考虑作了原则规定。

验算基坑支护支挡结构的稳定性时，不管是采用水土合算还是水土分算的方法，都需要首先将地下水的分布搞清楚，才能比较合理地确定作用在支挡结构上的水土压力。当渗流作用影响明显时，还应考虑渗流对水压力的影响。



渗流作用可能产生潜蚀、流土或管涌现象，造成破坏。以上几种现象都是因为基坑底部某个部位的最大渗流梯度$i_{max}$大于临界梯度$i_{cr}$，致使安全系数$F_s$不能满足要求：

$$F_s=\frac{i_{cr}}{i_{max}}$$

对于地下水位以下开挖基坑需采取降低地下水位的措施时，需要考虑的问题主要有：1）能否疏干基坑内的地下水，得到便利安全的作业面；2）在造成水头差条件下，基坑侧壁和底部土体是否稳定；3）由于地下水的降低，是否会对邻近建筑、道路和地下设施造成不利影响。

7.3.3　高层建筑基础埋置较深，一般都有地下室抗浮问题，尤其是施工期间地下室刚做好而上部建筑还未施工时，如果遇暴雨，常发生地下室上浮等问题。勘察期间应对此问题进行评价，并做专门论述，有利于避免地下室可能发生的上浮事故。

7.3.4　当地下水属潜水类型且无长期水位观测资料时，如果仅按勘察期间实测水位来确定抗浮设防水位，不够确切，应结合场地地形、地貌、地下水补给、排泄条件和含水层顶板标高等因素综合确定。我省东营市曾经发生街道漫水现象，类似情况时，抗浮设防水位可取室外地坪标高；若承压水和潜水有水力联系时，应分别实测其稳定水位，取其中的高水位作为抗浮设防水位；考虑到某地区地下水赋存条件复杂，补给和排泄条件在建筑使用期间可能发生较大改变，而地下水的抗浮设防水位是一个重要技术经济指标，若选择不合理会造成地下室上浮、底板开裂等工程质量问题或造成工程不必要的投资浪费，故对于重要工程的抗浮设防水位应委托有资质的单位进行专门论证后提出。

对于地下水水力坡度较大的建筑群或住宅区场地来说，往往地下水位存在较大差异，统一给出一个抗浮设防水位既不经济也不符合实际，本规范规定可分区确定抗浮设防水位。

山东省地下水位长期观测资料较缺乏，鼓励各地通过地下水位长期观测，积累实测资料，为抗浮水位的确定提供依据。

7.3.5　即使是在赋存条件和水质基本不变的前提下，地下水对岩土体和结构基础的作用往往也是一个渐变的过程，开始可能不为人们所注意，一旦危害明显就难以处理。由于受环境，特别是人类活动的影响，地下水位和水质还可能发生变化。所以，在勘察时要注意调查研究，在充分了解地下水赋存环境和岩土条件的前提下做出合理的预测和评价。



# 8　地基计算

## 8.1　基础埋置深度

8.1.3　本条为强制性条文。除岩石地基外，位于天然土质地基上的高层建筑筏形和箱形基础应有适当的埋置深度，以保证筏形和箱形基础的抗倾覆和抗滑移稳定性，否则可能导致严重后果，必须严格执行。

随着我国城镇化进程，建设土地紧张，高层建筑设地下室，不仅满足埋置深度要求，还增加使用功能，对软土地基还能提高建筑物的稳定性，所以一般情况下高层建筑宜设地下室。

对于经过地基处理的地基，应按天然地基考虑。

## 8.2　地基承载力计算

8.2.2　载荷试验是确定地基承载力特征值最基本的方法，因此对甲级建筑物要求用载荷确定；

旁压试验也能够直接测定岩土的承载力，因此对乙级建筑物建议采用旁压试验测定地基承载力；

由于载荷试验只影响载荷板以下1.5倍直径范围内的土层、旁压试验只能测定试验段的土层，因此试验一定要选择有代表性的部位；

对甲乙级建筑物，当可以取得I级土试样时，应通过室内试验确定土的三轴不固结不排水抗剪强度指标，按本规范第8.2.4条计算地基承载力特征值或附录H计算地基承载力极限值。当采用预压固结不排水抗剪强度指标时，其试验可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定进行。

当基础底面埋深等于、大于15m时，宜在大面积开挖卸荷后的基础底面处进行载荷试验，以验证地基承载力特征值和变形模量。

以室内试验、原位测试指标或野外鉴别等方法确定天然地基承载力特征值时，可参考本规范附录G。

本规范附录G是根据国家标准《建筑地基基础设计规范》GBJ 7-89、《工业与民用建筑地基基础设计规范》TJ7-74、《岩土工程勘察规范》GB 50021等规范的有关规定确定的。这些规范在施行期间，对山东省的工业与民用建筑的勘察与设计起到了很好的指导作用，大部分内容是适合山东省实际的。

表G.0.1-1　对于房屋建筑物和构筑物，岩石地基承载力有足够的强度满足其要求，国家标准《建筑地基基础设计规范》GBJ 7-89根据岩体级别、岩石的硬度和风化程度确定表G.0.1-1、G.0.1-2，从长期使用的结果来看，能够满足勘察设计要求，因此本规范采用。

表G.0.1-2　碎石土难以取样，除了进行重型动力触探试验外，野外鉴别也比较实用，本表取自国家标准《建筑地基基础设计规范》GBJ 7-89。

表G.0.2-6～表G.0.4-2，国家标准《建筑地基基础设计规范》GBJ 7-89在修订时，上部建筑荷载取标准值，地基承载力对应取标准值，其值高于《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002的特征值。本规范编制时，参考了原国家标准《工业与民用建筑地基基础设计规范》TJ7-74(试行)中地基承载力容许值，同时考虑了承载力深度修正由减1.5m变为减0.5m带来的影响。

8.2.3　本条根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《湿陷性黄土地区建筑设计规范》GB 50025的有关规定确定，同时引入了其他相关规范中的规定。黄泛区存在着大量的密实度较差的粉土，当埋深较大时，修正后的承载力特征值$f_a$偏高，不安全，因此对粉土引入了现行行业标准《软土地区岩土工



程勘察规程》JGJ 83的相关规定；而粉土的修正系数不应低于黏性土，因此，对中密以上的黏质粉土与$e$及$I_L$均小于0.85的黏性土的修正系数一致。

8.2.4　本规范第8.2.3条中建议的深宽修正系数是一个拟合值，当基础尺寸和埋深较小的时候影响不大，但甲级和乙级建筑物基础尺寸大、基础埋深大，再继续使用深宽修正会产生较明显的偏差，因此本规范认为根据抗剪强度指标确定的地基承载力特征值比通过深宽修正获得的值更接近实际，对甲级和乙级建筑物应提倡使用。

但当抗剪强度指标不可靠或不准确时，是无法采用的。

8.2.6　上硬下软双层地基存在压力扩散规律，在均质地基理论上压力随深度也存在着应力扩散规律。因此本规范参照现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94，引入了$E_{s1}/E_{s2}=1.0$时的地基压力扩散角。在使用中，当$1.0<E_{s1}/E_{s2}<3.0$时，可作为内插参考值。当上层土$E_s$小于7MPa时，上述值偏于不安全，应慎用。

## 8.3　变形计算

8.3.1　本条为强制性条文。地基变形计算是地基设计中的一个重要组成部分。当建筑物地基产生过大的变形时，对于工业与民用建筑来说，都可能影响正常的生产或生活，危及人们的安全，影响人们的心理状态。

8.3.2　一般建筑物在施工期间完成的沉降量，对于砂土、风化岩地基可认为其最终沉降量已完成80%以上，对于低压缩性黏性土可认为已完成最终沉降量的50%～80%，对于中压缩性黏性土可认为已完成最终沉降量的20%～50%，对于高压缩性黏性土可认为已完成最终沉降量的5%～20%。

8.3.3　本条为强制性条文。本条规定了地基变形的允许值。《建筑地基基础设计规范》GB 50007从编制1974年版开始，收集

了大量建筑物的沉降观测资料，加以整理分析，统计其变形特征值，从而确定各类建筑物能够允许的地基变形限值。经历1989年版和2002年版的修订、补充，已被证明是行之有效的。

8.3.5　计算用基础底面下第$i$层土的压缩模量$E_{si}$（MPa）应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段对应的压缩模量；对于黏粒含量较少的粉土、砂土和碎石土等难以取得压缩模量的土，可参考表7公式估算并结合经验确定。

**表7　土的压缩模量$E_s$、变形模量$E_0$与原位测试参数的经验关系**

| 土　性 | $E_s$（MPa） | 适用深度 | 适用范围值 |
|---|---|---|---|
| 一般粘性土 | $E_s$= 3.7$q_c$+3.4 | 15m～70m | 0.7≤$q_c$≤4.0(MPa) |
| 粉土及粉细砂 | $E_s$=（3.4～4.4）$q_c$ | 20m～80m | 2.6≤$q_c$≤22.0(MPa) |
| 一般粘性土 | $E_{si}$=1.0$N$ | 15m～70m | 0.7≤$q_c$≤4.0(MPa) |
| 粉土及粉细砂 | $E_s$=（1～1.2）$N$ | ＜100m | 10≤$N$≤50(击) |
| 中、粗砂 | $E_s$=（1.5～2）$N$ | | 10≤$N$≤50(击) |
| 一般粘性土 | $E_s$=（0.7～1）$E_m$ | ＞10m | |
| 粉　土 | $E_s$=（1.2～1.5）$E_m$ | | |
| 粉细砂 | $E_s$=（2～2.5）$E_m$ | | |
| 中、粗砂 | $E_s$=（3～4）$E_m$ | | |
| 闪长岩、辉长岩残积土、全风化 | $E_s$=1.0$N'$（MPa） | | 10≤$N$≤50(击) |
| 碎石 | $E_0$=4.4$N'^{0.75}_{63.5}$ | | 10≤$N'_{63.5}$≤50(击) |
| 闪长岩、辉长岩残积土、全风化 | $E_0$=（0.7～1.2）$N$ | | 10≤$N$≤70(击) |



# 9　桩基础

## 9.1　一般规定

9.1.1　随着施工工艺及桩工机械的不断进步，桩的类型逐渐多样化，尤其是异形桩等，计算较为复杂，有的还是专利产品。本规范只包括了常用的混凝土预制桩、预应力混凝土空心桩和灌注桩，其他的桩型可参照相关规范规程。摩擦型桩的桩顶竖向荷载主要由桩侧阻力承受；端承型桩的桩顶竖向荷载主要由桩端阻力承受。

9.1.3　本条对桩的适宜性作了规定。由于预制桩沉桩会受到某些地层的限制，比如，对于中密～密实的砂层，一般穿越厚度6m～3m，因此当必须采用预制桩时，应进行试桩。后注浆灌注桩能够提供更高的承载力，并且变形减小，因此应优先推荐。挖孔桩风险比较大，当桩孔深大于25m时，建议进行专门论证。

9.1.4　1　桩的位置应与上部结构形式、荷载类型、大小与分布一致，确保桩的受力均衡；选择压缩性相近的持力层，也确保桩基的变形相近；

2　规定桩的最小中心距是为了保证桩间土能够提供足够的侧阻力，同时避免挤土效应；

3　桩的承载力与持力层的好坏有显著的关系，当持力层软弱或有软弱下卧层时，桩的承载力往往偏低；当持力层较薄，或为黏性土与粉土、砂土互层时，往往不可能保证为同一层土以及有稳定的下卧层时，此时，计算承载力宜按端阻力较低的地层考虑，但端阻力相近时，也没必要保证桩端落在同一层土上；

4　第4款规定的嵌岩深度是从稳定的角度考虑的，为了寻求更高的承载力，可以通过计算确定。

为确保大直径嵌岩桩的设计可靠性，必须确定桩底一定深度内岩体性状。此外，在桩底应力扩散范围内可能埋藏有相对软弱的夹层，甚至存在洞隙，应引起足够注意。岩层表面往往起伏不平，有隐伏沟槽存在，特别是碳酸盐类岩石地区，岩面石芽、溶沟密布，此时桩端可能落于岩面隆起或斜面处，有导致滑移的可能性。因此，规定在桩底端应力扩散范围内应无岩体临空面存在，并确保基底岩体的稳定性。

9.1.6　本条是现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007及现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94关于桩基设计的规定。由于本规范不涉及桩身和承台结构的承载力计算与设计，故将第2款做了变动。

## 9.2　单桩竖向承载力的确定

9.2.3　对单桩承载力的计算受土强度参数、成桩工艺、计算模式的不确定性影响较大，单桩竖向承载力特征值仍为原位原型试验为最可靠的确定方法，其次是利用地质条件相同的试桩资料和原位测试及端阻力、侧阻力与土的物理指标的经验关系参数确定。对于不同桩基设计等级应采用不同可靠性水准的单桩竖向承载力特征值的确定方法。单桩竖向承载力特征值的确定，要把握两点，一是以单桩静载试验为主要依据，二是要重视综合判定的思想。因为静载试验一则数量少，二则在很多情况下如地下室土方尚未开挖，设计前进行完全与实际条件相符的试验不可能。因此，设计过程中离不开综合判定。

本规范规定采用单桩竖向承载力特征值作为桩基承载力设计计算的参数基本参数，其值相当于极限值$Q_{uk}$的1/2。试验单桩竖向承载力特征值指通过不少于2根的单桩现场静载试验确定的，反映特定地质条件、桩型与工艺、几何尺寸的单桩竖向承载力特征值。计算单桩竖向承载力特征值指根据特定地质条件、桩型与



工艺、几何尺寸，以桩侧阻力特征值、端阻力特征值的经验统计值计算的单桩竖向承载力特征值。

9.2.5　根据土的物理指标确定与承载力参数之间的经验关系计算单桩竖向承载力特征值，核心问题是物理指标的准确性，以及经验关系式的适用性。

粉土结构性差，容易失水、震密，其含水量、孔隙比容易失真，利用这些确定侧阻力特征值和端阻力特征值都会产生偏差。本规范第4.2.4条规定通过$N$、$q_c$确定粉土的密实度，可根据密实度结合经验确定侧阻力特征值和端阻力特征值。

9.2.7　鲁中山地石灰岩分布较广，虽然岩石抗压强度较高，但该类岩石岩溶发育，岩体的完整性较差，不能简单地根据现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94嵌岩桩计算公式计算桩基承载力。因此第1款公式中：增加了基岩完整系数，主要是考虑工程中不可能都采用完整岩和较完整岩作为桩端持力层，现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007在确定岩石承载力特征值时，有$\psi_r$折减系数：根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合，由经验确定，无经验时，对完整岩体可取0.5；对较完整岩体可取0.2～0.5；对较破碎岩体可取0.1～0.2；现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94对完整、较完整岩体取0.5；本规范确定对完整、较完整岩体取0.5，对较破碎岩体取0.3～0.15，与天然地基相比有所提高。其他类型的岩石可根据经验适当调整。

