UDC

中华人民共和国国家标准

P

GB 50007—2002

建筑地基基础设计规范

Code for design of building foundation

2002—2—20 发布　　2002—04—01 实施

中华人民共和国建设部

国家质量监督检验检疫总局

联合发布

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

中华人民共和国国家标准

建筑地基基础设计规范

GB 50007—2002

主编部门:中华人民共和国建设部

批准部门:中华人民共和国建设部

施行日期:2002 年 4 月 1 日

条文说明

中国建筑资讯网

2002 北京

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

目　　次

1　总　　则 5
2　术语和符号 6
3　基本规定 7
4　地基岩土的分类及工程特性指标 9
　4.1　岩土的分类 9
　4.2　工程特性指标 11
5　地基计算 13
　5.1　基础埋置深度 13
　5.2　承载力计算 26
　5.3　变形计算 32
6　山区地基 39
　6.3　压实填土地基 39
　6.6　土质边坡与重力式挡墙 41
　6.7　岩石边坡与岩石锚杆挡墙 43
7　软弱地基 47
　7.2　利用与处理 47
　7.5　大面积地面荷载 47
8　基　　础 55
　8.1　无筋扩展基础 55
　8.2　扩展基础 55
　8.3　柱下条形基础 57
　8.4　高层建筑筏形基础 58
　8.5　桩 基 础 66
9　基坑工程 76
　9.1　一般规定 76
　9.2　设计计算 78
　9.3　地下连续墙与逆作法 84
10　检验与监测 85
　10.1　检　　验 85

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

10.2 监　　测 87
附录 G　基底下允许冻土层最大厚度 h_{max} 的计算 89

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @ @

1 总　　则

1.0.1　《建筑结构设计统一标准》对结构设计应满足的功能要求作了如下规定:一、能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种作用；二、在正常使用时具有良好的工作性能；三、在正常维护下具有足够的耐久性能；四、在偶然事件发生时及发生后，仍能保持必需的整体稳定。按此规定根据地基工作状态地基设计时应当考虑:

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。

因此，地基基础设计应注意区分上述两种功能要求。在满足第一功能要求时，地基承载力的选取以不使地基中出现长期塑性变形为原则，同时还要考虑在此条件下各类建筑可能出现的变形特征及变形量。由于地基土的变形具有长期的时间效应，与钢、混凝土、砖石等材料相比，它属于大变形材料。从已有的大量地基事故分析，绝大多数事故皆由地基变形过大且不均匀所造成。故在规范中明确规定了按变形设计的原则、方法；对于一部分地基基础设计等级为丙级的建筑物当按地基承载力设计基础面积及埋深后，其变形亦同时可满足要求时才不进行变形计算。

1.0.2　由于地基土的性质复杂。在同一地基内土的力学指标离散性一般较大，加上暗塘、古河道、山前洪积、溶岩等许多不良地质条件，必需强调因地制宜原则。本规范对总的设计原则、计算均作出了通用规定，也给出了许多参数。各地区可根据土的特性、地质情况作具体补充。此外，设计人员必须根据具体工程的地质条件，采用优化设计方法，以提高设计质量。

1.0.4　地基基础设计中，作用在基础上的各类荷载及其组合方法按现行《建筑结构荷载规范》执行。在地下水位以下时应扣去水的浮力。否则，将使计算结果偏差很大而造成重大失误。在计算土压力、滑坡推力、稳定性时尤应注意。

本规范只给出各类基础基底反力、力矩、挡墙所受的土压力等。至于基础断面大小及配筋量尚应满足抗弯、冲切、剪切、抗压等要求，设计时应根据所选基础材料按照有关规范规定执行。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2.1.3 由于土为大变形材料，当荷载增加时，随着地基变形的相应增长，地基承载力也在逐渐加大，很难界定出一个真正的“极限值”；另一方面，建筑物的使用有一个功能要求，常常是地基承载力还有潜力可挖，而变形已达到或超过按正常使用的限值。因之，地基设计是采用正常使用极限状态这一原则，所选定的地基承载力是在地基土的压力变形曲线线性变形段内相应于不超过比例界限点的地基压力值，即允许承载力。

根据国外有关文献，相应于我国规范中“标准值”的含义可以有特征值、公称值、名义值、标定值四种，在国际标准《结构可靠性总原则》ISO2394 中相应的术语直译为“特征值”(characteristic value)，该值的确定可以是统计得出，也可以是传统经验值或某一物理量限定的值。

本次修订采用“特征值”一词，用以表示正常使用极限状态计算时采用的地基承载力和单桩承载力的值，其涵义即为在发挥正常使用功能时所允许采用的抗力设计值，以避免过去一律提“标准值”时所带来的混淆。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

3　基本规定

3.0.1　建筑地基基础设计等级是按照地基基础设计的复杂性和技术难度确定的，划分时考虑了建筑物的性质、规模、高度和体型；对地基变形的要求；场地和地基条件的复杂程度；以及由于地基问题对建筑物的安全和正常使用可能造成影响的严重程度等因素。

地基基础设计等级采用三级划分，如表 3.0.1。现对该表作如下重点说明:

在地基基础设计等级为甲级的建筑物中，30 层以上的高层建筑，不论其体型复杂与否均列入甲级，这是考虑到其高度和重量对地基承载力和变形均有较高要求，采用天然地基往往不能满足设计需要，而须考虑桩基或进行地基处理；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、结构刚度和构造变化复杂，很易出现地基不均匀变形，为使地基变形不超过建筑物的允许值，地基基础设计的复杂程度和技术难度均较大，有时需要采用多种地基和基础类型或考虑采用地基与基础和上部结构共同作用的变形分析计算来解决不均匀沉降对基础和上部结构的影响问题；大面积的多层地下建筑物存在深基坑开挖的降水、支护和对邻近建筑物可能造成严重不良影响等问题，增加了地基基础设计的复杂性，有些地面以上没有荷载或荷载很小的大面积多层地下建筑物，如地下车库、商场、运动场等还存在抗地下水浮力设计等问题；复杂地质条件下的坡上建筑物是指坡体岩土的种类、性质、产状和地下水条件变化复杂等对坡体稳定性不利的情况，此时应作坡体稳定性分析，必要时应采取整治措施；对原有工程有较大影响的新建建筑物是指在原有建筑物旁和在地铁、地下隧道、重要地下管道上或旁边新建的建筑物，当新建建筑物对原有工程影响较大时，为保证原有工程的安全和正常使用，增加了地基基础设计的复杂性和难度；场地和地基条件复杂的建筑物是指不良地质现象强烈发育的场地，如泥石流、崩塌、滑坡、岩溶土洞塌陷等，或地质环境恶劣的场地，如地下采空区、地面沉降区、地裂缝地区等，复杂地基是指地基岩土种类和性质变化很大、有古河道或暗浜分布、地基为特殊性岩土，如膨胀土、湿陷性土等、以及地下水对工程影响很大需特殊处理等情况，上述情况均增加了地基基础设计的复杂程度和技术难度。对在复杂地质条件和软土地区开挖较深的基坑工程，由于基坑支护、开挖和地下水控制等技术复杂、难度较大，也列入甲级。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 3.0.1 所列的设计等级为丙级的建筑物是指建筑场地稳定，地基岩土均匀良好、荷载分布均匀的七层及七层以下的民用建筑和一般工业建筑物以及次要的轻型建筑物。

由于情况复杂，设计时应根据建筑物和地基的具体情况参照上述说明确定地基基础的设计等级。

3.0.2 本条规定了地基设计的原则

1 各类建筑物的地基计算均应满足承载力计算的要求。

2 设计等级为甲、乙级的建筑物均应按地基变形设计，这是由于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。

3 本次修订增加了对地下水埋藏较浅，而地下室或地下构筑物存在上浮问题时，应进行抗浮验算的规定。

3.0.3 本条规定了对地基勘察的要求

1 在地基基础设计前必须进行岩土工程勘察。

2 对岩土工程勘察报告的内容作出规定。

3 对不同地基基础设计等级建筑物的地基勘察方法，测试内容提出了不同要求。

4 强调应进行施工验槽，如发现问题应进行补充勘察，以保证工程质量。

3.0.4 地基基础设计时，所采用的荷载效应最不利组合和相应的抗力限值应按下列规定:

当按地基承载力计算和地基变形计算以确定基础底面积和埋深时应采用正常使用极限状态，相应的荷载效应组合为标准组合和准永久组合。

在计算挡土墙土压力、地基和斜坡的稳定及滑坡推力时，采用承载能力极限状态荷载效应基本组合，荷载效应组合设计值 S 中荷载分项系数均为 1.0。

在根据材料性质确定基础或桩台的高度、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，应按承载能力极限状态考虑，采用荷载效应基本组合。此时，S 中包含相应的荷载分项系数。

3.0.5 荷载效应组合的设计值应按现行《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定执行。规范编制组对基础构件设计的分项系数进行了大量试算工作，对高层建筑筏板基础 5 人次 8 项工程、高耸构筑物 1 人次 2 项工程、烟囱 2 人次 8 项工程，支挡结构 5 人次 20 项工程的试算结果统计，对由永久荷载控制的荷载效应基本组合确定设计值时，综合荷载分项系数应取 1.35。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

4 地基岩土的分类及工程特性指标

4.1 岩土的分类

4.1.2～4.1.4 岩石的工程性质极为多样，差别很大，进行工程分类十分必要。89规范首先进行坚固性分类，再进行风化分类。按坚固性分为“硬质岩”和“软质岩”，列举了代表性岩石名称，以新鲜岩块的饱和单轴抗压强度30MPa为分界标准。问题在于，新鲜的未风化的岩块在现场很难取得，难以执行。另外，只分“硬质”和“软质”，也显得粗了些，而对工程最重要的是软岩和极软岩。

岩石的分类可以分为地质分类和工程分类。地质分类主要根据其地质成因，矿物成份、结构构造和风化程度，可以用地质名称加风化程度表达，如强风化花岗岩、微风化砂岩等。这对于工程的勘察设计确是十分必要的。工程分类主要根据岩体的工程性状，使工程师建立起明确的工程特性概念。地质分类是一种基本分类，工程分类应在地质分类的基础上进行，目的是为了较好地概括其工程性质，便于进行工程评价。

为此，本次修订除了规定应确定地质名称和风化程度外，增加了“岩块的坚硬程度”和“岩体的完整程度”的划分，并分别提出了定性和定量的划分标准和方法，对于可以取样试验的岩石，应尽量采用定量的方法，对于难以取样的破碎和极破碎岩石，可用附录A的定性方法，可操作性较强。岩石的坚硬程度直接和地基的强度和变形性质有关，其重要性是无疑的。岩体的完整程度反映了它的裂隙性，而裂隙性是岩体十分重要的特性，破碎岩石的强度和稳定性较完整岩石大大削弱，尤其对边坡和基坑工程更为突出。

本次修订将岩石的坚硬程度和岩体的完整程度各分五级。划分出极软岩十分重要，因为这类岩石常有特殊的工程性质，例如某些泥岩具有很高的膨胀性；泥质砂岩、全风化花岗岩等有很强的软化性(饱和单轴抗压强度可等于零)；有的第三纪砂岩遇水崩解，有流砂性质。划分出极破碎岩体也很重要，有时开挖时很硬，暴露后逐渐崩解。片岩各向异性特别显著，作为边坡极易失稳。

破碎岩石测岩块的纵波波速有时会有困难，不易准确测定，此时，岩块的纵波波速可用现场测定岩性相同但岩体完整的纵波波速代替。

4.1.6 碎石土难以取样试验，89规范用野外鉴别方法划分密实度。本次修订以重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$ 为主划分其密实度，更为客观和可靠，同时保留野外鉴别法，

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

列入附录 B。

重型圆锥动力触探在我国已有近五十年的应用经验，各地积累了大量资料。铁道部第二勘测设计院通过筛选，采用了 59 组对比数据，包括卵石、碎石、圆砾、角砾，分布在四川、广西、辽宁、甘肃等地，数据经修正(表 4.1.6-1)，统计分析了 $N_{63.5}$ 与地基承载力关系(表 4.1.6-2)。

表 4.1.6-1　　修正系数

$N_{63.5}$ / l (m)	5	10	15	20	25	30	35	40	≥50
≤2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
4	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.8	0.87	0.86	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36

注：l 为杆长。

表 4.1.6-2　　$N_{63.5}$ 与承载力的关系

$N_{63.5}$	3	4	5	6	8	10	12	14	16
σ_0(kPa)	140	170	200	240	320	400	480	540	600
$N_{63.5}$	18	20	22	24	26	28	30	35	40
σ_0(kPa)	660	720	780	830	870	900	930	970	1000

注：1. 适用的深度范围为 1～20m；

2. 表内的 $N_{63.5}$ 为经修正后的平均击数。

表 4.1.6-1 的修正，实际上是对杆长、上覆土自重压力、侧摩阻力的综合修正。

过去积累的资料基本上是 $N_{63.5}$ 与地基承载力的关系，极少与密实度有关系。考虑到碎石土的承载力主要与密实度有关，故本次修订利用了表 4.1.6-2 的数据，参考其他资料，制定了本条按 $N_{63.5}$ 划分碎石土密实度的标准。

4.1.8　关于标准贯入试验锤击数 N 值的修正问题，虽然国内外已有不少研究成果，但意见很不一致。在我国，一直用经过修正后的 N 值确定地基承载力，用不修正的 N 值判别液化。国外和我国某些地方规范，则采用有效上覆自重压力修正。因此，勘察报告首先提供未经修正的实测值，这是基本数据。然后，在应用时根据当地积累资料统计分析时的具体情况，确定是否修正和如何修正。用 N 值确定砂土密实度，

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

确定这个标准时并未经过修正，故表 4.1.8 中的 N 值为未经过修正的数值。

4.1.11 粉土的性质介于砂土和粘性土之间。砂粒含量较多的粉土，地震时可能产生液化，类似于砂土的性质。粘粒含量较多(>10%)的粉土不会液化，性质近似于粘性土。而西北一带的黄土，颗粒成分以粉粒为主，砂粒和粘粒含量都很低。因此，将粉土细分为亚类，是符合工程需要的。但目前，由于经验积累的不同和认识上的差别，尚难确定一个能被普遍接受的划分亚类标准，故本条未作划分亚类的明确规定。

4.1.13 红粘土是红土的一个亚类。红土化作用是在炎热湿润气候条件下的一种特定的化学风化成土作用。它较为确切地反映了红粘土形成的历程与环境背景。

区域地质资料表明:碳酸盐类岩石与非碳酸盐类岩石常呈互层产出，即使在碳酸盐类岩石成片分布的地区，也常见非碳酸盐类岩石夹杂其中。故将成土母岩扩大到“碳酸盐岩系出露区的岩石”。

在岩溶洼地、谷地、准平原及丘陵斜坡地带，当受片状及间歇性水流冲蚀，红粘土的土粒被带到低洼处堆积成新的土层，其颜色较未搬运者为浅，常含粗颗粒，但总体上仍保持红粘土的基本特征，而明显有别于一般的粘性土。这类土在鄂西、湘西、广西、粤北等山地丘陵区分布，还远较红粘土广泛。为了利于对这类土的认识和研究，将它划定为次生红粘土。

4.1.15～4.1.16 本次修订增加了膨胀土和湿陷性土的定义。

4.2 工程特性指标

4.2.1 静力触探、动力触探、标准贯入试验等原位测试，用于确定地基承载力，在我国已有丰富经验，可以应用，故列入本条，并强调了必须有地区经验，即当地的对比资料。同时还应注意，当地基基础设计等级为甲级和乙级时，应结合室内试验成果综合分析，不宜单独应用。

74 规范建立了土的物理力学性指标与地基承载力关系，89 规范仍保留了地基承载力表，列入附录，并在使用上加以适当限制。承载力表使用方便是其主要优点，但也存在一些问题。承载力表是用大量的试验数据，通过统计分析得到的。我国幅员广大，土质条件各异，用几张表格很难概括全国的规律。用查表法确定承载力，在大多数地区可能基本适合或偏保守，但也不排除个别地区可能不安全。此外，随着设计水平的提高和对工程质量要求的趋于严格，变形控制已是地基设计的重要原则，本规范作为国标，如仍沿用承载力表，显然已不适应当前的要求，故本次修订决定取消有关承载力表的条文和附录，勘察单位应根据试验和地区经验确定地基承载力等设计参数。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

4.2.2 工程特性指标的代表值，对于地基计算至关重要。本条明确规定了代表值的选取原则。标准值取其概率分布的 0.05 分位数；地基承载力特征值是指由载荷试验地基土压力变形关系线性变形段内不超过比例界限点的地基压力值，实际即为地基承载力的允许值。

4.2.3 载荷试验是确定岩土承载力的主要方法，89 规范列入了浅层平板载荷试验。考虑到浅层平板载荷试验不能解决深层土的问题，故本次修订增加了深层载荷试验的规定。这种方法已积累了一定经验，为了统一操作，将其试验要点列入了本规范的附录 D。

4.2.4 采用三轴剪切试验测定土的抗剪强度，是国际上常规的方法。优点是受力条件明确，可以控制排水条件，既可用于总应力法，也可用于有效应力法；缺点是对取样和试验操作要求较高，土质不均时试验成果不理想。相比之下，直剪试验虽然简便，但受力条件复杂，无法控制排水，故本次修订推荐三轴试验。鉴于多数工程施工速度快，较接近于不固结不排水剪条件，故本规范推荐 *UU* 试验。而且，用 *UU* 试验成果计算，一般比较安全。但预压固结的地基，应采用固结不排水剪。进行 *UU* 试验时，宜在土的有效自重压力下预固结，更符合实际。

室内试验确定土的抗剪强度指标影响因素很多，包括土的分层合理性、土样均匀性、操作水平等，某些情况下使试验结果的变异系数较大，这时应分析原因，增加试验组数，合理取值。

4.2.5 土的压缩性指标是建筑物沉降计算的依据。为了与沉降计算的受力条件一致，本次修订时强调了施加的最大压力应超过土的有效自重压力与预计的附加压力之和，并取与实际工程相同的压力段计算变形参数。

考虑土的应力历史进行沉降计算的方法，注意了欠压密土在土的自重压力下的继续压密和超压密土的卸载回弹再压缩，比较符合实际情况，是国际上常用的方法。本次修订时增加了通过高压固结试验测定有关参数的规定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

5 地基计算

5.1 基础埋置深度

5.1.3 除岩石地基外，位于天然土质地基上的高层建筑筏形或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。

本条给出的抗震设防区内的高层建筑筏形和箱形基础埋深不宜小于建筑物高度的 1/15，是基于工程实践和科研成果。北京市勘察设计研究院张在明等在分析北京八度抗震设防区内高层建筑地基整体稳定性与基础埋深的关系时，以二幢分别为 15 层和 25 层的建筑，考虑了地震作用和地基的种种不利因素，用圆弧滑动面法进行分析，其结论是:从地基稳定的角度考虑，当 25 层建筑物的基础埋深为 1.8m 时，其稳定安全系数为 1.44，如埋深为 3.8m(1/17.8)时，则安全系数达到 1.64。对位于岩石地基上的高层建筑筏形和箱形基础，其埋置深度应根据抗滑移的要求来确定。

5.1.6 地基土的冻胀性分类

土的冻胀性分类基本上与 GBJ7-89 中的一致，仅对下列几个内容进行了修改。

1 增加了特强冻胀土一档。因原分类表中当冻胀率 η 大于 6%时为强冻胀，在实际的冻胀性地基土中 η 不小于 20%的并不少见，由不冻胀到强冻胀划分的很密，而强冻胀之后再不细分，显得太粗，有些在冻胀的过程中出现的力学指标如土的冻胀应力，切向冻胀力等，变化范围太大。因此，本规范作相应改动，增加了 η 大于 12%特强冻胀土一档。

2 在粗颗粒土中的细粒土含量(填充土)，超过某一定的数值时如 40%，其冻胀性可按所填充之物的冻胀性考虑。

当高塑性粘土如塑性指数 I_p 不小于 22 时，土的渗透性下降，影响其冻胀性的大小，所以考虑冻胀性下降一级。当土层中的粘粒(粒径小于 0.005mm)含量大于 60%，可看成为不透水的土，此时的地基土为不冻胀土。

3 近十几年内国内某些单位对季节冻土层地下水补给高度的研究做了很多工作，见表 5.1-1、表 5.1-2、表 5.1-3、表 5.1-4。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.1-1　　土壤毛管水上升高度与冻深、冻胀的比较*

项目 / 土壤类别	毛管水上升高度 (mm)	冻深速率变化点距地下水位的高度 (mm)	明显冻胀层距地下水位的高度 (mm)
重壤土	1500～2000	1300	1200
轻壤土	1000～1500	1000	1000
细　砂	＜500	—	400

＊ 王希尧　不同地下水埋深和不同土壤条件下冻结和冻胀试验研究《冰川冻土》1980.3。

表 5.1-2　　无冻胀层距离潜水位的高度*

土壤类别	重壤	轻壤	细砂	粗砂
无冻胀层距离潜水位的高度(mm)	1600	1200	600	400

＊ 王希尧　浅潜水对冻胀及其层次分布的影响《冰川冻土》1982.2。

表 5.1-3　　地下水位对冻胀影响程度*

土　类	地下水距冻结线的距离 z(m)				
亚粘土	z＞2.5	2.0＜z＜2.5	1.5＜z＜2.0	1.2＜z＜1.5	z＜1.2
亚砂土	z＞2.0	1.5＜z＜2.0	1.0＜z＜1.5	0.5＜z＜1.0	Z＜0.5
砂性土	z＞1.0	0.7＜z＜1.0	0.5＜z＜0.7	z＜0.5	—
粗　砂	z＞1.0	0.5＜z＜1.0	z＜0.5	—	—
冻胀类别	不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀

＊ 童长江等　切向冻胀力的设计值　科学院冰川所　大庆油田设计院 1986.7

表 5.1-4　　冻胀分类地下水界线值*

地下水位(m) 土层名 / 冻胀分类		不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀
粘性土	计算值	1.87	1.21	0.93	0.45	＜0.45
	推荐值	＞2.00	＞1.5	＞1.0	＞0.5	＜0.5
细　砂	计算值	0.87	0.54	0.33	0.06	＜0.06
	推荐值	＞1.0	＞0.6	＞0.4	＞0.1	＜0.1

＊　戴惠民　王兴隆　季冻区公路桥涵地基土冻胀与基础埋深的研究
黑龙江省交通科学研究所 1989.5

根据上述研究成果，以及专题研究“粘性土地基冻胀性判别的可靠性”，将季节冻土的冻胀性分类表中冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 h_0 作了部分调整，其中粉砂列由 1.5m 改为 1.0m；粉土列由 2.0m 改为 1.5m；粘性土列中当 ω 大于 ω_p+9 后，改成大于 ω_p+15 为特强冻胀土。

4　冻结深度与冻层厚度两个概念容易混淆，对不冻胀土二者相同，但对冻胀土，尤其强冻胀以上的土，二者相差颇大。计算冻层厚度时，自然地面是随冻胀量的加

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

大而逐渐上抬的，设计基础埋深时所需的冻深值是自冻前原自然地面算起的，它等于冻层厚度减去冻胀量，特此强调引起注意。

5.1.7 冻深影响系数中的φ_{zs}、φ_{zw}及φ_{ze}

影响冻深的因素很多，最主要的是气温，除此之外尚有季节冻结层附近的地质(岩性)条件，水分状况以及环境特征等等。在上述诸因素中，除山区外，只有气温属地理性指标，其他一些因素，在平面分布上都是彼此独立的，带有随机性，各自的变化无规律，有些地方的变化还是相当大的，它们属局部性指标，局部性指标用小比例尺的全国分布图来表示，不合适。例如哈尔滨郊区有一个高陡坡，水平距离不过十余米，坡上土的含水量小，地下水位低，冻深约 1.9m，而坡下地下水位高，土的含水量大，属特强冻胀土，历年冻深不超过 1.5m。这种情况在冻深图中是无法表示清楚的，也不可能表示清楚。

附录 G《中国季节性冻土标准冻深线图》应该理解为在标准条件下取得的，该标准条件即为标准冻深的定义:地下水位与冻结锋面之间的距离大于 2m，非冻胀粘性土，地表平坦、裸露，城市之外的空旷场地中，多年实测(不少于十年)最大冻深的平均值。冻深的影响系数有土质系数，湿度系数，环境系数和地形系数等。

土质对冻深的影响是众所周知的，因岩性不同其热物理参数也不同，粗颗粒土的导热系数比细颗粒土的大。因此，当其他条件一致时，粗颗粒土比细颗粒土的冻深大，砂类土的冻深比粘性土的大。我国对这方面问题的实测数据不多、不系统，苏联 74 年和 83 年设计规范《房屋及建筑物地基》中有明确规定，本规范采纳了他们的数据。

土的含水量和地下水位对冻深也有明显的影响，我国东北地区做了不少工作，这里将土中水分与地下水位都用土的冻胀性表示(见本规范附录 G 中土的冻胀性分类表)，水分(湿度)对冻深的影响系数见表 5.1-5。因土中水在相变时要放出大量的潜热，所以含水量越多，地下水位越高(冻结时向上迁移)，参与相交的水量就越多，放出的潜热也就越多，由于冻胀土冻结的过程也是放热的过程，放热在某种程度上减缓了冻深的发展速度，因此冻深相对变浅。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.1-5　　水分对冻深的影响系数(含水量、地下水位)

资料出处	不冻胀	弱冻胀	冻　胀	强冻胀	特强冻胀
黑龙江低温所(闫家岗站)	1.00	1.00	0.90	0.85	0.80
黑龙江低温所(龙凤站)	1.00	0.90	0.80	0.80	0.77
大庆油田设计院(让胡路站)	1.00	0.95	0.90	0.85	0.75
黑龙江交通所(庆安站)	1.00	0.95	0.90	0.85	0.75
推　荐　值	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80

注：土的含水量与地下水位深度都含在土的冻胀性中，参见土的冻胀性分类表。

坡度和坡向对冻深也有一定的影响，因坡向不同，接收日照的时间有长有短，得到的辐射热有多有少，向阳坡的冻深最小，背阴坡的冻深最大。坡度的大小也有很大关系，同是向阳坡，坡度大者阳光光线的入射角相对较小，单位面积上的光照强度变大，接受的辐射热量就多，前苏联《普通冻土学》中给出了坡向对融化深度的影响系数。但是有关这方面的定量实测资料很少，坡度界限不好确定，因此本规范暂不考虑。

城市的气温高于郊外，这种现象在气象学中称为城市的“热岛效应”。城市里的辐射受热状况改变了(深色的沥青屋顶及路面吸收大量阳光)，高耸的建筑物吸收更多的阳光，各种建筑材料的热容量和传热量大于松土。据计算，城市接受的太阳辐射量比郊外高出 10%～30%，城市建筑物和路面传送热量的速度比郊外湿润的砂质土快 3 倍，工业设施排烟、放气、交通车辆排放尾气，人为活动等都放出很多热量，加之建筑群集中，风小对流差等，使周围气温升高。