9.2.9　本条属于强制性条文。

9.2.13　桩距不超过6$d$的群桩，当桩端平面以下软弱下卧层承载力与桩端持力层相差过大（低于持力层的1/3）且荷载引起的局部压力超出其承载力过多时，将引起软弱下卧层的侧向挤出，桩基偏沉，严重者引起整体失稳。对于本条软弱下卧层承载力验算公式着重说明四点：

1　验算范围。规定在桩端平面以下受力层存在低于持力层

承载力1/3的软弱下卧层；

2　传递至桩端平面的荷载，按扣除实体基础表面总侧阻力特征值的1.5倍而非1倍。这是主要考虑荷载传递机理，要软弱下卧层进入临界状态前基桩侧阻平均值已接近极限；

3　桩端荷载扩散。持力层刚度越大扩散角愈大，这是基本性状，这里所规定的压力扩散角与天然地基一致；

4　软弱下卧层的承载力只进行深度修正。深度修正系数取1.0。

### 9.3　桩基沉降计算

9.3.1　本条为强制性条文。地基基础设计强调变形控制原则，桩基础也应按变形控制原则进行设计。本条规定了桩基沉降计算的适用范围以及控制原则。

本条第1款所列建筑是需要按变形和强度进行设计的建筑物，其荷载较大，总沉降量和沉降差可能超过建筑物的允许值；摩擦型桩基单桩承载力小，容易形成群桩，桩基以下地基压缩变形较大，应通过计算确定。

9.3.3　现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94和现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007都对桩基的沉降计算作了规定，前者计算相对简单，故本规范规定按前者计算。



## 10　地基处理

### 10.1　一般规定

10.1.2　采用加强建筑物上部结构刚度和承载能力的方法，能减少地基的不均匀变形，取得较好的技术经济效果。因此，本条规定对于需要进行地基处理的工程，在选择地基处理方案时，应同时考虑上部结构、基础和地基的共同作用，尽量选用加强上部结构和处理地基相结合的方案，这样既可降低地基的处理费用，又可收到满意的效果。

10.1.5　本条为强制性条文。对处理后的地基应进行的设计计算内容给出规定。

地基处理的软弱下卧层验算，对压实、夯实、注浆加固地基及散体桩复合地基等应按压力扩散角，按本规范8.2.6条进行。对半刚性桩、刚性桩复合地基，按其荷载传递特性，可按实体深基础验算。

处理后的地基应满足建筑物承载力、变形和稳定性要求。稳定性计算可按本规范第10.1.7条的规定进行。变形计算应符合本规范第10.2.4条～第10.2.8条的规定。

### 10.2　承载力及变形计算

10.2.1　处理后的地基承载力特征值确定以载荷试验为主，结合其他原位测试及工程经验综合确定。

强夯地基土的结构性、水稳性、均匀性比较差，因此承载力检验应根据静载荷试验、其他原位测试和室内土工试验等方法综合确定，并应适当提高安全系数，地基承载力特征值与地基承载

力极限值的比值不宜大于0.4。

10.2.6　复合地基设计时的变形计算应当考虑以下3个因素：

1　在长期荷载作用下，地基变形不致造成承重结构的损坏；

2　在最不利荷载作用下，地基不出现失稳现象；

3　具有足够的耐久性能。

## 10.3　换填垫层

10.3.1　换填垫层法适用于处理各类浅层软弱地基。当在建筑范围内上层软弱土厚度较薄时，可采用全部置换处理。对于较深厚的软弱土层，当仅用垫层局部置换上层软弱土时，下卧软弱土层在荷载下的长期变形可能依然很大，不应采用浅层局部置换的处理方法。

对于建筑范围内局部存在松填土、暗沟、暗塘、古井、古墓或拆除旧基础后的坑穴，均可采用换填法进行地基处理。在这种局部的换填处理中，保持建筑地基整体变形均匀是换填应遵循的基本原则。

10.3.3　采用换填垫层全部置换厚度不大的软弱土层，可取得良好的效果；对于轻型建筑、地坪、道路或堆场，采用换填垫层处理上层部分软弱土时，由于传递到下卧层顶面的附加应力很小，也可取得较好的效果。但对于结构刚度差、体型复杂、荷重较大的建筑，由于附加荷载对下卧层的影响较大，如仅换填软弱土层的上部，地基仍将产生较大的变形及不均匀变形，仍有可能对建筑造成破坏。对于不同特点的工程，还应分别考虑换填材料的强度、稳定性、压力扩散能力、密度、渗透性、耐久性、对环境的影响、价格、来源与消耗等。当换填量大时，尤其应首先考虑当地材料的性能及使用条件。此外还应考虑所能获得的施工机械设备类型、适用条件等综合因素，从而合理地进行换填垫层设计及



选择施工方法。例如，对于承受振动荷载的地基不应选择砂垫层进行换填处理；略超过放射性标准的矿渣可以用于道路或堆场地基的换填，但不应用于建筑换填垫层处理等。

10.3.4　确定垫层宽度时，除应满足应力扩散的要求外，还应考虑垫层应有足够的宽度及侧面土的强度条件，防止垫层材料向侧边挤出而增大垫层的竖向变形量。最常用的方法依然是按扩散角法计算垫层宽度，或根据当地经验取值。当$z/b>0.5$时，垫层厚度较大，按扩散角确定垫层的底宽较宽，而按垫层底面应力计算值分布的应力等值线在垫层底面处的实际分布则较窄。当两者差别较大时，也可根据应力等值线的形状将垫层剖面做成倒梯形，以节省换填的工程量。当基础荷载较大，或对沉降要求较高，或垫层侧边土的承载力较差时，垫层宽度可适当加大。在筏基、箱基或宽大独立基础下采用换填垫层时，对垫层厚度小于0.25倍基础宽度的条件，计算垫层的宽度仍应考虑压力扩散角的要求。

## 10.4　预压地基

10.4.1　预压法处理地基分为堆载预压、真空预压及真空和堆载联合预压三类。当软土层厚度小于4.0m时，可采用天然地基堆载预压法处理，当软土层厚度超过4.0m时，为加速预压过程，应采用塑料排水带、砂井等排水井排水预压法处理地基。对真空预压工程，必须在地基内设置排水井。对于在持续荷载作用下体积会发生很大压缩，强度会明显增长的土，这种方法特别适用。对超固结土，只有当土层的有效上覆压力与预压荷载所产生的应力水平明显大于土的先期固结压力时，土层才会发生明显的压缩。排水井排水预压法对处理泥炭土、有机质土和其他次固结变形占很大比例的土效果较差，只有当主固结变形与次固结变形相比所占比例较大时才有明显效果。

10.4.3　对重要工程，应预先选择代表性地段进行预压试验，通

过试验区获得的竖向变形与时间关系曲线，孔隙水压力与时间关系曲线等推算土的固结系数。固结系数是预压工程地基固结计算的主要参数，可根据前期荷载所推算的固结系数预计后期荷载下地基不同时间的变形并根据实测值进行修正，这样就可以得到更符合实际的固结系数。此外，由变形与时间曲线可推算出预压荷载下地基的最终变形、预压阶段不同时间的固结度等，为卸载时间的确定、预压效果的评价以及指导全场的设计与施工提供主要依据。

10.4.5　对预压工程，什么情况下可以卸载，这是工程上很关心的问题，特别是对变形的控制。设计时应根据所计算的建筑物最终沉降量并对照建筑物使用期间的允许变形值，确定预压期间应完成的变形量，然后按工期要求，选择排水井直径、间距、深度和排列方式、确定预压荷载大小和加载历时，使在预定工期内通过预压完成设计所要求的变形量，使卸载后的残余变形满足建筑物允许变形要求。对排水井穿透压缩土层的情况，通过不太长时间的预压可满足设计要求，土层的平均固结度一般可达90%以上。对排水井未穿透受压土层的情况，应分别使排水井深度范围土层和排水井底面以下受压土层的平均固结度和所完成的变形量满足设计要求。这样要求的原因是，排水井底面以下受压土层属单向排水，如土层厚度较大，则固结较慢，预压期间所完成的变形较小，难以满足设计要求，为提高预压效果，应尽可能加深排水井深度，使排水井底面以下受压土层厚度减小。

10.4.10　排水井间距的选择，应根据地基土的固结特性，预定时间内所要求达到的固结度以及施工影响等通过计算、分析确定。根据工程实践，塑料排水带或袋装砂井之井径比$n$取15～22，普通砂井之井径比$n$取6～8，均取得良好的处理效果。

10.4.11　排水井的深度，应根据建筑物对地基的稳定性、变形要求和工期确定。对以变形控制的建筑，排水井宜穿透受压土层。对受压土层深厚，排水井很长的情况，虽然考虑井阻影响



后，土层径向排水平均固结度随深度而减小，但井阻影响程度取决于排水井的纵向通水量$q_w$与天然土层水平向渗透系数$k_h$的比值大小和排水井深度等。

10.4.13　对排水井未穿透受压土层之地基，当排水井底面以下受压土层较厚时，排水井范围土层平均固结度与排水井底面以下土层的平均固结度相差较大，预压期间所完成的固结变形量也因之相差较大，如若将固结度按整个受压土层平均，则与实际固结度沿深度的分布不符，且掩盖了排水井底面以下土层固结缓慢，预压期间完成的固结变形量小，建筑物使用以后剩余沉降持续时间长等实际情况。同时，按整个受压土层平均，使排水井范围土层固结度比实际降低而影响稳定分析结果。因此，排水井范围与排水井底面以下土层的固结度和相应的固结变形应分别计算，不宜按整个受压土层平均计算。

10.4.14　对沉降有严格限制的建筑，应采用超载预压法处理地基。经超载预压后，如受压土层各点的有效应力大于建筑物荷载引起的相应点的附加应力时，则今后在建筑物荷载下地基将不会再发生固结变形，而且将减小次固结变形。

实际工程中，根据建筑物对地基变形的要求、地基土的性质，可采用有效应力面积比来进行超载的设计和卸载的控制。有效应力面积比定义为：受压土层范围内建筑物荷载引起的附加总应力面积与卸载前相同厚度土层内预压荷载引起的有效应力面积之比。超载卸除后地基的残余变形大小与卸载前地基达到的固结度和超载大小有关，有效应力面积比则综合反映了这两者的影响，有效应力面积比愈小，则卸载后地基的残余变形也愈小。

10.4.15　饱和软黏土根据其天然固结状态可分成正常固结土、超固结土和欠固结土。显然，对不同固结状态的土，在预压荷载下其强度增长是不同的。对正常固结饱和黏性土，本规范所采用的强度计算公式已在工程上得到广泛的应用。该法模拟了压应力作用下土体排水固结引起的强度增长，而不是模拟剪缩作用引起

的强度增长，可直接采用十字板剪切试验结果来检验计算值的准确性。

10.4.16　预压荷载下地基的变形包括瞬时变形、主固结变形和次固结变形三部分。次固结变形大小和土的性质有关。泥炭土、有机质土或高塑性黏性土土层，次固结变形较显著，而其他土则所占比例不大，如忽略次固结变形，则受压土层的总变形由瞬时变形和主固结变形两部分组成。主固结变形工程上通常采用单向压缩分层总和法计算，这只有当荷载面积的宽度或直径大于受压土层的厚度时才较符合计算条件，否则应对变形计算值进行修正以考虑三向压缩的效应。

## 10.5　压实地基和夯实地基

### Ⅰ　压实地基

10.5.1　压实填土地基包括压实填土及其下部天然土层两部分，压实填土地基的变形也包括压实填土及其下部天然土层的变形。压实填土需通过设计，按设计要求进行分层压实，对其填料性质和施工质量有严格控制，其承载力和变形需满足地基设计要求。压实机械包括静力碾压式、冲击碾压式、振动碾压式等。静力碾压压实机械是利用碾轮的重力作用；振动式压路机是通过振动作用使被压土层产生永久变形而密实。碾压和冲击作用的冲击式压路机其碾轮分为：光碾、槽碾、羊足碾和轮胎碾等。光碾压路机压实的表面平整光滑，使用最广，适用于各种路面、垫层、飞机场道面和广场等工程的压实。槽碾、羊足碾单位压力较大，压实层厚，适用于路基、堤坝的压实。轮胎式压路机轮胎气压可调节，可增减压重，单位压力可变，压实过程有揉搓作用，使压实土层均匀密实，且不伤路面，适用于道路、广场等垫层的压实。

近年来，开山填谷、炸山填海、围海造田、人造景观等大面积填土工程越来越多，填土边坡最大高度已经达到100多米，大面积填方压实地基的工程案例很多，但工程事故也不少，应引起足够的重视。包括填方下的原天然地基的承载力、变形和稳定性要经过验算并满足设计要求后才可以进行填土的填筑和压实。一般情况下应进行基底处理。同时，应重视大面积填方工程的排水设计和半挖半填地基上建筑物的不均匀变形问题。

10.5.3～10.5.7　关于压实填土地基的设计作如下说明：

1　利用当地的土、石或性能稳定的工业废渣作为压实填土的填料，既经济，又省工省时，符合因地制宜、就地取材和保护环境、节约资源的建设原则。

工业废渣粘结力小，易于流失，露天填筑时宜采用黏性土包边护坡，填筑顶面宜用0.3m～0.5m厚的粗粒土封闭。以粉质黏土、粉土作填料时，其含水量宜为最优含水量，最优含水量的经验参数值为20%～22%，可通过击实试验确定。

2　对于一般的黏性土，可用8t～10t的平碾或12t的羊足碾，每层铺土厚度300mm左右，碾压（8～12）遍。对饱和黏土进行表面压实，可考虑适当的排水措施以加快土体固结。对于淤泥及淤泥质土，一般应予挖除或者结合碾压进行挤淤充填，先堆土、块石和片石等，然后用机械压人置换和挤出淤泥，堆积碾压分层进行，直到把淤泥挤出、置换完毕为止。

采用粉质黏土和黏粒含量大于10% 的粉土作填料时，填料的含水量至关重要。在一定的压实功下，填料在最优含水量时，干密度可达最大值，压实效果最好。填料的含水量太大，容易压成“橡皮土”，应将其适当晾干后再分层压实，填料的含水量太小，土颗粒之间的阻力大，则不易压实。当填料含水量小于12%时，应将其适当增湿。压实填土施工前，应在现场选取有代表性的填料进行击实试验，测定其最优含水量，用以指导施工。

粗颗粒的砂、石等材料具透水性，而湿陷性黄土和膨胀土遇水反应敏感，前者引起湿陷，后者引起膨胀，二者对建筑物都

会产生有害变形。为此，在湿陷性黄土场地和膨胀土场地进行压实填土的施工，不得使用粗颗粒的透水性材料作填料。对主要由炉渣、碎砖、瓦块组成的建筑垃圾，每层的压实遍数一般不少于8遍。对含炉灰等细颗粒的填土，每层的压实遍数一般不少于10遍。

3　填土粗骨料含量高时，如果其不均匀系数小(例如小于5)时，压实效果较差，应选用压实功大的压实设备。

4　有些中小型工程或偏远地区，由于缺乏击实试验设备，或由于工期和其他原因，确无条件进行击实试验，在这种情况下，允许按本规范公式（10.5.6）计算压实填土的最大干密度，计算结果与击实试验数值不一定完全一致，但可按当地经验作比较。

5　压实填土的承载力是设计的重要参数，也是检验压实填土质量的主要指标之一。在现场通常采用静载荷试验或其他原位测试进行评价。

## Ⅱ　夯实地基

10.5.9　强夯加固机理：

1　动力密实。强夯加固多孔隙、粗颗粒、非饱和土是基于动力密实的机理，即用冲击型动力荷载使土中的孔隙体积减小，土体变得密实，从而提高地基土的强度，非饱和土的夯实过程，就是土中的气相被挤出的过程。

2　动力固结。由于土中存在微小气泡，孔隙水具有压缩性；由于冲击力的反复作用，孔隙水压力上升，地基发生液化；由于裂隙土接近液化或处于液化状态，还由于细粒土的薄膜水有一部分变为自由水，土的透水性增大；由于静置，孔隙水压力降低，土的触变性恢复。

3　动力置换。动力置换可分为整体置换和桩式置换。整体置换是采用强夯将碎石整体挤入淤泥中，其作用机理类似于换土垫层法；桩式置换是通过强夯将碎石土填筑土体中，部分碎石墩间隔地夯入土中，形成桩式或墩式的碎石桩（墩）。其作用机理类似于振冲法等形成的碎石桩，它主要靠碎石摩擦角和墩间土的侧限来维持桩体的平衡，并与墩间土起复合地基的作用。



10.5.10　根据初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试夯。应根据不同土质条件待试夯结束一至数周后，对试夯场地进行检测，并与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，确定工程采用的各项强夯参数。根据基础埋深、试夯夯沉量确定起夯面标高和夯坑回填方式。

10.5.11　本条为强制性条文。强夯置换的原理与强夯挤密有明显不同。强夯置换是以强度高的粗粒料置换强度低的淤泥质土，利用粗粒土的高强度与软土形成复合地基。强夯挤密是以强大的夯击能提高软土密度和强度，仍然是天然地基概念。但是二者都以强夯为加固的基本手段。

由于淤泥质土的特性以及地层分布的条件不同，如表层有透水性较好的粉土层、粉砂层、软土中有水平薄层粉砂（呈千层饼状），因此强夯置换的效果较好。为此，必须在设计前通过现场试验确定其适用性、处理效果，以及强夯参数。

10.5.13　强夯法的有效加固深度是地基土经强夯地基处理后，地基承载力、变形指标、密实度及其他物理力学指标满足设计要求的深度，对一些特殊性岩土地基应满足特定的要求。

1　采用强夯法处理湿陷性黄土地基，在有效加固深度内，土的湿陷系数均应小于0.015。

2　全部消除液化沉陷时，采用强夯法处理液化土层地基，有效加固深度应处理至液化深度下界。部分消除液化沉陷时，处理深度应使处理后的液化指数减小，当判别深度为15m时，其液化指数不宜大于4；当判别深度为20m时，其液化指数不宜大于5。

3　填土地基在有效加固深度内应满足压实度、强度和变形指标要求；易风化、软化、泥化岩块石填土地基有效加固深度内架空大孔隙结构应消除，其特征指标宜采用加固后地基的固体体积率表示，固体体积率宜大于82%；硬岩块石填土地基，地基有效加固深度内固体体积率宜大于78%。

强夯有效加固深度的确定方法有试夯法、经验法、估算法、查表法等，试夯法最为可靠，但需要一定的时间和经济投入，对重大工程应通过强夯试验来确定，当在同一类型地基有较丰富的工程实践经验时，也可用当地经验确定有效加固深度。在缺少经验或试验资料时，可按表10.5.13确定。

强夯置换深度不宜超过10m，是根据国内常用夯击能一般在10000kN·m以下提出的。对淤泥、泥炭等黏性软弱土层，置换墩应穿透软弱土层，着底在较好土层上，因墩底竖向应力较墩间土高，如果墩底仍在软弱土中，恐承受不了墩底较高竖向应力而产生较多下沉。对深厚饱和粉土、粉砂，墩身可不穿透该层，因墩下土在施工中密度变大，强度提高有保证，故可允许不穿透该层。

强夯置换深度应通过检测确定，应采用钻探或触探方法，严禁采用累计夯沉量来确定置换深度。

10.5.15　墩体材料级配不良或块石过多过大，均易在墩中留下大孔，在后续墩施工或建筑物使用过程中使墩间土挤入孔隙，下沉增加，因此本条强调了级配和大于300mm的块石总量不超出填料总重的30%。

10.5.16　夯击次数是强夯设计中的一个重要参数，对于不同地基土来说夯击次数也不同。夯击次数应通过现场试夯确定，常以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定的原则。可从现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定。但要满足最后两击的平均夯沉量不大于本条的有关规定。同时夯坑周围地面不发生过大的隆起。因为隆起量太大，说明夯击效率降低，则夯击次数要适当减少。此外，还要考虑施工方便，不能因夯坑过深而发生起锤困难的情况。



夯击遍数应根据地基土的性质确定。一般来说，由粗颗粒土组成的渗透性强的地基，夯击遍数可少些。反之，由细颗粒土组成的渗透性弱的地基，夯击遍数要求多些。根据我国工程实践，对于大多数工程采用夯击遍数2遍，最后再以低能量满夯2遍，一般均能取得较好的夯击效果。对于渗透性弱的细颗粒土地基，必要时夯击遍数可适当增加。

必须指出，由于表层土是基础的主要持力层，如处理不好，将会增加建筑物的沉降和不均匀沉降。因此，必须重视满夯的夯实效果。

10.5.17　夯击遍数与饱和夯击能、最佳夯击能、平均夯击能有着一定的对应关系。大多数工程一般夯（2～4）遍，对细粒土、饱和软土夯击遍数多些，而对粗粒土夯击遍数较少。

10.5.18　夯击遍数之间的间歇时间也是与土体性质的差异而不同的，如细粒土饱和度较高，极易产生超孔隙水压力且消散慢，需要较长的间歇时间；而粗粒土和湿度较低的细粒土、回填土，超孔隙水压力消散快或不会产生较大的超孔隙水压力，可不考虑间歇时间而连续进行数遍夯击。

10.5.19　夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系。夯击点位置可根据基底平面形状进行布置。对于某些基础面积较大的建筑物或构筑物，为便于施工，可按等边三角形或正方形布置夯点；对于办公楼、住宅建筑等，可根据承重墙位置布置夯点，一般可采用等腰三角形布点，这样保证了横向承重墙以及纵墙和横墙交接处墙基下均有夯击点；对于工业厂房来说也可按柱网来设置夯击点。

夯击点间距的确定，一般根据地基土的性质和要求处理的深度而定。对于细颗粒土，为便于超静孔隙水压力的消散，夯点间距不宜过小。当要求处理深度较大时，第一遍的夯点间距更不宜

过小，以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能往深层传递。此外，若各夯点之间的距离太小，在夯击时上部土体易向侧向已夯成的夯坑中挤出，从而造成坑壁坍塌，夯锤歪斜或倾倒，而影响夯实效果。

10.5.20 由于基础的应力扩散作用，强夯处理范围应大于建筑物基础范围，具体放大范围可根据建筑结构类型和重要性等因素考虑确定。对于一般建筑物，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的（1/2～2/3）倍，并不宜小于3m。

## 10.6 刚性桩复合地基

10.6.2 传统的水泥粉煤灰碎石桩与素混凝土桩的区别仅在于桩体材料的构成不同，而在其受力和变形特性方面没有什么区别，因此传统的水泥粉煤灰碎石桩已越来越多地被其他刚性桩取代。仍称谓水泥粉煤灰碎石桩已不符合实际，所以改为刚性桩复合地基，由桩、桩间土和褥垫层一起构成复合地基。

刚性桩复合地基具有承载力提高幅度大，地基变形小等特点，并具有较大的适用范围。就基础形式而言，既可适用于条基、独立基础，也可适用于箱基、筏基；既有工业厂房，也有民用建筑。就土性而言，适用于处理黏土、粉土、砂土和正常固结的素填土等地基。对淤泥质土应通过现场试验确定其适用性。

10.6.3 刚性桩具有较强的置换作用，其他参数相同的条件下，桩越长、桩的荷载分担比（桩承担的荷载占总荷载的百分比）越高。设计时须将桩端落在相对好的土层上，这样可以很好地发挥桩的端阻力，也可避免场地岩性变化大可能造成建筑物沉降的不均匀。

10.6.4 桩距应根据设计要求的复合地基承载力、建筑物控制沉降量、土性、施工工艺等确定，宜取（3～5）倍桩径。设计的桩距首先要满足承载力和变形量的要求。从施工角度考虑，尽量选



用较大的桩距，以防止新打桩对已打桩的不良影响。

就土的挤（振）密性而言，可将土分为：1）挤（振）密效果好的土，如松散粉细砂、粉土、人工填土等；2）挤（振）密土，如不太密实的粉质黏土；3）不可挤（振）密土，如饱和软黏土或密实度很高的黏性土、砂土等。

施工工艺可分为：1）对桩间土产生扰动或挤密的施工工艺，如振动沉管打桩机成孔制桩，属挤土成桩工艺；2）对桩间土不产生扰动或挤密的施工工艺，如长螺旋钻孔灌注成桩，属非挤土成桩工艺。对挤土成桩工艺和不可挤密土宜采用较大的桩距。

在满足承载力和变形要求的前提下，可以通过调整桩长来调整桩距，桩越长，桩间距可以越大。

10.6.7 褥垫层在复合地基中具有如下的作用：1）保证桩、土共同承担荷载，它是刚性桩形成复合地基的重要条件；2）通过改变褥垫厚度，调整桩垂直荷载的分担，通常褥垫越薄桩承担的荷载占总荷载的百分比越高，反之亦然；3）减少基础底面的应力集中；4）调整桩、土水平荷载的分担，褥垫层越厚，土分担的水平荷载占总荷载的百分比越大，桩分担的水平荷载占总荷载的百分比越小。工程实践表明，褥垫层合理厚度为100mm～300mm，考虑施工时的不均匀性，本条规定褥垫层厚度取150mm～300mm，当桩径大、桩距大时宜取高值。

褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石和碎石，最大粒径不宜大于30mm。不宜采用卵石，由于卵石咬合力差，施工时扰动较大、褥垫厚度不容易保证均匀。

10.6.9 目前国内许多地区发生的建筑物倾斜、开裂等事故，由地基变形不均匀所致占了较大的比例。特别对于地基土岩性变化大，若只按承载力控制进行设计，将会出现变形过大或严重不均匀，影响建筑物正常使用。

## 10.7 水泥土搅拌桩复合地基

10.7.1 水泥土搅拌桩复合地基是适用于加固饱和黏性土和粉土等地基的一种方法。它是利用水泥（或石灰）等材料作为固化剂通过特制的搅拌机械，就地将软土和固化剂（浆液或粉体）强制搅拌，使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土，从而提高地基土强度和增大变形模量。根据固化剂掺入状态的不同，它可分为浆液搅拌和粉体喷射搅拌两种。前者是用浆液和地基土搅拌，后者是用粉体和地基土搅拌。

10.7.3 本条属强制性条文。根据室内试验，一般认为用水泥作加固料，对含有高岭石、多水高岭石、蒙脱石等黏土矿物的软土加固效果较好；而对含有伊利石、氯化物和水铝石英等矿物的黏性土以及有机质含量高，PH值较低的酸性土加固效果较差。

在黏粒含量不足的情况下，可以添加粉煤灰。而当黏土的塑性指数$I_p$大于25时，容易在搅拌头叶片上形成泥团，无法完成水泥土的拌和。当PH值小于4时，掺入百分之几的石灰，通常PH值就会大于12。当地基土的天然含水量小于30%时，由于不能保证水泥充分水化，故不宜采用干法。

在某些地区的地下水中含有大量硫酸盐（海水渗入地区），因硫酸盐与水泥发生反应时，对水泥土具有结晶性侵蚀，会出现开裂、崩解而丧失强度。为此应选用抗硫酸盐水泥，使水泥土中产生的结晶膨胀物质控制在一定的数量范围内，藉以提高水泥土的抗侵蚀性能。

10.7.5 室内配合比试验是搅拌桩法加固的一个重要环节。一般情况下，普通硅酸盐水泥活性高，其早期和后期强度均较好，因而其加固效果优于其他水泥品种。但当土中有机质含量较高或含有可溶盐时，土会具有过大的水容量和塑性、较大的膨胀性和低渗透性，并具有一定的酸性，从而阻碍了水泥水化反应的进行，



影响了强度的增长。土体中的含水量对水泥浆起稀释作用，使桩体的强度下降。 水泥土的强度与被加固土的性质、状态、水泥掺入比以及龄期等因素有关。

试验资料表明，水泥土的强度随龄期的增长而增大。一般情况下，7d时水泥土强度可达标准强度的30%～50%；30d可达标准强度的60%～75%；90d为180d的80%；而180d以后，水泥土强度增加仍未终止。另外，根据电子显微镜的观察，水泥土的硬凝反应也需要3个月才能完成。因此，选用龄期3个月时间的强度作为水泥土的标准强度。

10.7.6 采用水泥作为固化剂材料，在其他条件相同时，在同一土层中水泥掺入比不同时，水泥土强度将不同。由于块状加固属于大体积处理，对于水泥土的强度要求不高，因此为了节约水泥，降低成本，可选用7%～12%的水泥掺量。水泥掺入比大于10%时，水泥土强度可达0.3MPa～2MPa以上。一般水泥掺入比$\alpha_w$采用12%～20%。水泥土的抗压强度随其相应的水泥掺入比的增加而增大，但因场地土质与施工条件的差异，掺入比的提高与水泥土强度增加的百分比是不完全一致的。