目前无论国际还是国内对城市气候的研究越来越重视，该项研究已列入国家基金资助课题，对北京、上海、沈阳等十个城市进行了重点研究，已取得一批阶段成果。根据国家气象局气象科学研究院气候所和中国科学院、国家计委北京地理研究所气候室的专家提供的数据，经过整理列于表 5.1-6 中。“热岛效应”是一个比较复杂的问题，和城市人口数量，人口密度，年平均气温、风速、阴雨天气等诸多因素有关。根据观测资料与专家意见，作如下规定:20～50 万人口的城市(市区)，只按近郊考虑 0.95 的影响系数，50～100 万人口的城市，只按市区考虑 0.90 的系数，大于 100 万的，除考虑市区外，还可扩大考虑 5km 范围内的近郊区。此处所说的城市(市区)是指市民居住集中的市区，不包括郊区和市属县、镇。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.1-6　　“热岛效应”对冻深的影响

城　市	北　京	兰　州	沈　阳	乌鲁木齐
市区冻深 / 远郊冻深	52%	80%	85%	93%
规范推荐值	市区 0.90	近郊 0.95	村镇 1.00	

关于冻深的取值，尽量应用当地的实测资料，要注意个别年份挖探一个、两个数据不能算实测数据，多年实测资料(不少于十年)的平均值才为实测数据(个体不能代表均值)。

5.1.8　按双层地基计算模型对基底下允许冻土层最大厚度 h_{max} 的计算:

残留冻土层的确定只是根据自然场地的冻胀变形规律，没有考虑基础荷重的作用与土中应力对冻胀的影响，或者说地基土的冻胀变形与其上有无建筑物无关，与其上的荷载大小无关。例如，单层的平房与十几层高的住宅楼在按残留冻土层进行基础埋深的设计时，将得出相同的残留冻土层厚度，具有同一埋深，这显然是不够合理的。

本规范所采用的方法是以弹性层状空间半无限体力学的理论为基础的，在一般情况下(非冻结季节)地基土是单层的均质介质，而在季节冻土冻结期间则变成了含有冻土和未冻土两层的非均质介质，即双层地基，在融化过程中又变成了融土—冻土—未冻土的三层地基。

地基土在冻结之前由附加荷载引起的附加应力的分布是属于均质(单层)的，当冻深发展到浅基础底面以下，由于已冻土的力学特征参数与未冻土的差别较大而变成了两层。如果地基土是非冻胀性的，虽然地基已变成两层，但地基中原有的附加应力分布则仍保持着固有的单层的形式，若地基属于冻胀性土时，随着冻胀力的产生和不断增大，地基中的附加应力则进行着一系列变化，即重分配，冻胀力发展增大的过程，也是附加应力重分配的过程。

凡是基础埋置在冻深范围之内的建(构)筑物，其荷载都是较小的(因如果荷载较大，埋深浅了则不能满足变形和稳定的要求)，一般都应用均质直线变形体的弹性理论计算土中应力，土冻结之后的力学指标大大提高了，可以用双层空间半无限直线变形体理论来分析地基中的应力。

季节冻结层在冬季，土的负温度沿深度的分布，当冻层厚度不超过最大冻深的 3/4 时，即负气温在翌年入春回升之前可看成直线关系。根据黑龙江省寒地建筑科学研究院在哈尔滨和大庆两地冻土站(冻深在两米左右地区)实测的竖向平均温度梯度，可近似地用 0.1℃/cm 表示，地下各点负温度的绝对值可用下式计算:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

筑 龙 网 www.sinoaec.co

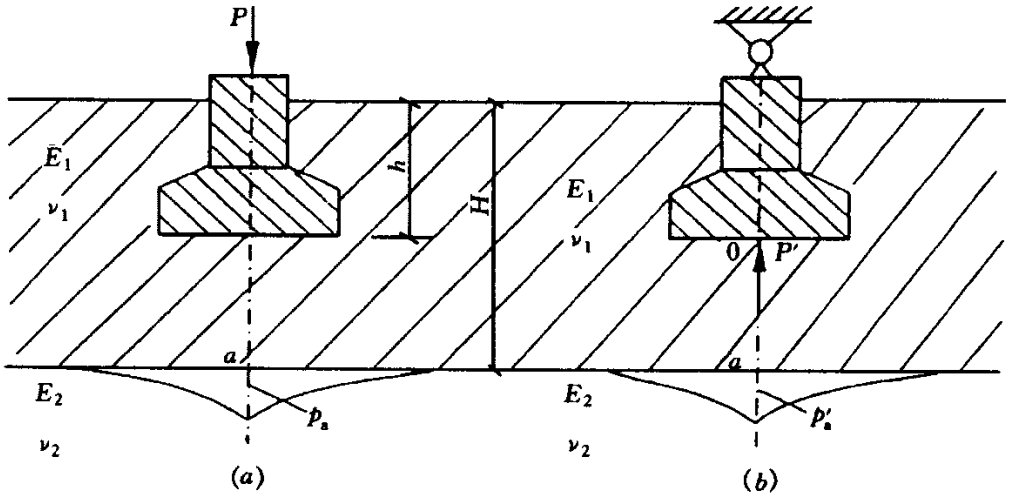


图 5.1-2　地基土的冻胀应力示意

***a*）由附加荷载作用在冻土地基上；*b*）由冻胀应力作用在基础上**

土的冻胀应力是这样得到的，如图 5.1-2 所示，图 5.1—2*a* 为一基础放置在冻土层内，设计冻深为 H，基础埋深为 h，冻土层的变形模量、泊松比为 E_1、ν_1，下卧不冻土层的为 E_2、ν_2 均为已知，图 5.1—2b 所示的地基与基础，其所有情况与图 5.1—2*a* 完全相同，二者所不同之处在于图 5.1—2*a* 为作用力 P 施加在基础上，地基内 a 点产生应力 p_a，图 5.1—2*b* 为基础固定不动，由于冻土层膨胀对基础产生一力 P'，引起地基内 a 点的应力为 p'_a，在界面上的冻胀应力按约束程度的不同有一定的分布规律。如果 $P'=P$ 时，则 $p'_a=p_a$，由于地基基础所组成的受力系统与大小完全相同，则地基和基础的应力状态也完全一致。换句话说，由 P 引起的在冻结界面上附加应力的大小和分布完全相同于产生冻胀力 P' (=P)时在冻结界面上冻胀应力的分布和大小，所以求冻胀应力的过程与求附加应力的过程是相同的。也可将附加应力看成冻胀应力的反作用力。

黑龙江省寒地建筑科学研究院于哈尔滨市郊的闫家岗冻土站中，在四个不同冻胀性的场地上进行了法向冻胀力的观测，正方形基础尺寸 A=0.5m^2，冻层厚度为 1.5～1.8m，基础埋深为零，四个场地的冻胀率 η 分别为 η_1=23.5%，η_2=16.4%，η_3=8.3%，η_4=2.5%。

由于在试验冻胀力的过程中基础有 20～30mm 的上抬量，法向冻胀力有一定的松弛，因此，在测得力值的基础上再增加 50%。形成“土的冻胀应力曲线”素材的情况是，冻胀率 η=20%，最大冻深 H=1.5m，基础面积 A=0.5m^2，则冻胀力达到 1000kN，相当 2000kPa，这样大的冻胀力用在工程上有一定的可靠性。

根据基础底面之下的冻层厚度 h 与基础尺寸，查双层地基的应力系数图表，就可容易地求出在该时刻冻胀应力 σ_{fh} 的大小。将不同冻胀率条件下和不同深度处得出

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

的冻胀应力画在一张图上便获得土的冻胀应力曲线。在求基础埋深的过程中，传到基础上的荷载只计算上部结构的自重，临时性的活荷载不能计入，如剧院、电影院的观众厅，在有演出节目时座无虚席，但散场以后空无一人，当夜间基土冻胀时活荷载根本就不存在。另如学校的教室，在严冬放寒假，正值冻胀严重的时令，学生却都回家去，也是空的了，等等。因此，在计算平衡冻胀力的附加荷载时，只计算实际存在的(墙体扣除门窗洞)结构自重，尚应乘以一个小于 1 的荷载系数(如 0.9)，考虑偶然最不利的情况。

基础底面处的接触附加压力可以算出，冻层厚度发展到任一深度处的应力系数可以查到，基底附加压力乘以应力系数即为该截面上的附加应力。然后寻求小于或等于附加应力的冻胀应力，这种截面所在的深度减去应力系数所对应的冻层厚度即为所求的基础的最小埋深，在这一深度上由于向下的附加应力已经把向上的冻胀应力给平衡了，即压住了，肯定不会出现冻胀变形，所以是安全的。

5.1.9 防切向冻胀力的措施

降低或消除切向冻胀力的措施很多，诸如:基侧保温法、基侧换土法、改良水土条件法、人工盐渍化法、使土颗粒聚集或分散法、憎水处理法以及基础锚固法等等。这些方法中有的不太经济，有的不能耐久，有的施工不便，还有的会遗留副作用。寻求效果显著、施工简便、造价低廉的防切向冻胀力的措施仍是必要的。本文提出了大家早已知晓，并经过试验确认有效的两个切向冻胀力的防治措施。

1 基侧填砂

用基侧填砂来减小或消除切向冻胀力，许多文献都有简单提及，但是填砂的适用范围、填砂的最小厚度等都没详述，也未曾见有关直接论述的研究报导。对此，我们进行了专题研究。

众所周知，无粘性粗颗粒土(砂类土)的抗剪强度 τ_f 为

$$\tau_f = \sigma \tan\varphi \qquad (5.1\text{-}4)$$

式中 τ_f—砂类土的抗剪强度(kPa)；

σ—作用于剪切面上的法向压力(kPa)；

φ—土的内摩擦角(°)。

砂土的抗剪强度数值与剪切面上的法向压力呈线性关系，当土的内摩擦角一定时，法向压力越大抗剪强度越高，法向压力越小，抗剪强度越低，当法向压力为零时，其抗剪强度接近于零。地基土在冻结膨胀时所产生的冻胀力通过土与基础冻结在一起的剪切面传递切向冻胀力，砂类土的持水能力很小，当砂土处在地下水位之上时，不但为非饱和土而且含水量很小，其力学性能接近于非冻结的干砂，称松散

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

冻土，所以砂土与土和砂土与基础侧表面冻结在一起的冻结强度就是砂类土的抗剪强度。剪切面上的抗剪强度越高，可传递较大的切向冻胀力，抗剪强度较小时只能产生有限的力值，当抗剪强度为零时，则切向冻胀力也就不存在了。

基础施工完成后回填基坑时在基侧外表(采暖建筑)或两侧(非采暖建筑)填入厚度不小于 10cm 的中、粗砂，在这种情况下砂土所受到的压力为静止土压力，p_0 为作用在基侧填砂表面下任意深度 z 处的静止土压力强度，按下式计算:

$$p_0=k_0\,\gamma z \qquad (5.1\text{-}5)$$

式中 k_0—侧压力系数；

γ—砂土的重力密度(kN/m^3)；

z—自地表算起破土的深度(m)。

由公式可见，静止土压力强度沿深度呈三角形分布，上部(因此处的冻胀量最大)，由于侧压力不大其抗剪强度低而很小，在下部土的冻胀量较小，因其侧压力偏大抗剪强度反而较高。

冻胀性地基土在开始冻结时就产生冻胀，冻胀的结果不单向上膨胀，沿水平方向照样也膨胀，膨胀的结果产生水平冻胀力，反应在基侧回填砂层上为正压力，使其抗剪强度具有某一较高的数值，当气温下降到一定程度，如－5℃之后，冻胀性较强的粉质粘土已越过剧烈相变区，土中的未冻水含量已很少，随着时间的推移，土温的继续下降，原先已经冻胀了的地基土开始收缩，收缩的结果减少了水平冻胀压力数值，气温再度降低，地温也相应下降，地基土继续冷缩，这样随着冬季的降温连续过程，地基土收缩的演变是由压力减小到零，再由零发展到拉力，当拉应力超过抗拉强度极限时便出现裂缝。基侧填砂层的抗剪强度由大变小，由小到零，地基土的水平压力为零时，其抗剪强度就不存在了。后来发展到开裂，切向冻胀力就更不能产生了。

在冬季细心观察，很容易发现大地的寒冻裂缝及在基础外侧墙边有裂缝存在，一般都较深和较宽，尤其采暖房屋的条形基础外侧更明显。

在闫家岗冻土站进行了毛石条形基础基侧填砂的试验观测，场地的地下水位距冻结线 1～2m，毛石条形基础的埋深为 1.5m，当地最大冻深为 1.35m，地基土冻胀率为 15%左右的特强冻胀土，基础宽 50cm，其长为 1.5m(见图 5.1-3)，基础四周回填了中、粗砂，其中一个基础砂层的厚度为 20cm，另一个砂层的厚度为 10cm，基础上部用红砖干砌 1.4m 高，代替少许的结构自重。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

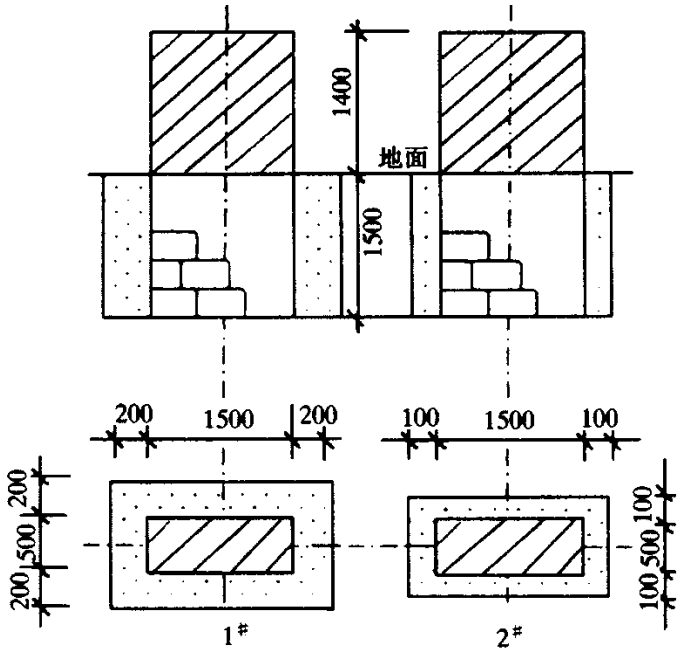


图 5.1-3　毛石条形基础试验简图

本试验连续观测了三年，1994—1995 年度的试验结果见图 5.1-4、图 5.1-5，由此可见，尽管基侧回填砂层仅有 10cm，毛石基础表面还很粗糙，又处在特强冻胀土中，就这样仍没有冻胀量出现。

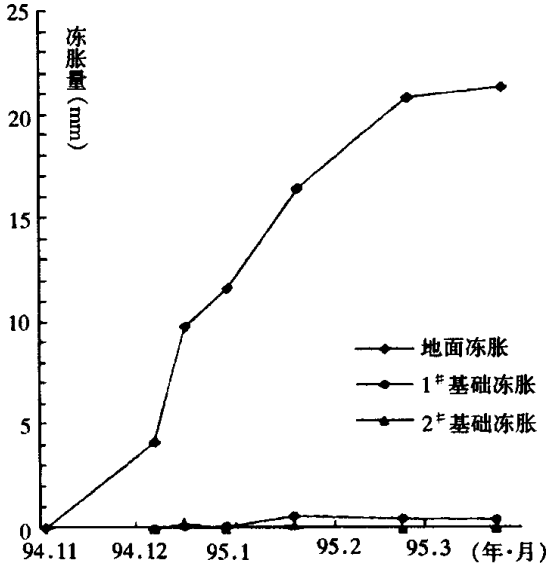


图 5.1-4　冻胀量观测曲线

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

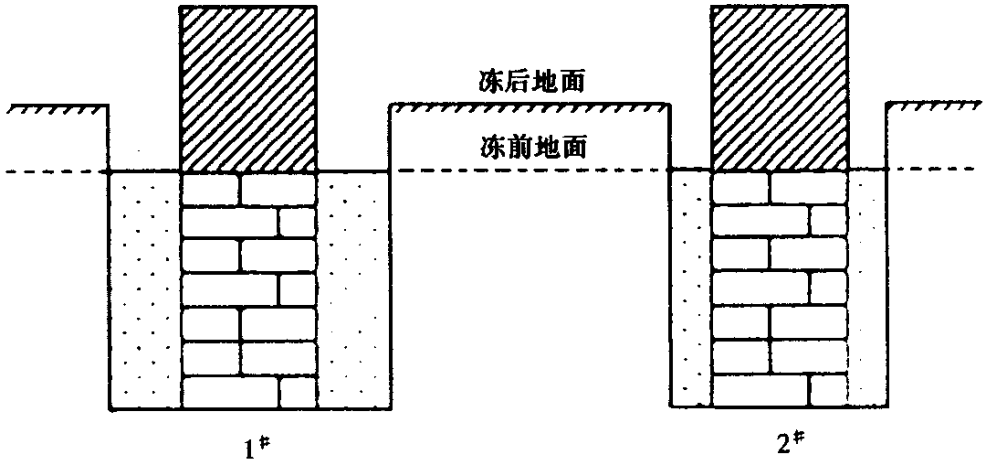


图 5.1-5　地基土冻胀后的情况

用基侧填砂来防止切向冻胀力是一个既简便又经济的好办法，但它仅适用于地下水位之上，如果所填之砂达到饱和或含泥量过多，在冻结时与土与基础坚固地冻结在一起有较高的冻结强度就会失效。施工时必须保证不小于 10cm 的厚度，才安全可靠。

2　斜面基础

关于其截面为上小下大斜面基础防切向冻胀力的问题早有简单地报导，但都认为它是锚固基础的一种，即用下部基础断面中的扩大部分来阻止切向冻胀力将基础抬起，类似于带扩大板的自锚式基础。国际冻土力学著名学者俄罗斯的 B・O・奥尔洛夫教授等人认为基础斜边的倾角 β 仅有 2～3° 即可解决问题。这种作用对将基础埋设在冻层之内的浅基础毫无意义，因它没有伸入冻层之下起锚固作用的部分。再者，没有配置受拉钢筋的一般基础，也无法承受由切向冻胀力作用所产生的上拔力。

我们在各种不同冻胀率、包括 15%左右的特强冻胀土的场地上进行了多种倾斜角多年度的观测试验。从试验结果上看土与基础作用的相互关系中，所表现出的并不像上述提及“对切向冻胀力起阻止的自锚作用”。现分析斜面的受力情况。取一单位长度截面为正梯形的钢筋混疑土条形基础埋置在冻胀性土的地基中，斜面基础的底角为 a，将冻层内的地基土分成 n 层，每层的高度为 Δh，并认为冻胀只在温度为零度的冻结界面一次完成，当温度继续降低不再膨胀反而出现冷缩。

在冬初当第一层土冻结时，土产生冻胀，并同时出现两个方向膨胀:沿水平方向膨胀基础受一水平作用力 H_1；垂直向上膨胀基础受一作用力 V_1。V_1 可分解成两个分力，即沿基础斜边的 τ_{12} 和沿基础斜边法线方向的 N_{12}，τ_{12} 即是由于土有向上膨胀趋势对基础施加的切向冻胀力，N_{12} 是由于土有向上膨胀的趋势对基础斜边法线方向作用的拉应力。水平冻胀力 H_1 也可分解成两个分力，其一是 τ_{11}，其二是 N_{11}，τ_{11}

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

是由于水平冻胀力的作用施加在基础斜边上的切向冻胀力，N_{11} 则是由于水平冻胀力作用施加在基础斜边上的正压力(见图 5.1-6 受力分布图)。此时，第一层土作用于基侧的切向冻胀力为 $\tau_1=\tau_{11}+\tau_{12}$。正压力 $N_1=N_{11}-N_{12}$。由于 N_{12} 为正拉力，它的存在将降低基侧受到的正压力数值。当冻结界面发展到第二层土时，除第一层的原受力不变之外又叠加了第二层土冻胀时对第一层的作用，由于第二层土冻胀时受到第一层的约束，使第一层土对基侧的切向冻胀力增加至 $\tau_1=\tau_{11}+\tau_{12}+\tau_{22}$，而且当冻结第二层土时第一层土所处位置的土温又有所降低，土在产生水平冻胀后出现冷缩，令冻土层的冷缩拉力为 Nc，此时正压力为 $N_1=N_{11}-N_{12}-N_c$。当冻层发展到第三层土时，第一、二层重又出现一次上述现象。

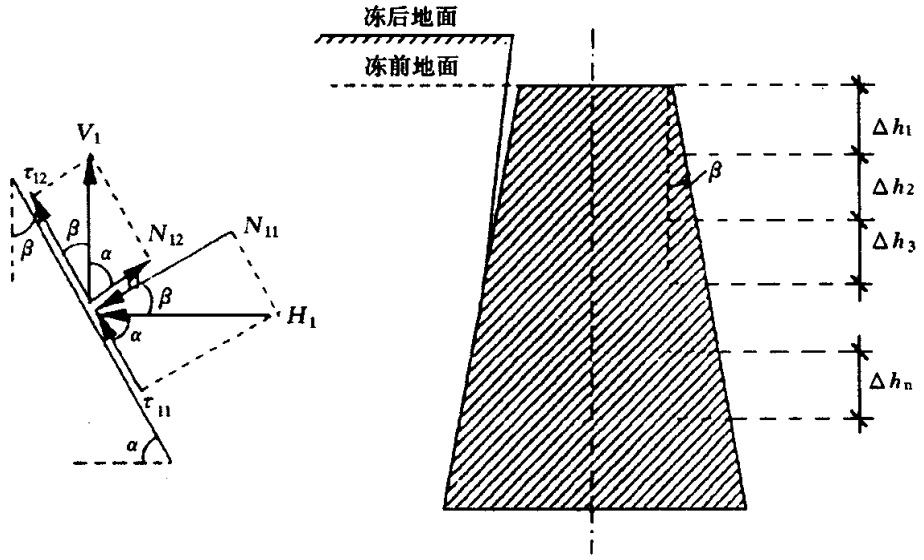


图 5.1-6　斜面基础基侧受力分布图

由以上分析可以看出，某层的切向冻胀力随冻深的发展而逐步增加，而该层位置基础斜面上受到的冻胀压应力随冻深的发展数值逐渐变小，当冻深发展到第 n 层，第一层的切向冻胀力超过基侧与土的冻结强度时，基础便与冻土产生相对位移，切向冻胀力不再增加而下滑，出现卸载现象。N_1 由一开始冻结产生较大的压应力，随着冻深向下发展、土温的降低、下层土的冻胀等作用，拉应力分量在不断地增长，当达到一定程度，N_1 由压力变成拉力，所以当达到抗拉强度极限时，基侧与土将开裂，由于冻土的受拉呈脆性破坏，一旦开裂很快沿基侧向下延伸扩展，这一开裂，使基础与基侧土之间产生空隙，切向冻胀力也就不复存在了。

应该说明的是，在冻胀土层范围之内的基础扩大部分根本起不到锚固作用，因在上层冻胀时基础下部所出现的锚固力，等冻深发展到该层时，随着该层的冻胀而消失了，只有处在下部未冻土中基础的扩大部分才起锚固作用，但我们所说的浅埋基础根本不存在这一伸入未冻土层中的部分。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

在闫家岗冻土站不同冻胀性土的场地上进行了多组方锥形(截头锥)桩基础的多年观测，观测结果表明，当β角大于等于 9° 时，基础即是稳定的，见图 5.1-7。基础稳定的原因不是由于切向冻胀力被下部扩大部分给锚住，而是由于在倾斜表面上出现拉力分量与冷缩分量叠加之后的开裂，切向冻胀力退出工作所造成的，见图 5.1-8 的试验结果。

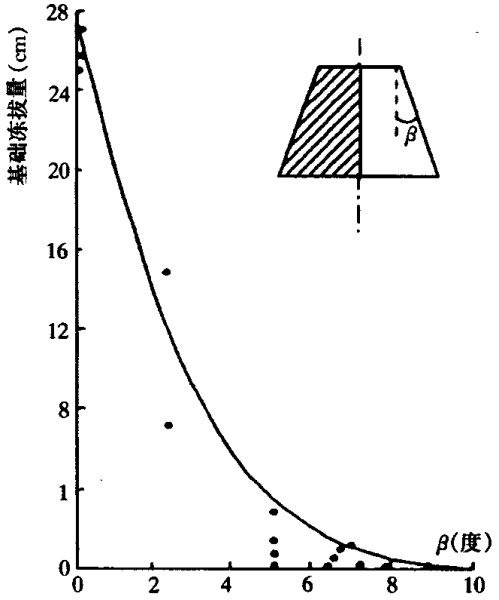


图 5.1-7　斜面基础的抗冻拔试验

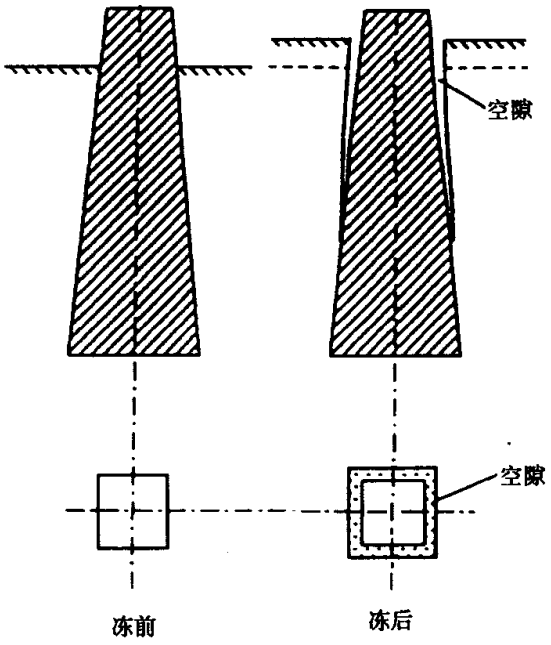


图 5.1-8　斜面基础的防冻胀试验

用斜面基础防切向冻胀力具有如下特点:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

1 在冻胀作用下基础受力明确，技术可靠。当其倾斜角 β 大于等于 9° 时，将不会出现因切向冻胀力作用而导致的冻害事故发生；

2 不但可以在地下水位之上，也可在地下水位之下应用；

3 耐久性好，在反复冻融作用下防冻胀效果不变；

4 不用任何防冻胀材料就可解决切向冻胀问题。

该种基础施工时较常规基础相比稍有麻烦，当基础侧面较粗糙时，可用水泥砂浆将基础侧面抹平。

5.2 承载力计算

5.2.4 本次修订在表 5.2.4 中，增加了质量控制严格的大面积压实填土地基，采用深度修正后的地基承载力特征值设计时，对于压实系数大于 0.95、粘粒含量 $\rho_c \geqslant 10\%$ 的粉土 η_d 取 1.5；对于最大干密度大于 2.1t/m^3 的级配砂石 η_d 取 2.0；其他人工填土地基 η_d 取 1.0。

目前建筑工程大量存在着主裙楼一体的结构，对于主体结构地基承载力的深度修正，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两倍时，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。

5.2.5 根据土的抗剪强度指标确定地基承载力的计算公式，条件原为均布压力。当受到较大的水平荷载而使合力的偏心距过大时，地基反力分布将很不均匀，根据规范要求 $p_{kmax} \leqslant 1.2f_a$ 的条件，将计算公式增加一个限制条件为:当偏心距 $e \leqslant 0.033b$ 时，可用该式计算。相应式中的抗剪强度指标 c、φ，要求采用附录 E 求出的标准值。

5.2.6 岩石地基的承载力一般较土高得多。本条规定:“用岩基载荷试验方法确定”。但对完整、较完整和较破碎的岩体可以取样试验时，可以根据饱和单轴抗压强度标准值，乘以折减系数确定地基承载力特征值。

关键问题是如何确定折减系数。岩石饱和单轴抗压强度与地基承载力之间的不同在于:第一，抗压强度试验时，岩石试件处于无侧限的单轴受力状态；而地基承载力则处于有围压的三轴应力状态。如果地基是完整的，则后者远远高于前者。第二，岩块强度与岩体强度是不同的，原因在于岩体中存在或多或少，或宽或窄，或显或隐的裂隙，这些裂隙不同程度地降低了地基的承载力。显然，越完整，折减越少；越破碎，折减越多。由于情况复杂，折减系数的取值原则上由地区经验确定，无经验时，按岩体的完整程度，给出了一个范围值。经试算和与已有的经验对比，条文给出的折减系数是安全的。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

至于“破碎”和“极破碎”的岩石地基，因无法取样试验，故不能用该法确定地基承载力特征值。

岩样试验中，尺寸效应是一个不可忽视的因素。本规范规定试件尺寸为 ϕ50×100mm。

5.2.7 74 版规范中规定了矩形基础和条形基础下的地基压力扩散角(压力扩散线与垂直线的夹角)，一般取 22°，当土层为密实的碎石土，密实的砾砂、粗砂、中砂以及老粘土时，取 30°。当基础底面至软弱下卧层顶面以上的土层厚度小于或等于 1/4 基础宽度时，可按 0°计算。

双层土的压力扩散作用有理论解，但缺乏试验证明，在 1972 年开始编制地基规范时主要根据理论解及仅有的一个由四川省科研所提供的现场载荷试验。为慎重起见，提出了上述的应用条件。在修订规范 89 版时，由天津市建研所进行了大批室内模型试验及三组野外试验，得到一批数据。由于试验局限在基宽与硬层厚度相同的条件，对于大家希望解决的较薄硬土层的扩散作用只有借诸理论公式探求其合理应用范围了。以下就修改补充部分中两方面进行说明。

(一)硬层土厚度 z 等于基宽 b 时，硬层的压力扩散角试验。

天津建研所的试验共 16 组，其中野外载荷试验两组，室内模型试验 14 组，试验中进行了软层顶面处的压力测量。

试验所选用的材料，室内为粉质粘土、淤泥质粘土，用人工制备。野外用煤球灰及石屑。双层土的刚度指标用 $a=E_{s1}/E_{s2}$ 控制，分别取 a=2、4、5、6 等。模型基宽为 360 及 200mm 两种，现场压板宽度为 1410mm。

现场试验下卧层为煤球灰，变形模量为 2.2MPa，极限荷载 60kPa，按 s=0.015b ≈21.1mm 时所对应的压力仅仅为 40kPa。(图 5.2-1，曲线 1)。上层硬土为振密煤球灰及振密石屑，其变形模量为 10.4 及 12.7MPa，这两组试验 a=5、6，从图 5.2-1 曲线中可明显看到:当 $z=b$ 时，a=5、6 的硬层有明显的压力扩散作用，曲线 2 所反映的承载力为曲线 1 的 3.5 倍，曲线 3 所反映的承载力为曲线 1 的 4.25 倍。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

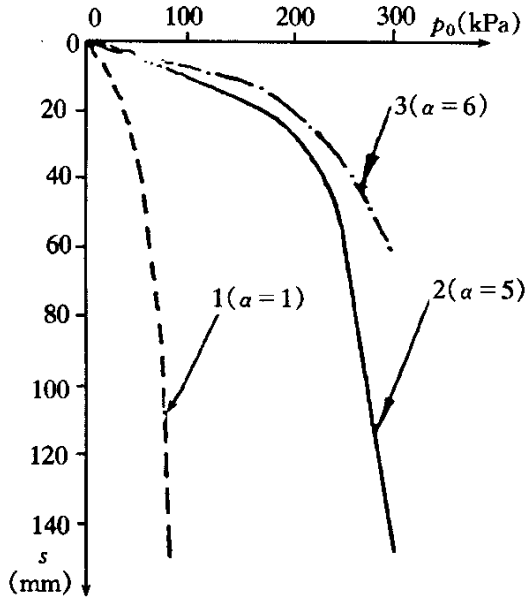


图 5.2-1　现场载荷试验 p-s 曲线

1—原有煤球灰地基；2—振密煤球灰地基；
3—振密土石屑地基

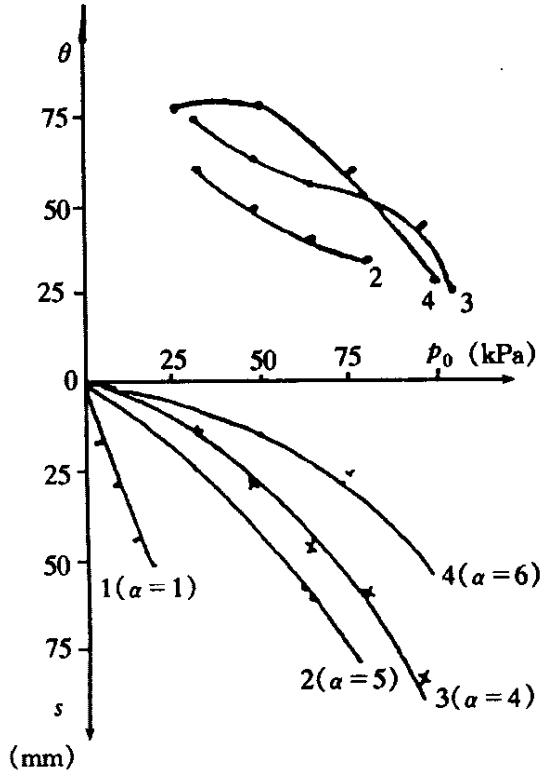


图 5.2-2　室内模型试验 p-s 曲线 p-θ 曲线

注：$\alpha=2.4$ 时，下层土模量为 4.0MPa

$\alpha=6$ 时，下层土模量为 2.9MPa

室内模型试验:硬层为标准砂，e=0.66，E_s=11.6～14.8MPa；下卧软层分别选用流

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

塑状粉质粘土，变形模量在 4MPa 左右；淤泥质土、变形模量为 2.5MPa 左右。从载荷试验曲线上很难找到这两类土的比例界线值，如图 5.2-2，曲线 1 流塑状粉质粘土 s=50mm 时的强度仅 20kPa。作为双层地基，当 a=2，s=50mm 时的强度为 56kPa(曲线 2)，a=4 时为 70kPa(曲线 3)，a=6 时为 96kPa(曲线 4)。虽然按同一下沉量来确定强度是欠妥的，但可反映垫层的扩散作用，说明 θ 值愈大，压力扩散的效果愈显著。

关于硬层压力扩散角的确定一般有两种方法，一种是取承载力比值倒算 θ 角，另一种是采用实测压力比值，天津建研所采用后一种方法，取软层顶三个压力实测平均值作为扩散到软层上的压力值，然后按扩散角公式求 θ 值。

从图 5.2-2 中 θ—p_0 曲线上按实测压力求出的 θ 角随荷载增加迅速降低，到硬土层出现开裂后降到最低值。(图 5.2-2)。

根据平面模型实测压力计算的 θ 值分别为:a=4 时，θ= 24.67°；a=5 时，θ=26.98°；a=6 时，θ=27.31° 均小于 30°。而直观的破裂角却为 30°(图 5.2—3)。

现场载荷试验实测压力值见表 5.2—1。

表 5.2-1　　现场实测压力

载荷板下压力 p_0(kPa)		60	80	100	140	160	180	220	240	260	300
软弱下卧层面上平均压力 p_z(kPa)	2 (α =5)	27.3		31.2			33.2	50.5		87.9	130.3
	3 (α =6)		24			26.7			33.5		704

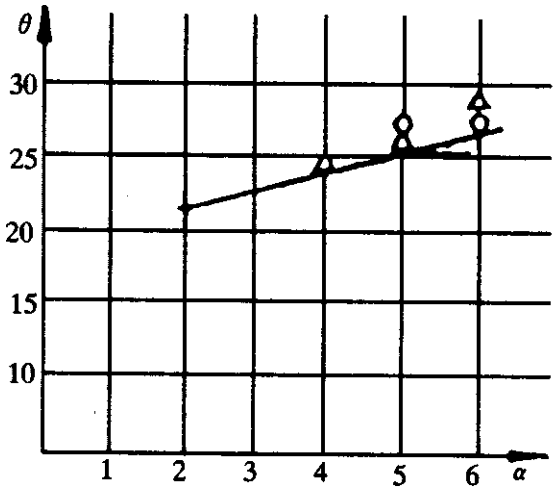


图 5.2-3　双层地基试验 α-θ 曲线

Δ—室内试验；○—现场试验

按表 5.2—1 实测压力作图 5.2—4，可以看出，当荷载增加到 a 点后，传到软土顶界面上的压力急骤增加，即压力扩散角迅速降低，到 b 点时，a=5 时为 28.6°，a=6

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

时为 28°，如果按 a 点所对应的压力分别为 180kPa、240kPa，其对应的扩散角为 30.34°及 36.85°，换言之，在 p—s 曲线中比例界限范围内的 θ 角比破坏时略高。

为讨论这个问题，在缺乏试验论证的条件下，只能借助已有理论解进行分析。

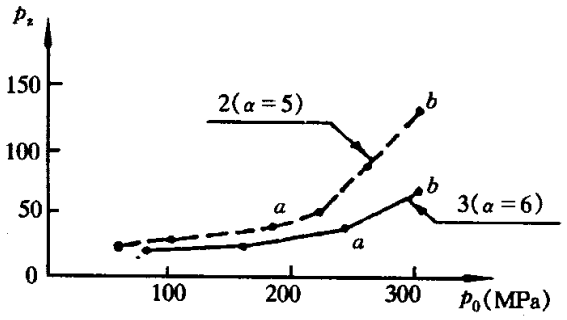


图 5.2-4　载荷板压力 p_0 与界面压力 p_z 关系

根据叶戈罗夫的平面问题解答条形均布荷载下双层地基中点应力 p_z 的应力系数 k_z 如表 5.2—2。

表 5.2-2　　条形基础中点地基应力系数

z/b	$v=1.0$	$v=5.0$	$v=10.0$	$v=15.0$
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	1.02	0.95	0.87	0.82
0.50	0.90	0.69	0.58	0.52
1.00	0.60	0.41	0.33	0.29

表中
$$v=\frac{E_{s1}}{E_{s2}}\bullet\frac{1-\mu_2^2}{1-\mu_1^2}$$

$\boldsymbol{E}_{s1}$—硬土层土的变形模量；

$\boldsymbol{E}_{s2}$—下卧软土层的变形模量。

换算为 a 时，v=5.0　大约相当 a=4

v=10.0　大约相当 a=7－8

v=15.0　大约相当 a=12

将应力系数换算为压力扩散角可建表如下:

表 5.2-3　　压力扩散角 θ

Z/b	$v=1.0$, $a=1$	$v=5.0$, $a\approx4$	$v=10.0$, $a\approx7-8$	$v=15.0$, $a\approx12$
0.00	—	—	—	—
0.25	0	5.94°	16.63°	23.7°
0.50	3.18°	24.0°	35.0°	42.0°
1.00	18.43°	35.73°	45.43°	50.75°

从计算结果分析；该值与图 5.2—2 所示试验值不同，当压力小时，试验值大于

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

理论值，随着压力增加，试验值逐渐减小。到接近破坏时，试验值趋近于 25°，比理论值小 50%左右，出现上述现象的原因可能是理论值只考虑土直线变形段的应力扩散，当压板下出现塑性区即载荷试验出现拐点后，土的应力应变关系已呈非线性性质，当下卧层土较差时，硬层挠曲变形不断增加，直到出现开裂。这时压力扩散角取决于上层土的刚性角逐渐达到某一定值。从地基承载力的角度出发，采用破坏时的扩散角验算下卧层的承载力比较安全可靠，并与实测土的破裂角度相当。因此，在采用理论值计算时，θ 大于 30° 的均以 30° 为限，θ 小于 30° 的则以理论计算值为基础；求出 z=0.25b 时的扩散角，如图 5.2—5。

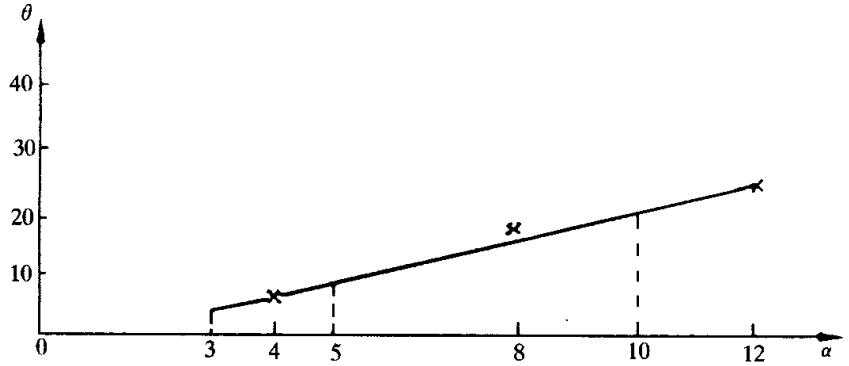


图 5.2-5　$z=0.25b$ 时 α-θ 曲线（计算值）

从表 5.2—3 可以看到 z=0.5b 时，扩散角计算值均大于 z=b 时图 5.2—3 所给出的试验值。同时，z=0.5b 时的扩散角不宜大于 z=b 时所得试验值。故 z=0.5b 时的扩散角仍按 z=b 时考虑，而大于 0.5b 时扩散角亦不再增加。从试验所示的破裂面的出现以及任一材料都有一个强度限值考虑，将扩散角限制在一定范围内还是合理的。总上所述，建议条形基础下硬土层地基的扩散角如表 5.2—4。

表 5.2-4　　条形基础压力扩散角

E_{s1} / E_{s2}	$z=0.25b$	$z=0.5b$
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

关于方形基础的扩散角与条形基础扩散角，可按均质土中的压力扩散系数换算如下表。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.2-5　　扩散角对照

z / b	压力扩散系数		压力扩散角	
	方　形	条　形	方　形	条　形
0.2	0.960	0.977	2.95°	3.36°
0.4	0.800	0.881	8.39°	9.58°
0.6	0.606	0.755	13.33°	15.13°
1.0	0.334	0.550	20.00°	22.24°

从上表可以看出，在相等的均布压力作用下，压力扩散系数差别很大，但在 *z/b* 在 1.0 以内时，方形基础与条形基础的扩散角相差不到 2°，该值与建表误差相比已无实际意义。故建议采用相同值。

5.3　变形计算

5.3.4　对表 5.3.4 中高度在 100m 以上高耸结构物(主要为高烟囱)基础的倾斜允许值和高层建筑物基础倾斜允许值，分别说明如下:

A.高耸构筑物部份:(增加 *H*>100m 时的允许变形值)

1　国内外规范、文献中烟囱高度 *H*>100m 时的允许变形值的有关规定:

1)我国烟囱设计规范(1982 年)见表 5.3—1。

表 5.3-1　　基础允许倾斜值

烟囱高度 *H*(m)	基础允许倾斜值
100＜*H*≤150	≤0.004
150＜*H*≤200	≤0.003
200＜*H*	≤0.002

上述规定的基础允许倾斜值，主要为根据烟囱筒身的附加弯矩不致过大。

2)前苏联地基规范 СНиП2.02.01—83(1985 年)见表 5.3—2。

表 5.3-2　　地基允许倾斜值和沉降值

烟囱高度 *H*(m)	地基允许倾斜值	地基平均沉降量(mm)
100＜*H*＜200	1 / 2*H*	300
200＜*H*＜300	1 / 2*H*	200
300＜*H*	1 / 2*H*	100

3)基础分析与设计〔美〕J.E.BOWLES(1977 年)

烟囱、水塔的圆环基础的允许倾斜值为 0.004

4)结构的允许沉降[美]M.I.ESRIG(1973 年)

高大的刚性建筑物明显可见的倾斜为 0.004

2　确定高烟囱基础允许倾斜值的依据:

1)影响高烟囱基础倾斜的因素

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

1.风力

2.日照

3.地基土不均匀及相邻建筑物的影响

4.由施工误差造成的烟囱筒身基础的偏心

上述诸因素中风、日照的最大值仅为短时间作用，而地基不均匀与施工误差的偏心则为长期作用，相对地讲后者更为重要。根据 1977 年电力系统高烟囱设计问题讨论会议纪要，从已建成的高烟囱看，烟囱筒身中心垂直偏差，当采用激光对中找直后，顶端施工偏差值均小于 $H/1000$，说明施工偏差是很小的。因此，地基土不均匀及相邻建筑物的影响是高烟囱基础产生不均匀沉降(即倾斜)的重要因素。

确定高烟囱基础的允许倾斜值，必须考虑基础倾斜对烟囱筒身强度和地基土附加压力的影响。

2)基础倾斜产生的筒身二阶弯矩在烟囱筒身总附加弯矩中的比率

我国烟囱设计规范中的烟囱筒身由风荷载、基础倾斜和日照所产生的自重附加弯矩公式为:

$$M_1 = \frac{Gh}{2}\left[\left(H-\frac{2}{3}h\right)\left(\frac{1}{\rho_w}+\frac{a_{hz}\Delta_t}{2\gamma_0}\right)+m_\theta\right] \qquad (5.3.4\text{-}1)$$

式中 G—由筒身顶部算起 $h/3$ 处的烟囱每米高的折算自重；

h—计算截面至筒顶高度；

H—筒身总高度；

$\frac{1}{\rho_w}$—筒身代表截面处由风荷载及附加弯矩产生的曲率；

a_{hz}—混凝土总变形系数；

Δ_t—筒身日照温差，可按 20℃采用；

m_θ—基础倾斜值；

γ_0—由筒身顶部算起 $0.6H$ 处的筒壁平均半径。

从上式可看出:当筒身曲率 $\frac{1}{\rho_w}$ 较小时附加弯矩中基础倾斜部分才起较大作用，为了研究基础倾斜在筒身附加弯矩中的比率，有必要分析风、日照、地基倾斜对上式的影响。在 m_θ 为定值时，由基础倾斜引起的附加弯矩与总附加弯矩的比值为

$$m_\theta \Big/ \left[\left(H-\frac{2}{3}h\right)\left(\frac{1}{\rho_w}+\frac{a_{hz}\Delta_t}{2\gamma_0}\right)+m_\theta\right] \qquad (5.3.4\text{-}2)$$

很显然，基倾附加弯矩所占比率在强度阶段与使用阶段是不同的，后者较前者

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

大些。

现以高度为 180m、顶部内径为 6m、风荷载为 50kgf/m^2 的烟囱为例:

在标高 25m 处求得的各项弯矩值为

总风弯矩　　M_w=13908.5t－m

总附加弯矩　　M_f=4394.3t－m

其中　风荷附加　　M_{fw}=3180.4

　　日照附加　　M_r=395.5

　　地倾附加　　M_{fj}=818.4(m_0=0.003)

可见当基础倾斜 0.003 时，由基础倾斜引起的附加弯矩仅占总弯矩(M_w+M_f)值的 4.6%，同样当基础倾斜 0.006 时，为 10%，综上所述可以认为在一般情况下，筒身达到明显可见的倾斜(0.004)时，地基倾斜在高烟囱附加弯矩计算中是次要的。

但高烟囱在风、地震、温度、烟气侵蚀等诸多因素作用下工作，筒身又为环形薄壁截面，有关刚度、应力计算的因素复杂、并考虑到对邻接部分免受损害，参考了国内外规范、文献后认为，随着烟囱高度的增加，适当地递减烟囱基础允许倾斜值是合适的，因此，在修订 TJ7—74 地基基础设计规范表 21 时，对高度 h>100m 高耸构筑物基础的允许倾斜值可采用我国烟囱设计规范的有关数据。

B.高层建筑部分

这部分主要参考我国高层建筑箱基设计规程 JGI6 有关规定及编制说明中有关资料定出允许变形值。

1　我国箱基规定横向整体倾斜的计算值 a，在非地震区宜符合 $a \leqslant \frac{b}{100H}$，式中，$b$ 为箱形基础宽度(m)；H 为建筑物高度。在箱基编制说明中提到在地震区 a 值宜用 $\frac{b}{150H} \sim \frac{b}{200H}$。

2　对刚性的高层房屋的允许倾斜值主要取决于人类感觉的敏感程度，倾斜值达到明显可见的程度大致为 1/250，结构损坏则大致在倾斜值达到 1/150 时开始。

5.3.5

1　压缩模量的取值，在考虑到地基变形的非线性性质，一律采用固定压力段下的 E_s 值必然会引起沉降计算的误差，因此采用实际压力下的 E_s 值，即

$$E_s = \frac{1+e_0}{a}$$

式中　e_0—土自重压力下的孔隙比；

　　a—从土自重压力至土的自重压力与附加压力之和压力段的压缩系数。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2 地基压缩层范围内压缩模量 E_s 的加权平均值

提出按分层变形进行 E_s 的加权平均方法

$$设:\frac{\Sigma A_i}{\overline{E}_s}=\frac{A_1}{E_{s1}}+\frac{A_2}{E_{s2}}+\frac{A_3}{E_{S3}}+\mathrm{L}\ \mathrm{L}\ =\Sigma\frac{A_i}{E_{si}}$$

$$则:\overline{E}_s=\frac{\Sigma A_i}{\Sigma\dfrac{A_i}{E_{si}}}$$

式中 $\overline{E}_s$—压缩层内加权平均的 E_s 值；

E_{si}—压缩层内某一层土的 E_s 值；

A_i—压缩层内某一层土的附加应力面积。

显然，应用上式进行计算能够充分体现各分层土的 E_s 值在整个沉降计算中的作用，使在沉降计算中 E_s 完全等效于分层的 E_s。

3 根据 132 栋建筑物的资料进行沉降计算并与资料值进行对比得出沉降计算经验系数 φ_s 与平均 E_s 之间的关系，在编制规范表 5.3.5 时，考虑了在实际工作中有时设计压力小于地基承载力的情况，将基底压力小于 $0.75f_{ak}$ 时另列一栏，在表 5.3.5 的数值方面采用了一个平均压缩模量值可对应给出一个 φ_s 值，并允许采用内插方法，避免了采用压缩模量区间取一个 φ_s 值，在区间分界处因 φ_s 取值不同而引起的误差。

5.3.6 对于存在相邻影响情况下的地基变形计算深度，这次修订时仍以相对变形作为控制标准(以下简称为变形比法)。

在 TJ7—74 规范之前，我国一直沿用前苏联 Н и Ty127—55 规范，以地基附加应力对自重应力之比为 0.2 或 0.1 作为控制计算深度的标准(以下简称应力比法)，该法沿用成习，并有相当经验。但它没有考虑到土层的构造与性质，过于强调荷载对压缩层深度的影响而对基础大小这一更为重要的因素重视不足。自 TJ7—74 规范试行以来，变形比法的规定，纠正了上述的毛病，取得了不少经验，但也存在一些问题。有的文献指出，变形比法规定向上取计算层厚为 1m 的计算变形值，对于不同的基础宽度，其计算精度不等。从与实测资料的对比分析中，可以看出，用变形比法计算独立基础、条形基础时，其值偏大。但对于 b=10～50m 的大基础，其值却与实测值相近。为使变形比法在计算小基础时，其计算 z_n 值也不至过于偏大，经过多次统计，反复试算，提出采用 $0.3(1+\ln b)$m 代替向上取计算层厚为 1m 的规定，取得较为满意的结果(以下简称为修正变形比法)。表 5.3.6 就是根据 $0.3(1+\ln b)$m 的关系。以更粗的分格给出的向上计算层厚 Δz 值。

5.3.7 本条列入了当无相邻荷载影响时确定基础中点的变形计算深度简化公式

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

(5.3.7)，该公式系根据具有分层深标的 19 个载荷试验(面积 0.5～13.5m^2)和 31 个工程实测资料统计分析而得。分析结果表明。对于一定的基础宽度，地基压缩层的深度不一定随着荷载 p 的增加而增加。对于基础形状(如矩形基础、圆形基础)与地基土类别(如软土、非软土)对压缩层深度的影响亦无显著的规律，而基础大小和压缩层深度之间却有明显的有规律性的关系。

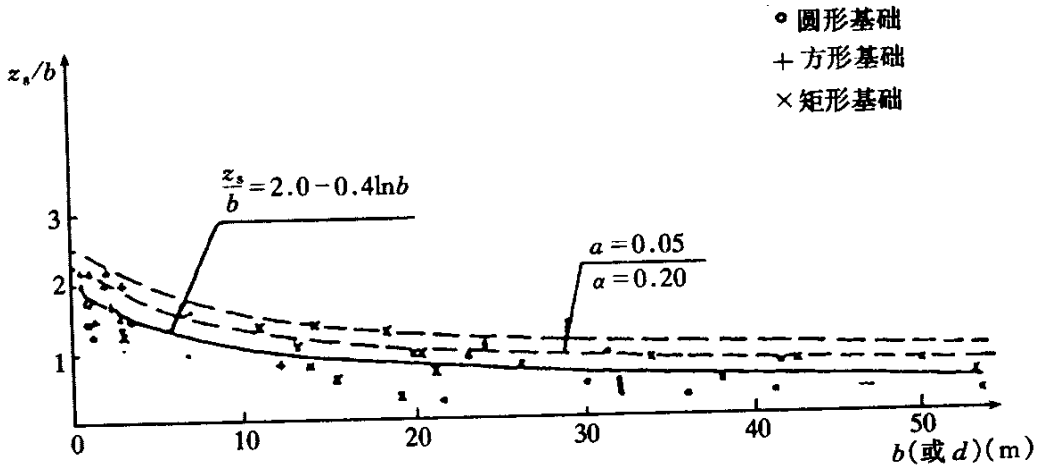


图 5.3.7　$z_s/b\sim b$ 实测点和回归线

图 5.3.7 为以实测压缩层深度 z_s 与基础宽度 b 之比为纵坐标，而以 b 为横坐标的实测点与回归线图。实线方程 $z_s/b=2.0-0.4\ln b$ 为根据实测点求得的结果。为使曲线具有更高的保证率，方程式右边引入随机项 $t_a\,\phi_0 S$，取置信度 1－a=95%时，该随机项偏于安全地取 0.5，故公式变为:

$$z_s=b（2.5-0.4\ln b）$$

图 5.3.7 的实线之上有两条虚线。上层虚线为 a=0.05，具有置信度为 95%的方程，即式(5.3.7)。下层虚线为 a=0.2，具有置信度为 80%的方程。为安全起见只推荐前者。