水泥标号直接影响水泥土的强度，水泥强度等级提高10级，水泥土强度$f_{cu}$约增大20%～30%。如要求达到相同强度，水泥强度等级提高10级可降低水泥掺入比2%～3%。

10.7.7 在刚性基础和桩之间设置一定厚度的褥垫层后，可以保证基础始终通过褥垫层把一部分荷载传到桩间土上，调整桩和土荷载的分担作用。特别是当桩身强度较大时，在基础下设置褥垫层可以减小桩土应力比，充分发挥桩间土的作用，即可增大β值。减少基础底面的应力集中。

10.7.8 从承载力角度提高置换率比增加桩长的效果更好。水泥土桩是介于刚性桩与柔性桩间具有一定压缩性的半刚性桩，桩身强度越高，其特性越接近刚性桩；反之则接近柔性桩。桩越长，则对桩身强度要求越高。但过高的桩身强度对复合地基承载力的

提高及桩间土承载力的发挥是不利的。为了充分发挥桩间土的承载力和复合地基的潜力，应使土对桩的支承力与桩身强度所确定的单桩承载力接近。通常使后者略大于前者较为安全和经济。

对软土地区，地基处理的任务主要是解决地基的变形问题，即地基是在满足强度的基础上以变形进行控制的，因此水泥土搅拌桩的桩长应通过变形计算来确定。对于变形来说，增加桩长，对减少沉降是有利的。实践证明，若水泥土搅拌桩能穿透软弱土层到达强度相对较高的持力层，则沉降量是很小的。

10.7.9　桩间土承载力折减系数$\beta$是反映桩土共同作用的一个参数。它的取值与桩间土和桩端土的性质，搅拌桩的桩身强度和承载力，养护龄期等因素有关。桩间土较好、桩端土较弱、桩身强度较低、养护龄期较短，则$\beta$值取高值；反之，则$\beta$值取低值。

确定$\beta$值还应根据建筑物对沉降要求有所不同。当建筑物对沉降要求控制较严时，即使桩端是软土，$\beta$值也应取小值，这样较为安全；当建筑物对沉降要求控制较低时，即使桩端为硬土，$\beta$值也可取大值，这样较为经济。

10.7.10　桩折减数$\eta$是一个与工程经验以及拟建工程的性质密切相关的参数。工程经验包括对施工队伍素质、施工质量、室内强度试验与实际加固强度比值以及对实际工程加固效果等情况的掌握。拟建工程性质包括工程地质条件、上部结构对地基的要求以及工程的重要性等。

10.7.12　水泥土桩的布置形式对加固效果很有影响，一般根据工程地质特点和上部结构要求可采用柱状、壁状、格栅状、块状以及长短桩相结合等不同加固型式。

1　柱状：每隔一定距离打设一根水泥土桩，形成柱状加固型式，适用于单层工业厂房独立柱基础和多层房屋条形基础下的地基加固，它可充分发挥桩身强度与桩周侧阻力。

2　壁状：将相邻桩体部分重叠搭接成为壁状加固型式，适用于深基坑开挖时的边坡加固以及建筑物长高比大、刚度小、对



不均匀沉降比较敏感的多层房屋条形基础下的地基加固。

3　格栅状：它是纵横两个方向的相邻桩体搭接而形成的加固型式。适用于对上部结构单位面积荷载大和对不均匀沉降要求控制严格的建筑物的地基加固。

4　长短桩相结合：当地质条件复杂，同一建筑物坐落在两类不同性质的地基土上时，可用3m左右的短桩将相邻长桩连成壁状或格栅状，藉以调整和减小不均匀沉降量。对于一般建筑物，都是在满足强度要求的条件下以沉降进行控制的，因此在采用沉降控制设计的前提下，可采用单桩和复合地基载荷试验进行检验。

## 10.8　旋喷桩复合地基

10.8.1　由于高压喷射注浆使用的压力大，因而喷射流的能量大、速度快。当它连续和集中地作用在土体上，压应力和冲蚀等多种因素便在很小的区域内产生效应，对从粒径很小的细粒土到含有颗粒直径较大的卵石、碎石土，均有巨大的冲击和搅动作用，使注入的浆液和土拌合凝固为新的固结体。实践表明，本法对淤泥、淤泥质土、流塑或软塑黏性土、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地基都有良好的处理效果。

但对于硬黏性土，含有较多的块石或大量植物根茎的地基，因喷射流可能受到阻挡或削弱，冲击破碎力急剧下降，切削范围小或影响处理效果。而对于含有过多有机质的土层，则其处理效果取决于固结体的化学稳定性。鉴于上述几种土的组成复杂、差异悬殊，高压喷射注浆处理的效果差别较大，不能一概而论，故应根据现场试验结果确定其适用程度。对于湿陷性黄土地基，因当前试验资料和施工实例较少，亦应预先进行现场试验。

高压喷射注浆有强化地基和防漏的作用，可卓有成效地用于既有建筑和新建工程的地基处理、地下工程及堤坝的截水、基坑

封底、被动区加固、基坑侧壁防止漏水或减小基坑位移等。对地下水流速过大或已涌水的防水工程，由于工艺、机具和瞬时速凝材料等方面的原因，应慎重使用。必要时应通过现场试验确定。

10.8.2　高压旋喷（固结体为圆柱状）可用下列方法实现。

1　单管法：喷射高压水泥浆液一种介质；

2　双管法：喷射高压水泥浆液和压缩空气两种介质；

3　三管法：喷射高压水流、压缩空气及水泥浆液等三种介质。

由于上述3种喷射流的结构和喷射的介质不同，有效处理范围也不同，以三管法最大，双管法次之，单管法最小。旋喷形式可采用单管法、双管法和三管法中的任何一种方法。

10.8.4　旋喷桩直径的确定是一个复杂的问题，尤其是深部的直径，无法用准确的方法确定。因此，除了浅层可以用开挖的方法确定之外，只能用半经验的方法加以判断、确定。

10.8.5　旋喷桩复合地基承载力通过现场载荷试验方法确定误差较小。由于通过公式计算在确定折减系数$\beta$和单桩承载力方面均可能有较大的变化幅度，因此只能用作估算。对于承载力较低时$\beta$取低值，是出于减小变形的考虑。

## 10.9　砂石桩复合地基

10.9.1　砂石桩用于松散砂土、粉土、黏性土、素填土及杂填土地基，主要靠桩的挤密和施工中的振动作用使桩周围土的密度增大，从而使地基的承载能力提高，压缩性降低。

实际工程经验证明砂石桩法处理砂土及填土地基效果显著，并已得到广泛应用。砂石桩处理可液化地基的有效性已为国内外不少实际地震和试验研究成果所证实。

10.9.2　碎石桩、砂桩和砂石桩总称为砂石桩，是指采用振动、冲击或水冲等方式在软弱地基中成孔后，再将砂或碎石挤压入已



成的孔中，形成大直径的砂石所构成的密实桩体。砂石桩法早期主要用于挤密砂土地基，随着研究和实践的深化，特别是高效能专用机具出现后，应用范围不断扩大。为提高其在黏性土中的处理效果，砂石桩填料由砂扩展到砂、砾及碎石。

10.9.3　本条规定砂石桩处理地基要超出基础一定宽度，这是基于基础的压力向基础外扩散。另外，考虑到外围的（2～3）排桩挤密效果较差，提出加宽（1～3）排桩，原地基越松则应加宽越多。重要的建筑以及要求荷载较大的情况应加宽多些。

10.9.4　砂石桩的平面布置可采用等边三角形或正方形。对于砂土地基，因靠砂石桩的挤密提高桩周土的密度，所以采用等边三角形更有利，它使地基挤密较为均匀。对于软黏土地基，主要靠置换，因而选用任何一种均可。

10.9.5　砂石桩直径的大小取决于施工设备桩管的大小和地基土的条件。小直径桩管挤密质量较均匀，但施工效率低；大直径桩管需要较大的机械能力，工效高；采用过大的桩径，一根桩要承担的挤密面积大，填入的砂料多，不易使桩周土挤密均匀。对于软黏土宜选用大直径桩管以减小对原地基土的扰动程度，同时置换率较大可提高处理的效果。沉管法施工时，设计成桩直径与套管直径比不宜大于1.5，主要考虑振动挤压时如扩径较大，会对地基土产生较大扰动，不利于保证成桩质量。另外，成桩时间长，效率低给施工也会带来困难。目前使用的桩管直径一般为300mm～800mm，但也有小于300mm或大于800mm的。

10.9.6　桩距不能过小，也不宜过大，根据经验提出桩距一般可控制在（3～4.5）倍桩径之内。合理的桩径取决于具体的机械能力和地层土质条件。当合理的桩距和桩的排列布置确定后，一根桩所承担的处理范围即可确定。土层密度的增加靠其孔隙的减小，把原土层的密度提高到要求的密度，孔隙要减小的数量可通过计算得出。这样可以设想只要灌入的砂石料能把需要减小的孔隙都充填起来，那么土层的密度也就能够达到预期的数值。据

此，如果假定地层挤密是均匀的，同时挤密前后土的固体颗粒体积不变，则可推导出本条所列的桩距计算公式。

10.9.7　关于砂石桩的长度，通常应根据地基的稳定和变形验算确定，为保证稳定，桩长应达到滑动弧面之下，当软土层厚度不大时，桩长宜超过整个松软土层。标准贯入和静力触探沿深度的变化曲线也是提供确定桩长的重要资料。

对可液化的砂层，为保证处理效果，一般桩长应穿透液化层，如可液化层过深，则应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011有关规定确定。

另外，根据砂石桩单桩荷载试验表明，砂石桩桩体在受荷过程中，在桩顶4倍桩径范围内将发生侧向膨胀，因此设计深度应大于主要受荷深度，即不宜小于4.0m。

10.9.8　关于砂石桩用料的要求，对于砂基，条件不严格，只要比原土层砂质好，同时易于施工即可，一般应注意就地取材。按各有关资料的要求最好用级配较好的中、粗砂，当然也可用砂砾及碎石。对饱和黏性土因为要构成复合地基，特别是当原地基土较软弱、侧限不大时，为了有利于成桩，宜选用级配好、强度高的砂砾混合料或碎石。填料中最大颗粒尺寸的限制取决于桩管直径和桩尖的构造，以能顺利出料为宜，本条规定最大不应超过50mm。含泥量均不能超过5%。

## 10.10　柱锤冲扩桩复合地基

10.10.1　柱锤冲扩桩法的加固机理主要有以下四点：1）是成孔及成桩过程中对原土的动力挤密作用；2）是对原土的动力固结作用；3）是冲扩桩充填置换作用（包括桩身及挤入桩间土的骨料）；4）是生石灰的水化和胶凝作用（化学置换）。

10.10.2　对地下水位以上杂填土、素填土、粉土及可塑状态黏性土、黄土等，在冲孔过程中成孔质量较好，无坍孔及缩颈现



象，孔内无积水，成桩过程中地面不隆起甚至下沉，经检测孔底及桩间土在成孔及成桩过程中得到挤密，试验表明挤密土影响范围约为（2～3）倍桩径。而对地下水位以下饱和松软土层冲孔时坍孔严重，有时甚至无法成孔，在成桩过程中地面隆起严重，经检测桩底及桩间土挤密效果不明显，桩身质量也较难保证，因此对上述土层应慎用。限于目前设备条件，处理深度不宜大于10m，否则不经济。

10.10.3　地基处理的宽度超过基础底面边缘一定范围，主要作用在于增强地基的稳定性，防止基底下被处理土层在附加应力作用下产生侧向变形，因此原天然土层越软，加宽的范围应越大。通常按压力扩散角$\theta$=30°来确定加固范围的宽度，并不少于（1～3）排桩。

10.10.4　对于可塑状态黏性土、黄土等，因靠冲扩桩的挤密来提高桩间土的密实度，所以采用等边三角形布桩有利，可使地基挤密均匀。对于软黏土地基，主要靠置换，因而选用任何一种布桩方式均可。考虑到施工方便，以正方形或正方形中间补桩一根（等腰三角形）的布桩形式最为常用。

柱锤直径：常用直径为300mm～500mm。

冲孔直径：它是冲孔达到设计深度时，地基被冲击成孔的直径，对于可塑状态黏性土其成孔直径往往比锤直径要大。

桩径：它是桩身填料夯实后的平均直径，它比冲孔直径大，如柱锤夯实后形成的桩径可达600mm～800mm。因此，桩径不是一个常数，当土层松软时，桩径就大，当土层较密时，桩径就小。

设计时一般先根据经验假设桩径，假设时应考虑柱锤规格、土质情况及复合地基的设计要求，一般常用$d$＝500mm～800mm，经试成桩后再调整桩径。

10.10.6　柱锤冲扩桩法是从地下向地表进行加固，由于地表约束减少，加之成桩过程中桩间土隆起造成桩顶及槽底土质松动，因此为保证地基处理效果及扩散基底压力，对低于槽底的松散桩

头及松软桩间土应予以清除，换填砂石垫层。在桩顶部应铺设200mm～300mm厚砂石垫层。

10.10.7　桩体材料可采用碎砖、级配砂石、矿渣、灰土、水泥混合土等。当采用碎砖三合土时，其配合比（体积比）可采用生石灰：碎砖：黏性土为1：2：4。当采用其他材料时，应经试验确定其适用性和配合比。

为了保证桩身均匀及触探试验的可靠性，碎砖粒径不宜大于120mm，如条件允许碎砖粒径控制在60mm左右最佳，成桩过程中严禁使用粒径大于240mm砖料及混凝土块。

10.10.8～10.10.9　加固后桩间土承载力$f_{ak}$和压缩模量应根据土质条件和设计要求确定。当天然地基承载力特征值$f_{ak}$≥80kPa时，可取加固前天然地基承载力特征值进行估算；对于新填沟坑、杂填土等松软土层，桩间土承载力$f_{ak}$和压缩模量可按经验或经现场试验根据重型动力触探平均击数参考本规范表G.0.3-2中碎石素填土和表8确定。

**表8　桩间土$N'_{63.5}$和$E_s$关系表**

| $N'_{63.5}$击） | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| $E_s$ | 4.0 | 6.0 | 7.0 | 7.5 | 8.0 |

## 10.11　注浆加固

10.11.1　注浆法的实质是用气压、液压或电化学原理，把某些能固化的浆液注入天然的和人为的裂缝或孔隙，以改善各种介质的物理力学特性。主要目的是：1)防渗：降低渗透性、减少渗流量、提高抗渗能力、降低孔隙压力；2)堵漏：封填孔洞，堵截流水；3)加固：提高岩土的力学性能，恢复砼结构及地基基础的整体稳定性；4)纠正建筑物的倾斜：使发生不均匀沉降的建筑物恢复原位或减小其倾斜度。



对建筑地基，选用的浆液主要为水泥浆液、硅化浆液和碱液。

10.11.2　由于地质条件的复杂性，在进行加固前进行室内浆液配合比试验和现场注浆试验是十分必要的。注浆设计时，把技术上的可行性和经济上的合理性综合起来考虑。1)应考虑注浆的目的；2)注浆标准的确定；3)选择适宜的注浆材料；4)注浆参数的确定。

10.11.3　对建筑地基，加固的目的就是地基土满足强度和变形的要求，满足渗透性应根据设计要求而定。

10.11.5　水泥注浆地基是将水泥浆，通过压浆泵、灌浆管均匀地注入土体中，以填充、渗透和挤密等方式，驱走岩石裂隙中或土颗粒间的水分和气体，并填充其位置，硬化后将岩土胶结成一个整体，形成一个强度大、压缩性低、抗渗性高和稳定性良好的新的岩土体，从而使地基得到加固，可防止或减少渗透和不均匀的沉降。水泥注浆法的特点是：能与岩土体结合形成强度高、渗透性小的结石体；取材容易，配方简单，操作易于掌握；无环境污染，价格便宜等。

水泥为主剂的浆液主要包括水泥浆、水泥砂浆和水泥水玻璃浆。水泥浆材具有固结体强度高、耐久性好、材料来源丰富、工艺设备简单、成本较低等优点，所以在各类工程中得以广泛应用。但这种浆液容易离析和沉淀、稳定性较差，一般施工要求水泥浆的初凝时间既能满足浆液设计的扩散要求，又不至于被水冲走。此外，因固体颗粒较大，使浆液难以注入土层的细小裂隙或孔隙中。为改善水泥浆材的性质，以适应各种不同工程的需要，可在浆液中加入各种添加剂。

## 10.12　微型桩加固

10.12.2　微型桩系通过一定的方法或手段在地基中先成孔，再

在孔中下入设计所要求的钢筋笼和注浆用的注浆管，经清孔后在孔中注入水泥浆或水泥砂浆所形成的直径为100mm～300 mm 的同径或异径的桩。微型桩复合地基是由桩间改良后的土与注浆微型桩桩体组成的人工“复合地基”。

10.12.6　树根桩可以是单根的，也可以是成排的，可以是垂直的，也可以是倾斜的。当布置成三维结构的网状体系时，称为网状结构树根桩。

树根桩的特点：1）施工引起的噪音和振动很小，适合于市区作业并不会对既有建筑物的稳定带来危害；2）所需施工场地较小；3)采用压力注浆，使桩与土体结合紧密，桩土表面摩阻力较大，因而具有较高的承载力；4）孔径小，对基础和地基土几乎不会产生任何应力，也不干扰建筑物的正常使用；5）处于设计荷载下的桩沉降很小，可应用于对沉降限制较严的建筑工程。



# 11　边坡工程

## 11.1　一般规定

11.1.1　本条明确了本章的适用范围。本章适用于建筑物和填方形成的人工边坡，以及破坏后危及建筑物安全的自然边坡、滑坡、危岩的支护设计。

本章适用于岩质边坡和非特殊土质边坡。特殊土边坡的应力应变特征、边坡破坏模式、支护设计形式、地下水处理及结构选型等是较特殊的问题，应按现行国家和行业有关规范执行。

11.1.2　动态设计法是本规范边坡支护设计的基本原则。采用动态设计时，应提出对施工方案的特殊要求和监测要求，应掌握施工现场的地质条件、施工工况及应力、变形监测的反馈信息，并据此对原设计作校核、修改、补充和完善，使设计方案更加客观求实、准确安全。

11.1.3　边坡的使用年限指边坡工程的支护结构能发挥正常支护功能的年限。边坡工程设计年限，临时边坡一般不超过2年，永久边坡按50年设计。当受边坡支护结构保护的建筑物（坡顶塌滑区、坡下塌方区）为临时或永久性结构时，边坡支护结构的设计使用年限不应低于上述值。本条为强制性条文，应严格执行。

11.1.4　综合考虑场地的地质和环境条件、边坡高度、边坡侧压力的大小和特点、边坡变形控制的难易程度、边坡重要性及安全等级、施工可行性及经济性，选择合理的支护设计方案是设计成功的关键。为便于设计人员确定设计方案，本条介绍了工程中常用的支护结构形式，作为具体设计时的参考。

11.1.5　稳定性较差的高大边坡，采用后仰放坡或分阶放坡方案，有利于减小侧压力，提高施工期的安全和降低施工难度。分

阶放坡时水平台阶应有足够宽度，否则应考虑上阶边坡对下阶边坡的荷载影响。

11.1.8　本条1～4款所指的边坡工程按本规范有关规定处理后安全度难以把握、工程经验尚不够成熟时，建议在主管部门领导下采用专家论证方式来提供解决方案。

11.1.10　本条是支护结构承载力计算和稳定性计算的基本要求，是边坡工程满足承载能力极限状态的具体内容，是支护结构安全的重要保证。因此，本条为强制性条文，设计时上述内容应认真计算，满足规范要求以确保工程安全。

## 11.2　侧向岩土压力计算

11.2.1、11.2.2　当前，国内外对土压力的计算一般采用著名的库仑公式与朗肯公式，但上述公式基于极限平衡理论，要求支护结构发生一定的侧向变形。若挡墙的侧向变形条件不符合主动极限平衡状态条件时则需对侧向岩土压力进行修正，其修正系数可依据经验确定。

土质边坡的土压力计算应考虑的主要因素：1）土的物理力学性质(重力密度、抗剪强度、墙与土之间的摩擦系数等)；2)土的应力历史和应力路径；3)支护结构相对土体位移的方向、大小；4)地面坡度、地面超载和邻近基础荷载；5)地震荷载；6)地下水位及其变化；7)温差、沉降、固结的影响；8)支护结构类型及刚度；9)边坡的施工方法和顺序。

岩质边坡的岩石压力计算应考虑如下因素：1)岩体的物理力学性质（重力密度、岩石的抗剪强度和结构面的抗剪强度）；2)边坡岩体类别（包括岩体结构类型、岩石强度、岩体完整性、地表水浸蚀和地下水状况、岩体结构面产状、倾向、结构面的结合程度等）；3)岩体内单个软弱结构面的数量、产状、布置形式及抗剪强度；4)支护结构相对岩体位移的方向与大小；5)地面坡



度、地面超载和邻近基础荷载；6)地震荷载；7)支护结构类型及刚度；8)岩石边坡与基坑的施工方法与顺序。

11.2.5、11.2.6　采用水土分算还是水土合算，是当前有争议的问题。一般认为，对砂土与粉土采用水土分算，粘性土采用水土合算。水土分算时采用有效应力抗剪强度；水土合算时采用总应力抗剪强度。对正常固结土，一般以室内自重固结下不排水指标求主动土压力；以不固结不排水指标求被动土压力。

## 11.3　锚杆（索）设计

11.3.3　当坡顶边缘附近有重要建筑物时，一般不允许支护结构发生较大变形，此时采用预应力锚杆能有效控制支护结构及边坡的变形量，有利于建筑物的安全。对施工期稳定性较差的边坡，采用预应力锚杆减少变形同时增加边坡滑裂面上的正应力及阻滑力，有利于边坡的稳定。

扩体锚杆锚固长度较短（一般4m～6m），可以消除或显著减小锚杆工作期间由于应力传递产生的位移。

11.3.8　锚杆设计宜先按公式（11.3.7）计算所用锚杆钢筋的截面积，然后再用选定的锚杆钢筋面积按公式（11.3.8-1）和（11.3.8-2）分别计算锚固长度并取二者大值。一般情况下锚杆杆体与锚固体材料之间的锚固力高于锚固体与土层间的锚固力，故锚杆锚固段长度计算结果一般均为公式（11.3.8-1）控制。

11.3.11　锚杆扩体直径应根据土质和施工工艺参数通过现场试验确定；无试验资料时，可根据类似地质条件的施工经验选用，施工时通过现场试验或者试验性施工验证

## 11.4　锚杆（索）挡墙设计

11.4.1　板肋式或格构式锚杆挡墙主要适用于施工期稳定性较好

的边坡；排桩式锚杆挡墙主要适用于：1)位于滑坡区或切坡后可能引发滑坡的边坡；2)切坡后可能沿外倾软弱结构面滑动、破坏后果严重的边坡；3)高度较大、稳定性较差的土质边坡；4)塌滑区内有重要建筑物基础的Ⅳ类岩质边坡和土质边坡。高度较大的新填方边坡不宜采用锚杆挡墙方案。对填方锚杆挡墙，在设计和施工时应采取有效措施防止新填方土体沉降造成的锚杆附加拉应力过大。

11.4.7　本条第3款对满足特定条件时的应力分布图形作了梯形分布规定，主要原因为逆施工法的锚杆对边坡变形约束作用、支撑作用及岩石和硬土的竖向拱效应明显，使边坡侧向压力向锚固点传递，造成矩形应力分布图形与有支撑时基坑土压力呈矩形、梯形分布图形不同。反之上述条件以外的非硬土边坡宜采用库仑三角形应力分布图形或经验图形。

## 11.5　岩石锚喷支护设计

11.5.1　整体稳定边坡，原始地应力释放后回弹较快，在现场很难测量到横向推力。但在高切削的岩石边坡上，很容易发现边坡顶部的拉伸裂隙，其深度约为边坡高度的（0.2～0.3）倍，离开边坡顶部边缘一定距离后便很快消失，说明边坡顶部确实的拉应力存在。对岩石边坡来说，岩石本身具有较高的抗压和抗剪切强度，所以岩石边坡的破坏，都是从顶部垮塌开始的。因此，对于整体结构边坡的支护，应注意加强顶部的支护结构。边坡的顶部裂隙比较发育，必须采用强有力的锚杆进行支护。

## 11.6　重力式挡墙设计

11.6.1　重力式挡墙形式的选择对挡墙的安全与经济影响较大。在同等条件下，挡墙中主动土压力以仰斜最小，直立居中，俯斜



最大，因此仰斜式挡墙较为合理。但不同的墙型往往使挡墙条件（如挡墙高度、填土质量）不同。故重力式挡墙形式应综合考虑多种因素确定。

挖方边坡采用仰斜式挡墙时，墙背可与边坡坡面紧贴，不存在填方施工不便、质量受影响的问题，仰斜当是首选墙型。

挡墙高度较大时，土压力较大，降低土压力已成为突出问题，故宜采用衡重式或仰斜式。

11.6.2　对于高大挡墙，通常不允许出现达到极限状态的位移值，因此土压力计算时考虑增大系数，同时也与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007一致。

11.6.3～11.6.5　抗滑移稳定性和抗倾伏稳定性是重力式挡墙设计的重要一环。当抗滑移稳定性不满足要求时，可采用增大挡墙断面尺寸、墙底做成逆坡、换土做砂石垫层等措施；当抗倾伏稳定性不满足要求时，可采用增大挡墙断面尺寸、增长墙趾或改变墙被做法等措施。

11.6.7　挡墙荷载较大，对地基承载力和变形要求较高，应进行计算并予以满足。

## 11.7　悬臂式挡墙和扶壁式挡墙设计

11.7.1　扶壁式挡墙基础应置于稳定的地层内，这是挡墙稳定的前提。本条第3款规定的挡墙基础埋置深度是满足地基承载力、稳定和变形条件的构造要求。在实际工程中应根据工程地质条件和挡墙结构受力情况，采用合适的埋置深度，但不应小于本条规定的最小值。在受冲刷或受冻胀影响的边坡工程，还应考虑这些因素的不利影响，挡墙基础应在其影响之下的一定深度。

11.7.7　本条第6款、第7款，挡墙基础是保证挡墙安全正常工作的十分重要的部分。实际工程中许多挡墙破坏都是地基基础设计不当引起的。因此设计时必须充分掌握工程地质及水文地质条

件，在安全、可靠、经济的前提下合理选择基础形式，采取恰当的地基处理措施。当挡墙纵向坡度较大时，为减少开挖及挡墙高度，节省造价，在保证地基承载力的前提下可设计成台阶形。当地基为软土层时，可采用换土层法或采用桩基础等地基处理措施。不应将基础置于未经处理的地层上。

## 11.8 桩板式挡墙设计

11.8.5 本条第3款，采用地基系数法时可根据岩土条件选用“*k*法”或“*m*法”。*k*、*m*值宜根据试验资料和工程类比综合确定。地基系数*k*和*m*是根据地面处桩位移值为6mm～10mm时得出来的，试验资料证明，桩的变形和地基抗力不成线性关系，而是非线性的，变形愈大，地基系数愈小，所以当地面处桩的水平位移超过10mm时，常规地基系数便不能采用，必须进行折减，折减以后地基系数变小，得出桩的变形更大，形成恶性循环，故通常采用增加桩截面或加大埋深来防止地面处桩水平位移过大。

本条第7款，悬臂式桩板挡墙桩身内力最大部位一般位于锚固段，桩身裂缝对桩的承载力影响小，通常情况下不必进行桩身裂缝宽度验算。当支护结构所处环境为二b类环境及更差环境、坡顶边坡滑塌区有重要建筑时，应验算桩身裂缝宽度。

## 11.9 坡 率 法

11.9.1 本规范坡率法是指控制边坡高度和坡度，无需对边坡整体进行加固而自身稳定的一种人工放坡设计方法。坡率法是一种比较经济、施工方便的方法，对有条件的且地质条件不复杂的场地宜优先考虑选用。

11.9.4～11.9.5 采用坡率法的边坡，原则上都应进行稳定性验算，对整体无外倾结构面的岩质边坡，可参照表11.9.5确定。对



填土边坡和土质边坡，由于计算参数容易确定，计算机应用已经普及，所以建议根据实际情况，按本规范第8.4节稳定性验算确定边坡坡率。

## 11.10 边坡工程排水

11.10.3 排水设施的几何尺寸应根据集水面积、降雨强度、历时、分区汇水面积、坡面径流量、坡体内渗出的水量等因素进行计算确定，并做好整体规划和布置。关于坡面排水设施几何尺寸确定，本规范未作详细规定，可参照《室外排水设计规范》GB 50114等相关规范进行设计计算确定。

11.10.5 仰斜式排水孔是排泄挖方边坡上地下水的有效措施，当坡面上有集中地下水时，采用仰斜式排水孔排泄，且成群布置，能取得较好的效果。当坡面上无集中地下水，但土质潮湿、含水量高，尤其是高液限土、膨胀土边坡，在坡面中设置支撑渗沟，能有效排泄坡体中地下水，提高土体强度增强边坡稳定性。在滑坡治理工程中也经常采用支撑渗沟与抗滑支挡结构联合治理滑坡。