此外，从图 5.3.7 中可以看到绝大多数实测点分布在 z_s/b=2 的线以下。即使最高的个别点，也只位于 z_s/b=2.2 之处。国内外一些资料亦认为压缩层深度以取 2 倍 b 或稍高一点为宜。

在计算深度范围内存在基岩或存在相对硬层时，按第 5.3.5 条的原则计算地基变形时，由于下卧硬层存在，地基应力分布明显不同于 Boussinesq 应力分布。为了减少计算工作量，此次条文修订增加对于计算深度范围内存在基岩和相对硬层时的简化计算原则。

在计算深度范围内存在基岩或存在相对硬层时，地基土层中最大压应力的分布可采用 K.E.叶戈罗夫带式基础下的结果(表 5.34)。对于矩形基础，长短边边长之比大于等于 2 时，可参考该结果。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.3-4　　带式基础下非压缩性地基上面土层中的最大压应力系数

z/h	非压缩性土层的埋深		
	$h=b$	$h=2b$	$h=5b$
1.0	1.000	1.00	1.00
0.8	1.009	0.99	0.82
0.6	1.020	0.92	0.57
0.4	1.024	0.84	0.44
0.2	1.023	0.78	0.37
0	1.022	0.76	0.36

注：表中 h 为非压缩性地基上面土层的厚度，　b 为带式荷载的半宽，z 为纵坐标。

5.3.9　应该指出高层建筑由于基础埋置较深，地基回弹再压缩变形往往在总沉降中占重要地位，甚至某些高层建筑设置 3～4 层(甚至更多层)地下室时，总荷载有可能等于或小于该深度土的自重压力，这时高层建筑地基沉降变形将由地基回弹变形决定。公式(5.3.9)中，E_{ci} 应按《土工试验方法标准》GB/T50123—1999 进行试验确定，计算时应按回弹曲线上相应的压力段计算。沉降计算经验系数 φ_c 应按地区经验采用，根据工程实测资料统计 φ_c 小于或接近 1.0。

地基回弹变形计算算例:

某工程采用箱形基础，基础平面尺寸 64.8×12.8m^2，基础埋深 5.7m，基础底面以下各土层分别在自重压力下作回弹试验，测得回弹模量如表 5.3-5。

表 5.3-5　　土的回弹模量

土　层	层　厚 (m)	回弹模量(MPa)			
		$E_{0-0.25}$	$E_{0.25-0.5}$	$E_{0.5-1.0}$	$E_{1.0-2.0}$
③粉土	1.8	28.7	30.2	49.1	570
④粉质粘土	5.1	12.8	14.1	22.3	280
⑤卵石	6.7	100（无试验资料，估算值）			

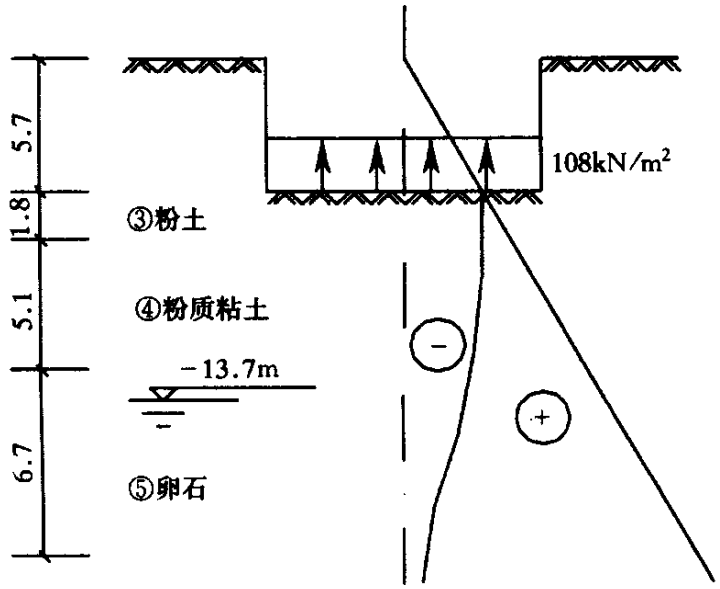
基底附加应力 108kN/m^2，计算基础中点最大回弹量。

回弹计算结果见表 5.3-6。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.3-6　　回弹量计算表

z_i	$\overline{a_i}$	$z_i\overline{a_i} - z_{i-1}\overline{a_{i-1}}$	p_z+p_{cz}(kPa)	E_{ci}(MPa)	$p_c(z_i\overline{a_i} - z_{i-1}\overline{a_{i-1}}) / E_{ci}$
0	1.000	0	0	—	—
1.8	0.996	1.7928	41	28.7	6.75mm
4.9	0.964	2.9308	115	22.3	14.17mm
5.9	0.950	0.8814	139	280	0.34mm
6.9	0.925	0.7775	161	280	0.3mm
合计：					21.56mm



从计算过程及土的回弹试验曲线特征可知，地基土回弹的初期，回弹量较小，回弹模量很大，所以地基土的回弹变形土层计算深度是有限的。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

6　山区地基

6.3　压实填土地基

6.3.1　本节将分层压实和分层夯实的填土，统称为压实填土。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。

压实填土自身的变形与其厚度、干密度等因素有关。在干密度相同的情况下，压实填土厚度小的，其变形也小；反之，其变形则大。而下部天然土层的变形，则与其土的性质有关。

为节约用地，少占或不占良田，在平原、山区和丘陵地带的建设中，广泛利用压实填土作为建筑或其它工程的地基持力层。

压实填土需通过设计，按设计意图进行分层压实，对其填料性质和施工质量有严格控制，填土的厚度及力学性质较均匀，其承载力和变形需满足地基设计要求。不允许对未经检验查明的以及不符合要求的压实填土作为建筑工程的地基持力层。

6.3.2　利用当地的土、石或性能稳定的工业废料作为压实填土的填料，既经济，又省工、省时，符合因地制宜、就地取材和多快好省的建设原则。

采用粘性土和粘粒含量$\rho_c \geq 10\%$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夯实；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性土遇水反应敏感，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性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。

6.3.3　本条对压实填土的施工规定较明确，在压实填土施工中应认真执行。

压实填土层底面下卧层的土质，对压实填土地基的变形有直接影响，为消除隐患，铺填料前，首先应查明并清除场地内填土层底面以下的耕土和软弱土层。压实设备选定后，应在现场通过试验确定分层填料的虚铺厚度和分层压实的遍数，取得必要的施工参数后，再进行压实填土的施工，以确保压实填土的施工质量。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

压实填土的施工缝各层应错开搭接，不宜在相同部位留施工缝。在施工缝处应适当增加压实遍数。此外，还应避免在工程的主要部位或主要承重部位留施工缝。

压实填土施工结束后，当不能及时施工基础和主体工程时，可采取必要的保护措施，防止压实填土表层直接日晒或受雨水泡软。

6.3.4 本条将基础底面以上和基础底面以下的压实填土及其施工顺序统一进行规定，设计、施工将有章可循，并有利于保证压实填土的施工质量，以往对基础底面以上的压实填土质量控制不严，监测不力，存在隐患较多，如地坪大量下沉和开裂，设备及设备基础严重倾斜，影响正常使用，这种状况显然不能再继续下去。基础底面标高以上的压实填土直接位于散水和室内地坪的垫层以下，且是各种地沟、管沟或设备基础的地基持力层，除对其承载力和变形有一定要求外，并要使上部压实填土渗透性小，水稳性好，具弱透水性或不透水性，以减小或防止压实填土的渗漏。在表 6.3.4 中增加说明，地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土，压实系数不应小于 0.94。

压实填土的施工，在有条件的场地或工程，应首先考虑采用一次施工，即将基础底面以下和以上的压实填土一次施工完毕后，再开挖基坑及基槽。对无条件一次施工的场地或工程，当基础超出土 0.00 标高后，也宜将基础底面以上的压实填土施工完毕，并应按本条规定控制其施工质量，力求避免在主体工程完工后，再施工基础底面以上的压实填土。

以细颗粒粘性土作填料的压实填土，一般采用环刀取样检验其质量，而以粗颗粒砂石作填料的压实填土，不能按照检验细颗粒土的方法采用环刀取样，而应按现行《土工试验方法标准》GB/T50123—1999 的有关规定，在现场采用灌水法或灌砂法测定其密度。

土的最大干密度试验有室内试验和现场试验两种，室内试验应严格按照现行《土工试验方法标准》GB/T50123—1999 的有关规定，轻型和重型击实设备应严格限定其使用范围。当室内试验结果不能正确评价现场土料的最大干密度时，应在现场对土料作不同击实功下的压实试验(根据土料性质取不同含水量)，采用灌水法和灌砂法测定其密度，并按其最大干密度作为控制最大干密度。

6.3.5 有些中小型工程或偏远地区，由于缺乏击实试验设备，或由于工期及其他原因，确无条件进行击实试验，在这种情况下，允许按本条 6.3.5 公式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，但可与当地经验作比较。

6.3.6 边坡设计应控制坡高和坡比，而边坡的坡比与其高度密切相关，如土性指标相同，边坡愈高，坡比愈小，坡体的滑动势就愈大。为了提高其稳定性，通常将坡

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

比放缓，但坡比太缓，压实的土方量则大，不一定经济合理。因此，坡比不宜太缓，也不宜太陡，坡比和坡高应有一合适的关系。

本条表 6.3.6 的规定吸收了铁路、公路等部门的有关(包括边坡开挖)资料和经验，是比较成熟的。

压实填土由于填料性质及其厚度不同，它们的边坡允许值亦有所不同。以碎石等为填料的压实填土，在抗剪强度和变形方面要好于以粘性土为填料的压实填土，前者，颗粒表面粗糙，阻力较大，变形稳定快，且不易产生滑移，边坡允许值相对较小；后者，阻力较小，变形稳定慢，边坡允许值相对较大。

6.3.7 在斜坡上进行压实填土，应考虑压实填土沿斜坡滑动的可能，并应根据天然地面的实际坡度验算其稳定性。当天然地面坡度大于 0.20 时，填料前，宜将斜坡的坡面挖成高、低不平或挖成若干台阶，使压实填土与斜坡坡面紧密接触，形成整体，防止压实填土向下滑动。此外，还应将斜坡顶面以上的雨水有组织地引向远处，防止雨水流向压实的填土内。

6.3.8 在建设期间，压实填土场地阻碍原地表水的畅通排泄往往很难避免，但遇到此种情况时，应根据当地地形及时修筑雨水截水沟，疏通排水系统，使雨水顺利排走。

设置在压实填土场地的上、下水管道，由于材料及施工等原因，管道渗漏的可能性很大，为了防止影响邻近建筑或其他工程，设计、施工应采取必要的防渗漏措施。

6.3.9 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。在现场采用静载荷试验或其他原位测试，其结果较准确，可信度高。

当采用载荷试验检验压实填土的承载力时，应考虑压板尺寸与压实填土厚度的关系。压实填土厚度大，压板尺寸也要相应增大，或采取分层检验。否则，检测结果只能反映上层或某一深度范围内压实填土的承载力。

6.6 土质边坡与重力式挡墙

6.6.1 边坡设计的一般原则

1 边坡工程与环境之间有着密切的关系，边坡处理不当，将破坏环境，毁坏生态平衡，治理边坡必须强调环境保护。

2 在山区进行建设，切忌大挖大填，某些建设项目，不顾环境因素，大搞人造平原，最后出现大规模滑坡，大量投资毁于一旦，还酿成生态环境的破坏。应提倡依山就势。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

3 工程地质勘察工作，是不可缺少的基本建设程序。边坡工程的影响面较广，处理不当就可酿成地质灾害，工程地质勘察尤为重要。勘察工作不能局限于红线范围，必须扩大勘察面，一般在坡顶的勘察范围，应达到坡高的 1～2 倍，才能获取较完整的地质资料。对于高大边坡，应进行专题研究，提出可行性方案经论证后方可实施。

4 边坡支挡结构的排水设计，是支挡结构设计很重要的一环，许多支挡结构的失效，都与排水不善有关。根据重庆市的统计，倒塌的支挡结构，由于排水不善造成的事故占 80%以上。

6.6.3 边坡支挡结构上的土压力计算

1 土压力的计算，目前国际上仍采用楔体试算法。根据大量的试算与实际观测结果的对比，对于高大挡土结构来说，采用古典土压力理论计算的结果偏小，土压力的分布也有较大的偏差。对于高大挡土墙，通常也不允许出现达到极限状态时的位移值，因此在土压力计算式中计入增大系数。

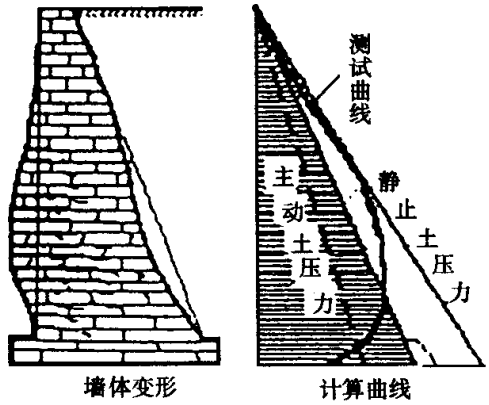


图 6.6.3 墙体变形与土压力

2 土压力计算公式是在土体达到极限平衡状态的条件下推导出来的，当边坡支挡结构不能达到极限状态时，土压力设计值应取主动土压力与静止土压力的某一中间值。

3 在山区建设中，经常遇到 60～80° 陡峻的岩石自然边坡，其倾角远陡于库仑破坏面的倾角，这时如果仍然采用古典土压力理论计算土压力，将会出现较大的偏差。当岩石自然边坡的倾角大于 45°$+\varphi/2$ 时，应按楔体试算法计算土压力值。

6.6.4～6.6.5 重力式挡土结构，是过去用得较多的一种挡土结构型式。在山区地盘比较狭窄，重力式挡土结构的基础宽度较大，影响土地的开发利用，对于高大挡土墙，往往也是不经济的。石料是主要的地方材料，经多个工程测算，对于高度 6m 以上的挡土墙，采用桩锚体系挡土结构，其造价、稳定性、安全性、土地利用率等等

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

方面，都较重力式挡土结构为好。所以规范规定“重力式挡土墙宜用于高度小于 6m、地层稳定、开挖土石方时不会危及相邻建筑物安全的地段”。

对于重力式挡土墙的稳定性验算，许多设计者反映，重力式挡土墙的稳定性验算，主要由抗滑稳定性控制，而现实工程中倾覆稳定破坏的可能性又大于滑动破坏。说明过去抗倾覆稳定性安全系数偏低，这次稍有调整，由原来的 1.5 调整成 1.6。

6.7 岩石边坡与岩石锚杆挡墙

6.7.2 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，说明边坡顶部确实有拉应力存在。这一点从二维光弹试验中也得到了证明。从光弹试验中也证明了边坡的坡脚，存在着压应力与剪切应力，对岩石边坡来说，岩石本身具有较高的抗压与抗剪切强度，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。

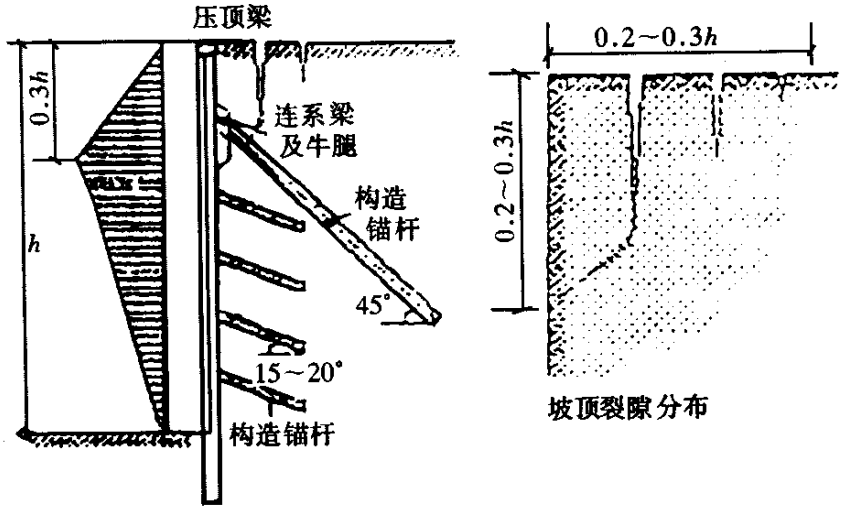


图 6.7.2 整体稳定边坡顶部裂隙

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，在顶部(0.2～0.3)h 高度处，至少布置一排结构锚杆，锚杆的横向间距不应大于 3m，长度不应小于 6m。结构锚杆直径不宜小于 130mm，钢筋不宜小于 3 ϕ22。其余部分为防止风化剥落，可采用锚杆进行构造防护。防护锚杆的孔径宜采用 50～100mm，锚杆长度宜采用 2～4m，锚杆的间距宜采用 1.5～2.0m。

6.7.3 单结构面外倾边坡的横推力较大，主要原因是结构面的抗剪强度一般较低。在工程实践中，单结构面外倾边坡的横推力，通常采用楔形体平面课题进行计算。

对于具有两组或多组结构面形成的下滑棱柱体，其下滑力通常采用棱形体分割

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

法进行计算。现举例如下:

1 已知:新开挖的岩石边坡的坡角为 80°。边坡上存在着两组结构面(如图所示):结构面 1 走向 *AC*，与边坡顶部边缘线 *CD* 的夹角为 75°，其倾角 β_1=70°；其结构面 2 走向 *AD*，与边坡顶部边缘线 *DC* 的夹角为 40°，其倾角 β_2=43°。即两结构面走向线的夹角 *a* 为 65°。*AE* 点的距离为 3m。经试验两个结构面上的内摩擦角均为 φ=15.6°，其粘聚力近于 0。岩石的重度为 24kN/m^3。

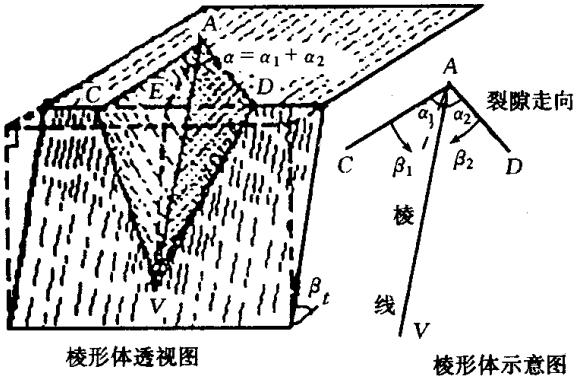


图 6.7.3 具有两组结构面的下滑棱柱体示意

2 棱线 *AV* 与两结构面走向线间的平面夹角 a_1 及 a_2。可采用下列计算式进行计算:

$$\cot\alpha_1 = \frac{\tan\beta_1}{\sin\alpha\tan\beta_2} + \cot\alpha$$

$$\cot\alpha_2 = \frac{\tan\beta_2}{\sin\alpha\tan\beta_1} + \cot\alpha$$

从而通过计算得出 α_1=15°； α_2=50°。

3 进而计算出棱线 AV 的倾角，即沿着棱线方向上结构面的视倾角 β'。

$\tan\beta' = \tan\beta_1 \sin\alpha_1$

计算得: β'=35.5°

4 用 AVE 平面将下滑棱柱体分割成两个块体。计算获得两个滑块的重力为:

W_1=31kN； W_2=139kN

棱柱体总重为 $W=W_1+W_2$=170kN。

5 对两个块体的重力分解成垂直与平行于结构面的分力:

$N_1=W_1\cos\beta_1$=10.6kN

$T_1=W_1\sin\beta_1$=29.1kN

$N_2=W_2\cos\beta_2$=101.7kN

$T_2=W_2\sin\beta_2$=94.8kN

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

6 再将平行于结构面的下滑力分解成垂直与平行于棱线的分力:

$\tan\theta_1=\tan(90-\alpha_1)\cos\beta_1=1.28$ $\theta_1=52°$

$\tan\theta_2=\tan(90-\alpha_1)\cos\beta_2=0.61$ $\theta_2=32°$

$T_{s1}=T_1\cos\theta_1=18\text{kN}$

$T_{s2}=T_2\cos\theta_2=80\text{kN}$

7 棱柱体总的下滑力:$T_s=T_{s1}+T_{s2}=98\text{kN}$

两结构面上的摩阻力:

$F_t=(N_1+N_2)\tan\varphi=(10.6+101.7)\tan15.6°=31\text{kN}$

作用在支挡结构上推力:$T=T_s-F_t=67\text{kN}$

6.7.4 岩石锚杆挡土结构，是一种新型挡土结构体系，对支挡高大土质边坡很有成效。岩石锚杆挡土结构的位移很小，支挡的土体不可能达到极限状态，当按主动土压力理论计算土压力时，必须乘以一个增大系数。

岩石锚杆挡土结构是通过立柱或竖桩将土压力传递给锚杆，再由锚杆将土压力传递给稳定的岩体，达到支挡的目的。立柱间的挡板是一种维护结构，其作用是挡住两立柱间的土体，使其不掉下来。因存在着卸荷拱作用，两立柱间的土体作用在挡土板的土压力是不大的，有些支挡结构没有设置挡板也能安全支挡边坡。

岩石锚杆挡土结构的立柱必须嵌入稳定的岩体中，一般的嵌入深度为立柱断面尺寸的 3 倍。当所支挡的主体位于高度较大的陡崖边坡的顶部时，可有两种处理办法:

1 将立柱延伸到坡脚，为了增强立柱的稳定性，可在陡崖的适当部位增设一定数量的锚杆。

2 将立柱在具有一定承载能力的陡崖顶部截断，在立柱底部增设锚杆，以承受立柱底部的横推力及部分竖向力。

6.7.5 本条为锚杆的构造要求，现说明如下:

1 锚杆宜优先采用表面轧有肋纹的钢筋作主筋，是因为在建筑工程中所用的锚杆大多不使用机械锚头，在很多情况下主筋也不允许设置弯钩，为增加主筋与混凝土的握裹力作出的规定。

2 通过大量的试验研究表明，岩石锚杆在 15～20 倍锚杆直径以深的地带已没有锚固力分布，只有锚杆顶部周围的岩体出现破坏后，锚固力才会向深部延伸。当岩石锚杆的嵌岩深度小于 3 倍锚杆直径时，其抗拔力较低，不能采用本规范式(6.7.6)进行抗拔承载力计算。

3 锚杆的施工质量对锚杆抗拔力的影响很大，在施工中必须将钻孔清洗干净，

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

孔壁不允许有泥膜存在。锚杆的施工还应满足有关施工验收规范的规定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @ @

7 软弱地基

7.2 利用与处理

7.2.7～7.2.9 近年来，采用复合地基处理技术加固地基技术日益成熟，各地区取得了许多成功的经验，为国家节省了大量资金，本次规范修订增加了复合地基的设计原则，并规定建筑地基中采用复合地基技术，目前仅指由地基土和竖向增强体组成，共同承担荷载的人工地基。复合地基设计的基本原则:

1 复合地基设计应满足建筑物承载力和变形要求；

2 复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，有经验时可采用竖向增强体和其周边土的载荷试验确定；

必须指出，由于复合地基竖向增强体种类多，复合地基设计承载力表达式不能完全统一，必须按地区经验由现场试验结果确定；

3 复合地基变形量不得超过本规范表 **5.3.4** 规定的建筑物地基变形允许值；

4 增强体顶部应设褥垫层，以使增强体与地基土共同发挥承载作用。

7.5 大面积地面荷载

7.5.4 在计算依据(基础由于地面荷载引起的倾斜值≤0.008)和计算方法与原规范相同的基础上，做了复算见表 7.5.4-1。

表中:$[q_{eq}]$—地面的均布荷载允许值；

$[s'_q]$—中间柱基内侧边缘中点的地基附加沉降允许值；

β_0—压在基础上的地面堆载(不考虑基础外的地面堆载影响)对基础内倾值的影响系数；

β'_0—和压在基础上的地面堆载纵向方向一致的压在地基上的地面堆载对基础内倾值的影响系数；

l—车间跨度；

b—车间跨度方向基础底面边长；

d—基础埋深；

a—地面堆载的纵向长度；

z_n—从室内地坪面起算的地基变形计算深度；

$\overline{E}_S$—地基变形计算深度内按应力面积法求得土的平均压缩模量；

$\overline{a}_{Az}$、$\overline{a}_{Bz}$—柱基内、外侧边缘中点自室内地坪面起算至 zn 处的平均附加应力系数；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$\bar{a}_{Ad}$、$\bar{a}_{Bd}$—柱基内、外侧边缘中点自室内地坪面起算至基底处的平均附加应力系数；

tan θ^0—纵向方向和压在基础上的地面堆载一致的压在地基上的地面堆载引起基础的内倾值；

tan θ—地面堆载范围与基础内侧边缘线重合时，均布地面堆载引起的基础内倾值。

β_1，…… β_{10}—分别表示地面堆载离柱基内侧边缘的不同位置和堆载的纵向长度对基础内倾值的影响系数。

表 7.5.4-1 中:

$$[q_{eq}]=\frac{0.008b\bar{E}_S}{z_n(\bar{a}_{Az}-\bar{a}_{Bz})-d(\bar{a}_{Ad}-\bar{a}_{Bd})}$$

$$[S'_s]=\frac{0.008bz_n\bar{a}_{Az}}{z_n(\bar{a}_{Az}-\bar{a}_{Bz})-d(\bar{a}_{Ad}-\bar{a}_{Bd})}$$

$$\beta_0=\frac{0.33b}{z_n(\bar{a}_{Az}-\bar{a}_{Bz})-d(\bar{a}_{Ad}-\bar{a}_{Bd})}$$

$$\beta'_0=\frac{\tan\theta^0}{\tan\theta}$$

大面积地面荷载作用下地基附加沉降的计算举例

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 7.5.4－1　均布荷载允许值[q_{eq}]地基沉陷允许值[s'_g]和系数β的计算总表

l (m)	d (m)	b (m)	a (m)	z_n	$\overline{\overline{a}}_{Az}$	$\overline{a}_{Bz}$	$\overline{a}_{Ad}$	$\overline{a}_{Bd}$	[q_{eq}] (kPa)	[s'_g] (m)	β_0	β_0					
												1	2	3	4	5	6
12	2	1	6	13.0	0.282	0.163	0.488	0.088	0.0107 $\overline{E_s}$	0.0393	0.44						
			11	16.5	0.324	0.216	0.485	0.082	0.0082 $\overline{E_s}$	0.0438	0.34						
			22	21.0	0.358	0.264	0.498	0.095	0.0068 $\overline{E_s}$	0.0513	0.28						
			33	23.0	0.366	0.276	0.499	0.096	0.0063 $\overline{E_s}$	0.0528	0.26						
			44	24.0	0.378	0.284	0.499	0.096	0.0055 $\overline{E_s}$	0.0476	0.23						
12	2	2	6	13.0	0.279	0.108	0.488	0.024	0.0123 $\overline{E_s}$	0.0448	0.51	0.27	0.24	0.17	0.10	0.08	0.05
			10	15.0	0.324	0.150	0.499	0.031	0.0096 $\overline{E_s}$	0.0446	0.39						
			20	20.0	0.349	0.198	0.499	0.029	0.0077 $\overline{E_s}$	0.0540	0.32	0.21	0.20	0.15	0.12	0.09	0.07
			30	22.0	0.363	0.222	0.49	0.029	0.0074 $\overline{E_s}$	0.0590	0.31	0.31		0.31		0.18	
			40	22.5	0.373	0.231	0.499	0.029	0.0071 $\overline{E_s}$	1.0596	0.29						
18	2	3	6	13.5	0.282	0.082	0.488	0.010	0.0138 $\overline{E_s}$	0.0526	0.57	0.64		0.24		0.08	
			12	18.0	0.333	0.134	0.498	0.010	0.0092 $\overline{E_s}$	0.0551	0.38	0.38	0.23	0.15	0.10	0.06	0.05
			15	9.5	0.349	0.153	0.498	0.011	0.0084 $\overline{E_s}$	0.0574	0.35	0.31	0.22	0.15	0.10	0.08	0.05