## 11.11 坡面防护

11.11.4 边坡植物防护与绿化工程的设计施工除应按现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330的有关规定执行之外，还应遵循以下规定：1）植物的筛选和组合以绿化物种本地化为主，草灌结合，蒸腾量小，体现生物多样性，恢复植被，减少水土流失和恢复生态；2）对于膨胀土地区，宜采用支撑盲沟间植草的方法，以起到防止坡面冲刷，同时调节坡内水分的作用；3）对于盐渍土地区，宜利用盐生植物、耐盐植物，采用草灌混栽、乔灌结合的植物防护形式。

# 12　基坑工程

## 12.1　一般规定

12.1.2　本章根据现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120和现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定，选择了在山东省境内应用普遍，成熟可靠的几种支护形式，包括土质基坑的排桩支护、土钉墙支护、重力式水泥土墙支护及地下水控制设计。

排桩支护形式包括悬臂桩、桩锚支护和双排桩支护，这类支护结构可用弹性支点法的计算简图进行结构分析。排桩支护结构受力明确，计算方法可靠，经验相对成熟，是目前应用最多，最成熟可靠的支护形式。当基坑需直立开挖，且深度较浅时，可考虑采用悬臂桩支护形式，其优点是支护方法简单，无需锚杆占用地下空间，缺点是支护结构位移偏大，内力分布不理想。当基坑较深，基坑周边环境对支护结构位移要求严格时，可采用桩锚支护形式，桩锚支护形式的优点是易于控制支护结构位移，支护结构内力分布相对均匀、合理；缺点是锚杆设置需占用基坑周围地下空间，当对周围建筑物地基基础有影响或受周围地下空间规划影响时，难以采用。在软土和松散地层中锚杆也难以提供稳定、理想的承载力，在高水头的颗粒土中施工时还可能形成流水、流土，降低基坑外侧地下水位，对基坑周边环境容易造成影响，需采取可靠的施工措施才能采用。双排桩支护形式可看作是一种刚架结构形式，内力分布特性优于悬臂式，水平位移也明显小于悬臂式，使用的基坑深度也略大于悬臂式，但占用场地较大，当基坑需直立开挖，其他支护形式不适宜时可考虑采用双排桩支护形式。



土钉墙支护形式是一种经济、简便、施工快速、不需大型施工设备的基坑支护形式。目前在山东省各地均应用较普遍。土钉墙支护的基坑在基坑坍塌事故中所占比例较大，除去施工质量因素外，主要原因之一是在土钉墙的设计理论还不完善的现状下，将常规的经验设计参数用于基坑深度或者土质条件超限的基坑工程中。土钉墙设计与排桩支护相比还存在一些问题。如：1)土钉墙作为一种结构形式，没有完整的实用结构分析方法，工作状况下土钉拉力、面层受力问题没有得到解决，面层设计只能通过构造要求解决。2)土钉墙位移计算问题没有得到根本解决。单一土钉墙的土钉是不施加预应力的，只有在基坑有一定变形后土钉才会达到工作状态下的受力水平，因此，理论上土钉墙位移和沉降较大。当基坑周边变形影响范围内有建构筑物时，是不适合采用单一土钉墙支护的。

复合土钉墙主要有以下几种形式：1)土钉墙+预应力锚杆；2)土钉墙+水泥土桩；3)土钉墙+水泥土桩+预应力锚杆；4)土钉墙+微型桩+预应力锚杆。应根据实际工程需要选择合适的组合。单一土钉墙和三种复合土钉墙的支护建议最大深度是根据山东省的具体情况确定的。

水泥土墙适用的土质条件较窄，一般用在深度不大的软土基坑。因此，锚杆没有合适的锚固土层，不能提供足够的锚固力。水泥土墙一般选用搅拌桩，墙体材料是水泥土，其抗拉、抗剪强度较低，按梁式结构设计时性能很差，与混凝土材料无法相比。只有按重力式结构设计时，才会具有一定优势。按重力式设计，需要较大的墙宽。水泥土墙用于淤泥质土、淤泥基坑时，基坑深度不宜大于7m。

12.1.3　基坑工程设计是为主体结构地下部分施工而采取的临时措施。地下结构施工完成后，基坑支护也就随之完成其用途。由于支护结构的使用期短，因此，设计时采用的荷载一般不需考虑长期作用。为了防止人们忽略由于延长支护结构使用期而带来的

荷载、材料性能、基坑周边环境等条件的变化，避免超越设计状况，设计时应确定支护结构的使用期限，并应在设计文件中给出明确规定。

支护结构的支护期限规定不小于一年，除考虑主体地下结构施工工期的因素外，也是考虑到施工季节对支护结构的影响。一年中的不同季节，地下水位、气候、温度等外界环境的变化会使土的性状及支护结构的性能随之改变，有时影响较大。因此，支护结构的使用期限不应小于一年。另外基坑工程的施工条件一般均比较复杂，且易受环境及气象因素影响，施工周期宜短不宜长。支护结构设计的有效期一般不应超过两年。

12.1.5　本条规定了基坑工程设计的基本原则，为确保基坑支护结构设计的安全，在进行基坑支护结构设计时应严格执行。

基坑支护结构设计应从稳定、强度和变形三个方面满足设计要求：首先是稳定，指基坑周围土体的稳定性，即不发生土体的滑动破坏，因渗流造成流砂、流土、管涌以及支护结构失稳；其次是强度，支护结构的强度应满足构件强度和稳定设计的要求；第三是变形，因基坑开挖造成的地层移动及地下水位变化引起的地面变形，不得超过基坑周围建筑物、地下设施的变形允许值，不得影响基坑工程基桩的安全或地下结构的施工。

基坑工程施工过程中的监测应包括对支护结构和周边环境的监测，并提出各项监测要求的报警值。随基坑开挖，通过对支护结构桩、墙及其锚杆系统的内力、变形的测试，掌握其工作性能和状态。通过对影响区域内的建筑物、地下管线的变形监测，了解基坑降水和开挖过程中对其影响的程度，作出在施工过程中基坑安全性的评价。

12.1.7　基坑工程设计时，对土的强度指标的选用，主要应根据现场土体的排水条件及固结条件确定。应采用与基坑开挖过程土中孔隙水的排水和应力路径基本一致的试验方法得到的指标。

土的抗剪强度指标试验方法有三轴剪切试验与直接剪切试



验。理论上讲，用三轴剪切试验更科学合理，但目前大量工程勘察仅提供了直接剪切试验的抗剪强度指标，致使采用直接剪切试验强度指标设计计算的基坑工程为数不少，在支护结构设计上积累了丰富的工程经验。目前，在缺少三轴剪切试验强度指标的情况下，用直接剪切试验强度指标计算土压力和验算土的稳定性是符合我省现实情况的。

对于砂土和碎石土，可以认为剪切过程中水能排出而不出现超静水压力。所以，现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120建议有效应力强度指标。但砂土和碎石土难以用三轴剪切试验与直接剪切试验得到原状土的抗剪强度指标，需要通过原位测试结果和经验进行取值，比如，当砂的磨圆度一般时，内摩擦角可以按公式 $\varphi=15+\sqrt{12N'_{\mathrm{k}}}$ 计算，或根据地基承载力特征值对$\varphi$进行反演分析等。

12.1.8　勘察人员往往对采用的支护方案不甚清楚，难以提供符合设计要求的抗剪强度指标；土样受到扰动、试验方法等因素的影响，抗剪强度指标会偏离实际较大；设计选型也可能与实际情况不符。因此计算得到的结果可能与工程经验不符，需要对计算参数、计算结果进行分析判断，当存在不合理的现象时，应对指标进行修正。

12.1.9　本条为强制性条文。基坑开挖是大面积的卸载过程，将引起基坑周边土体应力场变化及地面沉降。降雨或施工用水渗入土体会降低土体的强度和增加侧压力，饱和黏性土随着基坑暴露时间延长和经扰动，坑底土强度逐渐降低，从而降低支护体系的安全度。基底暴露后应及时铺筑混凝土垫层，这对保护坑底土不受施工扰动、延缓应力松弛具有重要的作用，特别是雨期施工中作用更为明显。

基坑周边荷载，会增加墙后土体的侧向压力，增大滑动力矩，降低支护体系的安全度。施工过程中，不得随意在基坑周围堆土，形成超过设计要求的地面超载。

## 12.2 土压力计算

12.2.1 支护结构作为分析对象时，作用在支护结构上的力或间接作用为荷载。除土体直接作用在支护结构上形成土压力之外，周边建筑物、施工材料、设备、车辆等荷载虽未直接作用在支护结构上，但其作用通过土体传递到支护结构上，也对支护结构上土压力的大小产生影响。本条列出影响土压力的各种因素，其目的是为了在土压力计算时，要把各种影响因素考虑全。基坑周边建筑物、施工材料、设备、车辆等附加荷载传递到支护结构上的附加竖向应力的计算，本规范附录Q给出了具体计算公式。

12.2.2 支护结构的土压力计算是个比较复杂的问题，从土力学这门学科的土压力理论上讲，根据不同的计算理论和假定，得出了多种土压力计算方法，其中有代表性的经典理论如朗肯土压力、库仑土压力。由于每种土压力计算方法都有其各自的适用条件与局限性，也就没有一种统一的且普遍适用的土压力计算方法。

由于朗肯土压力方法的假定概念明确，与库仑土压力理论相比具有能直接得出土压力的分布，从而适合结构计算的特点，受到工程设计人员的普遍接受。但是，由于朗肯土压力是建立在半无限土体的假定之上，在实际基坑工程中基坑的边界条件有时不符合这一假定，如基坑邻近有建筑物的地下室时，支护结构与地下室之间是有限宽度的土体；再如，对排桩顶面低于自然地面的支护结构，是将桩顶以上土的自重化作均布荷载作用在桩顶平面上，然后再按朗肯公式计算土压力。但是当桩顶位置较低时，将桩顶以上土层的自重折算成荷载后计算的土压力会明显小于这部分土重实际产生的土压力。对于这类基坑边界条件，按朗肯土压力计算会有较大误差。所以，当朗肯土压力方法不能适用时，应考虑采用其它计算方法解决土压力的计算精度问题。



库仑土压力理论（滑动楔体法）的假定适用范围较广，对上面提到的两种情况，库仑方法能够计算出土压力的合力。但其缺点是如何解决成层土的土压力分布问题。为此，本规范规定在不符合按朗肯土压力计算条件下，可采用库仑方法计算土压力。但库仑方法在考虑墙背摩擦角时计算的被动土压力偏大，不应用于被动土压力的计算。

考虑结构与土相互作用的土压力计算方法，理论上更科学，从长远考虑该方法应是岩土工程中支护结构计算技术的一个发展方向。从促进技术发展角度，对先进的计算方法不应加以限制。但是，目前考虑结构与土相互作用的土压力计算方法在工程应用上尚不够成熟，现阶段只有在有经验时才能采用，如方法使用不当反而会弄巧成拙。

总之，本规范考虑到适应实际工程需要，对土压力计算方法适当放宽，但同时对几种计算方法的适用条件也做了原则规定。

本条各公式是朗肯土压力理论的主动、被动土压力计算公式。水土合算与水土分算时，其公式采用不同的形式。

12.2.3 天然形成的成层土，各土层的分布和厚度是不均匀的。为尽量使土压力的计算准确，应按土层分布和厚度的变化情况将土层沿基坑划分为不同的剖面分别计算土压力。但场地任意位置的土层标高及厚度是由岩土勘察相邻钻探孔的各土层层面实测标高及通过分析土层分布趋势,在相邻勘察孔之间连线而成。即使土层计算剖面划分的再细，各土层的计算厚度还是会与实际地层存在一定差异，本条规定的划分土层厚度的原则，其目的是要求做到使计算的土压力不小于实际的土压力。

## 12.3 排桩设计

12.3.1 支护结构的分析对象为支护结构本身，不包括土体。土体对支护结构的作用视作荷载或约束。这种分析方法将支护结构

看作杆系结构，一般都按线弹性考虑，是目前最常用和成熟的支护结构分析方法，适用于大部分支挡式结构。支护桩挡土结构分析首先将支护桩取作分析对象，按梁计算。支护桩采用平面杆系结构弹性支点法进行分析。

12.3.8　在计算过程中，当*P*值等于（0.75～0.9）倍锚杆轴向拉力标准值时，得到的锚杆长度远大于16m，安全系数也很高，不符合安全可靠经济合理的要求，实际操作时，*P*值可以小于（0.75～0.9）倍锚杆轴向拉力标准值，但计算变形应满足环境要求。

12.3.11　桩锚支护的稳定性验算

1　S.0.1 悬臂结构嵌固深度的验算是绕挡土构件底部转动的整体极限平衡，控制的是挡土构件的倾覆稳定性。单支点结构嵌固深度的验算是绕支点转动的整体极限平衡，控制的是挡土构件嵌固段的踢脚稳定性。悬臂结构绕挡土构件底部转动的力矩平衡和单支点结构绕支点转动的力矩平衡都是嵌固段土的抗力对转动点的抵抗力矩起稳定性控制作用，因此，其安全系数称为抗倾覆安全系数；

2　S.0.2　锚拉式排桩支护结构整体滑动稳定性验算公式，是以瑞典条分法边坡稳定性计算公式为基础，在力的平衡关系上，增加了锚杆拉力对圆弧滑动体圆心的抗滑力矩项。极限平衡状态分析时，仍以圆弧滑动土体为分析对象，假定滑动面上土的剪力达到极限强度的同时，滑动面外锚杆拉力也达到极限拉力状态。

最危险滑弧的搜索范围限于通过挡土构件底端和在挡土构件下方的各个滑弧。因支护结构的平衡性和结构强度已通过结构分析解决，在截面抗剪强度满足剪应力作用下的抗剪要求后，挡土构件便不会被剪断。因此，穿过挡土构件的各滑弧不需验算。

为了适用于地下水位以下的圆弧滑动体，在滑弧面上，黏性土的抗剪强度指标需要采用总应力强度指标，砂土的抗剪强度指



标需要采用有效应力强度指标，并应考虑水压力的作用。

3　S.0.3　对深度较大的基坑，当嵌固深度较小、土的强度较低时，土体从挡土构件底部以下向坑内隆起挤出是锚拉式排桩支护结构的一种破坏模式。这种土体丧失竖向平衡状态的破坏模式，经常发生在软土地区，只能通过增加挡土构件嵌固深度来提高隆起稳定性。对于山东省大部分地区由于土质较好，隆起不起主要控制作用。通常情况满足嵌固稳定性要求的支护结构亦能满足抗隆起要求，但是作为一种破坏形态，还是需要进行抗隆起稳定性验算。

抗隆起稳定性的验算方法，采用目前常用的地基极限承载力的普朗德尔极限平衡理论公式。

12.3.15　1　目前国内实际基坑支护工程中，排桩的桩型采用混凝土灌注桩的占绝大多数。但有些情况下，适合采用型钢桩、钢管桩或预制桩等，甚至也可以采用SMW工法施工的水泥土内置型钢桩。这些桩型与混凝土灌注桩的结构受力类型是相同的，可以按相同的方法进行设计。但采用这些桩型时，应考虑其刚度、构造及施工工艺上的不同特点，不能盲目使用；

2　排桩桩径不宜小于600mm，是通常情况下桩径的下限，桩径的选取主要还是应按弯矩大小与变形要求确定，以达到受力与经济合理的要求，同时还要满足施工条件的要求；

3　该条规定是为后期主体结构施工考虑的。因为，当排桩及冠梁高于后期主体结构各种地下管线的标高时，会给后续的施工造成障碍，需将其凿除，所以，排桩桩顶的设计标高，在不影响基坑的稳定及基坑外环境变形的要求时，宜避开主体建筑地下管线通过的位置。一般情况下，主体建筑各种管线引出接口的埋深不大，是容易做到的。但如果将桩顶降至管线以下，影响了支护结构的稳定或变形要求，则应首先按满足稳定或变形要求考虑桩顶的设计标高；

4　桩间土的防护措施一般采用挂网喷面的方式，鉴于基坑

使用要经历雨季或者冬季，以及考虑场区施工、生活用水的影响，建议桩间土采用防护措施。

## 12.4 双排桩设计

12.4.6 实践经验证明，双排桩排距大于5d时，支护结构位移更小，因此，当周边环境允许时，双排桩可以选择较大排距，其间距可达5m或以上。

## 12.5 锚杆设计

12.5.1 锚杆有多种类型，基坑工程中主要采用钢绞线锚杆，当设计的锚杆承载力较低时可以采用钢筋锚杆，对于易塌孔的地层可以采用自钻式锚杆。钢绞线锚杆又可细分为多种类型，最常用的是拉力型预应力锚杆，还有拉力分散型锚杆、压力型预应力锚杆、压力分散型锚杆，压力型锚杆可应用钢绞线回收技术，适应愈来愈引起人们关注的环境保护的要求。

土层锚杆一端与支护桩、墙连接，另一端锚固在稳定土层中，作用在支护结构上的水土压力，通过自由端传递至锚固段，对支护结构形成锚拉支承作用。因此，锚固段不宜设置在软弱或松散的土层中。

锚杆成孔工艺主要有套管护壁成孔、螺旋钻杆干成孔、浆液护壁成孔等。套管护壁成孔工艺下的锚杆孔壁松弛小、对土体扰动小、对周边环境影响最小。在锚杆难以成孔的地层条件下，可以采用套管护壁工艺或者自钻式锚杆。

目前常用的锚杆注浆工艺有一次常压注浆和二次压力注浆。一次常压注浆是浆液在自重压力作用下充填锚杆孔。二次压力注浆需满足两个指标：一是第二次注浆时的注浆压力，一般需不小于1.5MPa；二是第二次注浆时的注浆量。满足这两个指标的关键



是控制浆液不从孔口流失。一般的做法是：在一次注浆液初凝后一定时间，开始进行二次注浆，或者在锚杆锚固段起点处设置止浆装置。

锚杆施工时的塌孔、对地层的扰动，会引起锚杆上部土体的下沉。若锚杆之上存在建筑物、构筑物等，锚杆成孔造成的地基变形可能使其发生沉降甚至损坏。因此，设置锚杆需避开易塌孔、变形的土层，且锚固段应与周围建筑物地基基础和地下结构保持足够的安全距离。

土层锚杆的锚固段长度及锚杆轴向拉力特征值应根据土层锚杆锚杆试验确定。试验资料和理论研究表明：锚杆受力时，沿锚固段的黏结应力分布是不均匀变化的。受荷初期，黏结应力最大处在临近自由段处，随着荷载增大，黏结应力最大处向着锚杆深部转移，但锚杆端部有应力损失。也就是说，锚杆长度超过一定限值后，承载力随锚杆的长度不是线性增加的。山东地区也出现过锚固段长度超过16m的锚杆，因此该条规定的锚杆锚固段长度不宜超过16m，如有，需要经过锚杆基本试验进行验证。

12.5.2 锚杆设计的安全系数是根据荷载分项系数、抗力分项系数和重要性系数三者的乘积取值，对于安全等级为一级、二级、三级的支护结构分别为1.78、1.62和1.46。当锚杆为永久性锚杆时，安全系数取值不能按本条规定取值，应符合其他相关规范的规定。

12.5.3 该条是用于估算锚杆承载力极限状态下的标准值，强调了极限抗拔承载力应通过锚杆基本试验验证估算值的正确与否。估算值的取值与各地层的锚杆极限黏结强度标准值有关。由于目前没有山东省各地近年来各地层黏结强度标准值的统计资料，暂参考现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120中的表格执行。锚杆施工前需要做基本试验对锚杆极限抗拔承载力标准值进行验证，从而调整土体与锚固体的实际极限黏结强度数值。一般情况，对基坑支护安全等级为一级、二级的工程，应进行基本

试验，对于三级工程，如果确有工程经验可供参考可以免做，否则亦应进行基本试验。

12.5.4　该条将锚杆在支护体系中所受的水平支反力转化为单根锚杆的轴向拉力标准值。

12.5.5　锚杆自由段的长度是根据基坑开挖到坑底时的潜在滑移面位置确定的，该范围内锚杆的抗拔力是不起作用的，属于非锚固段。锚杆自由段的范围应设在滑移面以外，该部分锚杆杆体应用套管和注浆体隔离开。

锚杆的自由段越长，预应力损失就越小，锚杆拉力就越稳定。因此锚杆自由段的长度除满足本条公式的计算规定外还应满足不小于5.0m的规定。

12.5.6　该条是对锚杆杆体强度的要求。锚杆拉力确定后，锚杆除满足由摩阻力控制的抗承载力要求外，还应满足由锚杆杆体强度控制的受拉承载力要求。

## 12.6　土钉墙设计

12.6.1　在目前土钉墙设计理论国内外还处于相对不算完善与成熟的前提下，强调工程经验，采用工程类比方法指导初步设计还是非常有必要的。

12.6.2　土钉墙的稳定性验算

土钉墙是随着土方的开挖逐渐形成的，施工阶段基坑的稳定性尤为重要，因此必须对不同开挖阶段进行整体稳定性验算。本条指出应对土钉墙开挖的不同工况分别按圆弧滑动条分法进行整体稳定验算。因为普通土钉墙不能应用于水位以下，整体稳定验算不需考虑水压力的影响。水泥土桩复合土钉墙可以用于有地下水的情况下，整体稳定验算应考虑水压力的影响。

12.6.3　当基坑底面以下存在承压水或采用悬挂式帷幕等具有产生渗透变形条件时，应进行地下水渗透稳定性验算。



12.6.4　土钉的破坏形式包括土钉锚固力不足被拔出和土钉杆体被拉断两种。公式（12.6.4-1）是对土钉在滑裂面后的有效锚固力的要求，满足该式可满足土钉不被拔出。

土钉的极限抗拔承载力一般应通过土钉现场抗拔试验确定，通过试验结果计算获得土钉锚固体与土体之间界面（单位长度或单位面积）的黏结强度。初步设计或选择方案时可采用表12.4.4的经验数据。土钉和锚杆与土层之间黏结强度与很多因素有关，主要是包括地层条件、注浆量及成孔施工工艺等，表中数据仅作参考。当注浆效果和工艺可靠时，取上限值，否则取下限值。尤其对于打入钢管土钉，注浆量很小，应通过抗拔试验确定土钉承载力。打入式钢管土钉需提高锚固力时，可适当增加注浆孔的密度。

单根土钉的轴向拉力标准值计算方法是将土钉墙墙面面积上的土压力分配到每根土钉上。土钉墙墙面可以是倾斜的，倾斜墙面上的土压力比垂直墙面上的土压力小，公式中：采用了按垂直墙面计算的土压力乘以折减系数的修正方法。

按朗肯土压力线性分布计算土钉承载力时，土钉长度计算不太合理，底部的土钉需要很长才能满足要求。考虑墙面土压力存在重分布的规律，在计算每根土钉轴向拉力时，分别乘以调整系数，土钉轴向拉力之和与调整前的各土钉轴向拉力之和相等。

土钉杆体抗拉强度要求等于或大于土钉极限抗拔承载力，在确定了土钉的极限抗拔承载力之后按本条确定土钉杆体的截面面积。

12.6.8　土钉墙与面层的连接构造、混凝土面层与坡顶的防护设计往往是设计中较易忽视的内容，而又是引发土钉墙质量事故的主要原因。土钉与面层连接应严格按现行相关规范要求确保土钉与面层连接牢固、受力合理。

12.6.10　预应力锚杆与土钉联合支护作用机理更为复杂，目前对此认识还不十分深入，只能根据以往理论研究、工程实践与实

测分析，综合在构造及定性设计角度予以规定。锚杆腰梁与喷射混凝土面层一般连接在一起，锚杆拉力通过腰梁和面层直接施加传递到了土体中，腰梁按构造设计一般可满足受力的要求，一般可不进行验算。

## 12.7 重力式水泥土墙设计

12.7.1 重力式水泥土墙的破坏形式主要有：1）墙整体滑移；2)墙整体倾覆；3)沿墙体以外土中某个滑动面的土体整体滑动；4)因墙底地基承载力不够而引起的墙体下沉造成基坑隆起；5)因墙体材料应力不足，造成的抗拉、抗压或者抗剪破坏；6)地下水造成的土体渗透破坏。因此水泥土墙的设计必须从以上各方面进行验算。

12.7.2～12.7.5 重力式水泥土墙的设计，墙的嵌固深度和墙的宽度是两个主要设计参数，土体整体滑动稳定性、基坑隆起稳定性与嵌固深度密切相关，而基本与墙宽无关。墙的倾覆稳定性、墙的滑移稳定性不仅与嵌固深度有关，而且与墙宽有关。当墙的嵌固深度满足整体稳定条件时，抗隆起条件也会满足。因此，常常是整体稳定性条件决定嵌固深度下限。采用按整体稳定条件确定的嵌固深度，再按墙的抗倾覆条件计算墙宽，此墙宽一般自然能够同时满足抗滑移条件。

12.7.6 水泥土墙的各种稳定性验算基于重力式结构的假定，应保证墙为整体。墙体满足抗拉、抗压和抗剪要求是保证墙为整体条件。在验算截面的选择上，需选择内力最不利的截面、墙身水泥土强度较低的截面。

12.7.8 1 水泥土挡墙支护的特点是搅拌桩的桩与桩之间可以相互搭接，根据场地的工程地质特性和上部结构要求可采用实体状、格栅状以及长短桩相结合等不同支护形式。实体状布桩形式适用于土层条件较好、开挖深度较浅的基坑；格栅状布桩形式适



用于较深的基坑且较为经济合理。水泥土墙采用格栅状的断面时截面置换率为水泥土搅拌桩部分的截面积和断面外包面积之比。水泥土重力式围护墙墙体断面呈格栅型，格栅中间的土体对四周水泥上隔墙的压力称为谷仓压力。用调整格栅的面积方法使谷仓土压力控制在水泥土隔墙所能承受的范围内；

2 水泥土搅拌桩，相邻桩搭接部分的截面积为双弧形，搭接长度150mm指搅拌转轴中心连线位置的最大搭接长度为150mm。要求搅拌机施工时转轴的垂直度要保持在1%之内，当搅拌桩较长时，应增加设计搭接宽度；

水泥土挡墙具有良好的密封性和不透水性，可作为截水帷幕，在设计时，桩的长度应大于工程所要求的截水深度并能满足抗渗流验算要求；

3 试验资料表明，水泥土的强度随龄期的增长而增大。一般情况下，7d时水泥土强度可达标准强度的30%～50%；30d时可达标准强度的60%～75%；90d为180d的80%；而180d以后，水泥土强度增加仍未终止。另外，根据电子显微镜的观察，水泥土的硬凝反应也需要3个月才能完成。此外，水泥强度等级直接影响水泥土的强度，一般当水泥强度提高10MPa时，水泥土的标准强度可提高20%～30%。因此，取28d龄期单轴极限抗压强度不小于0.8MPa作为水泥土挡墙支护结构体应达到的强度标准。水泥土搅拌桩的性能介于刚性和柔性桩之间，其抗拉强度很低（可取0），可在桩中插入钢筋、钢管或型钢等劲性材料；

4 墙顶现浇的混凝土压顶板是水泥土重力式围护墙的一个重要组成部分，不但有利于加强墙体整体性，也可防止因雨水从墙顶渗入挡墙格栅而损坏墙体，并便利施工。

## 12.8 地下水控制

12.8.1 地下水控制方法包括：截水、降水、集水明排，地下

水回灌不作为独立的地下水控制方法，但可作为一种补充措施与其他方法一同使用。根据具体工程的特点，基坑工程可采用单一地下水控制方法，也可采用多种地下水控制方法相结合的形式。如悬挂式截水帷幕+坑内降水，基坑周边控制降深的降水+截水帷幕，截水或降水+回灌，部分基坑边截水+部分基坑边降水等。一般情况，降水或截水都要结合集水明排。

12.8.2　采用哪种地下水控制的方式是基坑周边环境条件的客观要求，基坑支护设计时应首先确定地下水控制方法，然后再根据选定的地下水控制方法，选择支护结构形式。当降水不会对基坑周边环境造成损害且国家和地方法规允许时，可优先考虑采用降水，否则应采用基坑截水。

12.8.3　水泥土搅拌桩、高压喷射注浆常采用普通硅酸盐水泥，也可采用矿渣硅酸盐水泥、火山灰质硅酸盐水泥。由于不同地区，即使土的基本性状相同，但成分也会有所差异，对水泥的固结性产生不同影响。因此，当缺少实际经验时，水泥掺量和外加剂品种及掺量应通过试验确定。

落底式截水帷幕须进行基底渗流稳定、隆起验算，必要时可加深竖向截水帷幕深度或采用基坑内设降压井保证施工安全。悬挂式截水帷幕需要考虑绕过帷幕涌入基坑的水量，评价基底内降水井数量和布置及其可能造成的周边环境问题，必要时进行封底或采用其他方法。