@ 筑 网 ww sinoa .com 《建 地基 计规 资 编号: 50 0 2002 @

			30	24.0	0.388	0.205	0.499	0.012	0.0071 $\overline{E_s}$	0.0659	0.29	0.27	0.21	0.14	0.11	0.08	0.06
			45	27.0	0.396	0.228	0.499	0.011	0.0067 $\overline{E_s}$	0.0723	0.28	0.42		0.28		0.15	
			60	28.5	0.399	0.237	0.499	0.012	0.0066 $\overline{E_s}$	0.0737	0.27						

@筑网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

l (m)	d (m)	b (m)	a (m)	z_n	$\overline{\overline{\alpha}}_{Az}$	$\overline{\alpha}_{Bz}$	$\overline{\alpha}_{Ad}$	$\overline{\alpha}_{Bd}$	$[q_{eq}]$ (kPa)	$[s'_g]$ (m)	β_0	β_0					
												1	2	3	4	5	6
24	2	4	6	14.0	0.277	0.059	0.488	0.002	$0.0154\overline{E_s}$	0.0596	0.63	0.40	0.34	0.12	0.06	0.04	0.02
			12	19.0	0.332	0.110	0.497	0.005	$0.0099\overline{E_s}$	0.0625	0.41	0.40	0.25	0.13	0.08	0.06	0.03
			20	23.0	0.370	0.154	0.499	0.006	$0.0080\overline{E_s}$	0.0683	0.33	0.35	0.23	0.14	0.09	0.07	0.04
			40	28.0	0.408	0.206	0.499	0.006	$0.0068\overline{E_s}$	0.0780	0.28						
			60	32.0	0.413	0.229	0.499	0.006	$0.0066\overline{E_s}$	0.0866	0.27	0.27	0.21	0.15	0.10	0.08	0.06
			80	34.0	0.415	0.236	0.499	0.006	$0.0063\overline{E_s}$	0.0884	0.26						
30	2	5	6	14.0	0.279	0.046	0.488	0.002	$0.0175\overline{E_s}$	0.0681	0.72	0.57	0.24	0.10	0.05	0.03	0.01
			12	20.0	0.327	0.091	0.498	0.001	$0.0107\overline{E_s}$	0.0702	0.44	0.47	0.24	0.12	0.07	0.04	0.02
			25	26.0	0.384	0.151	0.499	0.003	$0.0079\overline{E_s}$	0.0785	0.32	0.61		0.23		0.29	
			50	32.5	0.419	0.204	1.499	0.003	$0.0067\overline{E_s}$	0.0910	0.28						
			75	35.0	0.430	0.226	0.499	0.003	$0.0065\overline{E_s}$	0.0978	0.27	0.60	0.21	0.15	0.09	0.08	0.05
			100	37.5	0.430	0.234	0.499	0.003	$0.0063\overline{E_s}$	0.1012	0.26	0.31	0.21	0.13	0.10	0.07	0.06

单层工业厂房，跨度 l=24m，柱基底面边长 b=3.5m，基础埋深 1.7m，地基土的压缩模量 E_s=4MPa，堆载纵向长度 a=60m，厂房填土在基础完工后填筑，地面荷载大小和范围如图 7.5.4 所示，求由于地面荷载作用下柱基内侧边缘中点(A)的地基附加沉降值，并验算是否满足天然地基设计要求。

@筑龙网 www.sieec.com《建筑地基基础设计规范》资料编号：GB 50007-2002@

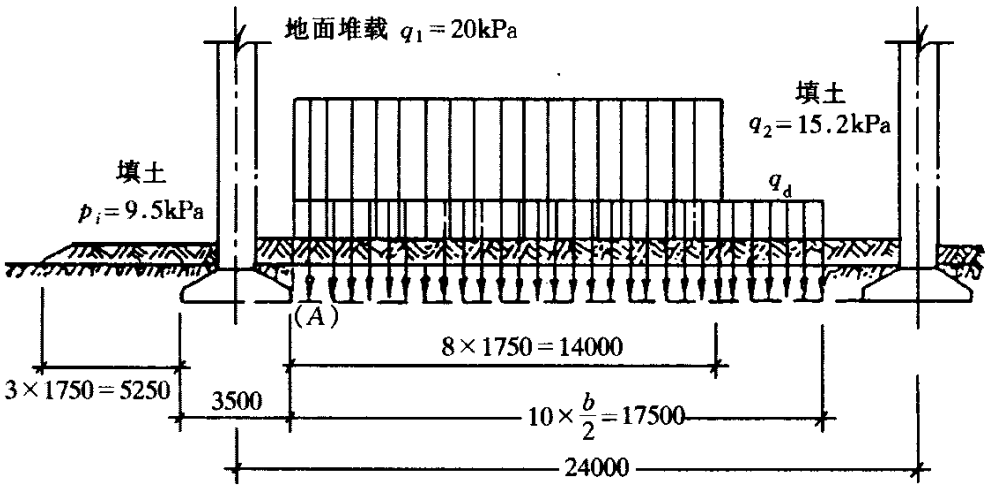


图 7.5.4　地面荷载计算示意

一、等效均布地面荷载 q_{eq}

计算步骤如表 7.5.4-2 所示。

二、柱基内侧边缘中点(A)的地基附加沉降值 s'_g

计算时取 a'=30m，b'=17.5m。计算步骤如表 7.5.4-3 所示。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 7.5.4-2

区　　段		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\beta_i(\frac{a}{5b}=\frac{6000}{1750}>1)$		0.30	0.29	0.22	0.15	0.10	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01
q_i(kPa)	堆载	0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	0	0
	填土	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2
	合计	15.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	15.2	15.2
p_i(kPa)填土		9.5	9.5	9.5	4.8							
$\beta_i q_i-\beta_i p_i$(kPa)		1.7	7.5	5.7	4.6	3.5	2.8	2.1	1.4	1.1	0.3	0.2
$q_{eq}=0.8\sum_{i=10}^{10}(\beta_i q_i-\beta_i p_i)=0.8\times$30.9=24.7kPa												

表 7.5.4-3

z_i (m)	$\frac{a'}{b'}$	$\frac{z_i}{b'}$	$\overline{a_i}$	$z_i\overline{a_i}$ (m)	$z_i\overline{a_i}-z_{i-1}\overline{a_{i-1}}$	E_{si} (Mpa)	$\Delta s'_{gi}=\frac{q_{lg}}{E_{si}}\times(z_i\overline{a_i}-z_{i-1}\overline{a_{i-1}})(mm)$	$s'_g=\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_{gi}$ (mm)	$\frac{\Delta s'_{gi}}{\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_{gi}}$
0	$\frac{30.00}{17.50}$ = 1.71	0							
28.80		$\frac{28.80}{17.50}$ = 1.65	2×0.2069 =0.4138	11.92		4.0	73.6	73.6	
30.00		$\frac{30.00}{17.50}$ = 1.71	2×0.2044 =0.4088	12.26	0.34	4.0	2.1	75.7	0.028＞0.025
29.80		$\frac{29.80}{17.50}$ = 1.70	2×0.2049 =0.4098	12.21		4.0	75.4		
31.00		$\frac{31.00}{17.50}$ = 1.77	2×0.2020 =0.4040	12.52	0.34	4.0	1.9	77.3	0.0246＜0.025

注：根据地面荷载宽度b'＝17.5m，查表 5.2.6，由地基变形计算深度 z 处向上取计算层厚度为 1.2m。

从上表中得知地基变形计算深度 z_n 为 31m，所以由地面荷载引起柱基内侧边缘中点(A)的地基附加沉降值 s'_g＝77.3mm。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

按 a=60m，b=3.5m。查表 7.5.4 得地基附加沉降允许值[s'_g]=80mm，故满足天然地基设计的要求。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

8 基　　础

8.1 无筋扩展基础

8.1.2 表 8.1.2 中提供的无筋扩展混凝土基础台阶宽高比的允许值，是根据材料力学、现行混凝土结构设计规范确定的。当基础底面的平均压力值超过 300kPa 时，按下式验算墙(柱)边缘或变阶处的受剪承载力:

$$V_s \leqslant 0.366 f_t A$$

式中　V_s—相应于荷载效应基本组合时的地基土平均净反力产生的沿墙(柱)边缘或变阶处单位长度的剪力设计值；

A—沿墙(柱)边缘或变阶处混凝土基础单位长度面积。

8.2 扩展基础

8.2.6 自《建筑地基基础设计规范》GBJ7—89 颁布后，国内高杯口基础杯壁厚度以及杯壁和短柱部分的配筋要求基本上照此执行，情况良好。本次修编时除保留原有的要求外，增加了抗震设防烈度为 8° 和 9° 时，对短柱部分的横向箍筋的要求其配置量不宜小于 ϕ8@150。

制定高杯口基础的构造依据是:

1 杯壁厚度 t

多数设计在计算有短柱基础的厂房排架时，一般都不考虑短柱的影响，将排架柱视作固定在基础杯口顶面的二阶柱(图 8.2.6—1*b*)。这种简化计算所得的弯矩 m 较考虑有短柱存在按三阶柱(图 8.2.6—1*c*)计算所得的弯矩小。

原机械工业部设计院对起重机起重量小于或等于 75t，轨顶标高在 14m 以下的一般工业厂房作了大量分析工作，分析结果表明:短柱刚度愈小即 $\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$ 的比值愈大(图 8.2.6—1*a*)，则弯矩误差 $\frac{\Delta m}{m}$%，即 $\frac{m'-m}{m}$%愈大。图 8.2.6-2 为二阶柱和三阶柱的弯矩误差关系，从图中可以看到，当 $\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$=1.11 时，$\frac{\Delta m}{m}$=8%，构件尚属安全使用范围之内。在相同的短柱高度和相同的柱截面条件下，短柱的刚度与杯壁的厚度 t 有关，GBJ7—89 规范就是据此规定杯壁的厚度。通过十多年实践，按构造配筋的限制条件可适当放宽，本规范参照《机械工厂结构设计规范》GBJ8—97 增加了 8.2.6 之 2、3 限制条件。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

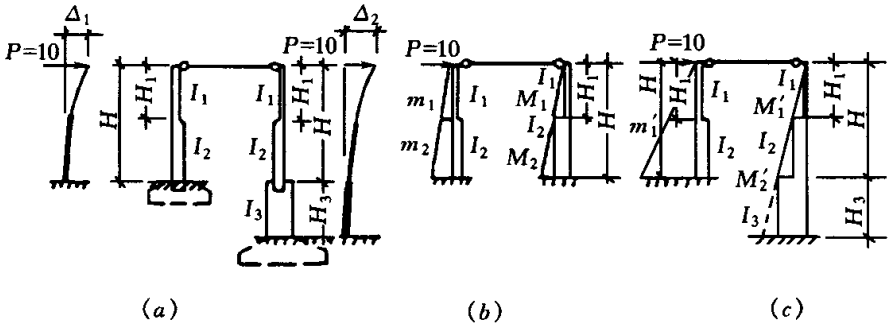


图 8.2.6-1　带短柱基础厂房的计算示意

（*a*）厂房图形；（*b*）简化计算；（*c*）精确计算

对符合本规范条文要求，且满足表 8.2.6 杯壁厚度最小要求的设计，可不考虑高杯口基础短柱部分对排架的影响，否则应按三阶柱进行分析。

2　杯壁配筋

杯壁配筋的构造要求是基于横向(顶层钢筋网和横向箍筋)和纵向钢筋共同工作的计算方法，并通过试验验证。大量试算工作表明，除较小柱截面的杯口外，均能保证必需的安全度。顶层钢筋网由于抗弯力臂大，设计时应充分利用其抗弯承载力以减少杯壁其他的钢筋用量。横向箍筋 ϕ8@150 的抗弯承载力随柱的插入杯口深度 h_1 而异，但当柱截面高度 h 大于 1000mm，h_1=0.8h 时，抗弯能力有限，因此设计时横向箍筋不宜大于 ϕ8@150。纵向钢筋构造要求为 ϕ12～ ϕ16，且其设置量又与 h 成正比，h 愈大则其抗弯承载力愈大，当 h≥1000mm 时，其抗弯承载力已达到甚至超过顶层钢筋网的抗弯承载力。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

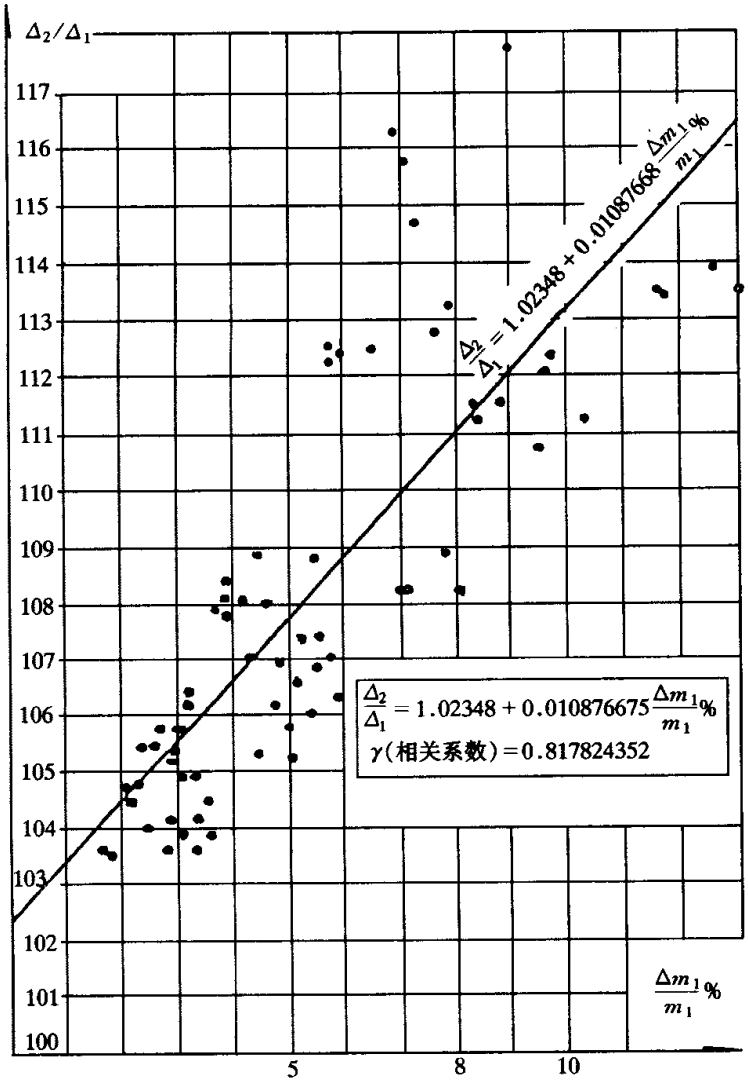


图 8.2.6-2　一般工业厂房$\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$与$\frac{\Delta m}{m}$%（上柱）关系

8.2.7　阶梯形独立柱基及锥形独立柱基其斜截面受剪的折算宽度，可按照本规范附录 S 确定。

8.3　柱下条形基础

8.3.1、8.3.2　基础梁的截面高度应根据地基反力、柱荷载的大小等因素确定。大量工程实践表明，柱下条形基础梁的截面高度一般为柱距的 1/4～1/8。原上海工业建筑设计院对五十项工程的统计，条形基础梁的高跨比在 1/4～1/6 之间的占工程数的 88%。在选择基础梁截面时，距柱边缘处基础梁的受剪截面和斜截面受剪承载力尚应满足现行《混凝土结构设计规范》的要求。

对柱下条形基础梁的内力计算方法，本规范划分了按连续梁计算内力的适用条件。在比较均匀的地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，且条形基础梁的截面高度大于或等于 1/6 柱距时，地基反力可按直线分布考虑。其中规定基础梁高度

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

大于或等于 1/6 的柱距的条件是根据柱距 l 与文克勒地基模型中的弹性特征系数 λ 的乘积 $\lambda l \leqslant 1.75$ 作了分析，当高跨比大于或等于 1/6 时，对一般柱距及中等压缩性的地基都可考虑地基反力为直线分布。当不满足上述条件时，宜按弹性地基梁法计算内力，分析时采用的地基模型应结合地区经验进行选择。

8.4 高层建筑筏形基础

8.4.2 对单幢建筑物，在均匀地基的条件下，基础底面的压力和基础的整体倾斜主要取决于荷载效应准永久组合下产生的偏心距大小。对基底平面为矩形的筏基，在偏心荷载作用下，基础抗倾覆稳定系数 K_F 可用下式表示:

$$K_F = \frac{y}{e} = \frac{\gamma B}{e} = \frac{\gamma}{e/B}$$

式中 ***B***—与组合荷载竖向合力偏心方向平行的基础边长；

e—作用在基底平面的组合荷载全部竖向合力对基底面积形心的偏心距；

y—基底平面形心至最大受压边缘的距离， γ 为 y 与 B 的比值。

从式中可以看出 e/B 直接影响着抗倾覆稳定系数 K_F，K_F 随着 e/B 的增大而降低，因此容易引起较大的倾斜。表 8.4.2 三个典型工程的实测证实了在地基条件相同时，e/B 越大，则倾斜越大。

表 8.4.2　　e / B 值与整体倾斜的关系

地基条件	工程名称	横向偏心距 e (m)	基底宽度 B(m)	e/B	实测倾斜(‰)
上海软土地基	胸科医院	0.164	17.9	1 / 109	2.1(有相邻影响)
上海软土地基	某研究所	0.154	14.8	1/96	2.7
北京硬土地基	中医医院	0.297	12.6	1 / 42	1.716(唐山地震北京烈度为6度,未发现明显变化)

高层建筑由于楼身质心高，荷载重，当筏形基础开始产生倾斜后，建筑物总重对基础底面形心将产生新的倾覆力矩增量，而倾覆力矩的增量又产生新的倾斜增量，倾斜可能随时间而增长，直至地基变形稳定为止。因此，为避免基础产生倾斜，应尽量使结构竖向荷载合力作用点与基础平面形心重合，当偏心难以避免时，则应规定竖向合力偏心距的限值。本规范根据实测资料并参考交通部《公路桥涵设计规范》对桥墩合力偏心距的限制，规定了在荷载效应准永久组合时，$e \leqslant 0.1W/A$。从实测结果来看，这个限制对硬土地区稍严格，当有可靠依据时可适当放松。

8.4.5 通过对已建工程的分析，并鉴于梁板式筏基基础梁下实测土反力存在的集中效应、底板与地基土之间的摩擦力作用以及实际工程中底板的跨厚比一般都在 14～6 之间变动等有利因素，本规范明确了取距梁边缘 h_0 作为验算底板受剪的部位。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

8.4.7 N.W.Hanson 和 J.M.Hanson 在他们的“混凝土板柱之间剪力和弯矩的传递”试验报告中指出:板与柱之间的不平衡弯矩传递，一部分不平衡弯矩是通过临界截面周边的弯曲应力 T 和 C 来传递，而一部分不平衡弯矩则通过临界截面上的偏心剪力对临界截面重心产生的弯矩来传递的，如图 8.4.7-1 所示。因此，在验算距柱边 $h_0/2$ 处的冲切临界截面剪应力时，除需考虑竖向荷载产生的剪应力外，尚应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩所产生的附加剪应力。本规范公式(8.4.7-1)右侧第一项是根据现行《混凝土结构设计规范》GB50010 在集中力作用下的冲切承载力计算公式换算而得，右侧第二项是引自美国 ACI318 规范中有关的计算规定。

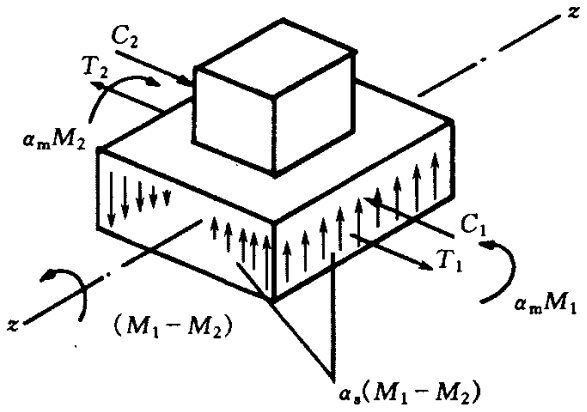


图 8.4.7-1 板与柱不平衡弯矩传递示意

关于公式(8.4.7-1)中集中力取值的问题，国内外大量试验结果表明，内柱的冲切破坏呈完整的锥体状，我国工程实践中一直沿用柱所承受的轴向力设计值减去冲切破坏锥体范围内相应的地基反力作为集中力；对边柱和角柱，由于我国在这方面试验积累的成果不多，本规范参考了国外经验，取柱轴力设计值减去冲切临界截面范围内相应的地基反力作为集中力设计值。

公式(8.4.7-1)中的 M_{unb} 是指作用在柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面重心上的弯矩，对边柱它包括由柱根处轴力设计值 N 和该处筏板冲切临界截面范围内相应的地基反力 P 对临界截面重心产生的弯矩。由于本条款中筏板和上部结构是分别计算的，因此计算 M 值时尚应包括柱子根部的弯矩 M_c，如图 8.4.7-2 所示，M 的表达式为:

$$M_{unb}=Ne_N-Pe_P\pm M_c$$

对于内柱，由于对称关系，柱截面形心与冲切临界截面重心重合，$e_N=e_p=0$，因此冲切临界截面重心上的弯矩，取柱根弯矩。

我国钢筋混凝土受冲切承载力公式具有计算简单的优点，但存在考虑因素不全面的问题。国外试验表明，当柱截面的长边与短边的比值 β_s 大于 2 时，沿冲切临界截面的长边的受剪承载力约为柱短边受剪承载力的一半或更低。本规范的公式

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

(8.4.7-2)是在我国现行混凝土结构设计规范受冲切承载力公式的基础上，参考了美国ACI318规范中受冲切承载力公式中有关规定，引进了柱截面长、短边比值的影响，适用于包括扁柱和单片剪力墙在内的平板式筏基。图8.4.7-3给出了以ACI318计算结果为参照物的在不同β_s条件下筏板有效高度比较表。当$\beta_s \leqslant 2$时，由于我国受冲切承载力取值偏低，按本规范算得的筏板有效高度略大于美国ACI318规范相关公式的结果；当$2 < \beta_s \leqslant 4$时，基本上保持在现行《混凝土结构设计规范》可靠指标基础上，成比例与ACI318规范计算结果同步；$\beta_s > 4$时则略大于美国ACI318规范的计算结果。

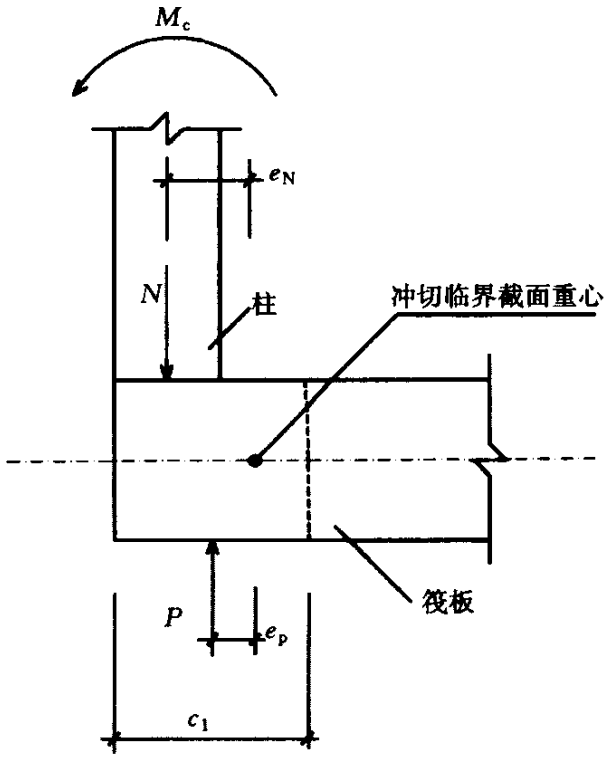


图 8.4.7-2　边柱 M_{unb}计算示意

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

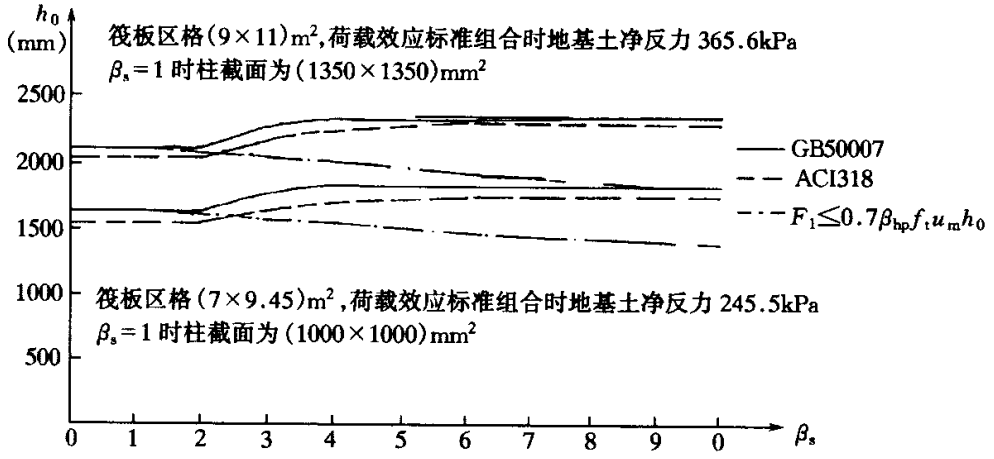


图 8.4.7-3　不同 β_s 条件下筏板有效高度的比较

对有抗震设防要求的平板式筏基，尚应验算地震作用组合的临界截面的最大剪应力 $\tau_{E,max}$，此时公式(8.4.7-1)和(8.4.7-2)应改写为:

$$\tau_{E,\max} = \frac{V_{sE}}{A_s} + a_s \frac{M_E}{I_S} c_{AB}$$

$$\tau_{E,\max} \leqslant \frac{0.7}{\gamma_{RE}} \left(0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \right) \beta_{hp} f_t$$

式中　$\mathbf{V_{sE}}$—考虑地震作用组合后的集中反力设计值;

$\mathbf{M_E}$—考虑地震作用组合后的冲切临界截面重心上的弯矩;

$\mathbf{A_s}$—距柱边 h0/2 处的冲切临界截面的筏板有效面积;

γ_{RE}—抗震调整系数，取 0.85。

8.4.8　Venderbilt 在他的“连续板的抗剪强度”试验报告中指出:混凝土抗冲切承载力随比值 u_m/h_0 的增加而降低。为此，美国 ACI318 规范 1989 版对受冲切承载力公式增加了新的条款。由于使用功能上的要求，内筒占有相当大的面积，因而距内筒外表面 $h_0/2$ 处的冲切临界截面周长是很大的，在 h_0 保持不变的条件下，内筒下筏板的受冲切承载力实际上是降低了，因此需要适当提高内筒下筏板的厚度。本规范给出的内筒下筏板冲切截面周长影响系数 η，是通过实际工程中不同尺寸的内筒，经分析并和美国 ACI318 规范对比后确定的(详表 8.4.8)。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 8.4.8　　内筒下筏板厚度比较

筒尺寸(m×m	筏板混凝土强度等级	荷载标准组合的内筒轴力(kN)	荷载标准组合的基底净反力(kN/m²)	规范名称	筏板有效高度(m)	
					不考虑冲切临界截面周长影响	考虑冲切临界截面周长影响
11.3×13.0	C30	128051	383.4	GB50007	1.22	1.39*
				ACI318	1.18	1.44
12.6×27.2	C40	424565	453.1	GB50007	2.41	2.72*
				ACI318	2.36	2.71
24×24	C40	718848	480	GB50007	3.2	3.58*
				ACI318	3.07	3.55
24×24	C40	442980	300	GB50007	2.39	2.57*
				ACI318	2.12	2.67
24×24	C40	336960	225	GB50007	1.95	2.28*
				ACI318	1.67	2.21

注：1.荷载分项系数平均值：GB50007 取 1.35，ACI318 取 1.45；

2. *：考虑冲切临界截面周长影响系数 1.25。

8.4.9　本规范明确了取距内柱和内筒边缘 h_0 处作为验算筏板受剪的部位，如图 8.4.9-1 所示；角柱下验算筏板受剪的部位取距柱角 h_0 处，如图 8.4.9-2 所示。公式(8.4.9)中的 V_s 即作用在图 8.4.9-1 或图 8.4.9-2 中阴影面积上的地基净反力平均设计值除以验算截面处板格中至中的长度(内柱)、或距角柱角点 h_0 处 45° 斜线的长度(角柱)。国内筏板试验报告表明:筏板的裂缝首先出现在板的角部，设计中当采用简化计算方法时，需适当考虑角点附近土反力的集中效应。图 8.4.9-3 给出了筏板模型试验中裂缝发展的过程。设计中当角柱下筏板受剪承载力不满足规范要求时，也可采用适当加大底层角柱横截面或局部增加筏板角隅板厚等有效措施，以期降低受剪截面处的剪力。

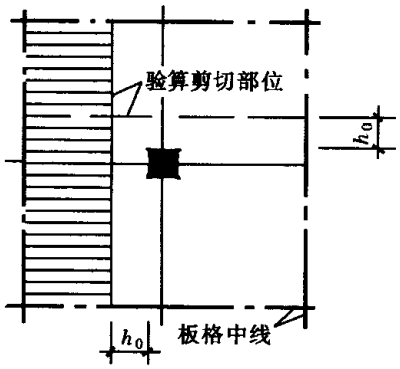


图 8.4.9-1　内柱（筒）下筏板验算剪切部位示意

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

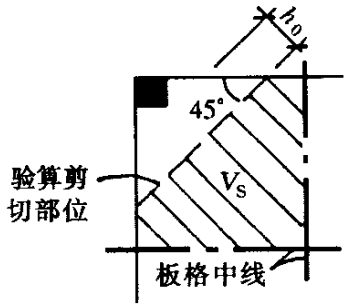


图 8.4.9-2 角柱（筒）下筏板验算剪切部位示意

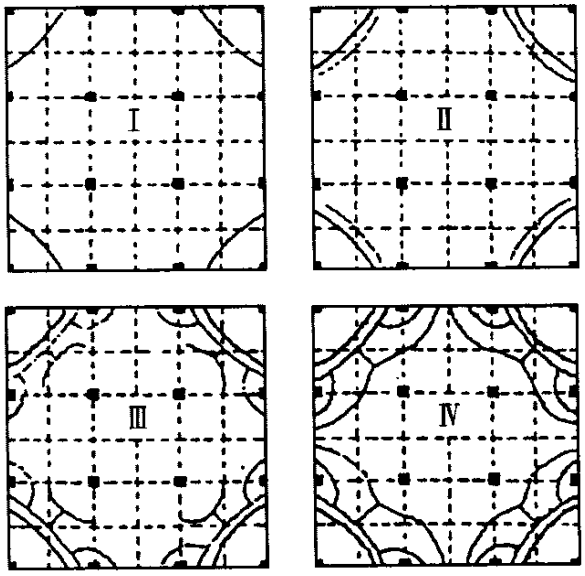


图 8.4.9-3 筏板模型试验裂缝发展过程

8.4.10 我国高层建筑箱形基础的工程实测资料表明，由于上部结构参与工作，箱形基础的纵向相对挠曲值都很小，第四纪土地区一般都小于万分之一，软土地区一般都小于万分之三。因此，一般情况下计算时不考虑整体弯曲的作用，整体弯曲的影响通过构造措施予以保证。对于高层建筑筏形基础，黄熙龄和郭天强在他们的框架柱——筏基础模型试验报告中指出，在均匀地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，筏板厚度满足冲切承载力要求，且筏板的厚跨比不小于 1/6 时，可不考虑筏板的整体弯曲，只按局部弯曲计算，地基反力可按直线分布。试验是在粉质粘土和碎石土两种不同类型的土层上进行的，筏基平面尺寸为 3220mm×2220mm，厚度为 150mm(图 8.4.10-1)，其上为三榀单层框架(图 8.4.10-2)。试验结果表明，土质无论是粉质粘土还是碎石土，沉降都相当均匀(图 8.4.10-3)，筏板的整体挠曲约为万分之三，整体挠曲相似于箱型基础。基础内力的分布规律，按整体分析法(考虑上部结构作用)与倒梁法是一致的，且倒梁板法计算出来的弯矩值还略大于整体分析法。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

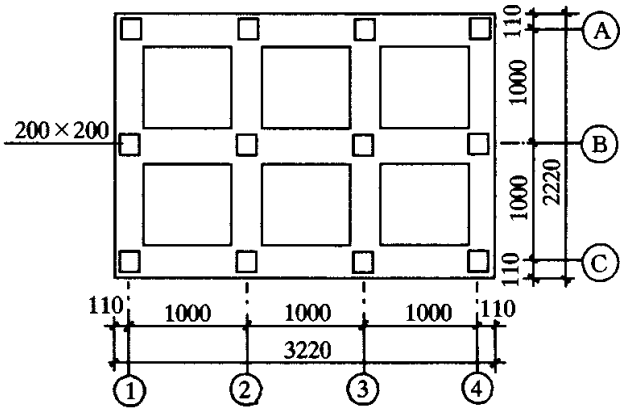


图 8.4.10-1　模型试验加载梁平面图

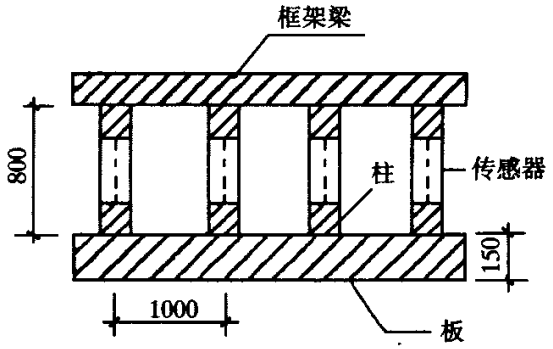


图 8.4.10-2　模型试验（B）轴线剖面图

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

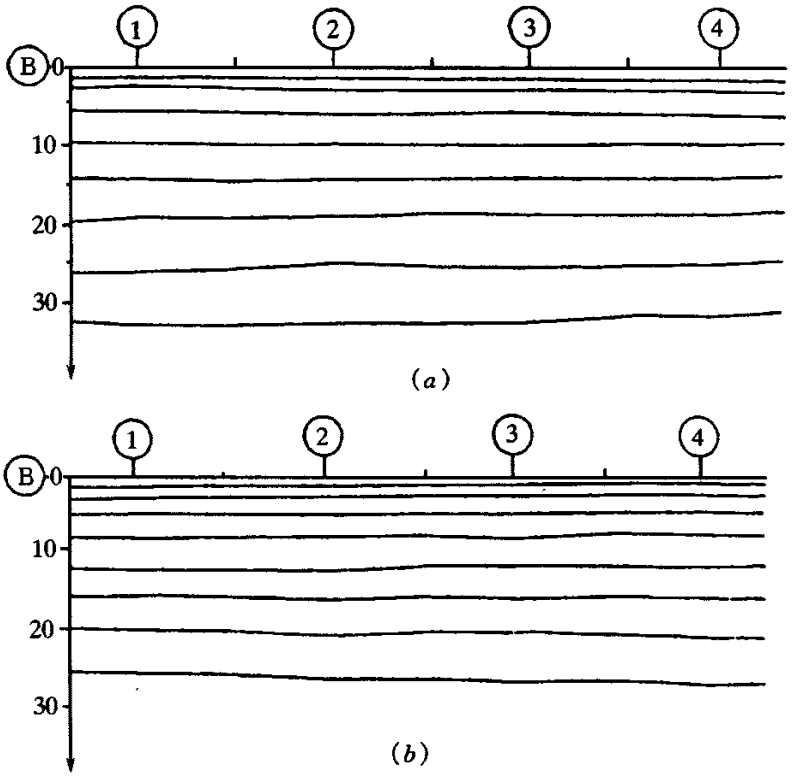


图 8.4.10-3*a*　(B) 轴线沉降曲线

(*a*) 粉质粘土；(*b*) 碎石土

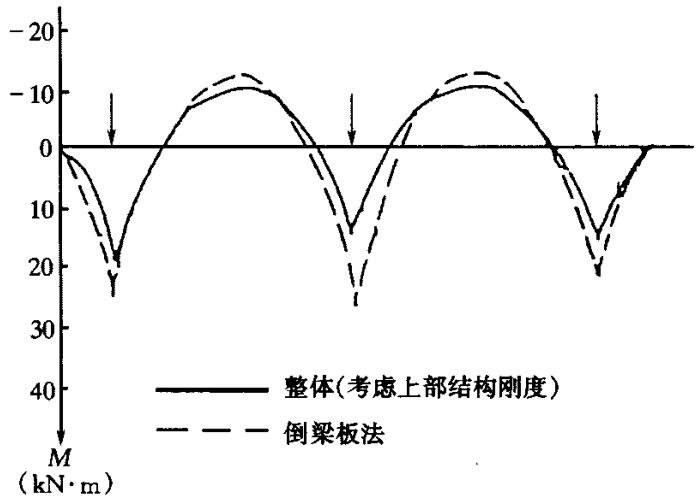


图 8.4.10-3*b*　整体分析法与倒梁板法弯矩计算结果比较

8.4.12　工程实践表明，在柱宽及其两侧一定范围的有效宽度内，其钢筋配置量不应小于柱下板带配筋量的一半，且应能承受板与柱之间一部分不平衡弯矩 $a_m M_{unb}$，以保证板柱之间的弯矩传递，并使筏板在地震作用过程中处于弹性状态，保证柱根处能实现预期的塑性铰。条款中有效宽度的范围，是根据筏板较厚的特点，以小于 1/4 板跨为原则而提出来的。有效宽度范围如图 8.4.12 所示。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

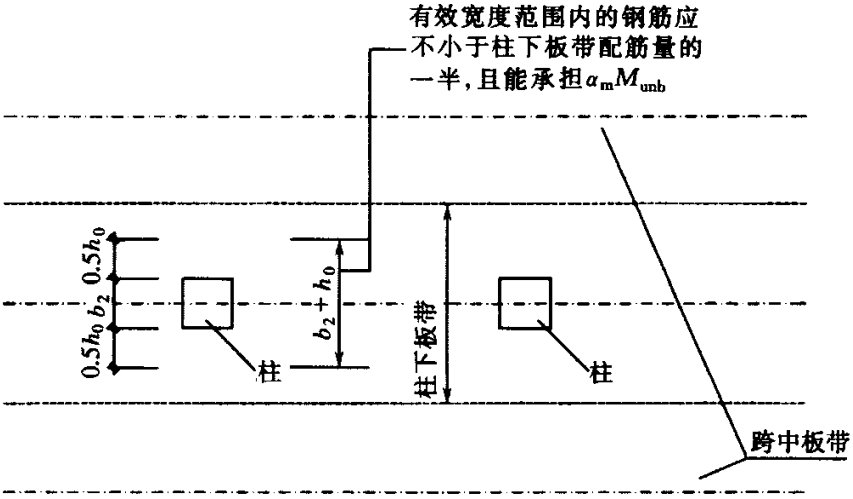


图 8.4.12　两侧有效宽度范围的示意

对筏板的整体弯曲影响，本条款通过构造措施予以保证，要求柱下板带和跨中板带的底部钢筋应有 1/2～1/3 贯通全跨，顶部钢筋按实际配筋全部连通，配筋率不应小于 0.15%。

8.5　桩　基　础

8.5.1　按竖向荷载下单桩的受力性状，将桩分为摩擦型和端承型两大类。

摩擦型桩可分为摩擦桩和端承摩擦桩，桩端阻力很小时，称为摩擦桩。同理，端承型桩也可分为端承桩和摩擦端承桩，桩侧阻力很小时，称为端承桩。

8.5.2　本条所规定的桩和桩基的构造，考虑到各种不同的情况综合制定，补充并完善了 89 规范的内容。

1　为减少摩擦型桩侧阻的叠加效应，仍规定取最小桩距为 $3d$；扩底灌注桩包括夯扩桩、机械和人工扩底灌注桩等，为保证其侧阻的发挥也作了相应的规定。

施工工艺对桩距的要求十分重要，由于成桩中的挤土效应以及拔管(钻)时带动桩周土，往往造成邻近桩的断裂或缩颈，在饱和软土和结构性强的土中尤为突出，因此，在决定桩距时，对挤土桩应特别重视。

2　扩底灌注桩扩底直径不宜大于三倍桩身直径，系考虑到扩底施工的难易和安全，同时需要保持桩间土的稳定，有利于桩基受力。

3　桩端进入持力层的最小深度，主要是考虑了在各类持力层中成桩的可能性和难易程度，并尽量提高桩端阻力。

桩端进入破碎岩石或软质岩的桩，按一般桩来计算桩端进入持力层的深度。桩端进入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩石时，入岩施工困难，同时硬质岩已提供足够的端阻力。规范条文中，提出桩周边嵌岩最小深度为 0.5m，以确

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

保桩端与岩体面接触。

4 桩端位于倾斜地层的桩基，受到滑移土体的水平力作用，为此桩应采用通长配筋，并应通过计算确定配筋量。

承台下存在淤泥、淤泥质土或液化土层时，为提高桩基稳定性，同时考虑到施工中避免挤土等影响而产生断桩，配筋长度应穿过上述土层。

大直径桩往往桩长很大，特别是钻孔桩，下部成孔质量有时出现问题，设置部分通长钢筋，可以验证下部孔径及孔深。

灌注桩构造配筋的最小配筋率使大直径桩的配筋不致过多，同时保证了 ϕ 377mm 的桩主筋配置不少于 6 根 ϕ12 钢筋(配筋率 0.65%)。

8.5.3～8.5.4 群桩中单桩桩顶竖向力采用了正常使用极限状态标准组合下的竖向力，承台及承台上土自重采用标准值。其意义在于以荷载标准组合值确定桩数，与天然地基确定基础尺寸的原则相一致。同时避免了设计值、标准值相混淆的可能性，便于应用。

8.5.5 为保证桩基设计的可靠性，规定除设计等级为丙级的建筑物外，单桩竖向承载力特征值应采用竖向静载荷试验确定。

设计等级为丙级的建筑物可根据静力触探或标准贯入试验方法确定单桩竖向承载力特征值。用静力触探或标贯方法确定单桩承载力已有不少地区和单位进行过研究和总结，取得了许多宝贵经验。其他原位测试方法确定单桩竖向承载力的经验不足，规范未推荐。

确定单桩竖向承载力时，应重视类似工程、邻近工程的经验。

试桩前的初步设计，规范推荐了过去通用的估算公式(8.5.5-1)，式中侧阻、端阻采用特征值，规范特别注明侧阻、端阻特征值应由当地静载荷试验结果统计分析求得，减少全国采用同一表格所带来的误差。

嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩石的嵌岩桩，规范给出了单桩竖向承载力特征值的估算式(8.5.5-2)，只计端阻。简化计算的意义在于硬质岩强度超过桩身混凝土强度，设计以桩身强度控制，不必要再计入侧阻、嵌岩阻力等不定因素。当然，嵌岩桩并不是不存在侧阻和嵌岩阻力，有时侧阻和嵌岩阻力占有很大的比例。对于嵌入破碎岩和软质岩石中的桩，单桩承载力特征值则按 8.5.5-1 式进行估算。

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，特别在碳酸盐类岩石地区，岩面石

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

芽、溶槽密布，此时桩端可能落于岩面隆起或斜面处，有导致滑移的可能，因此，规范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。实践证明，作为基础施工图设计依据的详细勘察阶段的工作精度，满足不了这类桩设计施工的要求，因此，当基础方案选定之后，还应根据桩位及要求进行专门性的桩基勘察，以便针对各个桩的持力层选择入岩深度、确定承载力，并为施工处理等提供可靠依据。

8.5.6 单桩水平承载力与诸多因素相关，单桩水平承载力特征值应由单桩水平载荷试验确定。

规范特别写入了带承台桩的水平载荷试验。桩基抵抗水平力很大程度上依赖于承台底阻力和承台侧面抗力，带承台桩基的水平载荷试验能反映桩基在水平力作用下的实际工作状况。

带承台桩基水平载荷试验采用慢速维持荷载法，用以确定长期荷载下的桩基水平承载力和地基土水平反力系数。加载分级及每级荷载稳定标准可按单桩竖向静载荷试验的办法。当加载至桩身破坏或位移超过 30～40mm(软土取大值)时停止加载。卸载按 2 倍加载等级逐级卸载，每 30min 卸一级载，并于每次卸载前测读位移。

根据试验数据绘制荷载位移 H_0-X_0 曲线及荷载位移梯度 $H_0-(\Delta X_0/\Delta H_0)$曲线，取 $H_0-(\Delta X_0/\Delta H_0)$曲线的第一拐点为临界荷载，取第二拐点或 H_0-X_0 曲线的陡降起点为极限荷载。若桩身设有应力测读装置，还可根据最大弯矩点变化特征综合判定临界荷载和极限荷载。

对于重要工程，可模拟承台顶竖向荷载的实际状况进行试验。

水平荷载作用下桩基内各单桩的抗力分配与桩数、桩距、桩身刚度、土质性状、承台形式等诸多因素有关。

水平力作用下的群桩效应的研究工作不深入，条文规定了水平力作用面的桩距较大时，桩基的水平承载力可视为各单桩水平承载力的总和，实际上在低桩承台的前提下应注重采取措施充分发挥承台底面及侧面土的抗力作用，加强承台间的连系等等。当承台周围填土质量有保证时，应考虑土的抗力作用按弹性抗力法进行计算。

用斜桩来抵抗水平力是一项有效的措施，在桥梁桩基中采用较多。但在一般工业与民用建筑中则很少采用，究其原因是依靠承台埋深大多可以解决水平力的问题。

8.5.9 近年来随着高层建筑的发展，对桩承载力的要求很高，各种超长桩应用较多，为保证建筑物安全，确保桩身混凝土强度至关重要。

上海市地基基础设计规范中对桩身混凝土强度折减作了如下规定:

1 灌注桩 φ=0.60，施工质量有充分把握时也不得超过 0.68。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2 预制桩 φ=0.60～0.75。

3 预应力桩 $Q \leqslant (0.60 \sim 0.75) f_c A_p - 0.34 A_p \sigma_{pc}$

σ_{Pc}—为桩身截面混凝土有效预加应力。

以上规定中均未考虑结构重要性系数。

考虑到全国的状况，本次修订增加了桩的承载力尚应满足桩身混凝土强度的要求。

8.5.10 为了贯彻以变形控制设计的原则，规范条文规定了需要进行沉降验算的建筑物桩基，补充了 89 规范中的空缺。对于地基基础设计等级为丙级的建筑物、群桩效应不明显的建筑物桩基，可根据单桩静载荷试验的变形及当地工程经验估算建筑物的沉降量。

8.5.11 软土中摩擦桩的桩基础沉降计算是一个非常复杂的问题。纵观许多描述桩基实际沉降和沉降发展过程的文献可以知道，土体中桩基沉降实质是由桩身压缩、桩端刺入变形和桩端平面以下土层受群桩荷载共同作用产生的整体压缩变形等多个主要分量组成，并且是需要经历数年、甚至更长时间才能完成的过程。即使忽略土中桩身弹性压缩量，由于桩端刺入变形与桩土体之间相互作用、土体组成的多相性质、土骨架的非线性应力应变性质和蠕变性质有关，在目前认识水平条件下，土中摩擦桩桩基沉降不是简单的弹性理论所能描述的问题，这说明为什么完全依据理论的各种桩基沉降计算方法，在实际工程的应用中往往都与实测结果存在较大的出入，即使经过修正，两者也只能在某一特定范围内比较接近。正因为如此，本规范推荐的桩基最终沉降量的计算方法，并不是一种纯理论的方法，其实质是一种经验拟合的方法。根据 Geddes 按弹性理论中 Mindlin 应力公式积分后得出的单桩荷载在半无限体中产生的应力解出发，用简单叠加法原则求得群桩荷载在地基中产生的应力，然后再按分层总和法原理计算沉降，并乘以经验系数，从而使计算结果更接近于工程实际，与实体基础的方法相比，该法能方便地考虑桩基中桩数、桩间距、不规则布桩及不同桩长等因素对沉降计算的影响。

从经验拟合这一观点出发，本次规范在这一条款中的修订工作主要是收集大量实际工程资料进行统计分析。修订组共收集了上海地区 93 幢建筑的完整实测资料和工程计算资料，在随后的资料复查整理中，因各种原因共放弃了其中 24 幢建筑物的资料，实际用于分析的建筑物共 69 幢。在统计分析的过程中逐步确定了各项计算规定，最后确定了桩基最终沉降量计算的经验修正系数 φ_p。为了得到确定的统计结果，作了一系列经验性的规定。

1 统计分析中的计算规定及说明:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

1)统计时是将各幢建筑物中心点计算沉降值或最大计算沉降值与实测各点的平均沉降值进行比较。计算得到的最大沉降值，不是代表建筑物在某处实际发生的最大沉降值，而是估算的建筑物最终平均沉降值。从这一规定可知，不提倡用这一方法计算建筑物的不均匀沉降。因为缺少实测倾斜值与计算值的对比统计资料，也因为这种算法不考虑上部结构的刚度，可能严重歪曲了实际的不均匀沉降。若计算点任意选取，可能得到互相矛盾的结果。

2)公式中所用的压缩模量 Es 为计算深度处土在自重应力至自重应力加附加应力作用下的压缩模量。一般采用勘察报告中提供的由室内土工压缩试验得到的数值。压缩模量的取值对于沉降计算有很大的影响，但由于目前对于原位试验本身及其试验结果与室内试验得出的 Es 之间的规律尚未有较明确的统一认识，本次修编时仍采用室内压缩试验得出的压缩模量。待今后进一步积累经验，再行修订。

3)在采用分层总和法计算沉降时，考虑到桩端处的应力集中，土体的计算分层厚度在桩端以下一定范围内应适当加密。实际工程计算时，一般区域计算层厚度取 1m，加密区域计算层厚度取 0.1m，已能保证足够的精度。

8.5.13 八十年代上海市开始采用为控制沉降而设置桩基的方法，取得显著的社会经济效益。目前天津、湖北、福建等省市也相继应用了上述方法。开发这种方法是考虑桩、土、承台共同工作时，基础的承载力可以满足要求，而下卧层变形过大，此时采用摩擦型桩旨在减少沉降，以满足建筑物的使用要求。以控制沉降为目的设置桩基是指直接用沉降量指标来确定用桩的数量。能否实行这种设计方法，必须要有当地的经验，特别是符合当地工程实践的桩基沉降计算方法。直接用沉降量确定用桩数量后，还必须满足本条所规定的使用条件和构造措施。上述方法的基本原则有三点:

一、设计用桩数量可以根据沉降控制条件，即允许沉降量计算确定；

二、基础总安全度不能降低，应按桩、土和承台共同作用的实际状态来验算。桩土共同工作是一个复杂的过程，随着沉降的发展，桩、土的荷载分担不断变化，作为一种最不利状态的控制，桩顶荷载可能接近或等于单桩极限承载力。为了保证桩基的安全度，规定按承载力特征值计算的桩群承载力与土承载力之和应大于等于荷载效应标准组合作用于桩基承台顶面的竖向力与承台及其上土自重之和；

三、为保证桩、土和承台共同工作，应采用摩擦型桩，使桩基产生可以容许的沉降，承台底不致脱空，在桩基沉降过程中充分发挥桩端持力层的抗力。同时桩端还要置于相对较好的土层中，防止沉降过大，达不到预期控制沉降的目的。为保证承台底不脱空，当承台底土为欠固结土或承载力利用价值不大的软土时，尚应对其

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

进行处理。

8.5.16 桩基承台的弯矩计算

1 承台试件破坏过程的描述

中国石化总公司洛阳设计院和郑州工学院曾就桩台受弯问题进行专题研究。试验中发现，凡属抗弯破坏的试件均呈梁式破坏的特点。四桩承台试件采用均布方式配筋，试验时初始裂缝首先在承台两个对应边的一边或两边中部或中部附近产生，之后在两个方向交替发展，并逐渐演变成各种复杂的裂缝而向承台中部合拢，最后形成各种不同的破坏模式。三桩承台试件是采用梁式配筋，承台中部因无配筋而抗裂性能较差，初始裂缝多由承台中部开始向外发展，最后形成各种不同的破坏模式。可以得出，不论是三桩试件还是四桩试件，它们在开裂破坏的过程中，总是在两个方向上互相交替承担上部主要荷载，而不是平均承担，也即是交替起着梁的作用。