对于一级、二级基坑，双轴水泥土搅拌桩截水帷幕不宜少于两排，前后排宜错缝排列，且相邻搅拌桩搭接宽度不宜少于200mm；对于三级基坑，采用单排双轴水泥土搅拌桩作截水帷幕时相邻搅拌桩搭接宽度不宜少于300mm。三轴水泥土搅拌桩截水帷幕应采用套接一孔法施工，对于一级、二级基坑，单排三轴水泥土搅拌桩截水帷幕桩径不宜小于850mm。

旋喷固结体的直径、摆喷固结体的半径受施工工艺、喷射压力、提升速度、土类和土性等因素影响，有效半径应通过试验或经验确定。



12.8.4　合理确定基坑降水方法是保证工程质量，加快工程进度，取得良好社会和经济效益的关键。基坑降水方法通常应根据地质条件、环境条件、施工条件和支护结构设计条件等因素综合确定。一个工程不限于一种技术方法，可以根据不同的技术要求，地质条件等，同时选用两种或多种技术方法，相互配合，互为补充，达到高效、节约和优化降水的目的。土工试验的渗透系数往往偏小，甚至低一个数量级以上，使用土工试验的渗透系数进行计算时，需要根据周边的经验进行判断。

12.8.5　集水明排是在基坑内设置排水沟和集水井，用抽水设备将基坑中水从集水井内抽出，达到疏干基坑内积水的目的。集水明排可单独采用，亦可与其它方法结合使用。单独使用时，降深不宜大于5m，否则坑底容易产生软化、泥化，坡脚出现流土、管涌，边坡塌陷，地面沉降等问题。与其他方法结合使用时，其主要功能是收集基坑中和坑壁局部渗出的地下水和地面水。本条主要规定了布置排水沟和集水井的技术要求。

为防止边坡变形增大，靠近基坑边部的排水沟和集水井应与基坑坡脚保持一定距离。盲沟施工时可回填碎石，然后在碎石上浇筑垫层。

# 13　岩土工程检验和监测

## 13.1　一般规定

13.1.1　所谓有特殊要求的工程，是指有特殊意义的，一旦损坏将造成生命财产重大损失，或产生重大社会影响的工程；对变形有特殊限制的工程；采用新的设计施工方法，而又缺乏经验的工程。

13.1.3　遇到下列情况之一时，应进行施工勘察。

1　工程地质条件复杂，详勘阶段难以查清时；

2　开挖基槽发现土质、土层结构与勘察资料不符时；

3　施工中，地基土受扰动，需查明其性状及工程性质时；

4　为地基处理，需进一步提供勘察资料时；

5　建筑物有特殊要求，或在施工时出现新的岩土工程地质问题时。

13.1.6　从对已有边坡工程检测报告的调查发现，检测报告形式繁多，表达内容、方式各不相同，报告水平参差不齐的现象十分严重，为此统一规定了边坡工程检测报告的基本要求。

## 13.2　天然地基检验

13.2.2　通过验槽检验勘察报告的结论与建议是否正确合理，研究解决新发现的问题和勘察报告中遗留的问题。大量实践证明，认真验槽对保证施工质量、防止工程事故的发生起着十分重要的作用。

## 13.3　桩基工程检验和检测

13.3.5　人工挖孔桩应逐孔进行终孔验收，终孔验收的重点是持力层的岩土特征。对单柱单桩的大直径嵌岩桩，承载能力主要取决于嵌岩段岩性特征和下卧层的持力性状。终孔时，应视岩石特性及构造发育情况，采用超前钻逐孔对孔底下3$d$或5m深度范围内持力层进行检验，查明是否存在溶洞、破碎带和软夹层等，并提供岩芯抗压强度试验报告。

终孔验收如发现与勘察报告及设计文件不一致，应由设计人提出处理意见。缺少经验时，应进行桩端持力层岩基原位荷载试验。

13.3.6　常用桩基完整性检测方法有钻孔抽芯法、声波透射法、高应变动力检测法、低应变动力检测法等。其中低应变方法方便灵活，检测速度快，适宜用于预制桩、小直径灌注桩的检测。但对大直径桩，特别是嵌岩桩，高、低应变均难以取得较好的检测效果。钻孔抽芯法通过钻取混凝土芯样和桩底持力层岩芯，既可直观地判别桩身混凝土的连续性，持力层岩土特征及沉渣情况，又可通过芯样试压，了解相应混凝土和岩样的强度，是大直径桩的重要检测方法。声波透射法通过预埋管逐个剖面检测桩身质量，既能可靠地发现桩身缺陷，又能合理地评定缺陷的位置、大小和形态。实际工作中，将声波透射法与钻孔抽芯法有机地结合起来进行大直径桩质量检测是科学、合理，且是切实有效的检测手段。

## 13.4　地基处理检验和监测

13.4.4　地基处理的验槽，应在地基处理之前或之间、之后进行，主要有以下几种情况：

1　对换土垫层，应在进行垫层施工之前进行，根据基坑深度的不同，分别按深、浅基础的验槽进行。经检验符合有关要求后，才能进行下一步施工；

2　对各种复合桩基，应在施工之中进行。主要为查明桩端是否达到预定的地层；

3　对各种采用预压法、压密、挤密、振密的复合地基，主

要是用试验方法（室内土工试验、现场原位测试）来确定是否达到设计要求；

4　对遇水软化、崩解的风化岩、膨胀性土等特殊土层，不可仅根据试验数据评价承载力等，尚应考虑由于试验条件与实际施工条件的差异带来的潜在风险，试验结果宜考虑一定的折减；

5　复合地基提高地基承载力、减少地基变形的效果主要是通过设置了桩基，利用其与地基土共同作用的结果，所以复合地基应对桩基施工质量进行检验；

6　确定条形基础和独立基础复合地基载荷试验的压板宽度时宜考虑面积置换率和褥垫层厚度，基础宽度不大时应取基础宽度，基础宽度较大、试验条件达不到时应取较薄厚度的褥垫层。

13.4.5　复合地基载荷试验由于试验的压板面积有限，考虑到大面积荷载的长期作用结果与小面积短时荷载作用的试验结果有一定的差异，故需要对载荷板尺寸有所限制。

刚性桩当施工工艺对地基土承载力影响较小时，可采用单桩静载荷试验和桩间土静载荷试验结果确定刚性桩复合地基承载力；刚性桩复合地基单桩的桩身完整性检测可采用低应变法。

强夯地基或强夯置换地基载荷试验的压板面积应考虑压板的尺寸效应，应采用大压板载荷试验，根据处理深度的大小，压板面积可采用2㎡～4㎡。

对于重要建筑物的检测应以能够定量评价的方法为主，采用其他方法如静力触探、标准贯入、跨孔波速法试验等，必须注意应用条件。这些方法作为复合地基载荷试验的辅助手段，用于定性评价处理效果。

13.4.8　砂石桩复合地基对桩体采用动力触探方法检验，对桩间土采用标准贯入、静力触探或其他原位测试方法进行检验可检测砂石桩及桩间土的挤密效果。如处理可液化地层时，可按标准贯入锤击数来衡量砂性土的抗液化性。

水泥土搅拌桩进行标准贯入试验后对成桩质量有怀疑时可采用双管单动取样器对桩身钻芯取样，制成试块，测试桩身实际强度。钻孔直径不宜小于108㎜。评价时应注意取样的代表性。

单桩载荷试验和复合地基载荷试验是检验水泥土搅拌桩质量的最直接有效的方法，一般在龄期28d后进行。

13.4.9　换填垫层的施工必须在每层密实度检验合格后再进行下一道工序施工

13.4.10　在压（或夯）实填土的过程中，取样检验分层土的厚度视施工机械而定，一般情况下宜按200㎜～500㎜分层进行检验。利用贯入仪检验垫层质量，通过现场对比试验确定其击数与干密度的对应关系。垫层质量的检验可采用环刀法；在粗粒土垫层中，可采用灌水法、灌砂法进行检验。

13.4.13　本条规定建筑物地基进行地基处理，应对地基处理后的建筑物在施工期间和使用期间进行沉降观测。沉降观测终止时间应符合设计要求。

## 13.5　边坡工程检测与监测

### Ⅱ　边坡工程监测

13.5.13　边坡工程及支护结构变形值的大小与边坡高度、地质条件、水文条件、支护类型、坡顶荷载等多种因素有关，变形计算复杂且不成熟，现行国家有关标准均未提出较成熟的计算理论。因此，目前较准确地提出边坡工程变形预警值也是困难的，特别是对岩体或岩土体边坡工程变形控制标准更难提出统一的判定标准，工程实践中只能根据地区经验，采取工程类比的方法确定。本条给出了边坡工程施工过程中及监测期间应报警并采取相应的应急措施的几种情况，报警值的确定考虑了边坡类型、安全等级及被保护对象对变形的敏感程度等因素，变形控制比单纯的地基不均匀沉降要严。

## 13.6 基坑工程检测与监测

### Ⅰ 基坑工程检测

13.6.2 基坑开挖支护施工易对周边环境造成影响，应在开挖前进行相关资料的取证，以便评估施工影响。

13.6.5 本条涉及的结构构件检测方法及要求参照现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120执行。地下水的控制设施包括截水帷幕、降水井、坡顶截水沟、基坑内集水沟井等，应对其作用效果进行检验。

13.6.6 锚杆的基本试验按本规范附录N进行。其他的试验按现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120、现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007等有关规定执行。设计时应注意适当加大预估破坏荷载和杆体配筋，应确保反力装置的强度和刚度满足要求，确保锁定装置能使各杆体同时受力。关于加载方式，根据青岛地区经验，砂土状强风化带及以下岩体锚杆抗拔试验的变形以弹性变形为主，塑性变形小，不必要采用分级循环加载方式，可以采用分级加载方式。

### Ⅱ 基坑工程监测

13.6.7 基坑工程监测涉及岩土工程及测绘工程两个专业，监测单位宜同时具备勘察及测绘两类资质，对于安全等级相对较高的基坑工程宜对资质有较高的要求。

13.6.8 近年来，需爆破施工的深大岩石基坑较多，爆破对基坑及周边环境的安全影响较大，因此补充了爆破振动监测内容。爆破振动监测应主要监控爆破对周边建筑物等环境的影响，同时根据实际情况监控爆破对支护结构的影响。



13.6.9 基坑位移监测网的布设应遵循先控制后局部的原则，其中为满足通视等工程实际的需要，工作基点很难布设于不受基坑开挖影响的区域，故工作基点一定要通过基准点进行校验。

13.6.12 本条提及的水平位移监测方法均为实际监测工作中常见的监测方法；电磁测距三角高程法是现行国家标准《工程测量规范》GB 50026推荐的垂直位移监测方法，但应严格控制使用方法，保证精度；基坑其他相关监测项目的监测方法参照现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120执行。

13.6.14 基坑监测项目的报警值可参照现行国家标准《建筑基坑工程监测技术规范》GB 50497和行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120制定。

岩石因结构发育的不确定性及受岩石爆破开挖的影响，岩石基坑易发生脆性破坏，故其比土质基坑允许位移的要求更高。岩石基坑坡顶位移报警值可参照表9确定。

**表9 岩石基坑坡顶位移报警值**

| 基坑类别 | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 一级 | | | 二级 | | | 三级 | | |
| 累计值 | | 变化速率 mm/d | 累计值 | | 变化速率 mm/d | 累计值 | | 变化速率 mm/d |
| 绝对值（mm） | 相对基坑深度控制值 | | 绝对值（mm） | 相对基坑深度控制值 | | 绝对值（mm） | 相对基坑深度控制值 | |
| 20～30 | 2‰～3‰ | 2～4 | 30～50 | 3‰～5‰ | 3～5 | 50～60 | 5‰～7‰ | 4～6 |

13.6.15 对爆破振动监测点宜布设在临近建筑物、管线及需特别保护的环境监测对象上。

# 14　岩土工程勘察设计文件

## 14.1 一般规定

14.1.1　勘察纲要是勘察工作实施的技术性指导文件，是勘察各工序环节技术质量控制、检查、监督、验收以及实施进度安排的依据。本要求在现行国家标准和其它省市相关技术标准中未作要求，考虑到我省对勘察质量管理的要求，增加此条内容。

14.1.2　原始资料是岩土工程分析评价和编写成果报告的基础，原始资料的真实、可靠是保证成果报告质量的基本条件。近年来，经常发现有些单位钻探、测试、取样等工作量做得不少，但由于对现场工作及原始资料的检查、整理、分析、甄别鉴定不够重视，因而不能真实反映工程的实际情况，甚至造成假象，导致分析评价的错误。因此，岩土工程勘察工作所取得的原始资料和分析所依据的一切资料，均应真实、可靠，并进行检查、整理分析、鉴定，认定无误后方可使用。

14.1.3～14.1.7　主要是对勘察设计文件编制和技术管理的基本要求。

## 14.2　岩土工程勘察

14.2.12　1 根据附近工程经验，结合触探、钻探取样试验确定承载力是一种间接的方法，对于丙级岩土工程勘察是适用的；乙级岩土工程勘察时，基础大小及埋深与确定承载力特征时的背景相差较大，而承载力修正系数是一个拟合数值，在一定的区间内误差不大，超出这个区间，误差就非常显著，而理论公式计算的结果适应性更强；甲级建筑物需要的荷载较大，对变形控制严格，需要通过载荷试验进行验证，必要时还要通过监测进一步验证，但需要强调的是载荷试验的代表性必须得到保证。

2 岩土参数有很强的局限性，由于取样的位置、土样的质量、试验的方法、统计方法、建筑特征等都有可能带来偏差，因此，岩土工程师必须根据自己的判断，确定参数的最佳估值；

3 已有的工程经验是重要的，它包含了一些未知的、或已知但不易量化的客观规律等；

4 工程重要时，必须通过现场模型试验或足尺试验这种是直接可靠的方法解决岩土工程问题；

5 通过施工勘察、施工监测，能够发现或者验证勘察过程中未解决的岩土工程问题，必要时，调整设计和施工方案，确保建筑物安全。

# 引用标准名录

《建筑地基基础设计规范》GBJ 7-89
《建筑地基基础设计规范》GB 50007
《建筑抗震设计规范》GB 50011
《岩土工程勘察规范》GB 50021
《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025
《膨胀土地区建筑技术规范》GB 50112
《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202
《建筑边坡工程技术规范》GB 50330
《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ 72
《建筑地基处理技术规范》JGJ 79
《软土地区岩土工程勘察规程》JGJ 83
《建筑工程地质勘探与取样技术规程》JGJ/T 87
《建筑桩基技术规范》JGJ 94
《建筑基桩检测技术规范》JGJ 106
《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120
《湿陷性黄土地区建筑基坑工程安全技术规程》JGJ/T 167