2 推荐的抗弯计算公式

通过对众多破坏模式的理论分析，选取图 8.5.16 所示的四种典型模式作为公式推导的依据。

(1)图 8.5.16(*a*)四桩承台破坏模式系屈服线将承台分成很规则的若干块几何块体。设块体为刚性的，变形略去不计，最大弯矩产生于屈服线处，该弯矩全部由钢筋来承担，不考虑混凝土的拉力作用，则利用极限平衡方法并按悬臂梁计算。

$$M_X = \Sigma(N_i y_i)$$

$$M_y = \Sigma(N_i x_i)$$

(2)图 8.5.16(*b*)是等边三桩承台具有代表性的破坏模式，可利用钢筋混凝土板的屈服线理论，按机动法的基本原理来推导公式得:

$$M = \frac{N_{\max}}{3}\left(s - \frac{\sqrt{3}}{2}c\right) \qquad (a)$$

由图 8.5.16(*c*)的等边三桩承台最不利破坏模式，可得另一个公式即:

$$M = \frac{N_{\max}}{3}s \qquad (b)$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

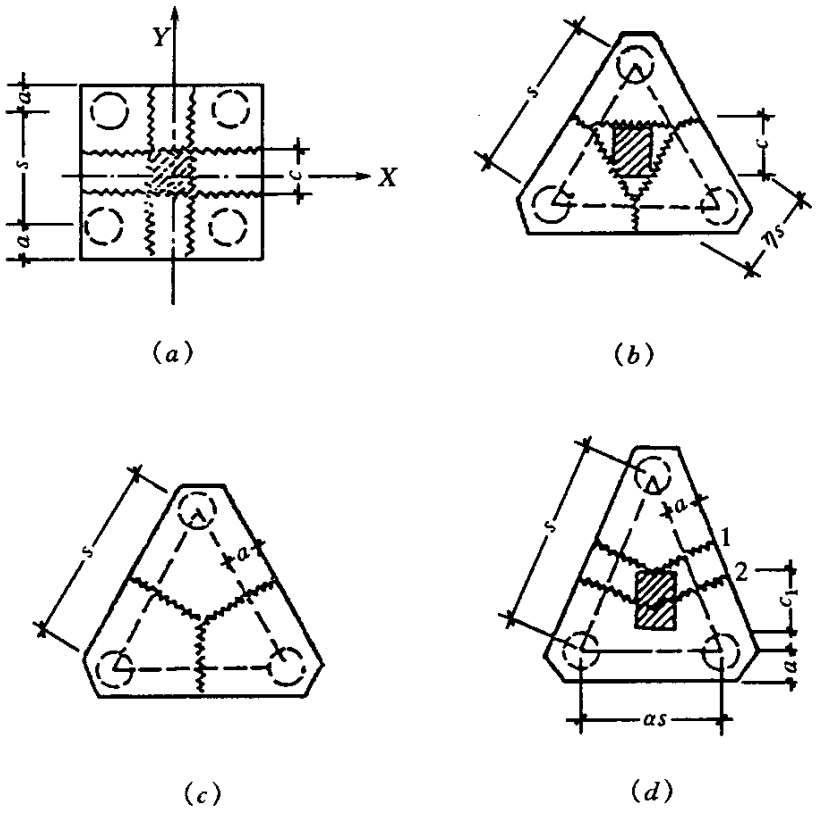


图 8.5.16　承台破坏模式

（a）四桩承台；（b）等边三桩承台（一）

（c）等边三桩承台（二）；（d）等腰三桩承台

式(a)考虑屈服线产生在柱边，过于理想化；式(b)未考虑柱子的约束作用，是偏于安全的。根据试件破坏的多数情况，采用(a)(b)二式的平均值为规范的推荐公式(8.5.16-3)

$$M=\frac{N_{\max}}{3}\left(s-\frac{\sqrt{3}}{4}c\right)$$

(3)由图 8.5.16(d)，等腰三桩承台典型的屈服线基本上都垂直于等腰三桩承台的两个腰，当试件在长跨产生开裂破坏后，才在短跨内产生裂缝。因之根据试件的破坏形态并考虑梁的约束影响作用，按梁的理论给出计算公式。

在长跨，当屈服线通过柱中心时:

$$M_1=\frac{N_{\max}}{3}s \qquad (a')$$

当屈服线通过柱边缝时:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3}\left(s - \frac{1.5}{\sqrt{4-a^2}}c_1\right) \qquad (b'\ )$$

式(a')未考虑柱子的约束影响，偏于安全；而式(b')考虑屈服线通过往边缘处，又不够安全，今采用两式的平均值作为推荐公式(8.5.16-4)

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3}\left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}}c_1\right)$$

上述所有三桩承台计算的 M 值均指由柱截面形心到相应承台边的板带宽度范围内的弯矩，因而可按此相应宽度采用三向配筋。

8.5.17 柱对承台的冲切计算方法，本规范在编制时曾考虑了以下两种计算方法:方法一为冲切临界截面取柱边 $0.5h_0$ 处，当冲切临界截面与桩相交时，冲切力扣除相交那部分单桩承载力，采用这种计算方法的国家有美国、新西兰，我国九十年代前一些设计单位亦多采用此法；方法二为冲切锥体取柱边或承台变阶处至相应桩顶内边缘连线所构成的锥体并考虑了冲跨比的影响，原苏联及我国《建筑桩基技术规范》均采用这种方法。计算结果表明，这两种方法求得的柱对承台冲切所需的有效高度是十分接近的，相差约 5%左右。考虑到方法一在计算过程中需要扣除冲切临界截面与柱相交那部分面积的单桩承载力，为避免计算上繁琐，本规范推荐采用方法二。

本规范公式(8.5.17-1)中的冲切系数是按 λ=1 时与我国现行《混凝土结构设计规范》的受冲切承载力公式相衔接，即冲切破坏锥体与承台底面的夹角为 45° 时冲切系数 α=0.7 提出来的。

本规范公式(8.5.17-5)中的角桩冲切系数公式是在我国 JGJ94—94 规范基础上，参照我国现行《混凝土结构设计规范》的受冲切承载力公式，修正后提出来的。修正后的角桩冲切系数，当 λ 在 0.3～0.4 之间时已非常接近原苏联资料数据，当 λ>0.4 后则逐渐小于原苏联资料。但统计数据表明，承台角桩的冲跨比一般都在 0.3～0.6 之间变动，因此在该范围内角桩的冲切承载力已接近原苏联资料数据。

图 8.5.17-1 及图 8.5.17-2 分别给出了一典型的九桩承台内柱对承台冲切、角桩对承台冲切所需的承台有效高度比较表，其中桩径为 800mm，柱距为 2400mm，方柱尺寸为 1550mm，承台宽度为 6400mm。计算时荷载分项系数平均值:GB50007 及 JGJ94—94 取 1.35，ACI318 取 1.45，混凝土设计强度按 GB50010。不言而喻，由于本规范的冲切系数大于《建筑桩基技术规范》的冲切系数，因而按本规范算得的承台有效高度略有降低，但与 ACI318 规范相比较略偏于安全。但是，美国钢筋混凝土学会 CRSI 手册认为由角桩荷载引起的承台角隅 45° 剪切破坏较之角桩冲切破坏更为不

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

利，因此尚需验算距柱边 h0 承台角隅 45° 处的抗剪强度。

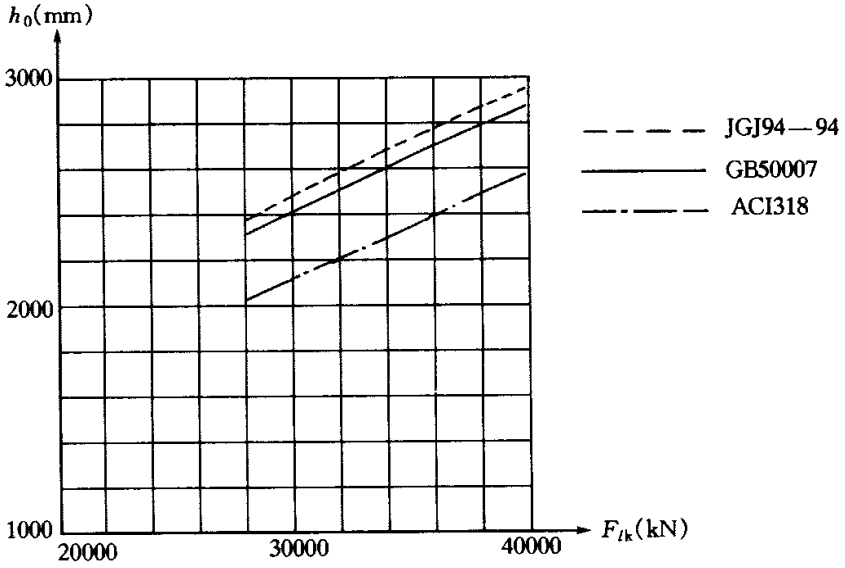


图 8.5.17-1　内柱对承台冲切时承台有效高度比较

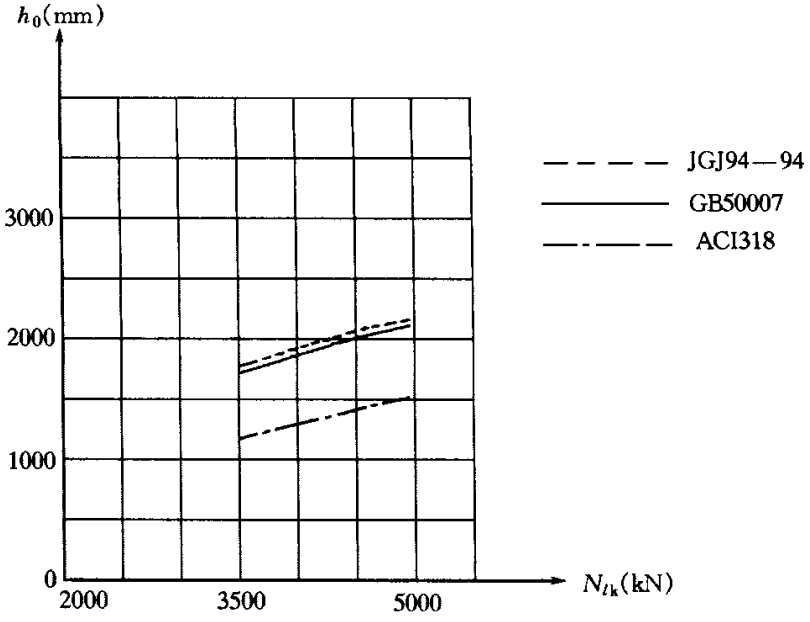


图 8.5.17-2　角桩对承台冲切时承台有效高度比较

8.5.18　桩基承台的抗剪计算，在小剪跨比的条件下具有深梁的特征。关于深梁的抗剪问题，近年来我国已发表了一系列有关的抗剪强度试验报告以及抗剪承载力计算文章，尽管文章中给出的抗剪承载力的表达式不尽相同，但结果具有很好的一致性。本规范提出的剪切系数是通过分析和比较后确定的，它已能涵盖深梁、浅梁不同条件的受剪承载力。图 8.5.18 给出了一典型的九桩承台的柱边剪切所需的承台有效高度比较表，按本规范求得的柱边剪切所需的承台有效高度与美国 ACI318 规范求得的

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

结果是相当接近的。

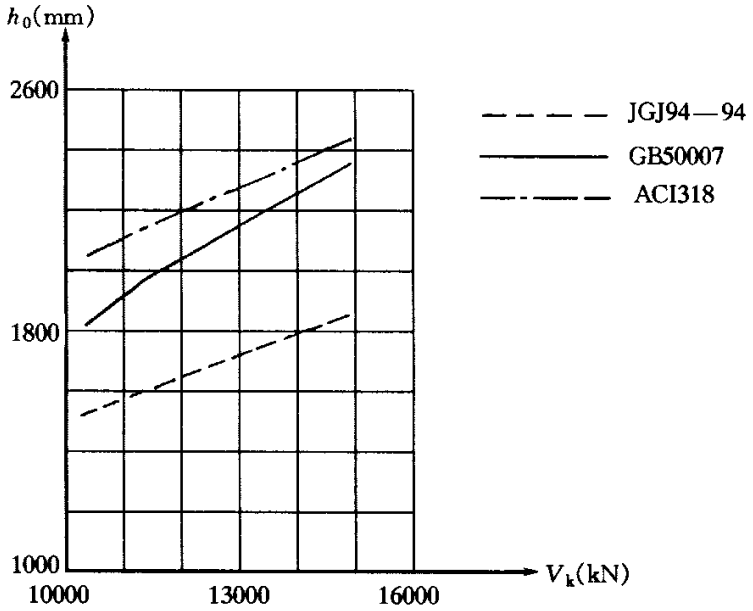


图 8.5.18　柱边剪切承台有效高度比较

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

9 基坑工程

9.1 一般规定

9.1.1～9.1.2 基坑支护结构是对地下工程安全施工起决定性作用的结构物，深基坑一般要经历较长施工周期，因此不能简单地将基坑支护结构作为临时性结构而不适当地降低结构的安全度。

9.1.3 基坑支护结构设计应从稳定、强度和变形等三个方面满足设计要求:

1 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、支撑体系的失稳。

2 强度:支护结构，包括支撑体系或锚杆结构的强度应满足构件强度设计的要求。

3 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、地下设施的允许变形值，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的监测和对周边环境的监测。随基坑开挖，通过对支护结构桩、墙及其支撑系统的内力、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。

9.1.4 为基坑工程设计而提供的建筑总平面图，应标明用地的红线范围。

9.1.6 基坑开挖是大面积的卸荷过程，易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，粘性土随着基坑暴露时间延长，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，特别是在雨季施工中作用更为明显。

基坑周边荷载，会增加墙后土压力，增加滑动力矩，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。

9.1.7 深基坑内拟建建筑物的详细勘察，大多数是沿建筑物外轮廓布置勘探工作，往往使基坑工程的设计和施工依据的地质资料不足。本条要求勘察及勘探范围应超出建筑物轮廓线，一般取基坑周围相当基坑深度的 2 倍，当有特殊情况时，尚需扩大范围。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

勘探点的深度一般不应小于基坑深度的 2 倍。在软土中的基坑开挖，勘探点的深度即使相当于基坑深度的 2 倍也往往不够，这时，可结合地基详勘的深孔资料一并考虑，在必要时也可补充布置深孔。

9.1.8 基坑工程设计时，土性指标、计算方法、安全度是统一考虑的，故土的抗剪强度指标应慎重选取，这一点必须加以强调。三轴试验受力明确，又可控制排水条件，因此，在基坑工程中确定土的强度指标时规定应采用三轴剪切试验方法。为减少取土时对土样的扰动，应采用薄壁取土器取样。由于基坑用机械开挖，速度较快，支护结构上的土压力形成很快，为与其相适应，采用不排水剪是合理的。

剪切前的固结条件，应根据土的渗透性而定。对饱和软粘土，由于灵敏度高，取土易扰动，为使结果不致过低，按现行《岩土工程勘察规范》GB50021，可在自重压力下进行固结后再进行不排水剪。

9.1.9 含水层的水文地质、工程地质参数包括渗透系数、影响半径及压缩模量、孔隙比等，其水文地质参数值宜采用抽水试验确定。基坑地下水的控制设计事先需仔细调查邻近地下管线的渗漏情况及地表水源的补给情况。

9.1.10 处于地下水位以下的水压力和土压力，按有效应力原理分析时，水压力与土压力是分开计算的。这种方法概念比较明确。但是在实际使用中有时还存在一些困难，特别是粘性土在实际工程中孔隙水压力往往难以确定。因此，在许多情况下，往往采用总应力法计算土压力，即将水压力和土压力合算，各地对此都积累有一定的工程实践经验。然而，在这种方法中亦存在一些问题，如低估了水压力的作用，对这些复杂性必须有足够的认识。

通常，由于粘性土渗透性弱，地下水对土颗粒不易形成浮力，故宜采用饱和重度，用总应力强度指标水土合算，其计算结果中已包括了水压力的作用。但当支护结构与周围土层之间能形成水头时，仍应单独考虑水压力的作用。对地下水位以下的粉土、砂土、碎石土，由于其渗透性强，地下水对土颗粒可形成浮力，故应采用水土分算。水压力可按静水压力计算。

9.1.11 自然状态下的土体内水平向有效应力，可认为与静止土压力相等。土体侧向变形会改变其水平应力状态。最终的水平应力，随着变形的大小和方向可呈现出两种极限状态(主动极限平衡状态和被动极限平衡状态)，支护结构处于主动极限平衡状态时，受主动土压力作用，是侧向土压力的最小值。

库仑土压理论和朗肯土压理论是工程中常用的两种经典土压理论，无论用库仑或朗肯理论计算土压力，由于其理论的假设与实际工作情况有一定的出入，只能看作是近似的方法，与实测数据有一定差异。一些试验结果证明，库仑土压力理论在

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

计算主动土压力时，与实际较为接近。在计算被动土压力时，其计算结果与实际相比，往往偏大。

静止土压力系数 k_0 值随土体密实度、固结程度的增加而增加，当土层处于超压密状态时，k_0 值的增大尤为显著。静止土压力系数 k0 宜通过试验测定。当无试验条件时，对正常固结土也可按表 9.1.11 估算。

表 9.1.11　　静止土压力系数 k_0

土类	坚硬土	硬—可塑粘性土 粉质粘土、砂土	可—软塑粘性土	软塑粘性土	流塑粘性土
k_0	0.2～0.4	0.4～0.5	0.5～0.6	0.6～0.75	0.75～0.8

对于不允许位移的支护结构，在设计中要按静止土压力作为侧向土压力。

9.1.12　作用在支护结构上的土压力及其分布规律取决于支护体的刚度及横向位移条件。

刚性支护结构的土压力分布可由经典的库仑和朗肯土压理论计算得到，实测结果表明，只要支护结构的顶部的位移不小于其底部的位移，土压力沿垂直方向分布可按三角形计算。但是，如果支护结构底部位移大于顶部位移，土压力将沿高度呈曲线分布，此时，土压力的合力较上述典型条件要大 10%～15%，在设计中应予注意。

柔性支护结构的位移及土压力分布情况比较复杂，设计时应根据具体情况分析，选择适当的土压力值，有条件时土压力值应采用现场实测、反演分析等方法总结地区经验，使设计更加符合实际情况。

9.2　设计计算

9.2.2　深基坑的稳定问题直接与支护结构体系的变形、稳定以及基坑的工程地质、水文地质条件有关。基坑失稳的形态和原因是多种多样的，由于设计上的过错、漏项或施工不慎，均可造成基坑失稳。

基坑失稳可分为两种主要的形态:

1　因基坑土体的强度不足、地下水渗流作用而造成基坑失稳，包括基坑内外侧土体整体滑动失稳；基坑底土因承载力不足而隆起；地层因承压水作用，管涌、渗漏等等。

本条明确桩式、墙式支护结构应进行抗倾覆和抗水平推移稳定验算，并在附录 T 和附录 U 中明确了计算方法，但抗力分项系数的取值很复杂。经几组对比资料分析，对于悬臂式支护结构，当 φ=23°～33°，c=5～15kPa 时，嵌入深度系数 γ_D=1.2，抗倾覆稳定安全系数 γ_M=1.8～1.2，抗水平推移稳定安全系数 $\gamma_H \geq 1.5$；而对于内撑或锚杆式支护结构，相同的土层条件，嵌入深度系数 γ_D=1.2，γ_M 仅相当于 1.07 左

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

右，γ_H相当于 1.23～1.5。基于此分析，本规范未简单采用 γ_D作为稳定安全系数，而在附录 T、U 中主要提出了抗倾覆稳定性要求，当 $\gamma_M \geqslant 1.3$ 时，对应的抗水平推移安全系数 γ_H均在 1.4～1.5 以上。

基坑底抗隆起稳定性(坑底涌土)验算，实质上是软土地基承载力不足，故用φ=0的承载力公式进行验算。

对于一般的粘性土，参照 Prandtl 和 Terzaghi 的地基承载力公式，并将桩墙底面的平面作为极限承载力的基准面，承载力安全系数的验算公式如下:

$$K_S = \frac{\gamma D N_q + c N_c}{\gamma (H + D) + q} \qquad (9.2.2)$$

式中 γ—土的重度(kN/m^3)；

c—土的粘聚力(kN/m^2)；

q—地面荷载(kN/m^2)；

N_c、N_q—地基承载力系数。

$$\left.\begin{aligned} N_q &= \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \bullet e^{\pi \tan\varphi} \\ N_c &= (N_q - 1) \bullet \frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\}$$

采用 Prandtl 公式时，N_c、N_q按上式计算，此时要求 $K_s \geqslant 1.1$～1.2。

采用 Terzaghi 公式时，N_c、N_q按下式计算此时要求 $K_s \geqslant 1.15$～1.25。

$$\left.\begin{aligned} N_q &= \frac{e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)} \\ N_c &= (N_q - 1) \bullet \frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\}$$

式中 φ—土的内摩擦角。

基坑的渗流稳定性可以分两种情况，一种是坑底面以下有透水层时，若抗渗流稳定安全系数不满足要求时应采取降水(降压)措施。

另一种情况是当支护桩以下一定范围内无透水层时，以基坑底面处坑内外水头差 h' 作为计算压力差，但由于水头差至支护桩底已损失 50%，故支护桩底面处的水压力为 $\gamma_w\left(\frac{1}{2}h' + t\right)$，此值必须小于上覆土重一定数值作为安全储备。

2 因支护结构(包括桩、墙、支撑系统等)的强度、刚度或稳定性不足引起支护

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

结构系统破坏而造成基坑倒坍、破坏。

9.2.3 为了基坑的安全施工和坑底周围土体的稳定，支护结构必须有一定的插入坑底以下土中的深度(又称嵌入深度)，这个深度直接关系到基坑工程的稳定性，且较大程度地影响工程的造价。

支护结构的嵌入深度，目前常采用极限平衡法计算确定。根据支护结构可能出现的位移条件，在桩墙的相应部位分别取主动土压力或被动土压力，形成静力极限平衡的计算简图。当入土深度较大时，桩、墙下端可能出现反弯点，反弯点下的力系考虑反弯点下桩墙段在土中出现的反向位移的情况。

对于悬臂式支护桩，桩前后土压力分布如图 9.2.3 所示。

基坑底土压力由式 9.2.3-1 确定。

$$p_a^h = \gamma h k_a - 2c\sqrt{k_a} \tag{9.2.3-1}$$

p=0 的零点深度 D 由式 9.2.3-2 求得。

$$D = \frac{\gamma h k_a - 2c(\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a})}{\gamma(k_p - k_a)} \tag{9.2.3-2}$$

$h+z_1$ 深度处土压力和 $h+t$ 处的土压力可按式 9.2.3-3 求得。

$$\left.\begin{aligned} p_p^{z_1} - p_a^{z_1+h} &= \gamma z_1 k_p + 2c\sqrt{k_p} - [\gamma(z_1+h)k_a - 2c\sqrt{k_a}] \\ p_p^{h+t} - p_a^{t} &= \gamma(h+t)k_p + 2c\sqrt{k_p} - (\gamma t k_a - 2c\sqrt{k_a}) \end{aligned}\right\} \tag{9.2.3-3}$$

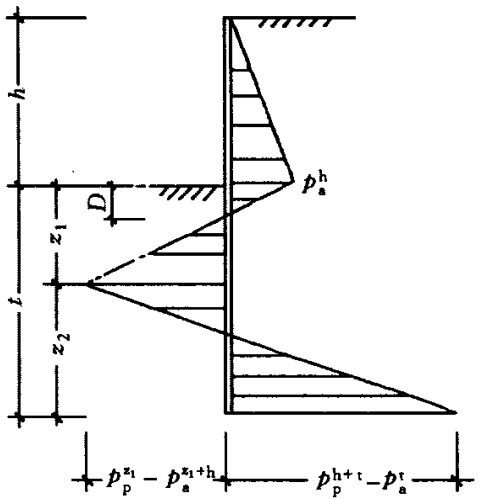


图 9.2.3 桩前后土压力分布

未知数 z_1(或 z_2)和 t 可用使任一点力矩之和等于零和水平力之和等于零两组方程式 9.2.3-4 求解。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$\left.\begin{aligned} z_2 &= \sqrt{\frac{\gamma k_a (h+t)^3 - \gamma k_p t^3}{\gamma (k_p + k_a)(h+2t)}} \\ \gamma k_a (h+t)^2 &- \gamma k_p t^2 + \gamma z_2 (k_p - k_a)(h+2t) = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (9.2.3\text{-}4)$$

式中　h、t—分别为坑深和桩墙插入坑底面以下土中深度(m)；

k_a、k_p—分别为主动与被动土压力系数。土压力系数计算采用不固结不排水三轴剪切指标；

z_1、z_2—如图 9.2.3 所示。

t、z_2 可用试算法求得。计算得到的 t 值需乘以 1.1 的安全系数作为设计入土深度。

9.2.4　关于侧向弹性地基反力法，工程界亦有人称之为“弹性抗力法”、“地基反力法”、“土抗力法”、“竖向弹性地基梁的基床系数法”等。该法由受水平力作用的单桩的解析推演而来。通常侧向弹性地基梁计算，基床系数采用 m 法的假定，按杆系有限元方法求得支护桩的内力和变形。

由于侧向弹性地基抗力法能较好地反映基坑开挖和回筑过程各种工况和复杂情况对支护结构受力的影响，如:施工过程中基坑开挖、支撑设置、失效或拆除、荷载变化、预加压力、墙体刚度改变、与主体结构板、墙的结合方式、内撑式挡土结构基坑两侧非对称荷载等的影响；结构与地层的相互作用及开挖过程中土体刚度变化的影响；支护结构的空间效应及支护结构与支撑系统的共同作用；反映施工过程及施工完成后的使用阶段墙体受力变化的连续性。因此对于地层软弱、环境保护要求高的基坑、多支点支护结构或空间效应明显的支护结构，宜采用侧向弹性地基反力法。侧向弹性地基反力法的计算精度主要取决于一些基本计算参数的取值是否符合实际，如基床系数、墙背和墙前土压力的分布、支撑的刚度等。各地可通过地区经验加以完善；还需注意在淤泥质地层中，由于难以反映土体的流变特性，计算墙体水平位移可能偏小，应通过工程实践予以调整。

9.2.5　基坑问题过去往往作为地下室施工的一种临时性措施，支护结构设计一般由施工单位考虑，以不倒塌作为满足施工要求为目的。随着建设的发展，尤其在建筑群中间，周边又有复杂的管网分布，基坑设计的稳定性仅是必要条件，很多场合主要控制条件是变形，基坑的变形计算比较复杂，且不够成熟。本规范尚不能推荐一种满意的方法。尤其对超压密土经验更少。本条作为一般性要求提出，以期引起工程技术人员特别是设计人员的高度重视。

基坑工程设计时，应根据环境要求确定基坑位移的控制要求。如当基坑周边无永久性建筑或公用设施时，保证稳定即可满足要求。但为了保证基坑的安全，稳定

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

仍需有一个允许的临界位移值。通过监测控制施工，以确保安全。

基坑的最大水平位移值，与基坑开挖深度、地质条件及支护结构类型等有关，在基坑支护结构体系的设计满足正常的承载能力极限状态(承载能力和结构变形)要求时，支护结构水平位移最大值与基坑底土层的抗隆起稳定安全系数有一定的统计关系，图 9.2.5 为对上海的部分基坑工程的统计关系曲线。图中 δ_h 为最大水平位移，h 为基坑深度，K_s 为抗隆起稳定安全系数。

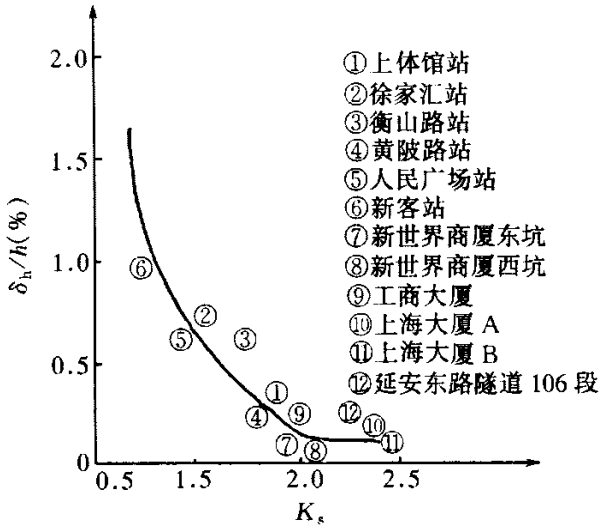


图 9.2.5　上海基坑工程 $\delta_h/h \sim K_s$ 统计关系曲线

9.2.6　本条适用于建筑基坑工程施工过程中对地下水的控制。

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排出，达到疏干基坑内积水的目的。井点降水是对基坑内的地下水或基坑底板以下的承压水进行疏干或减压。隔水是用地下连续墙及喷射注浆(旋喷)、深层搅拌或注浆形成具有一定强度和抗渗性能的截水墙或底板，阻止地下水流入基坑的方法，包括竖向隔水(悬持式和落底式)及水平封底隔水。

为了保障周围建筑物、地下管线等的安全及正常使用，需综合考虑降排水对支护结构变形产生的影响。有时，为有效控制降低地下水位引起的沉陷，需考虑采用隔渗措施，常用的有:1)采用地下连续墙、连续排列的排桩墙挡水:2)采用分离式排桩墙，在桩间设旋喷、深层搅拌等与桩共同形成隔水帷幕或在桩后单独设隔渗墙；3)其他情况可考虑采用高压喷射注浆等方法形成封底隔渗。

基坑降水设计原则:

1)降水井点宜尽量布置在基坑外，如需要在基坑内设井点，应仔细研究地下水及地层资料，采用砂(砾)渗井或短期使用的抽水井。含水层渗透系数较小，下部有渗透性较好的地层时，宜考虑抽水井、渗井综合作用；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2)基坑支护结构采用分离排列的桩式结构，不设隔水帷幕时，降水井点应主要布置在基坑外，达到控制地下水进入基坑及降低承压水头的目的；基坑内可视基坑规模、地下水及地层情况，布置一定数量的自渗井和抽水井；

3)基坑四周设竖向隔水帷幕(包括地下连续墙)，隔水帷幂插入隔水层时，井点应设置在基坑内；隔水帷幕未进入隔水层时，降水井点宜设置在基坑外，如为降低降水对周围建筑物的影响，井点也可设置在基坑内；

4)基坑设全封闭隔水帷幕，一般不需设井点降低地下水位，为正常开挖基坑，可在基坑内布设井点抽除坑内积水。

基坑隔水是基坑围护的一部分，设计时是两者统一考虑的，必要时，应预先进行试验。

9.2.7 考虑锚杆群锚效应规定了锚杆上下、水平锚固体的最小距离。这里指的是锚固体间距而不是锚杆布置时的间距，当锚杆布置时的间距较小时，可考虑调整锚杆角度等方法确保锚固体的最小间距。

保证锚杆自由段长度是为了施加预应力并防止预应力过大损失的需要。锚杆锚固段长度 L_a 应由基本试验确定。

9.2.8 柱列式或板墙式支护结构，墙体厚度通常较小，必须靠支撑结构才能建立起整体刚度。此外挡土结构所受的外力作用也不同于其他结构，除了场地的岩土工程性质外，还受到环境条件、施工方法、时空效应等诸多因素的影响。支撑结构的设计必须适应上述的特殊情况采用稳定的结构体系，连接构造必须确保传力和变形协调的可靠性。通常采用多次超静定结构形式，即使局部构件失效也不致影响整个支撑结构的稳定。

平面支撑体系可以直接支撑两端围护墙上所受到的部分侧压力，且构造简单，受力明确，适用范围较广。但当构件长度较大时，应考虑弹性压缩对基坑位移的影响。此外，当基坑两侧的水平作用力相差悬殊时，支护结构计算模型的边界条件应与支护结构的实际位移条件相符合。

当必须利用支撑构件兼作施工平台或栈桥时，除应满足本章有关规定外，尚应满足作业平台(或栈桥)结构的强度和变形要求。

在目前条件下，国内大多数基坑支护结构的内力和变形都采用平面杆系模型进行计算。在这种情况下，通常把支撑结构视为平面框架，即将支撑结构从支护结构中截离出来，在截高处加上相应的支护结构内力，以及作用在支撑上的其他荷载，用平面杆系模型进行分析。

支撑构件截面的抗压、抗弯及抗剪等承载力设计应根据所选择的构件材料，按

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

相应的结构设计规范执行，采用相应的荷载分项系数。

9.3 地下连续墙与逆作法

9.3.2 地下连续墙的常用厚度为 600～800mm，已建工程中最大厚度为 1200mm。墙厚除应满足设计要求外，还需结合成槽机械的规格来确定，一般为偶数值。

9.3.3 地下连续墙的防渗主要依靠墙体的自防渗。所以对墙体混凝土的抗渗等级有个基本要求。地下连续墙防渗的薄弱环节是墙段间的接头部位。当墙段之间接缝处不设止水带时，所选用的防渗止水接头必须严格按施工规程操作，并需达到防渗止水的目的。

9.3.4 地下室逆作法施工，是利用地下室的楼盖结构(梁、板、柱)和外墙结构，作为基坑围护结构在坑内的水平支撑体系和围护体系，由上而下进行地下室结构的施工，与此同时，可进行上部结构的施工。

根据工程的实际情况，也可选择部分逆作法，即由上而下进行逆作法施工地下室的每层楼盖梁，形成水平框格式支撑，地下室封底后再向上逐层浇注楼板，或从零层楼板(或是一层楼板)开始，由上而下逆作法施工负一层至负二层地下室结构，形成可靠的水平支撑，然后挖完地下室土方，封底后再向上逐层施工其他各层未施工的楼板。

逆作法施工时，基坑分层开挖的深度是按地下室主体结构施工的需要确定的。此时，地下室主体结构的设计计算工况应与相应的施工工况相一致。在地下室逆作法施工时，地下室的楼盖结构(梁、板、柱)和外墙结构除应按正常使用工况进行设计外，还应按各阶段的施工工况进行验算。

地下室逆作法施工时，必须在地下室的各层楼板上，在同一垂直断面位置处，预留供出土用的出土口。为了不因出土口的预留而破坏水平支撑体系的整体性，可在该位置先施工板下的梁系，以此梁系作为水平支撑体系的一部分。

地下室逆作法施工所带来的一个问题，便是梁柱节点设计的复杂性。梁柱节点是整个结构体系的一个关键部位。梁板柱钢筋的连接和后浇混凝土的浇筑，关系到在节点处力的传递是否可靠。所以，对梁柱节点的设计必须考虑到满足梁板钢筋及后浇混凝土的施工要求。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

10 检验与监测

10.1 检　　验

10.1.1 本条主要适用于以天然土层为地基持力层的浅基础，基槽检验工作应包括下列内容:

1 应做好验槽准备工作，熟悉勘察报告，了解拟建建筑物的类型和特点，研究基础设计图纸及环境监测资料。当遇有下列情况时，应列为验槽的重点:

1)当持力土层的顶板标高有较大的起伏变化时；

2)基础范围内存在两种以上不同成因类型的地层时；

3)基础范围内存在局部异常土质或坑穴、古井、老地基或古迹遗址时；

4)基础范围内遇有断层破碎带、软弱岩脉以及湮废河、湖、沟、坑等不良地质条件时；

5)在雨季或冬季等不良气候条件下施工，基底土质可能受到影响时。

2 验槽应首先核对基槽的施工位置。平面尺寸和槽底标高的允许误差，可视具体的工程情况和基础类型确定。

验槽方法宜使用袖珍贯入仪等简便易行的方法为主，必要时可在槽底普遍进行轻便钎探，当持力层下埋藏有下卧砂层而承压水头高于基底时，则不宜进行钎探，以免造成涌砂。当施工揭露的岩土条件与勘察报告有较大差别或者验槽人员认为必要时，可有针对性地进行补充勘察工作。

3 基槽检验报告是岩土工程的重要技术档案，应做到资料齐全，及时归档。

10.1.2 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 20～50cm 分层进行检验。

10.1.3 本条适用于对淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基进行处理的检验。

复合地基的强度及变形模量应通过原位试验方法检验确定，但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，故需要再对竖向增强体及地基土的质量进行检验。对挤密碎石桩应用动力触探法检测桩身和桩间土的密实度。对水泥土搅拌桩、低强度素混凝土桩、石灰粉煤灰桩，应对桩身的连续性和材料进行检验。

10.1.4 预制打入桩、静力压桩应提供经确认的桩顶标高、桩底标高、桩端进入持力

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

层的深度等。其中预制桩还应提供打桩的最后三阵锤击贯入度、总锤击数等，静力压桩还应提供最大压力值等。

当预制打入桩、静力压桩的入土深度与勘察资料不符或对桩端下卧层有怀疑时，可采用补勘方法，检查自桩端以上 1m 起至下卧层 5*d* 范围内的标准贯入击数和岩土特征。

10.1.5 混凝土灌注桩提供经确认的参数应包括桩端进入持力层的深度，对锤击沉管灌注桩，应提供最后三阵锤击贯入度、总锤击数等。对钻(冲)孔桩，应提供孔底虚土或沉渣情况等。当锤击沉管灌注桩、冲(钻)孔灌注桩的入土(岩)深度与勘察资料不符或对桩端下卧层有怀疑时，可采用补勘方法，检查自桩端以上 1m 起至下卧层 5*d* 范围内的岩土特征。

10.1.6 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。

10.1.7 桩基工程事故，有相当部分是因桩身存在严重的质量问题而造成的。桩基施工完成后，合理地选取工程桩进行完整性检测，评定工程桩质量是十分重要的。抽检方式必须随机、有代表性。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。一般情况下低应变方法能可靠地检测到桩顶下第一个浅部缺陷的界面，但由于激振能量小，当桩身存在多个缺陷或桩周土阻力很大或桩长较大时，难以检测到桩底反射波和深部缺陷的反射波信号，影响检测结果准确度。改进方法是加大激振能量，相对地采用高应变检测方法的效果要好，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。不足之处是一孔之见，存在片面性，且检测费用大，效率低。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，不足之处是需要预埋管，检测时缺乏随机性，且只能有效检测桩身质量。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、合理的，且是切实有效的检测手段。

直径大于 800mm 的嵌岩桩，其承载力一般设计得较高，桩身质量是控制承载力的主要因素之一，应采用可靠的钻孔抽芯或声波透射法(或两者组合)进行检测。每个

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

柱下承台的桩抽检数不得少于一根的规定，涵括了单柱单桩的嵌岩桩必须100%检测。直径大于800mm非嵌岩桩检测数量不少于总桩数的10%。小直径桩其抽检数量宜为20%。对预制桩，当接桩质量可靠时，抽检率可比灌注桩稍低。

10.1.8 工程桩竖向承载力检验可根据建筑物的重要程度确定抽检数量及检验方法。对地基基础设计等级为甲、乙级的工程，宜采用慢速静荷载加载法进行承载力检验。

当嵌岩桩的设计承载力很高，受试验条件和试验能力限制时，可根据终孔时桩端持力层岩性报告结合桩身质量检验报告核验单桩承载力。

10.1.9 对地下连续墙，应提交经确认的成墙记录，主要包括槽底岩性、入岩深度、槽底标高、槽宽、垂直度、清渣、钢筋笼制作和安装质量、混凝土灌注质量记录及预留试块强度检验报告等。由于高低应变检测数学模型与连续墙不符，对地下连续墙的检测，应采用钻孔抽芯或声波透射法。对承重连续墙，检验槽段不宜少于同条件下总槽段数的20%。

10.2 监　　测

10.2.2 人工挖孔桩降水、基坑开挖降水等都对环境有一定的影响，为了确保周边环境的安全和正常使用，施工降水过程中应对地下水位变化、周边地形、建筑物的变形、沉降、倾斜、裂缝和水平位移等情况进行监测。

10.2.3 预应力锚杆施加的预应力实际值因锁定工艺不同和基坑及周边条件变化而发生改变，需要监测。

10.2.4 由于设计、施工不当造成的基坑事故时有发生，人们认识到基坑工程的监测是实现信息化施工、避免事故发生的有效措施，又是完善、发展设计理论、设计方法和提高施工水平的重要手段。

10.2.5 监测项目选择应根据基坑支护形式、地质条件、工程规模、施工工况与季节及环境保护的要求等因素综合而定。

10.2.6 监测值的变化和周边建(构)筑物、管网允许的最大沉降变形是确定监控报警标准的主要因素，其中周边建(构)筑物原有的沉降与基坑开挖造成的附加沉降叠加后，不能超过允许的最大沉降变形值。

10.2.7 爆破对周边环境的影响程度与炸药量、引爆方式、地质条件、离爆破点距离等有关，实际影响程度需对测点的振动速度和频率进行监测确定。

10.2.8 挤土桩施工过程中造成的土体隆起等挤土效应，不但影响周边环境，也会造成邻桩的抬起，严重影响成桩质量和单桩承载力，应实施监控。

10.2.9 本条所指的建筑物沉降观测包括从施工开始，整个施工期内和使用期间对建

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

筑物进行的沉降观测。并以实测资料作为建筑物地基基础工程质量检查的依据之一，建筑物施工期的观测日期和次数，应根据施工进度确定，建筑物竣工后的第一年内，每隔 2～3 月观测一次，以后适当延长至 4～6 月，直至达到沉降变形稳定标准为止。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 G　基底下允许冻土层最大厚度 h_{max} 的计算

1　已知条件

1)土的冻胀性 η(%)(可由实测取得，也可从本规范附表查取)；

2)基础类型；

3)基础底面尺寸 a、b(m)；

4)基础底面接触压力 p(kPa)；

5)采暖与否。

2　计算:

A.求非采暖建筑基础下冻土层的最大厚度 h_{max}(m)

1)查附图 1，求出最大冻深处的冻胀应力 σ_{fh}(kPa)；

2)计算 p_0=0.90×p

3)计算应力系数 $a_d=\dfrac{\sigma_{fh}}{p_0}$；

4)根据基础类型、查附图－2 或附图－3 用 a 或 b 和 a_d 找出 h 即 h_{max}。

B.求采暖建筑基础下冻土层的最大厚度 h_{max}(按阳墙角，取 φ_t=0.85、φ_h=0.75)

1)试选 h_{max}:

a.计算 $a_d=\dfrac{\psi_t+1}{2}\bullet\psi_h\bullet\dfrac{\sigma_{fh}}{p}$；

b.由 a_d、a 或 b 查附图 2 或附图—3，得 h_0；

c.参考 b 中之 h，假设 h 值。

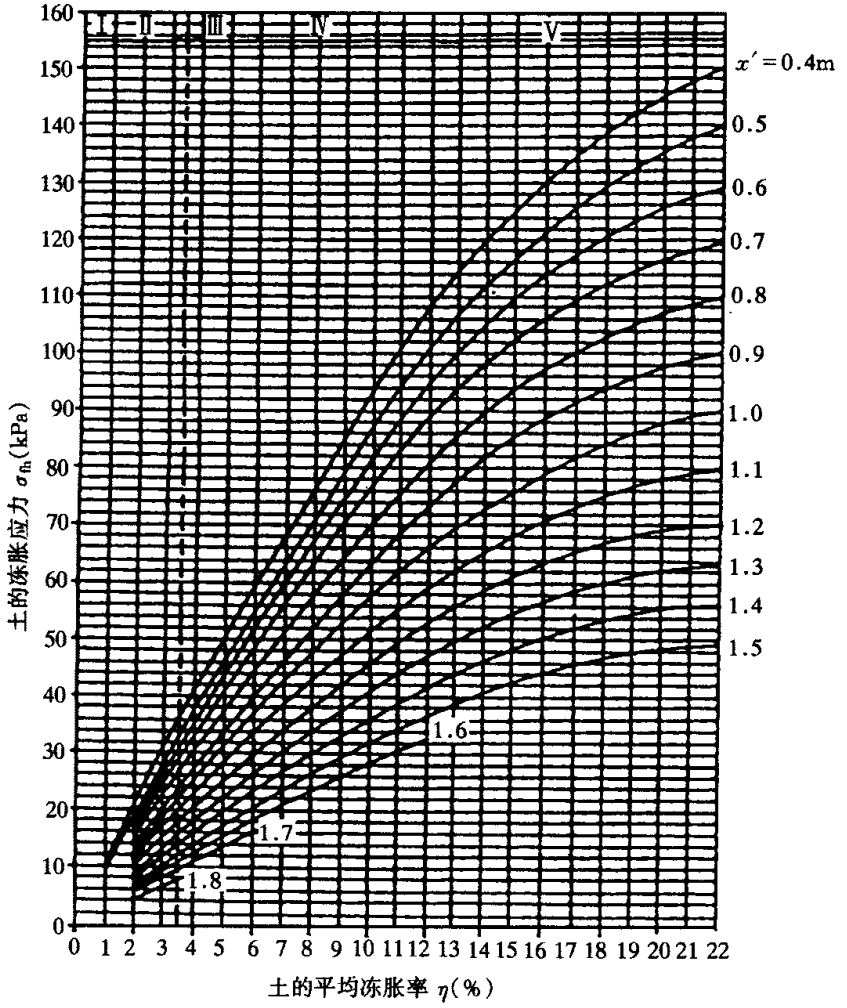
2)由 a 或 b 及 h 查附图—2 或附图—3，找出 a_d。

3)计算裸露场地建筑基础的冻胀力 $p_e=\dfrac{\sigma_{fh}}{a_d}$。

4)计算采暖对冻胀力的影响系数 φ_v:

$$\psi_v=\frac{\dfrac{\psi_t+1}{2}\bullet z_d-d_{\min}}{z_d-d_{\min}}$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @



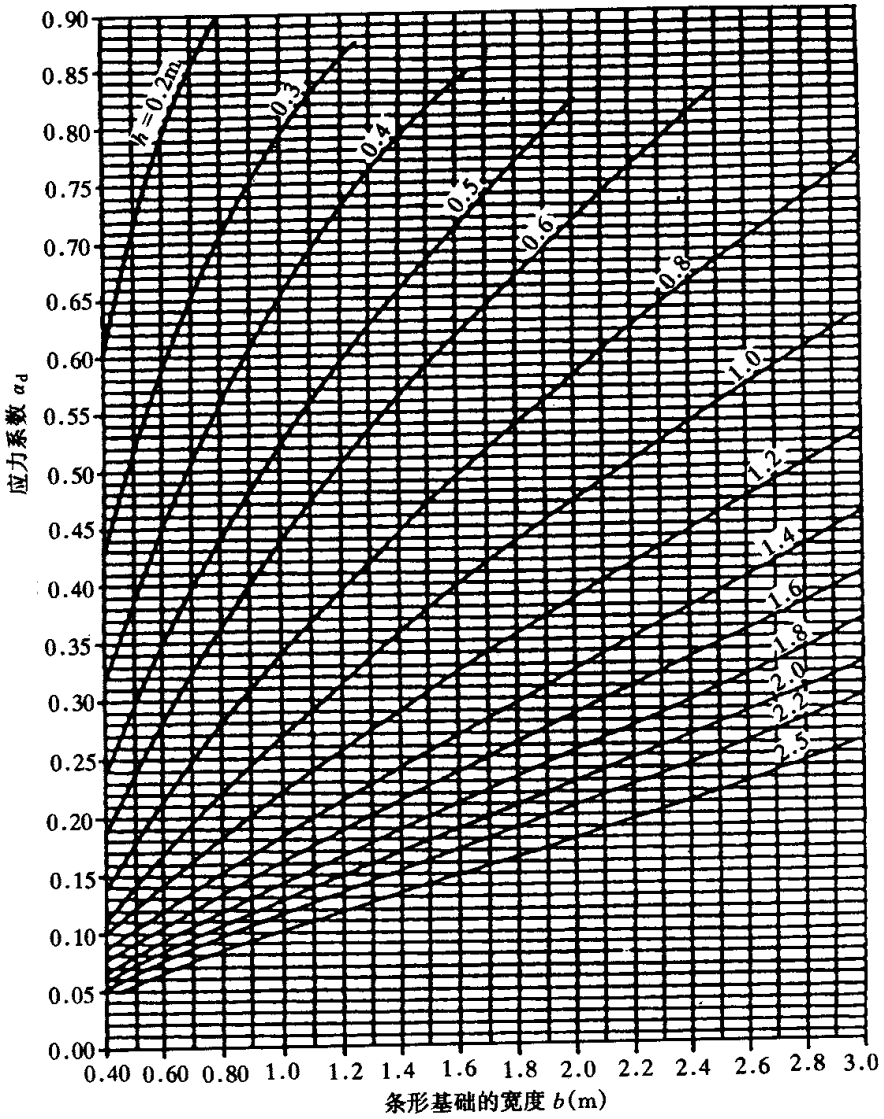
附图-1　土的平均冻胀率与冻胀应力关系曲线

注：①平均冻胀率 η 为最大地面冻胀量与设计冻深之比；

②z^t 为获此曲线的试验场地从自然地面算起至任意计算断面处的冻结深度，当计算出现最大冻深时的允许冻土层最大厚度时，$z^t - z_d$；

③该曲线是适用于 $z_0=1890$mm，冻深 z_d 为 1800mm 的弱冻胀土；冻深 z_d 为 1700mm 的冻胀土；冻深 z_d 为 1600mm 的强冻胀土；冻深 z_d 为 1500mm 的特强冻胀土。在用到其他冻深的地方，应将所要计算断面的深度 z_c 乘以试验场地设计冻深与所要计算的场地的设计冻深的比值，然后按图查取。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @



附图 2　条形基础双层地基应力系数曲线

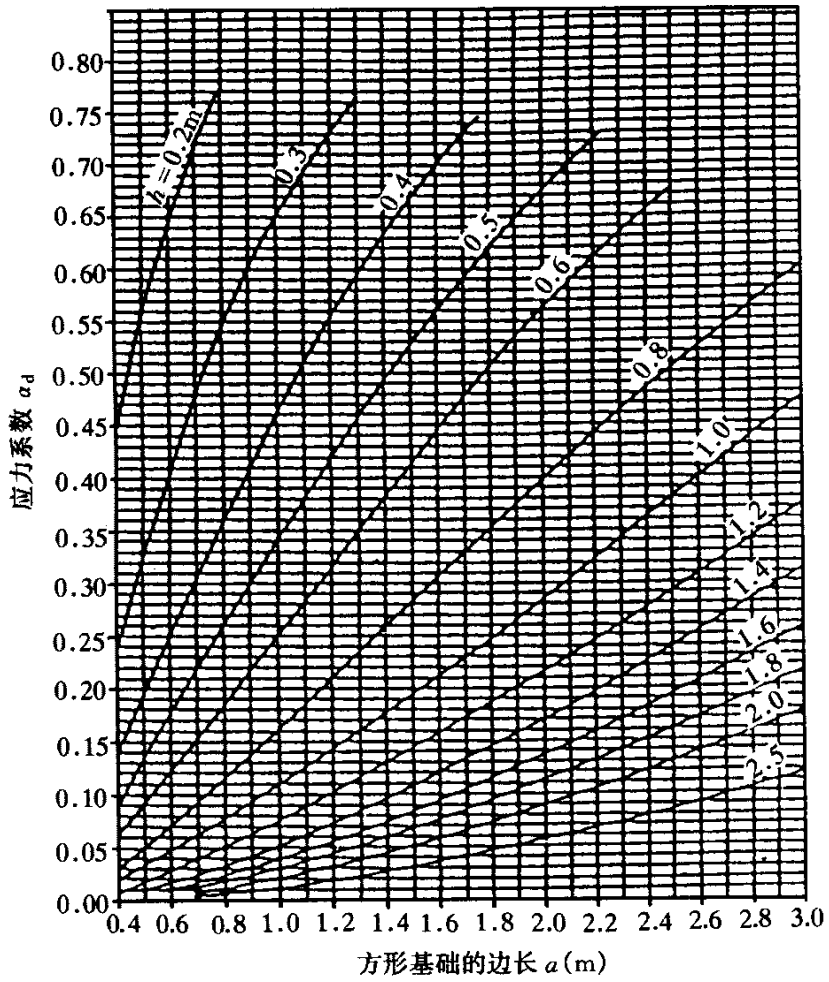
注：h——自基础底面到冻结界面的冻层厚度（cm）

5)采暖房屋下基础的冻胀力 $p_h=\varphi_v \cdot \varphi_h \cdot p_e$

6)当 $p_0 \geqslant p_h$ 时 h_{max} 可用，否则，重复计算 2)～6)，直到满意为止。

C.求采暖建筑基础下允许冻土层的最大厚度 h_{max}(按阳墙角，取 $\varphi_t=1.00$，$\varphi_h=0.75$)

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @



附图 3　方形基础双层地基应力系数曲线

注：h——自基础底面到冻结界面的冻层厚度（cm）

1)查出 σ_{fh}；

2)计算 p_0=0.9p；

3)求出 $p_c=\frac{p_0}{\psi_h}=\frac{p_0}{0.75}$；

4)计算应力系数 $a_d=\frac{\sigma_{fh}}{p_e}$；

5)由 a_d 查附图 2、附图 3，找出 h 即 h_{max}。

说明:考虑到二层以上楼房的室内外高差较大，所以附录 G 之 h_{max} 表中一律取采暖对冻深的影响系数 φt 为 1.00。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @