目　录

第一章　桩的类型与选型 …… 1

1·1　概述 …… 1

1·2　桩的分类 …… 3

1·2·1　按功能分类 …… 3

1·2·2　按桩土相互作用特点分类 …… 4

1·2·3　按桩材分类 …… 5

1·2·4　按成桩方法分类 …… 6

1·3　各类桩的特点与适用条件 …… 7

1·3·1　预制桩的类型、特点与适用条件 …… 7

1·3·2　灌注桩的类型、特点与适用条件 …… 13

1·4　桩型与成桩工艺选择 …… 28

第二章　竖向荷载下单桩的承载力与沉降 …… 31

2·1　单桩承载力 …… 31

2·1·1　桩、土体系的荷载传递 …… 31

2·1·2　单桩的破坏模式与极限承载力 …… 34

2·1·3　单桩容许承载力与承载力的可靠度分析 …… 36

2·2　桩端阻力和桩侧阻力的深度效应 …… 43

2·2·1　桩端阻力的深度效应 …… 43

2·2·2　关于砂层中端阻深度效应的机理分析 …… 48

2·2·3　考虑深度效应极限端阻力的计算 …… 49

2·2·4　桩侧阻力的深度效应 …… 52

2·3　静力法计算单桩承载力 …… 53

2·3·1　桩端阻力的计算 …… 53

2·3·2　桩侧阻力的计算 …… 57

2·4　土的原位测试法确定桩的承载力 …… 61

2·4·1　静力触探（CPT）确定打入桩的承载力 …… 61

2·4·2　标准贯入试验（SPT）确定桩的承载力 …… 62

2·4·3 旁压试验（PMT）确定桩的承载力 ……64
2·5 经验方法确定单桩承载力 ……68
2·5·1 概述 ……68
2·5·2 波兰PN-83/B-02482桩和桩基承载力规范中的方法 ……69
2·5·3 苏联建筑法规—桩基础СНиП2.02.03-85中的方法 ……70
2·6 大直径灌注桩的承载力 ……79
2·6·1 概述 ……79
2·6·2 大直径桩的承载性状 ……79
2·6·3 大直径桩承载力的确定 ……80
2·7 嵌岩灌注桩的承载力 ……85
2·7·1 概述 ……85
2·7·2 嵌岩灌注桩的承载性状 ……86
2·7·3 嵌岩灌注桩承载力的确定 ……92
2·8 单桩的沉降计算 ……95
2·8·1 概述 ……95
2·8·2 弹性理论分析方法 ……96
2·8·3 荷载传递分析法 ……102
2·8·4 分层总和法 ……104
第三章 竖向荷载下的群桩 ……106
3·1 群桩的工作性状 ……106
3·1·1 概述 ……106
3·1·2 砂土中的摩擦型群桩 ……111
3·1·3 粘性土中的摩擦型群桩 ……113
3·1·4 粉土中的摩擦型群桩 ……116
3·2 群桩承台土反力和承台分担荷载的作用 ……126
3·2·1 概述 ……126
3·2·2 承台土反力的分布特征 ……128
3·2·3 承台分担荷载比随有关因素的变化 ……128
3·2·4 承台土反力的时间效应 ……132
3·2·5 承台内、外区土反力的变化特性 ……135
3·2·6 承台土反力及承台分担荷载的计算 ……137
3·3 群桩极限承载力计算 ……138

3·3·1 由单桩极限承载力计算群桩极限承载力 ……138
3·3·2 等代墩基法计算群桩极限承载力 ……140
3·3·3 考虑承台、桩、土相互作用计算群桩极限承载力 ……140
3·4 群桩的沉降计算 ……142
3·4·1 概述 ……142
3·4·2 按等代墩基计算群桩沉降 ……144
3·4·3 非粘性土中群桩沉降的经验估算 ……146
3·4·4 弹性理论法计算群桩沉降 ……148
3·4·5 群桩变形性状的试验研究 ……163
3·5 群桩软下卧层的强度验算 ……167
3·5·1 概述 ……167
3·5·2 高承台群桩软下卧层的验算 ……167
3·5·3 低承台群桩软下卧层的验算 ……170
第四章 横向荷载下桩基的承载力和变位 ……175
4·1 横向荷载下单桩的破坏性状 ……175
4·2 静载试验方法确定单桩的横向承载力和地基土水平反力系数 ……176
4·2·1 概述 ……176
4·2·2 单向多循环横向荷载试验 ……177
4·2·3 慢速维持荷载法横向荷载试验 ……181
4·3 极限平衡法计算横向受荷刚性短桩 ……182
4·3·1 概述 ……182
4·3·2 粘性土中的短桩 ……183
4·3·3 砂土中的短桩 ……185
4·3·4 桩的位移 ……187
4·4 线弹性地基反力法计算横向受荷桩 ……189
4·4·1 概述 ……189
4·4·2 地基反力系数为常数的线弹性地基反力法——张氏法 ……191
4·4·3 地基反力系数随深度线性增长的线弹性地基反力法——m法 ……196
4·4·4 地基反力系数随深度呈凸形和凹形抛物线变化的线弹性地基反力法——c法和K法 ……203

4·4·5 几种线弹性地基反力法的应用问题 ……205
4·5 灌注桩横向承载力的特性 ……207
4·5·1 灌注桩在横向荷载下的破坏特性 ……207
4·5·2 灌注桩的容许横向承载力 ……207
4·5·3 灌注桩横向临界荷载（容许横向承载力）的计算 ……208
4·5·4 竖向荷载对灌注桩横向承载力的影响与计算 ……209
4·6 横向荷载作用下的群桩 ……211
4·6·1 群桩效应 ……211
4·6·2 群桩横向承载力的特性 ……213
4·6·3 根据单桩横向承载力计算群桩横向承载力 ……217
4·6·4 按线弹性地基反力法计算群桩的变位和内力 ……225
第五章 桩基工程中的几个特殊问题 ……248
5·1 桩基负摩阻力 ……248
5·1·1 负摩阻力的发生机理与发生条件 ……248
5·1·2 负摩阻力的若干特性 ……249
5·1·3 单桩负摩阻力的计算 ……251
5·1·4 群桩负摩阻力的计算 ……257
5·1·5 减小负摩阻力的措施 ……258
5·2 摩擦桩承载力的时间效应 ……259
5·2·1 饱和软土中挤土摩擦桩的时间效应 ……259
5·2·2 粘性土中非挤土灌注桩承载力的时间效应 ……266
5·2·3 饱和粘土中挤土群桩承载力的时效 ……267
5·3 桩的压屈 ……269
5·3·1 概述 ……269
5·3·2 桩身压屈失稳的验算 ……270
5·3·3 轴力与弯矩、水平力联合作用下，弯矩、水平力作用平面内桩身强度的验算 ……272
第六章 桩基的结构设计 ……274
6·1 桩的几何尺寸设计 ……274
6·1·1 桩径与桩长 ……274
6·1·2 桩的中心距 ……276
6·2 桩身构造与强度计算 ……278
6·2·1 灌注桩桩身构造的几个问题 ……278

6·2·2 预制钢筋混凝土桩构造的几个问题 ……279
6·2·3 预制桩的装运、堆放、吊运过程的强度验算 ……282
6·3 承台的构造与强度计算 ……285
6·3·1 承台构造的几个问题 ……285
6·3·2 承台板的计算 ……287
6·3·3 承台梁的计算 ……292
6·4 提高桩基横向承载力的构造措施 ……297
6·4·1 桩身的构造措施 ……297
6·4·2 桩基承台及地坪的构造措施 ……298
参考文献 ……300

第一章　桩的类型与选型

1·1　概述

承受竖向下压荷载的桩是通过桩侧摩阻力和桩端阻力将上部荷载传递到深部土（岩）层，因而桩的竖向承载力同桩所穿过的整个土层和桩底持力层的性质、桩的外形和尺寸密切相关。承受横向荷载的桩是通过桩身将荷载传给侧向土体，其横向承载力同桩侧土的抗力系数、桩身的抗弯刚度与强度密切相关。工程实际中，以承受竖向荷载为主的桩基居多。

桩基可由单根桩构成，如一柱一桩的情况；多数情况是由多根桩组成的群桩，荷载通过承台传递给各桩桩顶。当承台与地面接触形成低承台群桩基础时，承台、桩、土将相互影响共同作用，使群桩的承载性状发生较大变化并趋于复杂。

影响桩基承载力的因素甚多，主要有以下几方面：

1.桩身所穿越土层的强度、变形性质和应力历史：桩基的竖向承载力受桩身所穿越的全部土层的影响，而横向承载力主要受靠近地面的上部土层的影响。桩侧土层若处于欠固结状态，在后期固结过程产生的压缩变形可能对桩身产生负摩阻力。

2.桩端持力土层的强度和变形性质：桩端持力土层对竖向承载力的影响程度，随桩的长径比（l/d）的增大而减小，随桩土模量比（E_p/E_s）的增大而提高，随持力土层与桩侧土层的模量比（E_{s_b}/E_{s_l}）的增大而增大。

3.桩身与桩底的几何特征：桩身的比表面积（侧表面积与体积之比，F_s/V_p）愈大，桩侧摩阻力所提供的承载力就愈高。因此，为提高桩的竖向承载力，可将桩身截面作成如图 1-1 所示的

三角形、六边形、环形、十字形、H形等异形断面桩，或作成楔形、螺旋形、“糖葫芦”形等变断面桩。为提高桩端总阻力，常将桩端作成扩大头。桩身的横向刚度愈大，对于减小横向荷载下桩的位移和桩身内力的效果愈明显，因而横向荷载方向桩身可作成如图1-2所示的矩形、T形、工字形、8字形（二圆桩相切）、十字形等异形桩，或将承受弯矩较大的上段作成如图1-2所示的变断面桩。

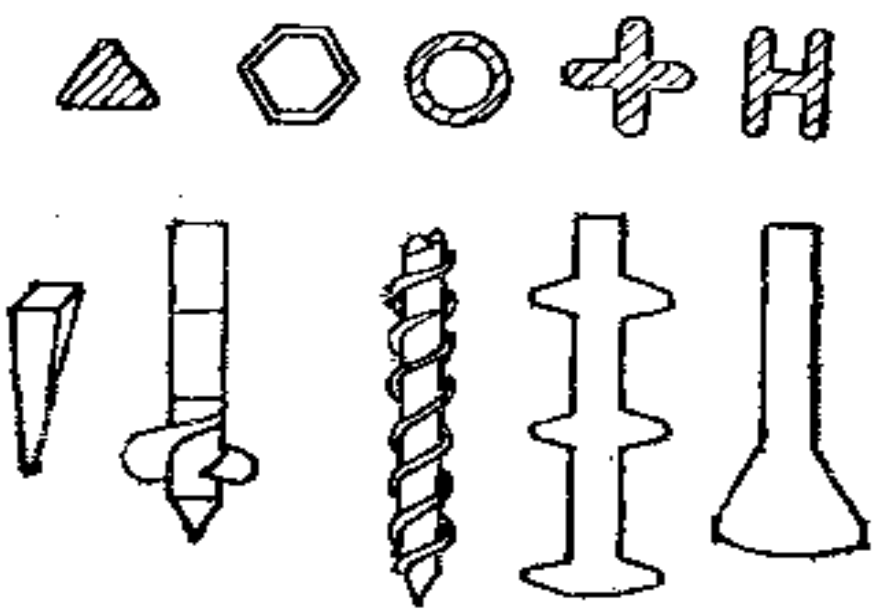


图 1-1　受竖向荷载的异形桩

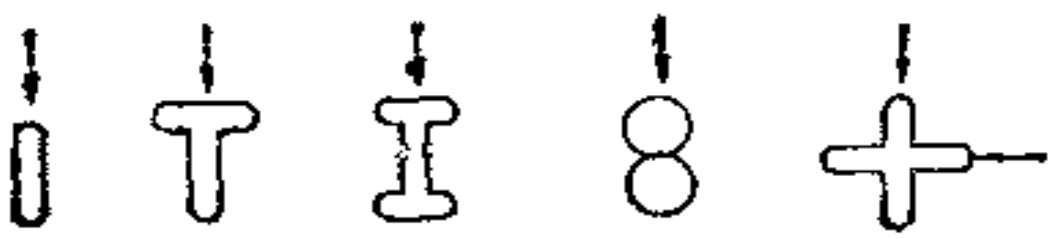


图 1-2　受横向荷载的异形桩

4.桩体材料强度：当桩端持力层的承载力很高时（如砂卵石、基岩等），桩体材料的强度可能制约桩的竖向承载力，因而合适的混凝土标号和配筋对于充分发挥桩端持力层的承载性能以提高竖向承载力十分重要。对于受横向荷载的桩，其承载力在很大程度上受桩体材料强度制约，因此选择合适的混凝土标号和在受弯的桩段配置适量的钢筋，对提高其横向承载力十分重要。

5.群桩的几何参数：桩的排列、桩距、桩的长径比、桩长与承台宽度之比等几何参数对承台、桩、土的相互作用和群桩承载力影响较大，设计时应根据荷载、土质与土层分布、上部结构特

点等综合分析，优化确定。

6.成桩方法：成桩方法与工艺对桩侧摩阻力和桩端阻力都有一定影响。非饱和土特别是粉土、砂土中的打入式桩，其侧摩阻力和端阻力将因沉桩挤土效应而提高。采用泥浆护壁成孔的灌注桩，稠度过大形成桩侧表面的“泥膏”会大大降低摩阻力，过厚的孔底沉淤会导致端阻力明显降低。

1-2 桩的分类

1-2-1 按功能分类

1.承受轴向压力的桩

各类建筑物、构筑物的桩基大体都是以承受竖向荷载为主，基桩桩顶以轴向压力荷载为主，如图1-3*a*。

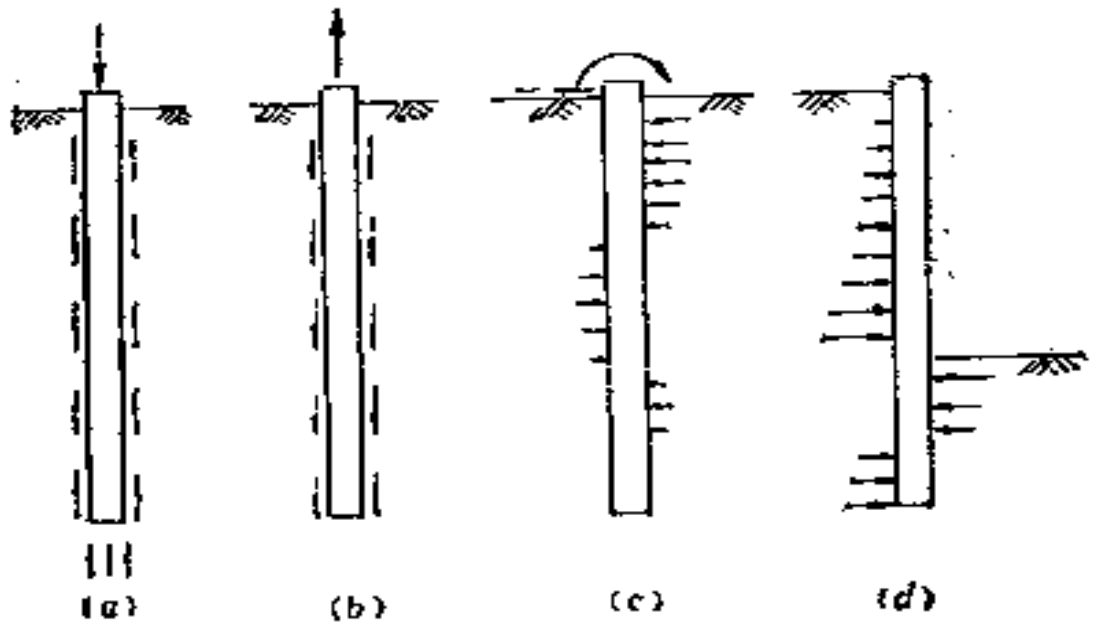


图 1-3 不同功能的桩

（*a*）受压桩；（*b*）抗拔桩；（*c*）横向荷载主动桩；
（*d*）横向荷载被动桩

2.承受轴向拔力的桩

水下建筑抗浮力桩基、牵缆桩基、输电塔和微波发射塔桩基等，其主要功能以抵抗拔力为主，基桩荷载以轴向拔力为主，如图1-3*b*。

3.承受横向荷载的桩

当外荷载以力或力矩形式作用于与桩身轴线相垂直的方向

（横向），使桩身横向受剪、受弯时，称之为横向荷载桩，如图1-3*c*、*d*。

1·2·2 按桩土相互作用特点分类

1.竖向荷载桩

（1）摩擦桩

竖向荷载下基桩所发挥的承载力以侧摩阻力为主时，统称为摩擦桩。以下几种情况均可视为摩擦桩。

1）当桩端无坚实持力层且不扩底时；

2）当桩的长径比很大，即使桩端置于坚实持力层上，由于桩身压缩量过大，传递到桩端的荷载较小时；

3）当灌注桩桩底残留较厚的虚土、沉碴形成一压缩性高的褥垫，致使坚实持力层无法充分发挥其承载性能时；

4）当预制桩沉桩过程由于桩距小、桩数多、沉桩速度快，使已沉入桩上涌，桩端阻力明显降低时。

（2）端承桩

竖向荷载下基桩所发挥的承载力以端阻力为主时，统称为端承桩。以下两种情况属于这一类。

1）当桩端置于坚实土层（砂、砾石、卵石、坚硬老粘土等）或岩层中，且桩的长径比不太大时；

2）当桩底扩大时。

2. 横向受荷桩

（1）主动桩

桩顶受横向荷载，桩身轴线偏离初始位置，桩身所受土压力因桩主动变位而产生。风力、地震力、车辆制动力等作用下的建筑物桩基属于主动桩。

（2）被动桩

沿桩身一定范围内承受侧向土压力，桩身轴线被该土压力作用而偏离初始位置。深基坑支挡桩、坡体抗滑桩、堤岸支护桩等均属于被动桩。

1·2·3 按桩材分类

1.木桩

木桩适于地下水位以下地层中工作，因在这种条件下木桩能抵抗真菌的腐蚀而保持耐久性。当地下水位离地面深度较大而桩必须支承于地下水位以下时，可在地下水位以上部分代之以钢筋混凝土桩身，将其与下段木桩相联接。对于地下水位变化幅度大的地区不宜使用木桩。我国木材资源不足，因此工程实践中早已趋向于不采用木桩。

2. 钢桩

钢桩可根据荷载特征制作成各种有利于提高承载力的断面，如图1-1所示。管形和箱形断面桩的桩端常作成敞口式以减小沉桩过程的挤土效应；当桩壁轴向抗压强度不够时，可将挤入管、箱中的土塞挖除灌注混凝土。H形钢桩沉桩过程的排土量较小，沉桩贯入性能好。此外，H形桩的比表面积大，用于承受竖向荷载时能提供较大的摩阻力。为增大桩的摩阻力，还可在H形钢桩的翼缘或腹板上加焊钢板或型钢。对于承受侧向荷载的钢桩，可根据弯矩沿桩身的变化情况局部加强其断面刚度和强度。

钢桩除具有上述断面加工的易变性外，还具有抗冲击性能好、节头易于处理、运输方便、施工质量稳定等优点。钢桩的最大缺点是造价高，按我国价格，约相当于钢筋混凝土桩的3～4倍。按照当前国情，我们还只能在极少数深厚软土层上的高重建筑物或海洋平台基础中使用。

3.钢筋混凝土桩

钢筋混凝土桩的配筋率较低（一般为0.3～1.0%），而混凝土取材方便、价格便宜、耐久性好。钢筋混凝土桩既可预制又可现浇(灌注桩)，还可采用预制与现浇组合，适用于各种地层，成桩直径和长度可变范围大。因此，桩基工程的绝大部分是钢筋混凝土桩，桩基工程的主要研究对象和主要发展方向也是钢筋混凝土桩。

1·2·4 按成桩方法分类

按成桩方法可分为两大类：预制桩和灌注桩。

1.预制桩

多年来，钢筋混凝土预制桩是建筑工程的传统的主要桩型。七十年代以来，随着我国城市建设的发展，施工环境受到越来越多的限制，预制桩的应用范围逐步缩小。但是，在市郊的新开发区，预制桩的使用是基本不受限制的。

（1）预制桩不易穿透较厚的砂土等硬夹层（除非采用预钻孔、射水等辅助沉桩措施），只能进入砂、砾、硬粘土、强风化岩层等坚实持力层不大的深度。

（2）沉桩方法一般采用锤击，由此产生的振动、噪声污染必须加以考虑。

（3）沉桩过程产生挤土效应，特别是在饱和软粘土地区沉桩可能导致周围建筑物、道路、管线等的损坏。

（4）一般说来预制桩的施工质量较稳定。

（5）预制桩打入松散的粉土、砂、砾层中，由于桩周和桩端土受到挤密，其侧摩阻力因土的加密和桩侧表面预加法向应力而提高；桩端阻力也相应提高。基土的原始密度愈低，承载力的提高幅度愈大。当建筑场地有较厚砂、砾层时，一般宜将桩打入该持力层，以大幅度提高承载力。当预制桩打入饱和粘性土时，土结构受到破坏并出现超孔隙水压，桩承载力存在显著的时间效应，即随休止时间而提高。

（6）建筑工程中预制桩的单桩设计承载力一般不超过3000kN，而在海洋工程中，由于采用大功率打桩设备，桩的尺寸大，其单桩设计承载力可高达10000kN。

（7）由于桩的贯入能力受多种因素制约，因而常常出现因桩打不到设计标高而截桩，造成浪费。

（8）预制桩由于承受运输、起吊、打击应力；要求配置较多钢筋，混凝土标号也要相应提高，因此其造价往往高于灌注桩。

2.灌注桩

当前灌注桩在我国已形成多种成桩工艺、多类桩型，使用范围已扩及到土木工程的各个领域。从国际上的情况看，灌注桩正朝两个方向迅速发展，即大直径巨型桩和小直径（$d \leqslant 250\text{mm}$）微型桩。前者桩身直径大至 4 m，扩底直径达 9 m，其设计承载力，桩端支承于硬粘土层者高达 40000kN，支承于基岩者高达 70000kN。大直径桩多使用于高重建筑物，并多采用一柱一桩。八十年代以来，随着高层建筑的迅速增多，大直径桩在我国建筑工程中已获得很大发展。微型桩则多用于地基的浅层处理，形成复合地基；或用于旧建筑物基础的托换加固。微型桩在我国近年来也已开始发展起来。

灌注桩按其成桩过程对桩侧土体的影响程度可分为非挤土灌注桩、少量挤土灌注桩、挤土灌注桩三大类，每一类又包含多种成桩方法。

各类灌注桩有如下共同优点：

（ 1 ）施工过程无大的噪声和振动（沉管灌注桩除外）。

（ 2 ）可根据土层分布情况任意变化桩长；可根据同一建筑物的荷载分布与土层情况采用不同桩径；对于承受侧向荷载的桩，可设计成有利于提高横向承载力的异形桩（如图1-2所示），还可设计成变断面桩，即在受弯矩较大的上部采用较大的断面。

（ 3 ）可穿过各种软、硬夹层，将桩端置于坚实土层和嵌入基岩，还可扩大桩底以充分发挥桩身强度和持力层的承载力。

（ 4 ）桩身钢筋可根据荷载大小与性质及荷载沿深度的传递特征，以及土层的变化配置。无需象预制桩那样配置起吊、运输、打击应力筋。其配筋率远低于预制桩，其造价约为预制桩的 40～70%。

1·3 各类桩的特点与适用条件

1·3·1 预制桩的类型、特点与适用条件

1.普通钢筋混凝土预制桩（R.C.桩）

这是一种传统桩型，其截面多为方形（250×250～500×500 mm）。

R.C.桩宜在工厂预制，高温蒸汽养护。蒸养可大大加速强度增长，但动强度的增长速度较慢，因此，蒸养后达到了设计强度的R.C.桩，一般仍需放置一个月左右碳化后再使用。

2.预应力钢筋混凝土桩（P.C.桩）

对桩身主筋施加预拉应力，混凝土受预压应力，从而提高起吊时桩身的抗弯能力和冲击沉桩时的抗拉能力，改善抗裂性能，节约钢材。

P.C.桩的制作方法有离心法和捣注法两种。离心法一般制成环形断面；捣注法多为实心方形断面，也可采取抽芯办法制成外方带内圆孔的断面。为了减少沉桩时的排土量和提高沉桩贯入能力，往往将空心预应力管桩桩端制成敞口式。

预应力管桩在我国多数采用室内离心成型、高压蒸养法生产。其标号可达C60以上。规格有φ400、φ500两种，管壁分别为90mm、100mm，每节标准长度有8 m、10m(丰台桥梁厂)，也可按需确定节长。表1-1和表1-2列出几种规格预应力管桩的材料用量与桩身承载力。

3.锥形钢筋混凝土桩

预应力钢筋混凝土管桩材料用量(kg)　　表 1-1

规格	φ400		φ550	
	8 m桩节	10m桩节	8 m桩节	10m桩节
桩头法兰盘	40.8	40.8	59	59
桩 套 箍	11.8	11.8	16.2	16.2
主钢筋(φ12)	56.3	70.5	84.4	105.8
螺旋筋(φ5)	19.7	24.0	28.1	34.2
架力筋(φ10)	4.3	5.5	6.2	8.0
钢材总重	139.2	152.6	196.7	223.2
混凝土总重	1800	2200	2800	3500
桩管总重	1900	2400	3000	3700

预应力钢筋混凝土管桩桩身承载力　　表 1-2

规　　格 (外径～厚度)(mm)	极限承载力		容许承载力(参考值)	
	φ400～90	φ550～100	φ400～90	φ550～100
轴心抗压P_j(kN)	2890	4660	960～1150	1550～1860
抗裂弯矩M_f(kN-m)	56	128	40	90
极限弯矩M_u(kN-m)	90	196	40	90

注：容许承载力系按轴心抗压安全系数2.5～3.0，抗弯安全系数2.2，抗裂安全系数1.4求得。

锥形桩在沉桩过程能起到比等截面桩更多的对土的挤密效应，并可利用其锥面增大桩的侧面摩阻力，从而提高承载力。在桩身体积相同的条件下，其承载力可比等截面桩提高1～2倍，沉降量也降低。这种桩一般长度较小（$l \leqslant 4$ m），多用于非饱和填土等软弱土层不太厚、对承载力要求不太高的情况。苏联七十年代对锥形桩进行过系统研究，我国也在少数工程中试用。表1-3所列为保定对比试验结果。

4.螺旋形钢筋混凝土桩

螺旋形R.C.桩系通过施加扭矩旋转置入土中，因而可避免冲击沉桩产生的噪声和振动污染。螺旋形可提高桩侧阻力和桩端阻力。

当硬持力层较浅且上部土层很软时，可只在桩端部分设螺旋叶片。带螺旋叶片的桩端可用铸铁制成，用销子将其与钢筋混凝土桩管连接；或将铸铁的叶片装在预制混凝土圆柱上（见图1-1）。

当持力层很深，桩的承载力主要靠发挥桩身摩阻力时，可将混凝土桩身作成全螺旋式桩。图1-4所示为日本研制的钢纤维混凝土制成的全螺旋预制桩。其材料配比：水灰比为32%，水为153 kg/m³，水泥为480kg/m³，砂630kg/m³，石子1056kg/m³，高强外加剂72kg/m³，高性能减水剂8.016kg/m³，钢纤维62.4 kg/m³。混凝土28天抗压强度为100MPa。

锥形桩与方形桩对比试验资料　　表 1-3

桩型及截面尺寸	桩长 (m)	体积 (m^3)	钢耗 (kg)	单桩极限承载力 Q_u 平均 (t)	单桩极限承载力 Q_u 百分比 (%)	打桩历时 (小时/根)	土质情况	单方承载力 (t/m^3)
预制方桩 200×200mm	3.00	0.12	7.54	13.7	100%	>0.5	硬塑亚粘土及轻亚粘土	114
现浇圆锥形桩 φ350mm(上) φ50mm(下)	3.00	0.10	1.17	28.3	217%	>0.5		283
预制方锥形桩 300×300mm (上)60×60mm(下)	3.00	0.10	7.89	40.1	293%	>0.5	(至5m深)	401

5.结节形钢筋混凝土预制桩

为防止地震时地基土的液化，可采用结节桩。在打结节桩时，桩周堆放一定量的砾石，桩沉入时桩身的结节将砾石带入土中（见图1-5），在桩周形成一个一定厚度的砾石圈。桩周的砾石既起排水作用，又可加速打桩引起的超孔隙水压力的消散，使桩的承载力能较快地达到稳定值，同时又能释放地震引起的超孔隙水压力，从而防止土的液化。试验还表明，结节形桩的承载力比普通桩高出30%～40%。日本在采用这种桩型方面有较多的经验。按日本Takenchi工程公司的经验，最大结节直径为500mm，桩身直径为400mm，桩最大入土深度为12m。

6.钻孔预制桩

为降低打桩引起的振动，噪声污染，避免打桩产生的挤土效应对周围建筑物的危害，或为克服打桩时硬层难以贯穿的问题，可采用钻孔植桩。钻孔植桩的工艺是先以适当的成孔机钻孔，然后将预制混凝土桩插入孔内。钻孔直径比预制桩一般大 4～10cm，桩与孔壁间隙充填水泥浆。当地下水位低采用干作业时，将水泥浆先灌入孔中一定高度，将桩植入，水泥浆随即挤入桩壁间隙(见图1-6a.b.c)。当地下水位高采用泥浆护壁时，则先以比重

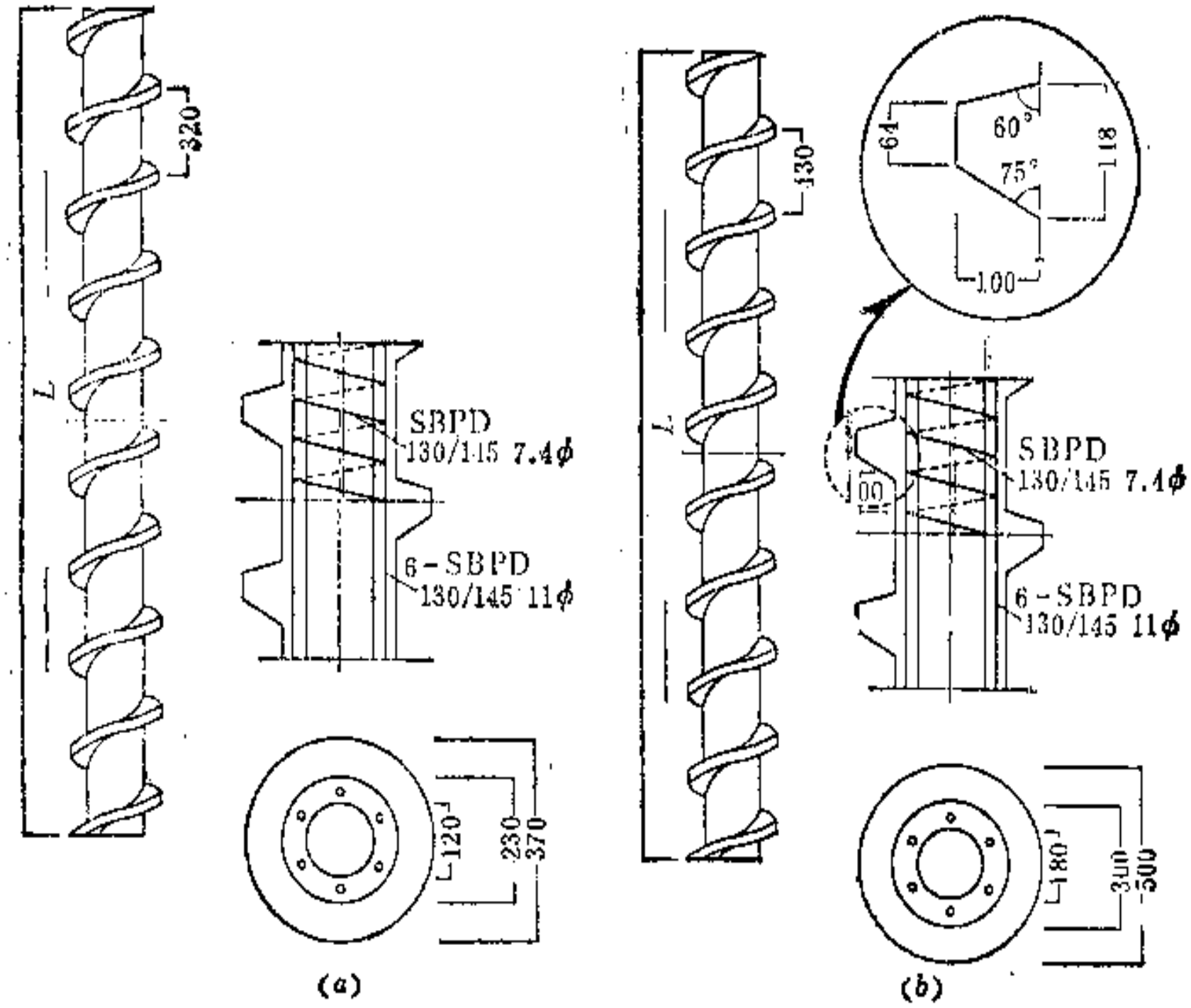
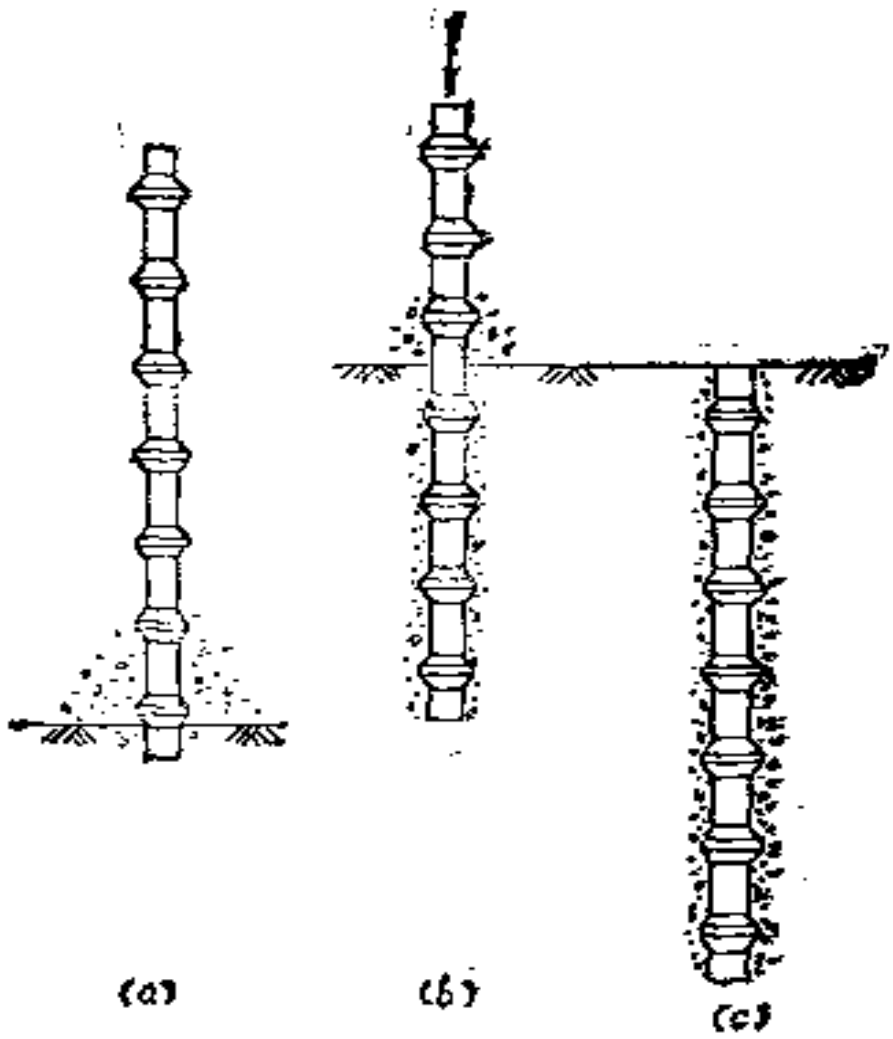


图 1-4　全螺旋预制桩

(a) φ230～φ370桩；(b) φ300～φ500桩

60886336



(a)　　(b)　　(c)

图 1-5　结节形桩

(a)桩就位并堆放砾石；(b)沉桩；(c)成型桩

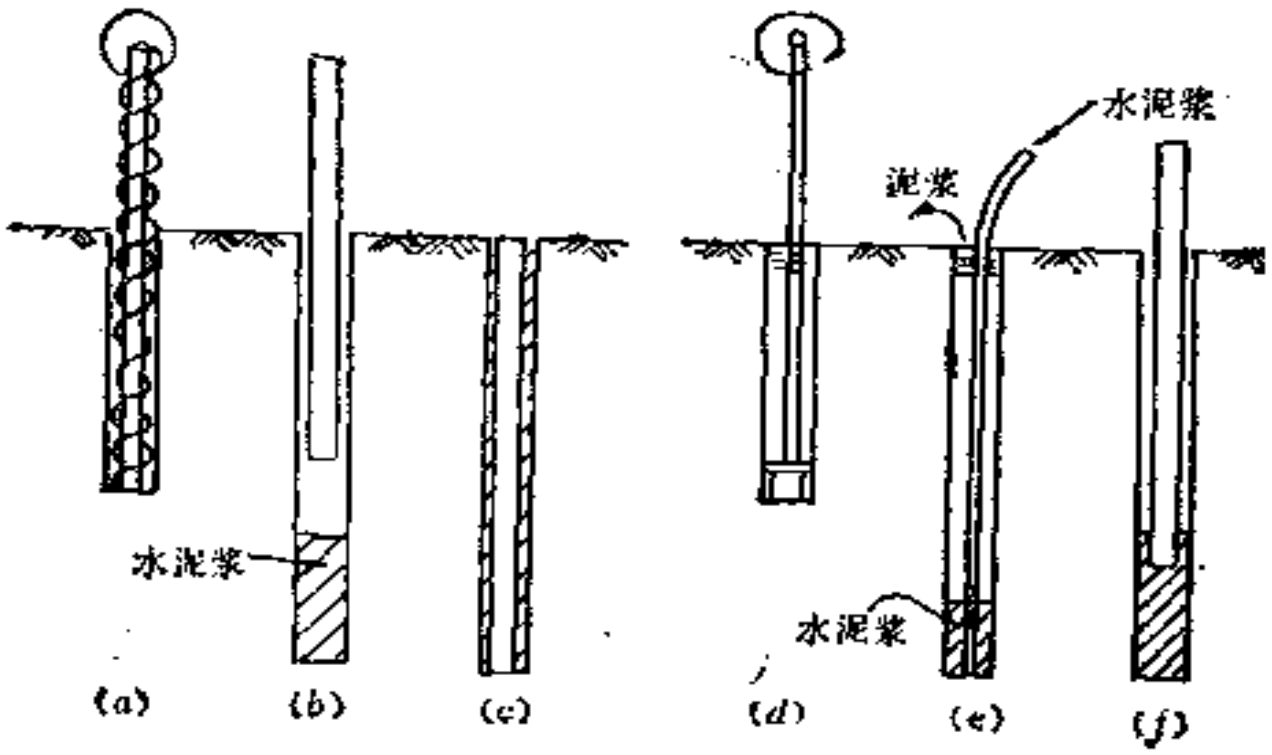


图 1-6　钻孔植桩示意

(a)全螺旋干钻孔；(b)孔底灌入适量水泥(砂)浆；(c)植入预制桩；(d)泥浆护壁钻孔；(e)孔底灌入适量水泥(砂)浆；(f)植入预制桩

大于泥浆的水泥（砂）浆用导管灌入孔底将泥浆托起，然后植入预制桩，上部泥浆随之被挤出孔外(见图1-6*d*.*e*.*f*)。

1·3·2　灌注桩的类型、特点与适用条件

灌注桩的成桩技术日新月异，就其成桩过程、桩土的相互影响特点大体可分为三大基本类型：非挤土灌注桩、部分挤土灌注桩、挤土灌注桩。每一基本类型又包含多种成桩方法（工法），现归纳如下：

- 非挤土灌注桩
  - 干作业法
    - 螺旋钻孔灌注桩
      - 全螺旋
      - 短螺旋
    - 钻孔扩底灌注桩
    - 机动洛阳铲成孔灌注桩
    - 人工挖孔灌注桩
  - 泥浆护壁法
    - 潜水钻成孔灌注桩
    - 反循环钻孔灌注桩
    - RRC法灌注桩
    - 回旋钻成孔灌注桩
    - 机挖异形灌注桩
    - 钻孔扩底灌注桩
  - 套管护壁法
    - 贝诺托灌注桩
    - 短螺旋成孔灌注桩
- 部分挤土灌注桩
  - 冲击成孔灌注桩
  - 钻孔压注桩
  - 组合桩
- 挤土灌注桩
  - 沉管灌注桩
    - 振动沉管
    - 锤击沉管
    - 锤击振动沉管
    - 平底大头桩
  - 夯扩灌注桩
    - 弗兰克桩
    - 得尔塔桩
    - 夯压成型桩
  - 成孔灌注同步桩
  - 波纹钢壳灌注桩
  - 旋转挤压灌注桩
  - 干振灌注桩

上述三大类灌注桩中的大部分工法在我国工程实践中已推广应用或在少数地区开始应用，下面仅对各类灌注桩的特点和尚不

普遍熟悉的成桩工法作简略介绍。

1.干法作业非挤土灌注桩

干作业成孔灌注桩的特点是：

（1）无需任何护壁措施，不产生挤土效应，桩侧土受机械扰动小。

（2）孔壁由于钻孔使径向应力释放而产生微量变形，导致桩侧摩阻力有所降低。

（3）成孔质量和浇注质量比泥浆护壁和套管护壁易于控制，因而成桩质量一般较稳定可靠。

（4）孔底虚土清理是成桩质量的主要制约因素。

（5）这种成桩方法一般只适于地下水位以上的粘性土、粉土层，其桩端可置于砂土、砾石等粗粒土层和强风化基岩上。

下面介绍干法作业钻孔扩底灌注桩。

一般成孔方法是采用长螺旋或短螺旋钻钻出桩身孔，然后采用扩底专用设备扩底。

图1-7、图1-8分别表示三种不同形式的扩孔器。图1-7所示上侧式扩孔器（北京市城建总公司机械施工公司等）具有较好的清底效果。在扩孔过程中，切削下来的土沿“镰刀”形集土器流入集土筒，随后提出孔外。

干法钻孔扩底桩工法只适于粘性土中成桩。

2.泥浆护壁非挤土灌注桩

泥浆护壁法（湿法）的基本原理是利用孔中比重大于水（即大于1）的泥浆平衡地下水水头和孔壁径向土压力，阻挡孔壁变形和坍塌。同时由于泥浆的粘度高，可将土渣悬浮起来而排出孔外。护壁泥浆一般分为原土造浆和制备泥浆，前者适用于粘土、亚粘土中采用，后者在砾石、砂土、粉土、杂填土中采用。制备泥浆多使用膨润土，也可用陶土加入适量纯碱（Na_2CO_3）为原料，有时还采用粘土。钻进过程采用正循环或反循环方式排碴。

泥浆护壁成孔条件下，混凝土是采用导管水下灌注，即混凝土经由导管从孔底将泥浆托起逐步向上浇注。若操作不当，易造

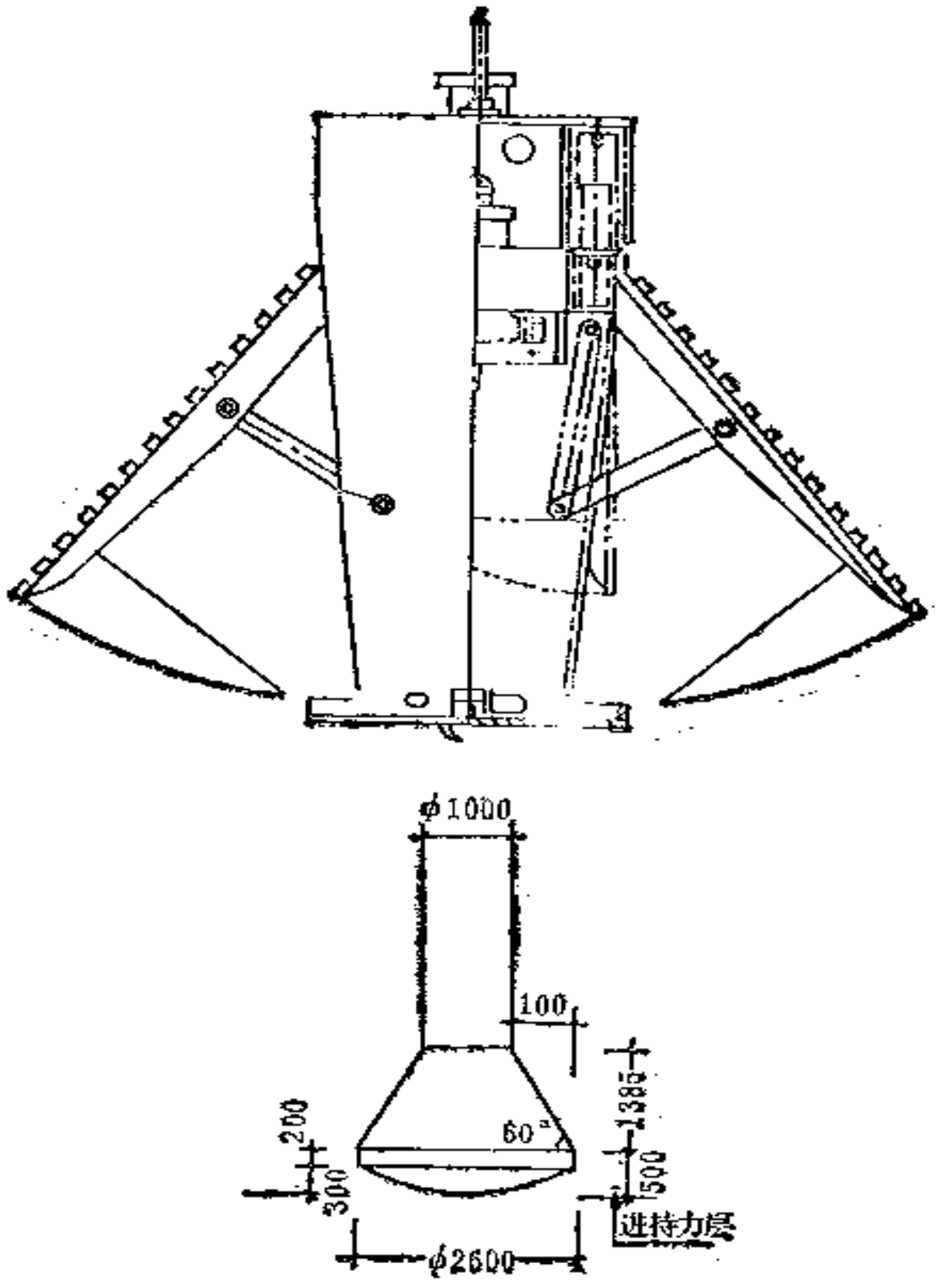


图 1-7　上侧式扩孔器

成断桩、夹泥、缩颈、露筋、离析等缺陷。

泥浆护壁法成桩质量的制约因素甚多，主导因素是泥浆的比重、稠度和清孔。

下面简要介绍三种泥浆护壁非挤土灌注桩成桩工法。

（1）反循环钻孔灌注桩

反循环排碴钻进的工作原理是：在泥浆护壁条件下的钻进过程中，钻碴通过开口于钻头底部的排碴管（从钻头中间通过与中

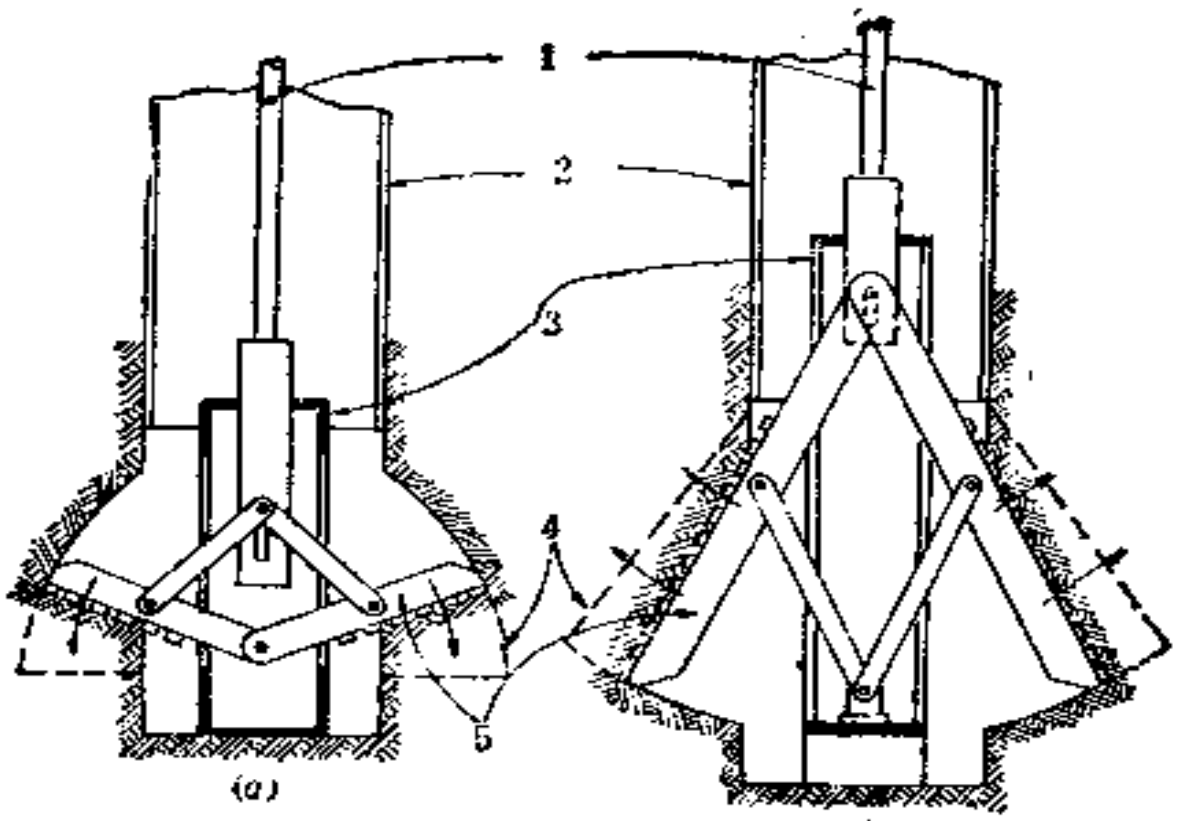


图 1-8　铰接式扩孔器

(a)下侧式；(b)上侧式

1—传动杆；2—钻孔套管；3—外套；4—扩孔轮扉；5—扩刀

空钻杆相连），用砂石泵或压缩空气吸至地面，在泥浆池内沉淀后，泥水流回钻孔使用，沉碴运出场外。

反循环钻孔具有较多的优点：

1）清碴效果好：钻削下来的土块、石碴直接由孔底吸出，在放置钢筋笼和导管过程所沉淀下来的泥碴还可从导管中抽出。

2）钻进效率高：一般粘性土钻进速度可达12m/h，砂砾层中可达1～2m/h，微风化基岩中可达0.3m/h。比普通回旋正循环钻进快2～3倍。

3）产生泥浆量小，对泥浆质量的要求较低：每钻出1立米泥仅产生1.5～2立米废浆，仅为正循环的1/3～1/4。只需保证有一定的静水压力，就可不坍孔，对泥浆粘度、比重要求不高。

4）能较准确的鉴别孔底岩性：可在排渣口用网斗取样鉴别，对桩端进入持力层的深度和持力层岩性可作出较准确判断。

表1-4中为目前国产常用反循环钻机。

日本、西德等国应用反循环钻机很广泛，研制了多种机型。日本的日立、利根、加藤、富士等公司共有20多种型号的反循环

国产反循环钻机主要性能　　表 1-4

型　　号	最大孔径 (m)	最大钻深 (m)	扭　　矩 (kN-m)	砂石泵流量 (m^3/h)
GPS-15	1.5	50	17.64	180
SZ-50	1.2	50		200

注：GPS-15系上海探矿机械厂生产；
SZ-50系黑龙江省双城钻机厂生产。

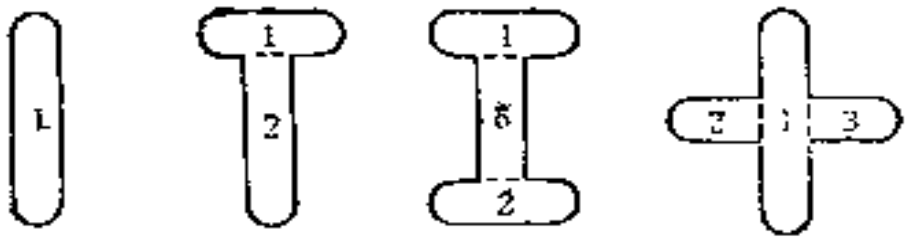


图 1-9　异形桩挖掘顺序

钻机，其成孔直径为0.5～6.0m，钻深最大可达650m，排碴粒径可达30cm。

（2）机挖（钻）异形灌注桩

对于外缘为折线的异形灌注桩不能采用一般钻机成孔，而需采用挖槽机成孔。一般用于地下连续墙的挖槽机都可用于异形桩的施工。根据异形桩断面形式分块挖掘，如图1-9所示。

挖槽机可分为：（*a*）直接出渣的抓斗机；（*b*）泥浆循环排渣的多头钻机；（*c*）“滚刀”式挖槽机。抓斗机又包括索式中心提拉式导板抓斗、索式斗体推压式导板抓斗、液压抓斗等多种形式。

我国工程实践中使用一种由国产潜水电钻组成的多头钻机。该机由5个钻头排成一列，彼此以相反方向旋转钻进，利用8个侧刀上下运动切除钻头间隙剩下的三角形土体，由砂石吸力泵或压缩空气驱动泥浆反循环排碴。

图1-10所示为“滚刀”式挖槽机。该种挖槽机由底部呈相反方向旋转的滚刀将土切削下来，由置于滚刀上部的砂石泵将泥浆排出槽外，经处理分离出渣土，泥水返流入槽中使用。该种钻机

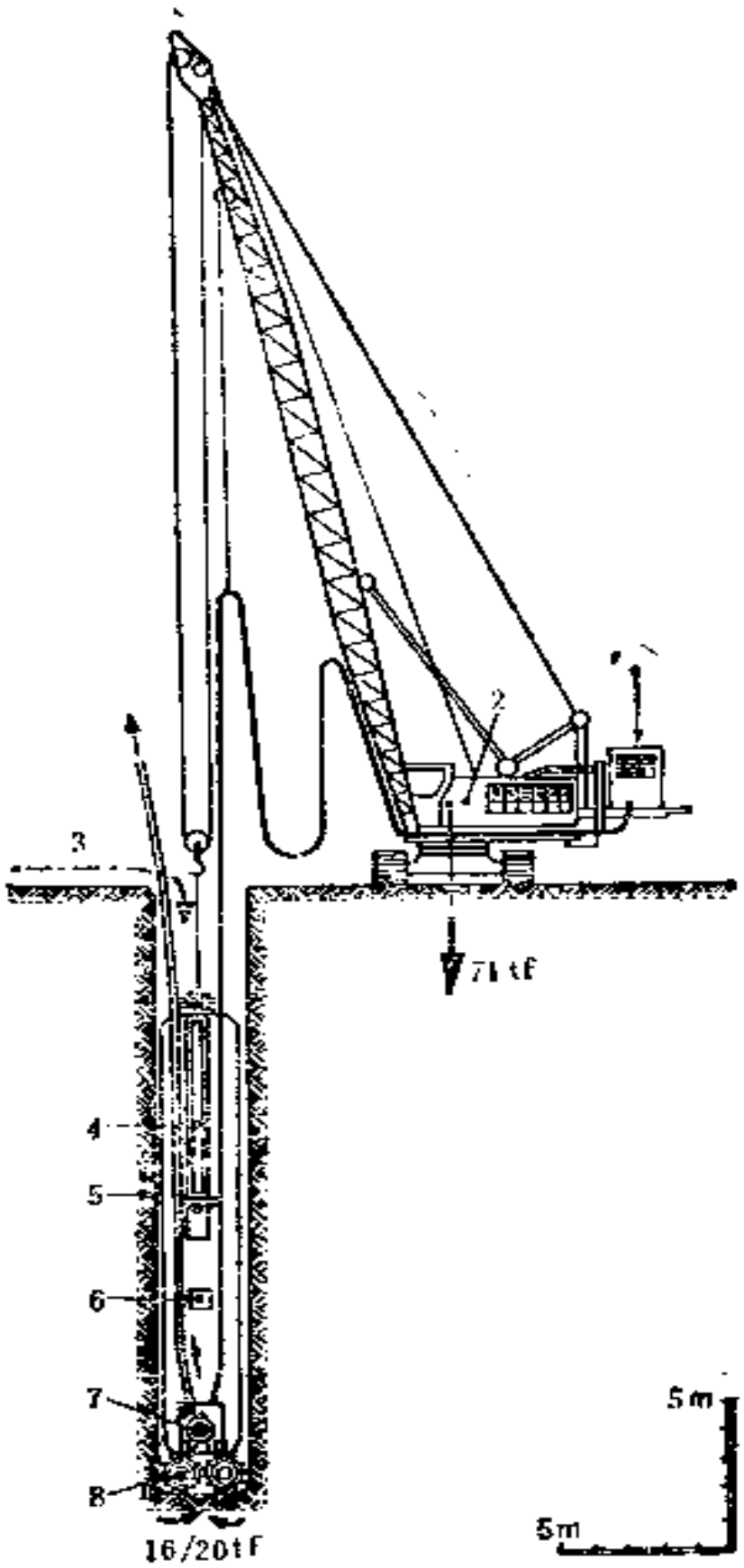


图 1-10　滚刀式钻机

1—能源箱；2—起重机；3—泥浆返流；4—给水筒；5—导板；6—测斜仪；7—泵；8—钻具

钻进效率高，导向性好，最大可钻深度为125m。

各类挖槽机开挖宽度的模数为：60、80、100、120cm几种。

异形灌注桩在法国使用较多，我国目前还仅开始用于受水平力为主的水闸桩基。其实，异形桩不仅承受横向荷载的性能优于

同体积的方形、圆形桩，而且其比表面比方形、圆形大，因而其竖向承载力也较方形、圆形桩高。在建筑工程中使用异形桩，也会取得较好的技术经济效益。

（3）钻孔扩底灌注桩

泥浆护壁条件下的钻扩桩，其成孔工艺可采用钻扩分离，即先钻桩身孔，后用专用扩孔器扩底；或钻扩合一，即钻孔扩底由同一设备完成。扩底排渣方式多数采用反循环法，即使是桩身孔用干法成孔的条件下，为使在砂、砾层中扩孔能够成型不出现坍孔，也常用泥浆护壁反循环法扩底。

日本目前已有十多种反循环钻扩工法。其扩底直径为 $D=0.9\sim4.2$m，扩大率最大为3.2（这里所指扩大率为ξ＝扩底面积/桩身面积$=D^2/d^2$）。对应于扩底最大直径$D_{max}=1.79d+0.1$（m）。这主要由于砂、砾层中扩底易坍塌，扩底直径不宜于太大。

图1-11所示为四种反循环扩底机构。其中（a）为下开式，即桩身成孔后，向下张开伞形扩刀进行钻扩；（b）为上开式，当桩身成孔后，向上逐渐张开扩刀进行钻削；（c）为扩刀升降式，当桩身孔成形后，慢慢将刀刃沿着倾斜导架滑下而扩孔；（d）为刀刃外推式，当桩身成孔后，逐步推出扩刀而扩孔。

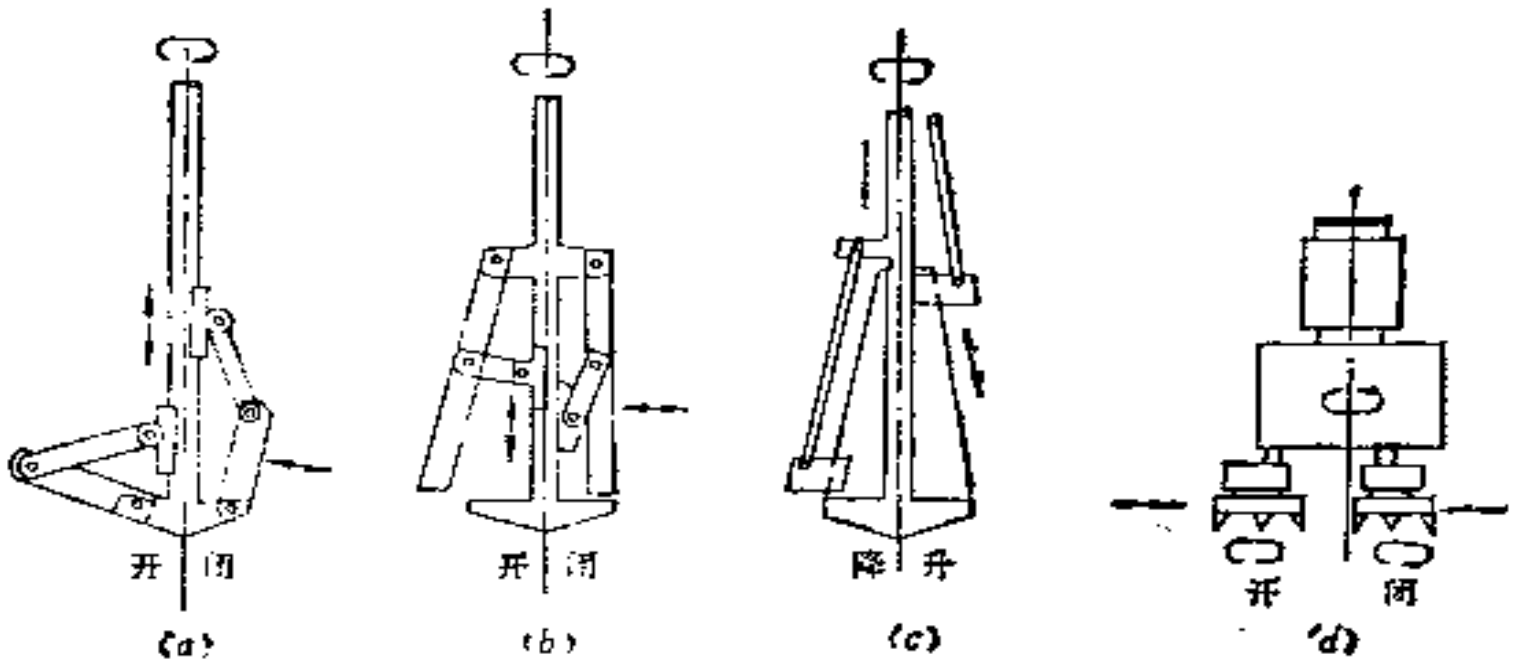


图 1-11　反循环扩底机构示意

（a）下开式；（b）上开式；（c）扩刀升降式；（d）扩刀外推式

3.部分挤土灌注桩

这种桩的特点是在成孔或浇注过程对桩周土产生部分排挤。对于非饱和土而言，使桩周土受到一定加密，桩侧摩阻力较非挤土灌注桩有所提高；对于饱和粘性土，桩周土的扰动较挤土桩为小，对环境的影响也较小。

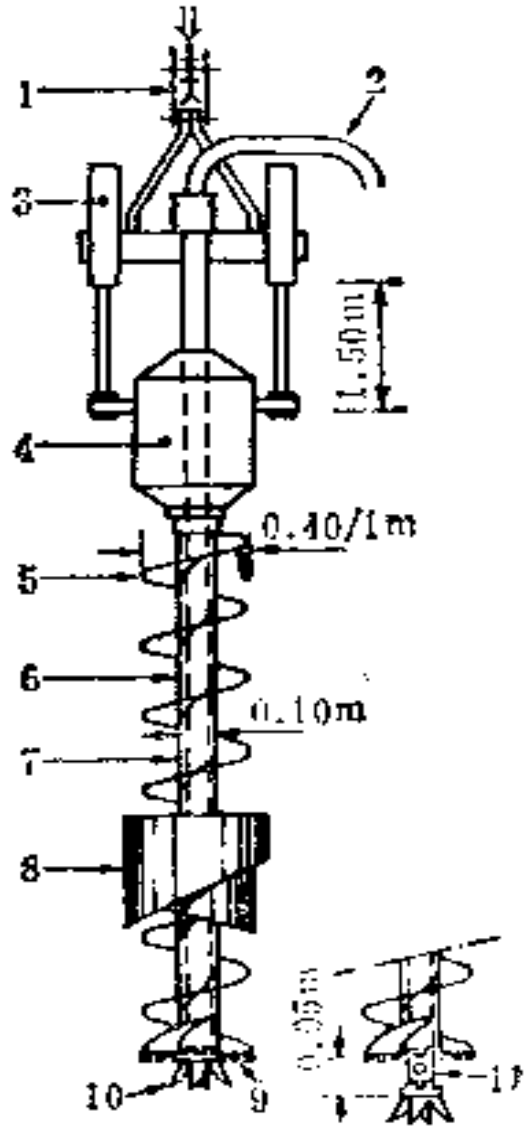


图 1-12 钻孔压注桩设备示意

1—悬挂滑车；2—混凝土软管；3—大行程千斤顶；4—旋转动力箱；5—螺旋；6—外套管；7—空腔内滑动沉管；8—清土器；9—刀刃；10—沉管头；11—混凝土出口

下面简单介绍两种部分挤土灌注桩。

（1）钻孔压注桩

钻孔压注桩成桩的基本原理是：螺旋钻头钻至设计深度时，细石混凝土或砂浆由钻杆底部泵出，边灌注边拔钻，直至地面，从而形成桩体；随后将钢筋笼由置于其顶部的振动器振动沉入素混凝土桩体中。压、注桩的主要成桩设备如图1-12所示；其主要工艺流程如图1-13所示。

这种钻孔压注桩的最大优点是：（a）无需采用泥浆或套管护壁，工艺简单，成桩效率高；（b）由钻杆中泵出混凝土或砂浆有一定的压力，桩侧土体受到一定挤压，摩阻力有所提高；（c）不易产生断桩、缩颈等质量缺陷，孔底不残留沉渣虚土。

这种压注桩的成桩直径为0.4～1.0m，深度最大20m。适用土层包括各类粘性土、松散砂土层，不受地下水位限制。

在我国工程实践中，近年开发出一种与上述工艺类似的成桩新方法（康华地下工程公司，陶义）：长螺旋钻钻至设计标高后，通过钻杆底部泵入水泥浆，当钻杆提升至地下水位以上，停

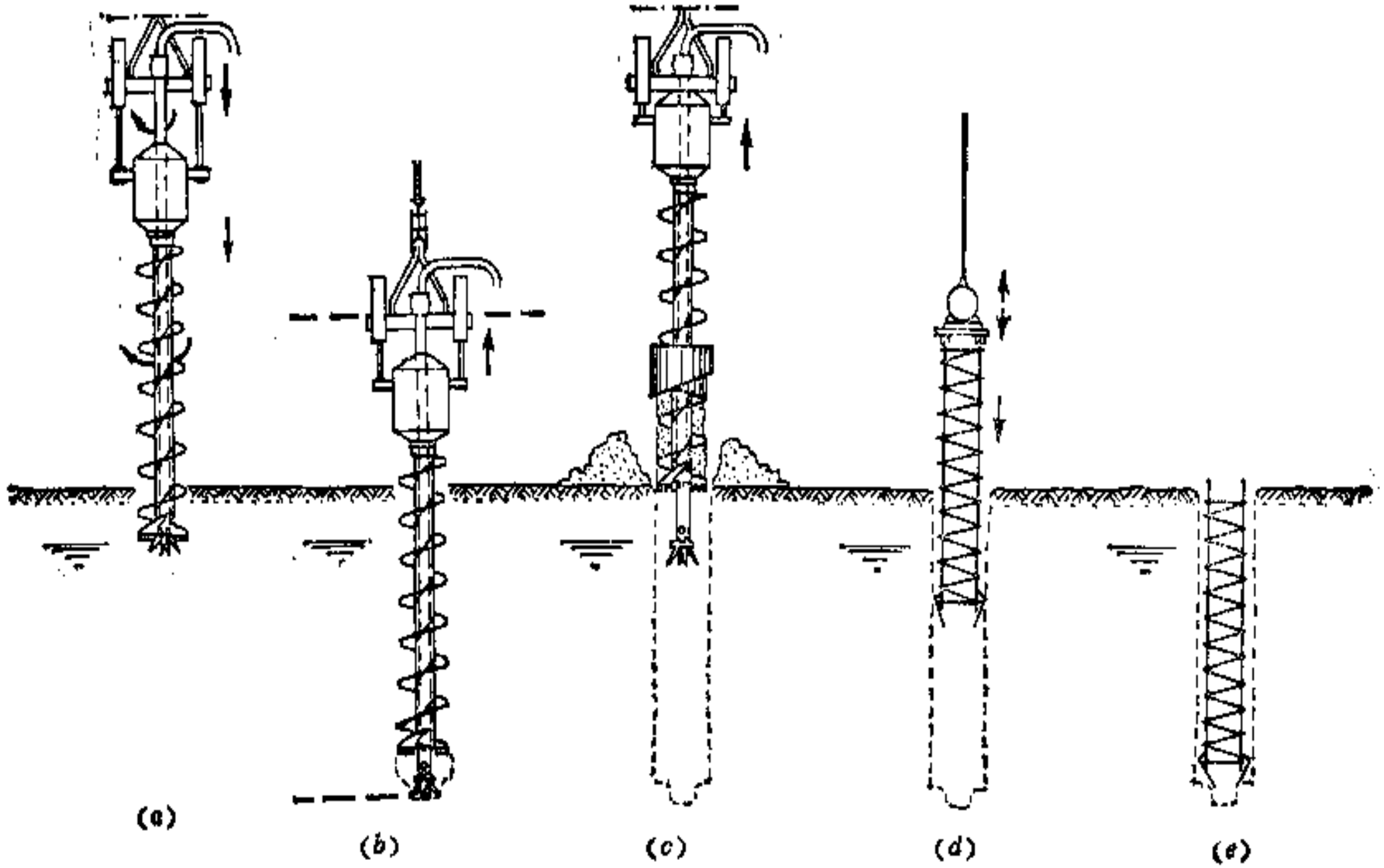


图 1-13　钻注合一桩成桩示意

(a)下钻；(b)灌注混凝土并提升螺旋外管；(c)拔钻清土；(d)振沉钢筋笼；(e)成桩

止压浆；钻杆全部拔出后，放入钢筋笼和石子；为使水泥浆与石子混合均匀，通过绑于钢筋笼上的塑料管第二次压入水泥浆进行搅拌。这样制成的桩是无砂混凝土桩，水泥用量相对较大，但具有上述压注桩的其它优点。

（2）组合桩

当灌注桩的桩端持力层为松散砂、粉土、亚粘土层时，为提高桩的端承力，可在成孔之后，于孔底打入一段钢筋混凝土预制桩或木桩（限地下水位以下），随后浇注混凝土，形成组合桩，如图1-14所示。由于孔底打桩只能采用送桩器，因此，灌注桩和预制桩部分都不可能太长。只适用于持力层埋深较浅的情况。当沉管挤土桩穿过流塑性土层时，易缩孔，可在套管中加入预制桩段，形成组合桩，如图1-14c。

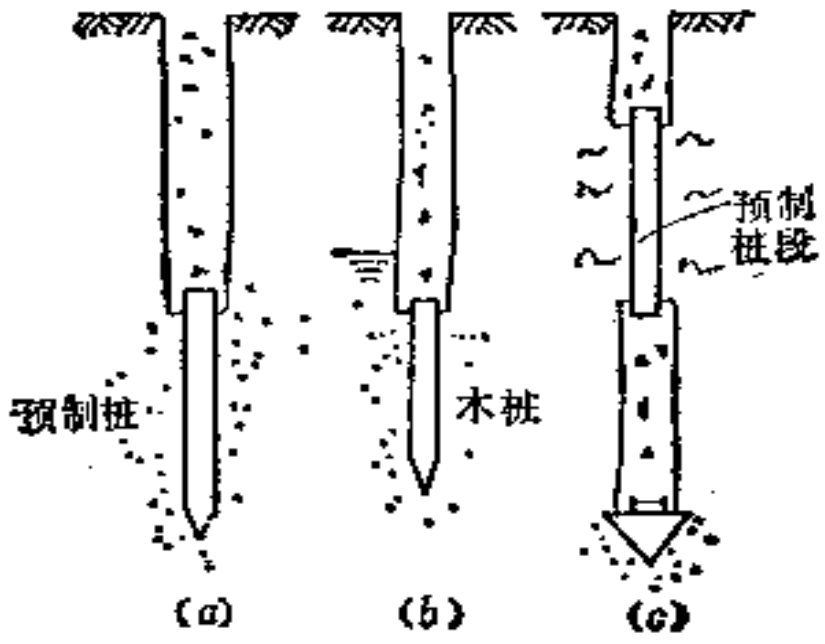


图 1-14　组合桩

(a)预制桩与钻孔桩组合；(b)木桩与钻孔桩组合；(c)挤土桩与预制桩段组合

4.挤土灌注桩

挤土灌注桩是靠沉入土中的钢套管挤土成孔，将混凝土通过套管进行灌注而成桩。套管拔出或留在土中成为桩体的一部分。伴随沉管产生的挤土效应，对于非饱和的散松砂、粉土、亚粘土将起到加密作用，使桩的承载力提高。在饱和粘性土中成桩，当桩距较小桩数较多时，将产生超孔隙水压，出现土体大量隆起和侧移，对周围建筑物和构筑物产生破坏性影响。沉管过程一般产

生噪声和振动。因此在建筑物密集区要慎重采用。

挤土灌注桩的共同优点是：无需排浆和运输渣土，现场比较整洁，施工效率高，造价低。桩长度受套管长度和桩架起吊高度的限制，一般不超过20m。

挤土灌注桩种类较多，现介绍几种目前尚未在我国普遍应用的桩型。

（1）夯扩灌注桩

夯扩灌注桩是利用设置于套管中的夯锤或芯管，将套管中的混凝土夯挤或压挤出来，在桩底形成扩大头并使桩身混凝土密实和防止缩颈、断桩。就其工艺的不同又可分为以下几种夯扩桩。

1）弗兰克（Franki）桩

弗兰克灌注桩（香港称其为建新桩）是通过套管中的柱形自由落锤夯击套管下部的碎石柱或干硬性混凝土，由碎石或干混凝土带动套管沉入土中。当套管贯入到设计深度，再浇入适量混凝土，通过吊索将套管固定，碎石和混凝土被挤出管外形成扩大头，随后放入钢筋笼，继续灌注和夯捣混凝土并逐步提起套管而成桩。其工艺流程表示于图1-15。

弗兰克桩桩径随套管直径和提管速度变化，为330～635mm，其单桩承载力可达1400kN。这种桩由于在套管内夯实，沉管过程的噪声、振动较普通沉管桩低。

2）无桩靴夯扩灌注桩

无桩靴夯扩灌注桩的成桩原理与得尔塔桩（Delta Pile[11]）相似，是由我国浙江省有关单位试验研究成功的[12]。其主要工艺流程示于图1-16。

这种桩的特点是：

（*a*）以夯密的干混凝土取代预制桩尖，因而可降低造价；

（*b*）柴油锤下端与内夯管连成一体，工序连续进行，可提高施工速度。

（*c*）夯扩头的扩大率（扩头底面积与桩身直径之比）在中密、稍密粉土持力层中为1.6～3.5，对于桩长不大的情况下，其

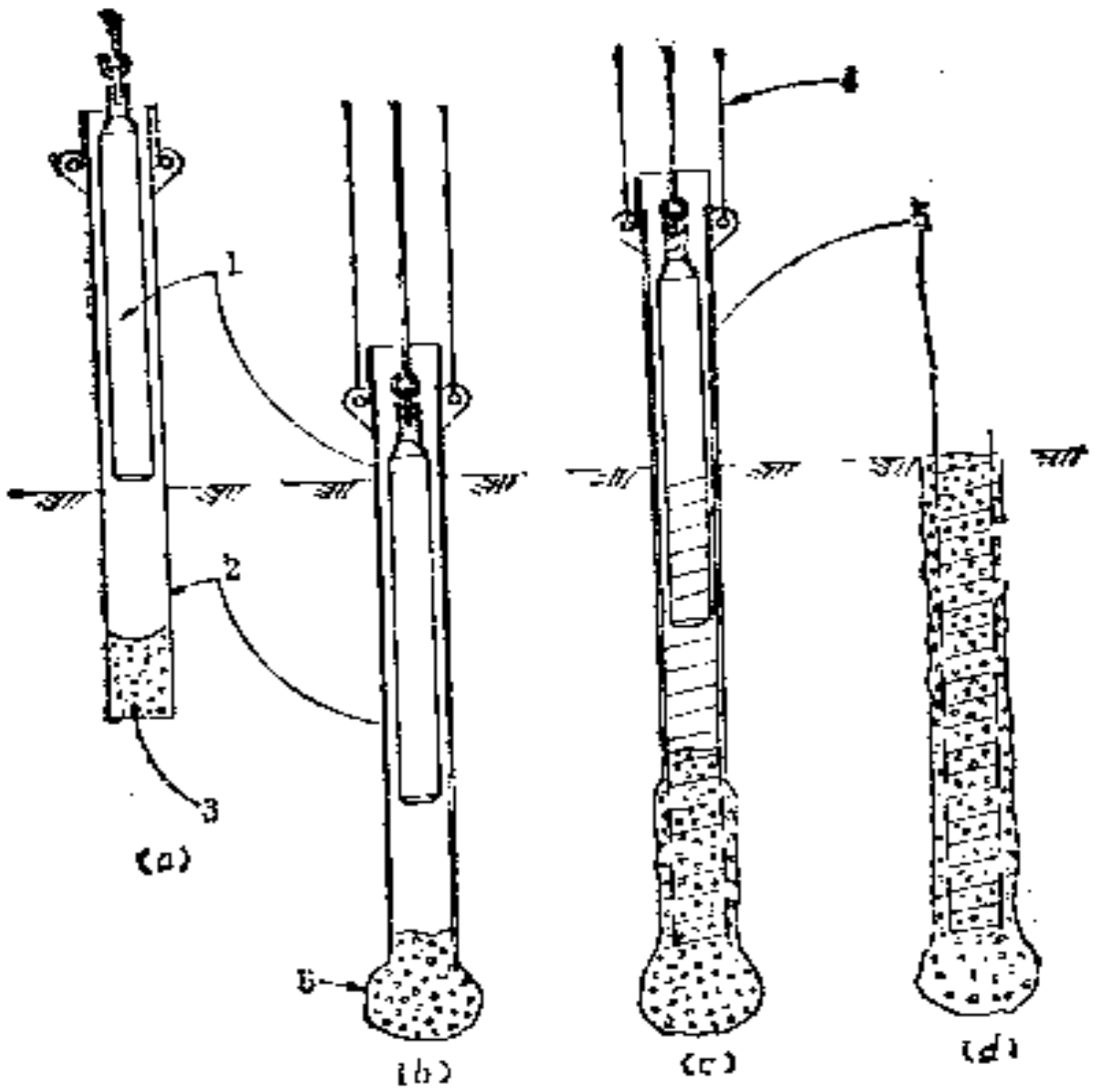


图 1-15　弗兰克灌注桩的工艺流程示意

(a)打入桩管；(b)灌注混凝土并夯出大头；(c)浇捣桩身混凝土；(d)设桩完成

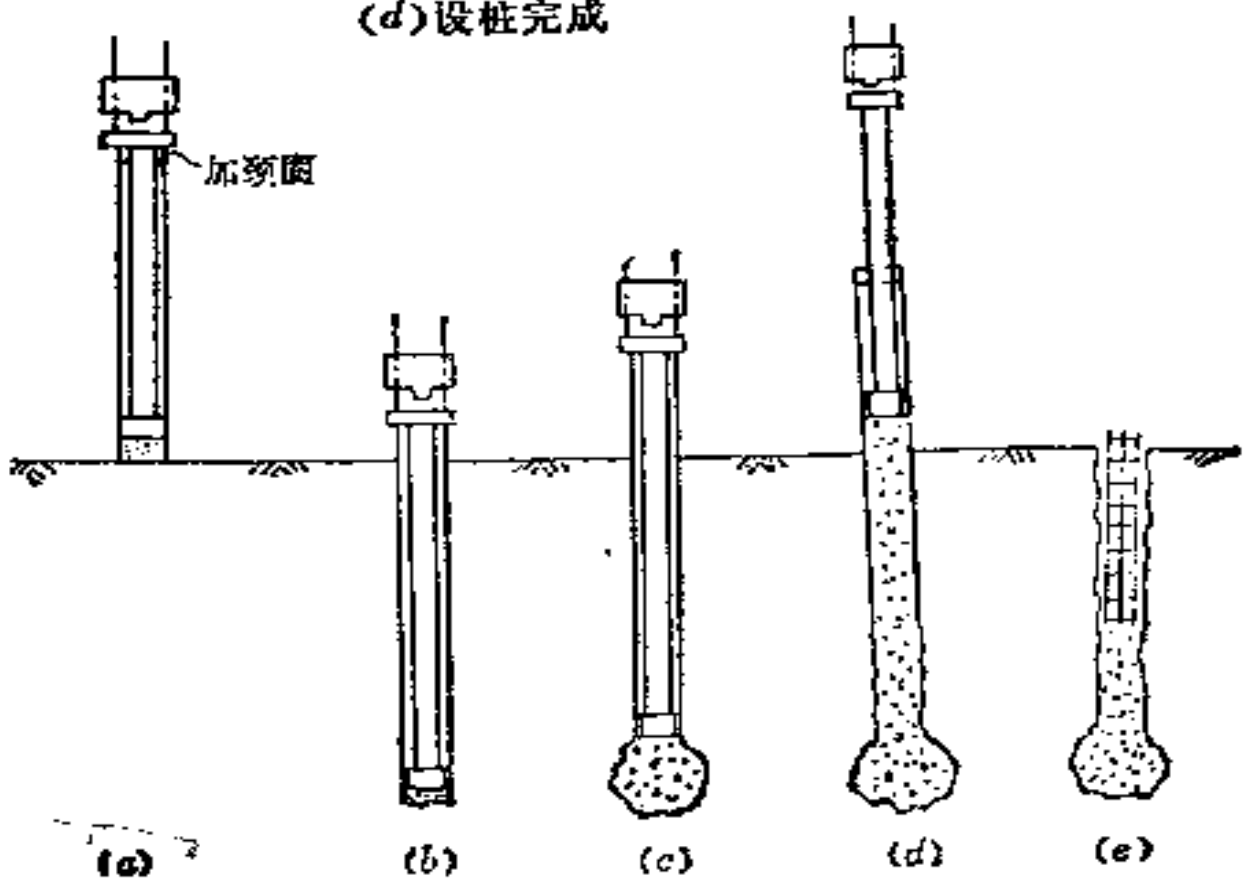


图 1-16　无桩靴夯扩桩成桩流程示意

(a)于桩位处安放三铲干混凝土；(b)锤击内外管沉入设计深度；(c)取下加颈圈、锤击内管挤出外管中混凝土形成大头；(d)将柴油锤与内管重量压在管内混凝土面上，拔起外管，边拔边压；(e)振入钢筋笼，成桩

承载力可提高50～200%。

（d）桩身混凝土一次灌满，利用内夯管与柴油锤重量加压，而不像以上二种夯扩桩那样逐段分击，比较简便，但这只适用于桩身较短的情况。

这种桩的外管直径目前有三种：ϕ325、ϕ377、ϕ420。

（2）成孔灌注同步桩

成孔灌注同步桩创始于美国，后引入加拿大。其成桩原理是：混凝土随桩管沉入土中，管侧混凝土兼起护壁作用，即成孔与灌注同步完成。其主要工艺流程是：预制桩尖（直径比桩管大15～30cm）就位后，将漏斗，和带“窗口”的桩管套上，漏斗中装满混凝土，振动或锤击下沉桩管，此时混凝土由“窗口”流入管中和管侧空隙，直至设计深度，拔出桩管留下桩尖，便完成一根桩。钢筋笼可振入或插入流动性混凝土中。主要工艺流程表示于图1-17。

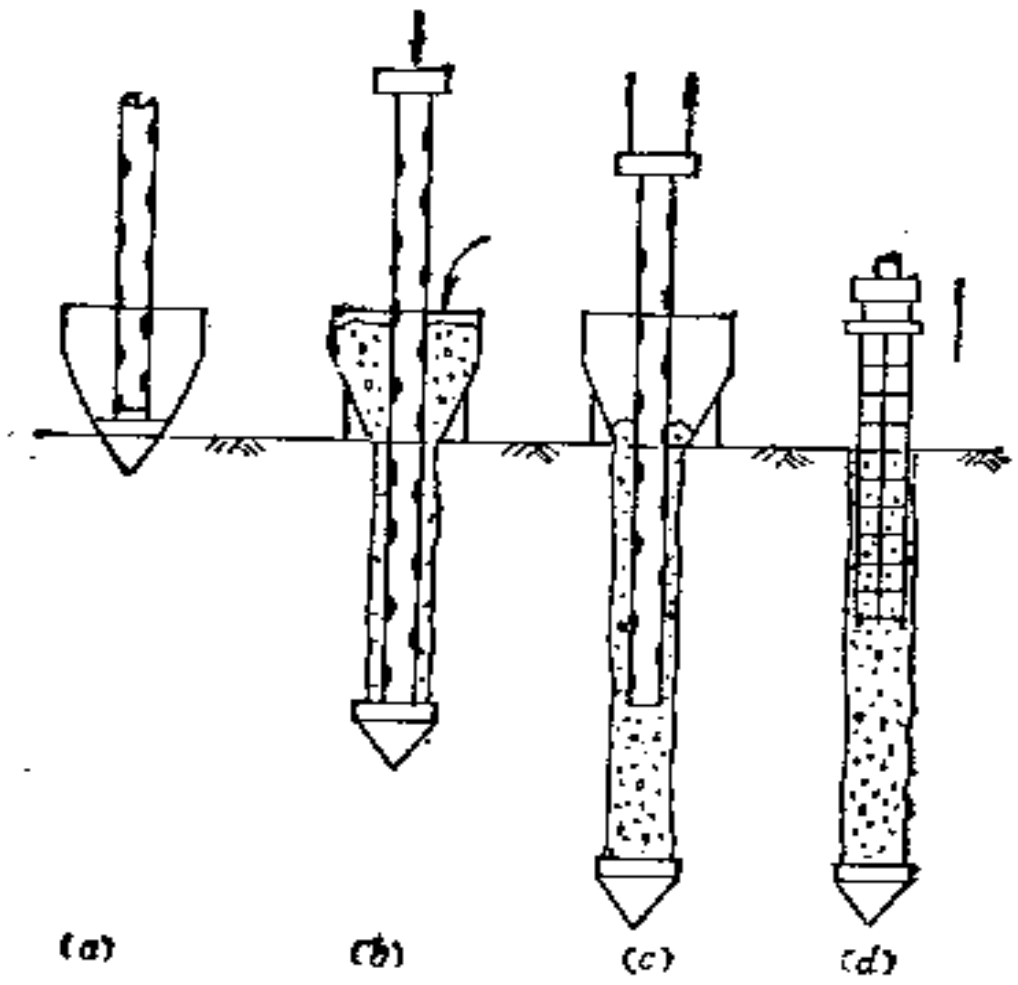


图 1-17　同步灌注桩成桩流程示意

(a)桩尖、漏斗、桩管就位；(b)灌混凝土，沉入桩管；(c)达设计深度后，拔起桩管；(d)振入钢筋笼

成桩过程质量控制要点是：（a）混凝土要具有良好的和易

性，骨料宜采用卵石，水泥用量和含砂量要高；（b）为确保混凝土连续进入桩管，漏斗必须有足够的容积，并保持有1m以上的压头；（c）沉管速度不得快于混凝土流入孔中速度。

同步灌注桩与沉管灌注桩相比，沉管的阻力较小，这是由于与孔壁接触的是流动性混凝土，摩阻力小。

同步灌注桩的桩径为250～610mm，单桩承载力为180～1800kN。

（3）旋转挤压灌注桩

旋转挤压灌注桩是由比利时Fundex N.V公司研究出来的，故又名Fundex工法。其成桩原理是：将下端安设有混凝土或铸铁制成的螺旋形桩靴（见图1-18）的套管（钢管）用液压马达拧入土中，在桩管旋转过程中，于顶部施加轴向压力。当桩端拧至设计标高，于管中安放钢筋笼，浇灌混凝土。当混凝土浇至桩顶，反向旋转套管，将桩靴留在原处，边拔套管边振动（或反插），以捣实混凝土。其工艺流程如图1-19所示。

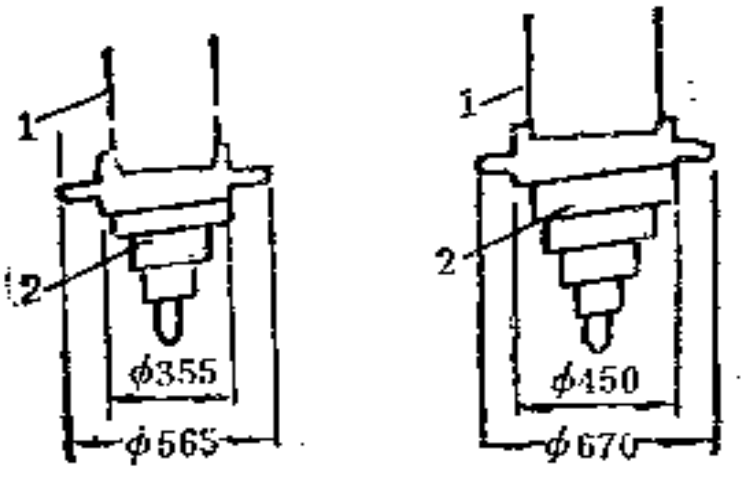


图 1-18 钻头式桩靴

1—套管；2—桩靴

为了提高桩侧摩阻力可采用多次旋转挤压，第一次旋转挤压成小孔，在其中灌注砂浆等填料；第二次以较大钻头和钢管在填料中旋转挤压，达设计深度后，于钢管中浇注混凝土，随后逐渐拔出钢管而成桩，如图1-20所示。稀砂浆被挤压渗入桩周土中，从而可提高桩侧阻力。当土质很松散，荷载又不太大时，可用砂、粉煤灰碎石等填料代替混凝土而成柔性桩，构成复合地基。

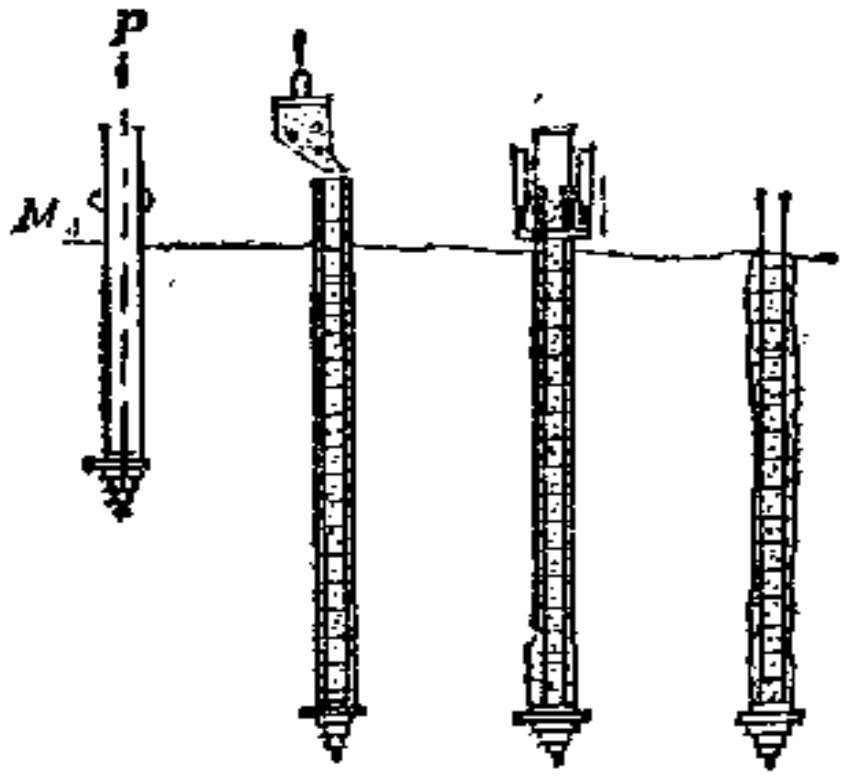


图 1-19　旋转挤压灌注桩工艺流程

(a)拧入套管；(b)安钢筋笼、浇混凝土；(c)反向旋转并拔出套管，边拔边振动(或反插)；(d)成桩

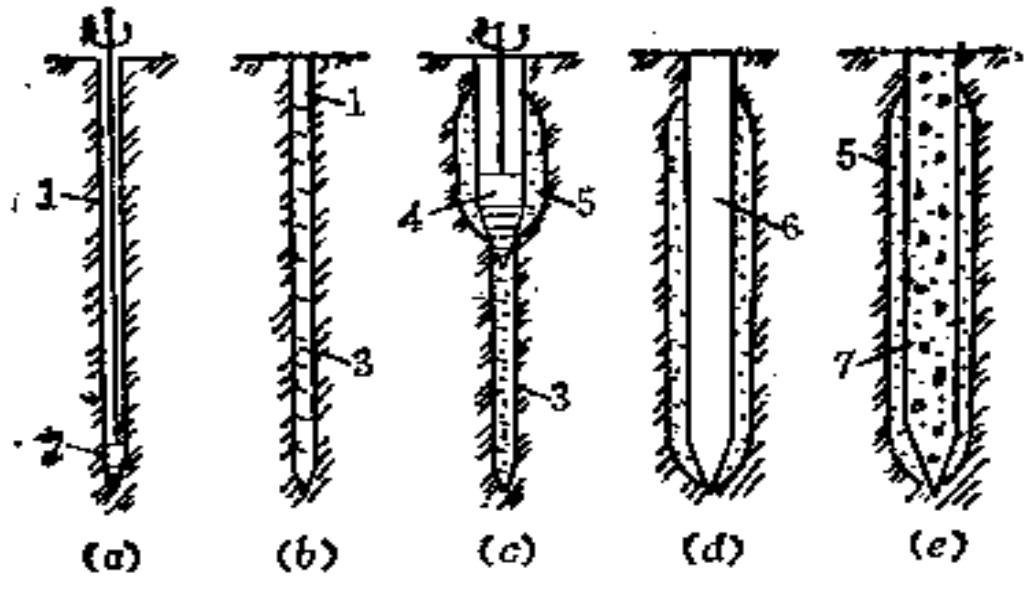


图 1-20　多次旋转挤压灌注桩施工流程

(a)一次成孔；(b)一次灌入填料；(c)二次挤压成孔；(d)设计桩径；(e)浇注混凝土或其它填料

1—第一次钻孔；2—小直径钻具；3—加固用填料；4—较大直径钻具；5—外挤填料；6—设计钻孔；7—混凝土或其它填料

（4）干振成孔灌注桩

干振成孔灌注桩的基本原理是：以类似于插入式混凝土振捣棒的干振器振动挤土成孔，孔中灌入适量混凝土，以干振器进行振挤形成扩大和密实的桩端，随后继续灌入混凝土，并进行振

捣，最后插入钢筋。其主要工艺流程表示如图1-21。在松散土层中成桩也可采用二次挤扩。

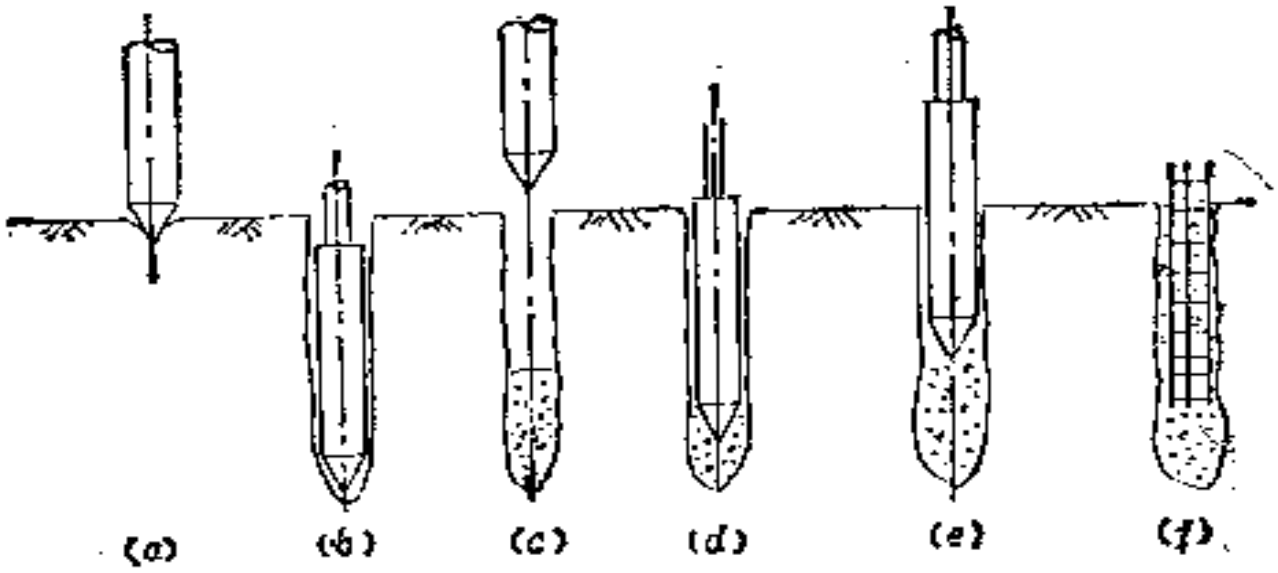


图 1-21　干振灌注桩成桩示意

(a)干振器就位；(b)振动成孔；(c)灌入适量混凝土；(d)振挤桩底；(e)继续浇捣桩身；(f)插入钢筋笼

干振灌注桩适用于浅层松散杂填土、非饱和粘性土、粉土中成桩。经初步试验，一次挤扩桩承载力比钻孔桩提高约76%；二次挤扩桩承载力比钻孔桩提高约116%[13]。

干振灌注桩的成桩直径与干振器直径和挤扩次数有关。目前生产的干振器直径为280～330mm，有效长度6m，自重约2t，电机功率40～45kW，激振力约为130kN。成桩直径为290～420mm，桩长不超过4.5m。

1·4　桩型与成桩工艺选择

1.考虑建筑物的性质与荷载

（1）建筑物的重要性、对不均匀沉降的敏感程度

对于重要的建筑物和对不均沉降敏感的建筑物，要选择成桩质量稳定性好的桩型。

（2）建筑物的荷载大小

对于荷载大的高重建筑物，首先要考虑选择单桩承载力足够大的桩型，使得在有限的平面范围内合理布置桩距、桩数。如在

有坚硬持力层的地区优先选用大直径桩，深厚软弱土层地区优先选用长摩擦桩等。

（3）荷载的性质

对于地震设防区或受其他动荷载的桩基，要考虑选用既能满足竖向承载力又利于提高横向承载力的桩型，对于动荷载可能对桩基承载力产生的影响应予考虑。

2.考虑工程地质、水文地质条件

（1）持力层的埋置深度与性质

坚实持力层埋深的情况：当埋深较浅时，应优先采用端承桩，包括扩底桩；当埋深较深时，则应根据单桩承载力的要求，选择恰当的长径比。持力层的土性也是桩型选择的重要依据，当为砂、砾层时，采用挤土桩更为有利；当存在粉、细砂等夹层时，预制桩应慎重采用。

（2）土层中的空穴和障碍物

土层中是否有古墓、土洞、孤石，基岩中是否有喀斯特溶洞、破碎带等，对于选择桩型和成桩方法是重要的参考因素。

（3）土层是否具有湿陷性、膨胀性

若为湿陷性黄土，为消除湿陷性，可考虑采用小桩距挤土桩。若为膨胀土，一般情况下可采用短扩底桩。

（4）地下水位、地下水补给条件

地下水位与地下水补给条件，是选择桩的施工方法的主要因素。土体在水的作用下，成孔过程（主要指人工挖孔）是否可能产生管涌、砂涌等现象。对于低渗透性的饱和软土，采用挤土桩所引起的挤土效应应予周密考虑。

（5）土层是否具有可液化、震沉性质

地震区上部土层若有可液化或震沉特性，则应考虑桩承受因液化、震沉产生的负摩擦和嵌入稳定土层中的深度。

3.考虑施工环境

（1）与相邻建筑物、道路、地下管线、堤坝等的距离

挤土桩施工过程引起的挤土、振动等次生效应，可能招致邻

近建筑物等的损坏，这是必须加以考虑的。如某大城市，在不采取设防措施条件下打设预制桩，因损坏邻近建筑物而付的赔偿费比桩基础本身造价还高，还曾发生因挤土而折断煤气管道引起爆炸的事故。由于打桩振动和引起的超孔隙水压力，可能导致坝体、陡坡产生滑动失稳。

（2）施工现场的泥浆处理条件

采用泥浆护壁成孔时，要具备设置泥浆沉淀池的足够大的现场，若现场面积小，泥浆无法沉淀处理，则不能采用泥浆护壁法施工，因为泥浆不经处理是不能直接排泄于下水道的。目前我国尚不具备泥浆分离的成熟技术，若具备这种技术，则不受上述条件限制。

（3）现场设备进出场和运转条件

成桩设备进出场和成孔成桩过程所需空间尺寸，与建筑物的净距等各有不同，选择成桩方法必须予以考虑。

4.考虑材料供应与施工技术条件

（1）灌注桩所需砂、石料相对于预制桩要多，对于砂、石供应困难的大城市，采用灌注柱时要考虑这一因素。

（2）预制桩的制作特别是预应力桩的制作，要求有一定的场地和设备，选择预制桩时应予考虑。

（3）各种类型桩要求相应的施工设备和技术，选择成桩方法时不要盲目追求先进，忽视现实可能性。

5.考虑经济指标、施工工期

（1）不同类型桩的材料、人力、设备、能源等的消耗各有不同，应综合核算各项经济指标，包括单方混凝土所提供的承载力，单方混凝土的造价、三材消耗等。

（2）施工工期

某些条件下，施工工期是经济效益和社会效益的主导制约因素，因而选择桩型和成桩方法时要优先考虑工期。

第二章　竖向荷载下单桩的承载力与沉降

2·1　单桩承载力

2·1·1　桩、土体系的荷载传递

1.荷载传递机理

当竖向荷载逐步施加于单桩桩顶，桩身上部受到压缩而产生相对于土的向下位移，与此同时桩侧表面受到土的向上摩阻力。桩身荷载通过所发挥出来的桩侧摩阻力传递到桩周土层中去，致使桩身荷载和桩身压缩变形随深度递减。在桩土相对位移等于零处，其摩阻力尚未开始发挥作用而等于零。随着荷载增加，桩身压缩量和位移量增大，桩身下部的摩阻力随之逐步调动起来，桩底土层也因受到压缩而产生桩端阻力。桩端土层的压缩加大了桩土相对位移，从而使桩身摩阻力进一步发挥出来。当桩身摩阻力全部发挥出来达到极限后，若继续增加荷载，其荷载增量将全部由桩端阻力承担。由于桩端持力层的大量压缩和塑性挤出，位移增长速度显著加大，直至桩端阻力达到极限，位移迅速增大而破坏。此时桩所承受的荷载就是桩的极限承载力。

由此可见，竖向荷载下桩土体系荷载传递的过程可简单描述为：桩身位移 $s(z)$和桩身荷载$Q(z)$随深度递减，桩侧摩阻力$q_s(z)$自上而下逐步发挥。桩侧摩阻力$q_s(z)$的发挥值与桩土相对位移量有关，如图2-1b所示。$Q(z)$、$s(z)$、$q_s(z)$三者间的关系可通过数学表达式加以描述。取深度z处的微小桩段dz，由力的平衡条件图2-1a可得：

$$q_s(z)\cdot U\cdot dz+Q(z)+dQ(z)=Q(z)$$

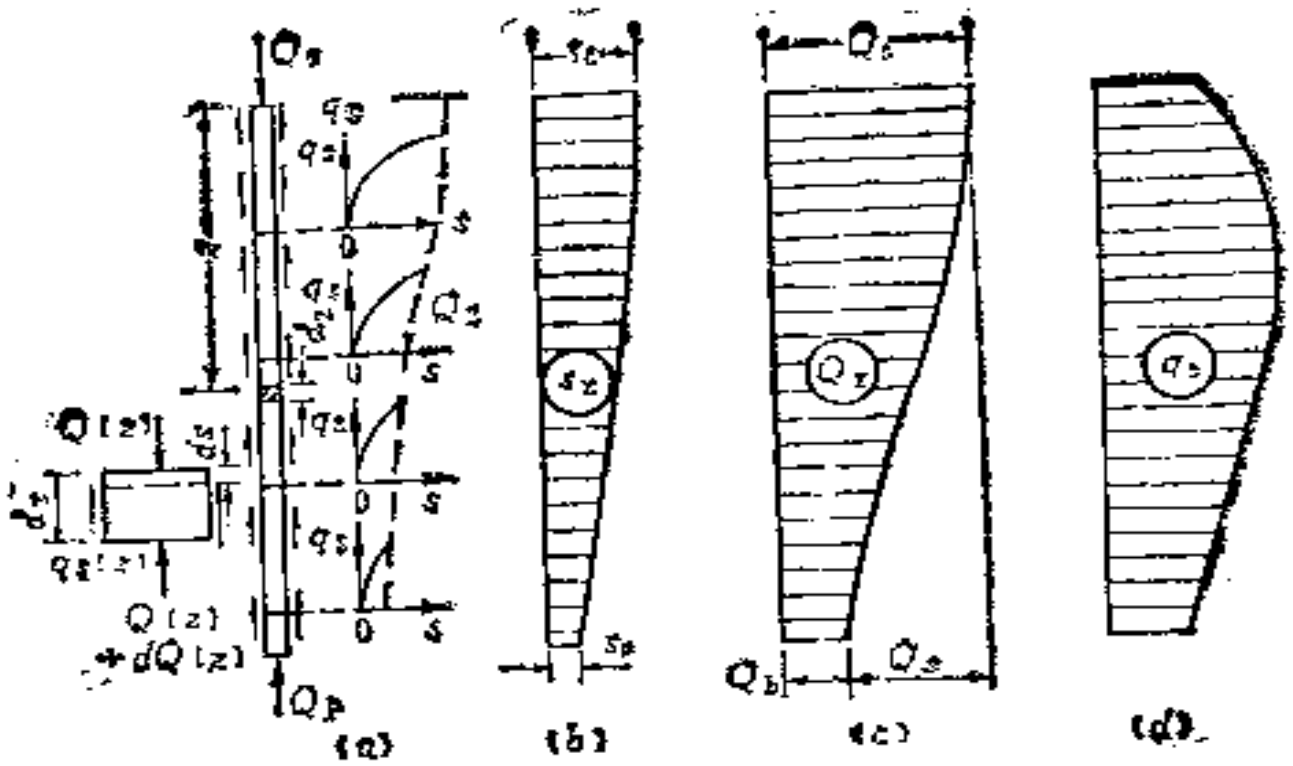


图 2-1　桩土体系的荷载传递

由此得　　$$q_s(z) = -\frac{1}{U} \cdot \frac{dQ(z)}{dz} \qquad (2\text{-}1)$$

由桩身压缩变形$ds(z)$与轴力$Q(z)$之间的关系

$$ds(z) = -Q(z)\frac{dz}{AE_p}$$，可得：

z断面荷载　$$Q(z) = -AE_p\frac{ds(z)}{dz}$$

$$= Q_0 - U\int_0^z q_s(z)dz \qquad (2\text{-}2)$$

z断面沉降　　$$s(z) = s_0 - \frac{1}{E_pA}\int_0^z Q(z)dz \qquad (2\text{-}3)$$

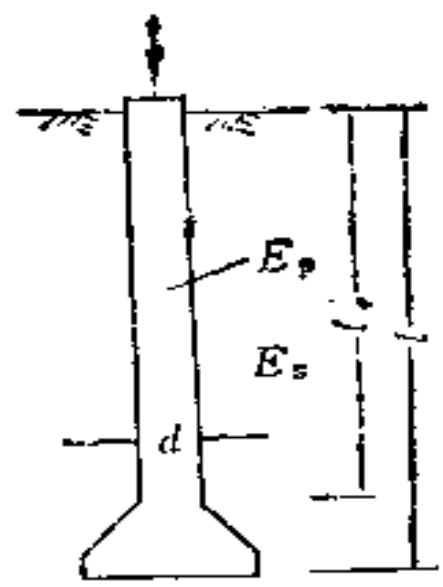


图 2-2

以上（2-1）～（2-3）式中

A——桩身横截面面积；

E_p——桩身弹性模量；

U——桩身周长。

式（2-1）、（2-2）、（2-3）分别表示于图2-1d、c、b。将

式（2-2）代入式（2-1）可得：

$$q_s(z)=\frac{AE_p}{U}\cdot\frac{d^2s(z)}{dz^2} \qquad (2\text{-}4)$$

式（2-4）是进行桩土体系荷载传递分析计算的基本微分方程。

2.影响荷载传递的因素

马特斯（N.S.Mattes）和波洛斯（H.G.Poulos）运用线弹性理论进行分析的结果表明，影响桩土体系荷载传递的因素主要有：

（1）桩端土与桩周土的刚度比E_b/E_s：当$E_b/E_s=0$时，荷载全部由桩侧摩阻力所承担，属纯摩擦桩。在均匀土层中的纯摩擦桩，摩阻力接近于均匀分布。当$E_b/E_s=1$时，属均匀土层中的摩擦桩，其荷载传递曲线和桩侧摩阻力分布与纯摩擦桩相近。当$E_b/E_s=\infty$且为中长桩（$l/d\simeq25$）时，桩身荷载上段随深度减小，下段近乎沿深度不变。即桩侧摩阻力上段可得到发挥，下段由于桩土相对位移很小（桩端无位移）而无法发挥出来。桩端由于土的刚度大，可分担60%以上荷载，属端承桩。

（2）桩、土的刚度比E_p/E_s：当E_p/E_s愈大，桩端阻力所分担的荷载比例愈大；反之，桩端阻力分担的荷载比例降低，桩侧阻力分担的荷载比例增大。对于$E_p/E_s\leqslant10$的中长桩（$l/d\approx25$），其桩端阻力接近于零。这说明对于砂桩、碎石桩、灰土桩等低刚度桩组成的基础，应按复合地基工作原理进行设计。

（3）桩底扩大头与桩身直径之比D/d：D/d愈大，桩端阻力分担的荷载比例愈大。

（4）桩长径比l/d：l/d对荷载传递的影响较大。在均匀土层中的钢筋混凝土桩，其荷载传递性状主要受l/d的影响。当$l/d\geqslant100$时，桩端土的性质对荷载传递不再有任何影响。可见，长径比很大的桩都属于摩擦桩或纯摩擦桩，在此情况下显然无需采用扩底桩。

2·1·2　单桩的破坏模式与极限承载力

单桩在竖向荷载下的破坏由以下两种强度破坏状态之一而引起：地基土强度破坏或桩身材料强度破坏。通常桩的破坏是由于地基土强度破坏而引起。

与桩的承载力相联系的地基土强度包含桩侧阻力和桩端阻力。桩侧阻力达到极限值q_{su}所需的桩土相对极限位移s_u与土的类别有关，而与桩径大小无关。对于粘性土s_u约为5～7mm，对于砂类土s_u约为10mm。但是对于加工软化型土(图2-3b)，所需s_u值较小，而且q_s达最大值后又随s的增大有所减小；对于加工硬化型土，所需s_u值则更大（见图2-3c），而且极限荷载特征点不明显。

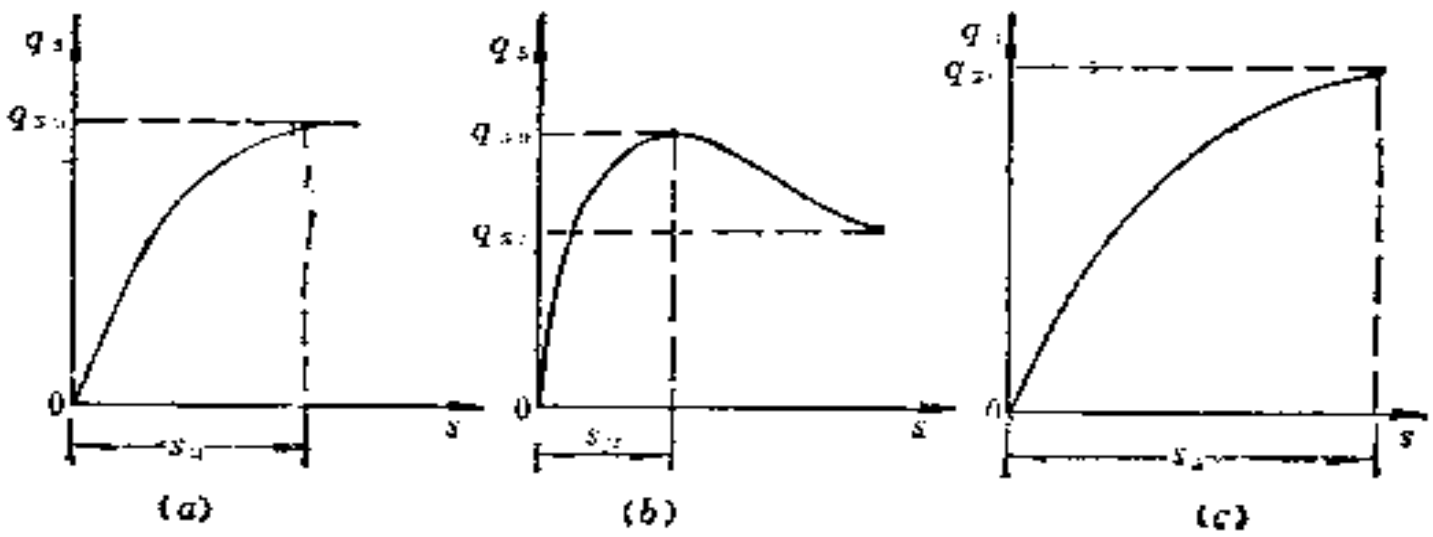


图 2-3　不同类型土的剪应力-位移关系

(a)一般土；(b)加工软化土；(c)加工硬化土

充分发挥桩端阻力所需的桩端位移要比侧阻力所需的大得多，根据小直径桩的试验结果，一般粘性土约为$d/4$，硬粘土约为$d/10$，砂土约为$d/12\sim d/10$。对于钻孔桩由于孔底虚土、沉渣压缩的影响，发挥端阻极限值所需位移更大。

由于桩侧阻力先于桩端阻力发挥出来（支承于坚实基岩的短桩除外），因此单桩承载力的极限状态一般由桩端阻力的破坏所制约（纯摩擦桩除外）。

单桩的荷载—沉降特性是同桩的破坏模式联系在一起的。以下介绍工程实践中常见的几种典型破坏模式和极限承载力取值准则。

1.桩端无坚硬持力层的摩擦桩：桩端一般呈刺入破坏，桩端阻力所占比例小，Q-s关系呈陡降型，出现s轴渐近线，极限承载力特征点明显，如图2-4a所示。

2.桩端持力层为砂土或粉土的打入桩：由于发挥极限端阻力所需位移大，桩端阻力所占比例也较大，Q-s后段呈缓变型，极限特征点不明显，如图2-4b所示。此时桩端阻力虽仍有潜力，但由于沉降过大，对于建筑物而言已失去利用价值，因此常以某一极限位移s_u（一般取$s_u=40\sim60$mm）控制确定其极限承载力。

3.扩底桩（图2-4c）：支承于砾、砂、粘性土上的扩底桩，端阻破坏所需位移量很大，桩端阻力占承载力的比例较大，属于端承桩，其Q-s呈缓变型，极限承载力一般以位移控制。

4.桩端有较厚沉淤的钻孔桩（图2-4d）：由于桩底沉淤强度

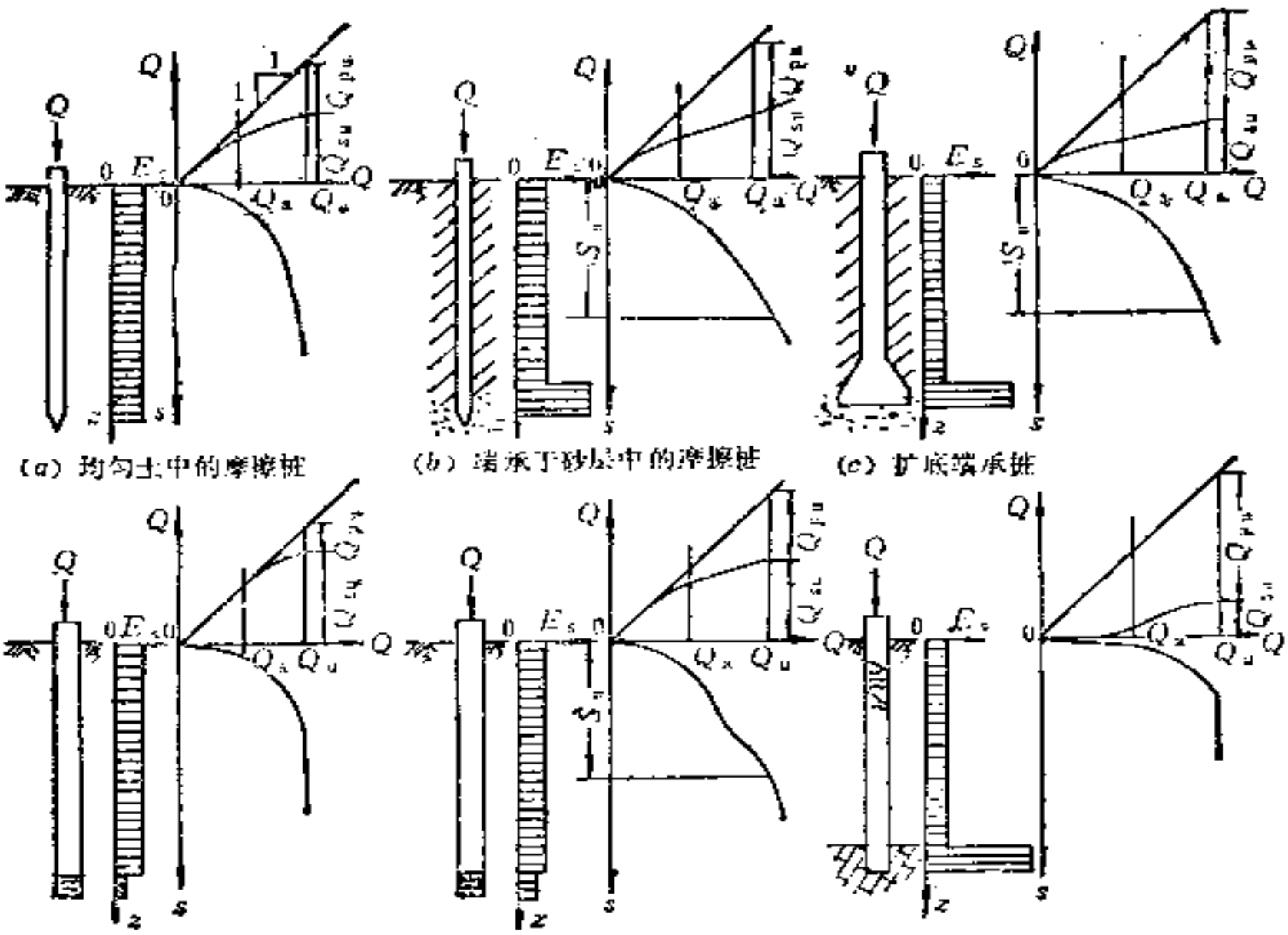


图 2-4　单桩Q-s型态和极限荷载下侧阻、端阻的性状

低、压缩性高，桩端一般呈刺入破坏，接近于纯摩擦桩，Q-s呈陡降型，极限承载力Q_u特征点明显，如图2-4d所示。

5.干法作业、桩端置于砂层中、孔底有一定厚度虚土的钻孔桩：由于桩端砂性虚土经压缩，承载力提高，导致Q-s出现台阶形，最终在较大沉降下桩端阻力呈局部剪切破坏如图2-4e所示。此时极限承载力多以位移控制取值。

6.嵌岩灌注桩：桩端嵌入坚硬基岩中的挖孔桩，由于清底好，桩不太长，桩身压缩和下沉量很小，在桩侧摩阻力尚未充分发挥的情况下，便由于桩身材料强度的破坏而破坏。Q-s呈陡降型，极限特征点明显，如图2-4f所示。

综上所述，从Q-s曲线的型态来看，可分为突变陡降型和渐变缓降型两大类。实际上，Q-s线型是桩破坏机理和破坏模式的宏观反映。因此，为便于工程分析应用，称前者为急进型破坏，后者为渐进型破坏。一般情况下，极限承载力的确定，前者可根据Q-s变化特征并结合s-lg$t$、$\Delta s/\Delta P$-P等的分析确定，后者一般宜根据变形控制确定。根据变形确定的极限承载力，实际为拟极限承载力，因该承载力小于桩所能承受的最大荷载。

2·1·3 单桩容许承载力与承载力的可靠度分析

1.单桩容许承载力与安全系数

按传统的桩基设计方法，单桩容许承载力是将单桩极限承载力除以安全系数而得：

$$Q_a=\frac{Q_u}{K} \qquad (2\text{-}5a)$$

安全系数K各国依国情和习惯不同而有所差异，一般取$K=2$，日本规范取$K=3$，西德规范（69年）则根据试桩数量和荷载性质，取$K=1.5\sim2$。还有的建议安全系数取值要综合考虑施工因素，上部结构体系（柔性结构取1.5，刚性结构取3）和荷载性质（短期荷载安全系数降低10～20%，受拉荷载提高10～20%，双向循环荷载K适当提高）。

单桩极限承载力Q_u由极限侧阻力Q_{su}和极限端阻力Q_{pu}组成，

一般可忽略二者间的相互影响，因而Q_u可表示为二者之和：

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu}$$

因此，单桩容许承载力Q_a可分项表示为：

$$Q_a = \frac{Q_u}{K} = \frac{Q_{su}}{K_s} + \frac{Q_{pu}}{K_p} \qquad (2\text{-}5b)$$

由于侧阻与端阻呈异步发挥，工作荷载（相当于容许承载力）下，侧阻可能已发挥出大部分，而端阻只发挥了很小一部分。因此，侧阻与端阻的实际安全系数是不相等的。一般情况下，$K_s < K_p$；对于短粗的支承于基岩的桩，$K_s > K_p$。

图2-2所描述的六种破坏情况，测定端阻力和侧阻力，可绘出Q_s-Q、Q_p-Q。当取$K=2$时，容许荷载下对应的$K_s(Q_{su}/Q_{sa})$、$K_p(Q_{pu}/Q_{pa})$各不相同。根据Q_s-Q、Q_p-Q关系曲线大致可确定相应的K_s、K_p一般值：

（1）粘性土层中，桩端无硬持力层的打入式摩擦桩（图2-4a）：$K_s=1.4\sim1.6$，$K_p=3\sim4$。

（2）桩端持力层为砂土或粉土的打入桩（图2-4b）：$K_s=1.4\sim1.5$，$K_p=3.5\sim4.5$。

（3）扩底端承桩（图2-4c）：$K_s=1.1\sim1.3$，$K_p=2.5\sim3.0$。

（4）桩端有较厚沉淤的钻孔桩（图2-4d）：$K_s=1.5\sim1.8$，$K_p=5\sim10$。

（5）干法作业、桩端置于砂层、孔底有一定虚土的钻孔桩（图2-4e）：$K_s=1.3\sim1.5$，$K_p=4\sim5$。

（6）嵌岩灌注桩（图2-4f）：$K_s=2.5\sim3.0$，$K_p=1.5\sim1.8$。

由以上分析可见，K_s、K_p的大小同桩型、材料、桩侧与桩端土的性质、桩的长径比、施工方法与清底质量等多种因素有关。里斯（Reese等1976）建议对于粘性土中较短的扩底桩，当取$K=2.25$时，可取$K_s=1.0$，$K_p=3.0$。

工程设计中，若根据极限侧阻和极限端阻经验值估算出单桩

极限承载力，然后除以安全系数 2 确定单桩容许承载力，则会出现这种不合理的情况：对于以侧阻为主的较长桩，其容许承载力估算值偏低，因其侧阻先行发挥且所占比例大而采用了较大的 $K_s(K_s=2)$；对于较短的桩，估算值则偏高。因此，采用分项安全系数确定单桩容许承载力，比单一安全系数更符合桩的实际工作性状。但要付诸应用，有待于积累更多的资料。

2.关于单桩承载力的可靠度分析与概率极限状态设计问题

传统的桩基设计方法，是将荷载、承载力（抗力）等设计参数看成不变的定值，根据经验确定的安全系数来度量桩基的可靠度，因此，这是一种“定值设计法”。对于不同地质条件与土层、不同桩型和承受不同性质荷载（恒载与活载的比例不同）的桩基，在取相同安全系数的条件下，其实际的可靠度是不同的。例如：非饱和土中干法作业灌注桩同饱和土中泥浆护壁灌注桩的可靠度是不同的；饱和土中的沉管灌注桩同打入式预制桩的可靠度是不同的；以承受恒载为主的住宅建筑桩基同以活载为主的多层厂房桩基的可靠度是不同的。这是因为影响桩基可靠性的基本因素，包括恒载（效应）G、活载（效应）Q、抗力 R（包括桩基的极限承载力和抵抗变形的刚度）都不是定值，而是随机变量。

1984年颁布的国家标准《建筑结构设计统一标准》GBJ68—84，摒弃了传统的安全系数K，而以与结构失效概率p_f相对应的可靠指标β作为衡量结构可靠度的尺度，也就是采用概率极限状态设计法。极限状态包含两类：承载能力极限状态和正常使用极限状态。作为建筑物基础的主要形式之一的桩基的设计同样应遵循该统一标准的设计准则。但是桩基的工作性状和承载性能比上部结构更为复杂，它不仅涉及到桩基结构自身材料的性能，而且更主要的是与变异性很大的地基土的物理、力学性质有关，桩基又是在隐蔽条件下受工程地质、水文地质因素影响的情况下施工，其质量的变异性很大。因此桩基的可靠度分析更复杂，影响因素更多，迄今积累的有关资料很少。

现以单桩承载力为例探讨可靠度分析的有关问题。

设桩顶荷载效应S和单桩承载力（抗力）R均为正态分布，则单桩的功能函数为：

$$Z = g(S \cdot R) = R - S \qquad (2\text{-}6)$$

当$Z > 0$时，单桩处于可靠状态；

当$Z < 0$时，单桩处于失效状态；

当$Z = 0$时，单桩处于极限状态。

按概率理论，单桩失效概率为：

$$p_f = P(Z < 0)$$

单桩的可靠概率为：　　$p_s = 1 - p_f$

因S、R为正态变量，故Z亦为正态变量，从而p_f可表达为(图2-5)：

$$p_f = P\left[\frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z} < \frac{-\mu_Z}{\sigma_Z}\right]$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\mu_Z/\sigma_Z} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx$$

$$= \Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) \qquad (2\text{-}7)$$

式中　μ_Z、σ_Z分别为Z的平均值和标准差；　$\Phi(\cdot)$为标准正态分布函数。

令　　$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \qquad (2\text{-}8)$$

式中，μ_S、μ_R、σ_S、σ_R分别为S、R的平均值和标准差。由式（2-8），式（2-7）可表示为：

$$p_f = \Phi(-\beta) \text{或} \beta = \Phi^{-1}(1 - p_f) \qquad (2\text{-}9)$$

式（2-9）表明，β与p_f具有数值上的一一对应关系（见表2-1）。由Z的频度曲线（正态分布，图2-5）看出，β越大，p_f就越小，即桩基越可靠，因此β称为“可靠指标”。由于P_f的计算较繁，因而现有的国际标准和我国的《建筑结构设计统一标准》，都采用可靠指标β代替失效概率P_f来度量结构的可靠性。

由式（2-8）可知，当平均值μ_Z增加或标准差σ_Z减小时，均

β与p_f的对应关系　　表 2-1

β	p_f
1.0	1.59×10^{-1}
1.5	6.68×10^{-2}
2.0	2.28×10^{-2}
2.5	6.21×10^{-3}
3.0	1.35×10^{-3}
3.5	2.33×10^{-4}
4.0	3.17×10^{-5}
4.5	3.40×10^{-6}

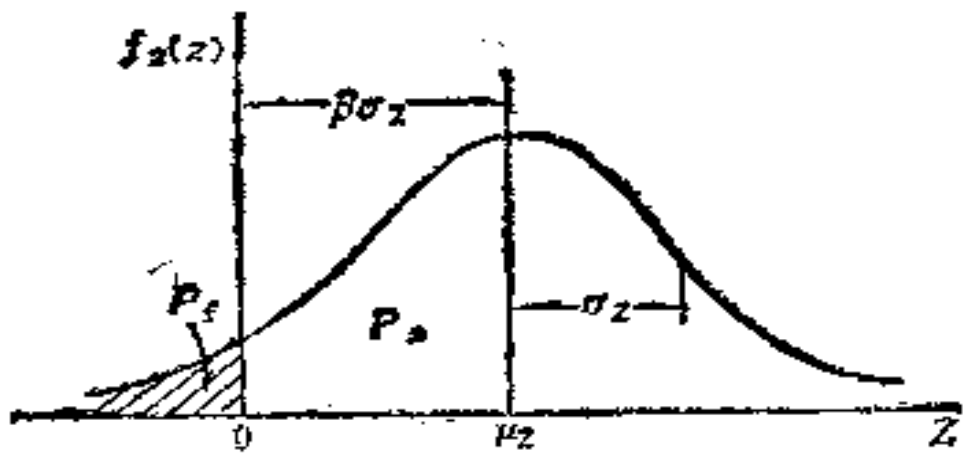


图 2-5　失效概率p_f与可靠指标β的关系

使β提高，p_f值降低。也就是说，单桩承载力平均值的加大、荷载效应平均值的减小、单桩承载力和荷载变异性的减小，均可使桩的失效概率减小，即可靠度提高。这与工程实际情况是完全一致的。因此，以β来反映桩基的可靠度比用安全系数K更加科学、合理。为进一步说明这一点，举两组不同类型桩的统计结果进行比较分析：

A、饱和粘性土中的沉管灌注桩

单桩极限承载力统计平均值$\mu_R=500\text{kN}$；

单桩极限承载力统计标准差$\sigma_R=120\text{kN}$；

单桩荷载效应平均值　　$\mu_S=200\text{kN}$；

单桩荷载效应标准差$\sigma_S=50\text{kN}$；

按传统设计，取安全系数 $K=\mu_R/\mu_S=\frac{500}{200}=2.5$；

采用可靠度分析：$\beta=\frac{\mu_R-\mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma^2}}=\frac{500-200}{\sqrt{120^2+50^2}}=2.31$；

$$p_f=\Phi(-\beta)=1.25\times10^{-3}$$

B、非饱和粘性土中干法作业钻孔桩

单桩极限承载力统计平均值 $\mu_R=800\text{kN}$；

单桩极限承载力标准差 $\sigma_R=80\text{kN}$；

单桩荷载效应平均值 $\mu_S=400\text{kN}$；

单桩荷载效应标准差 $\sigma_S=100\text{kN}$

按传统设计，取安全系数 $K=800/400=2.0$

采用可靠度分析 $\beta=\frac{800-400}{\sqrt{80^2+100^2}}=3.12$

$$p_f=\Phi(-\beta)=0.87\times10^{-3}$$

由以上分析比较可见，尽管*A*组桩安全系数取值高于*B*组，但就可靠指标β而论，由于*A*组承载力和荷载的变异性较大，*B*组β值反比*A*组高35%；而失效概率p_f，*B*组比*A*组小45%。由此可知，应用概率极限状态设计准则明显地优越于传统的定值设计法。

由传统的桩基定值设计法过渡到当前国际上公认先进的概率极限状态设计法，要完成大量的工作方可实现。

（1）单桩承载能力极限状态设计可靠指标β的确定

规范中可靠指标β的合理确定应考虑到建筑结构的安全等级、单桩和群桩基础的破坏模式、各类土质土层和各类工艺成桩质量和承载力参数的统计特征。建筑物的安全等级在《建筑结构设计统一标准》中已作出规定，分一、二、三级。单桩基础和群桩基础的破坏模式，如前所述可划分为两大类：急进型破坏和渐进型破坏（见图2-6）。这同结构构件的脆性破坏与延性破坏有着性质上的类比对应关系，同样反映了破坏先兆和所引起的后果的不同。急进破坏应取较高的β值，渐进破坏则可适当降低β值。由于传递给单桩的荷载不一定服从正态分布，各类桩的承载力参

数q_{su}、q_{pu}也不一定服从正态分布，因此实际极限状态问题常常不仅是如前所述的仅包含两个正态变量的功能函数。在这种情况下，就得参照国际“结构安全度联合委员会”（JCSS）推荐的计算可靠指标的方法，对于非正态变量进行当量正态化处理，利用多（n）变量极限状态方程（n维欧氏空间上的曲面）与β间的几何关系求解出可靠指标β。当然，也可参照工程经验，在基本维持现行设计安全度水准的前提下，采用试算校准法确定β值。

桩基设计时，应按式（2-8）计算实际β值，看是否满足规范要求的β值。

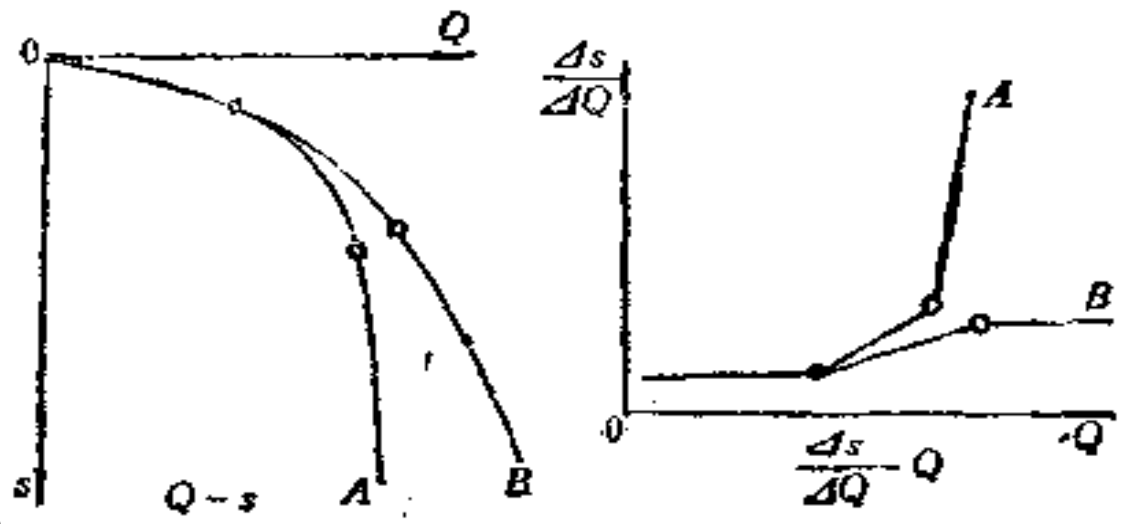


图 2-6　竖向荷载下桩的两种破坏模式

A—急进型破坏；B—渐进型破坏

（2）确定单桩承载能力极限状态设计方程

对于单桩的荷载效应S取与结构构件荷载效应相同的形式，则单桩和群桩基础中单桩的承载力极限状态设计方程$S \leqslant R$建议表示为：

$$\gamma_0(\gamma_G G_k + \gamma_{Q_1} Q_{1k} + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Q_i} \psi_{c_i} Q_{ik})$$

$$\leqslant R(\gamma_f,\ \eta_s,\ \eta_p,\ \gamma_s,\ \gamma_p,\ q_s,\ q_p,\ d,\ l)$$

$$= \gamma_f(\eta_s \cdot \gamma_s \cdot U \sum_{i=1}^{m} q_{s_i} \cdot l_i + \eta_p \cdot \gamma_p \cdot A_p \cdot q_p) \quad (2\text{-}10)$$

式中　γ_0——建筑桩基重要性系数，对安全等级为一级、二级、三级的建筑结构桩基可分别取1.1、1.0、0.9；

γ_G——恒载分项系数，一般取1.2；

γ_{Q_1}、γ_{Q_i}——分别为第一个和其它第i个可变荷载分项系数，一般取1.4；

G_k——恒载的标准值；

Q_{1k}——第一个可变荷载的标准值，该可变荷载的标准值的效应大于其它任意第i个可变荷载标准值的效应；

Q_{ik}——其它第i个可变荷载的标准值；

ψ_{c_i}——第i个可变荷载的组合值系数，当风荷载与其它可变荷载组合时，可均采用0.6；

$R(\cdot)$——桩基中单桩抗力（极限承载力）函数；

η_s、η_p——根据土质、桩距等而变的侧阻、端阻的群桩效应系数，对于单桩基础，$\eta_s=\eta_p=1$；

γ_s、γ_p——桩侧阻、端阻工艺系数，依土质、成桩工艺而定。

γ_f——桩基破坏型态系数，对于缓变型破坏，$\gamma_f=1$，急进型破坏，$\gamma_f=0.9$；

q_s、q_p——单桩极限侧阻力和端阻力；

m——桩侧土层数；

U——桩周长，$U=\pi d$；d为桩直径；

l_i——第i层土中桩的长度；

A_p——桩端面积，$A_p=\frac{\pi}{4}d^2$。

以上讨论的是承载能力极限状态，对于正常使用极限状态设计，则是计算桩基在竖向荷载下的沉降，横向荷载下的水平位移、转角，特殊条件下的桩身裂缝。计算桩基沉降时其荷载采用长期效应组合。

2·2 桩端阻力和桩侧阻力的深度效应

2·2·1 桩端阻力的深度效应

1.简述

按照建立于刚塑体模型基础上的经典单桩端阻力极限平衡理论计算模式，桩底平面以上的土重（$q_0=\gamma h$）作用于被动剪切区Ⅲ的滑动面上，使得单位长度上抵抗剪切滑动的抗力增大$\Delta\tau_f$（见图2-7）：

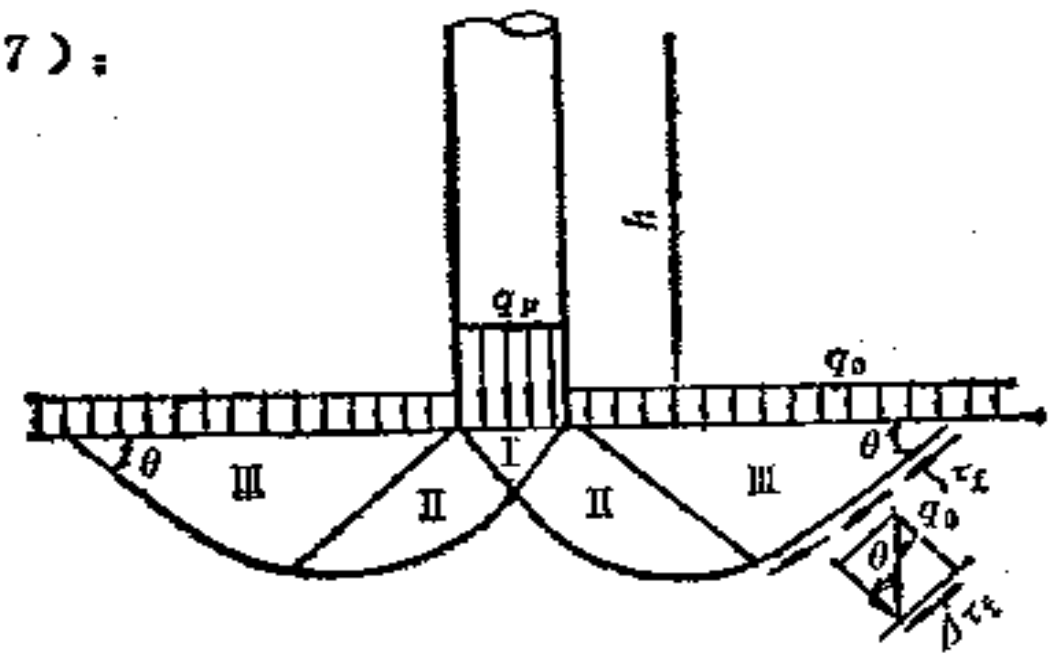


图 2-7　单桩端阻力极限平衡理论计算模式示意图

$$\Delta\tau_f = q_0(\sin\theta+\cos\theta\,\mathrm{tg}\varphi)\frac{1}{\cos\theta}$$

式中　φ——土的内摩擦角；

θ——如图2-7，$\theta=\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$。

桩的入土深度h愈大，剪切抗力增量$\Delta\tau_f$愈大，从而使极限端阻q_{pu}愈大，并随埋深而迅速线性增大。

通过室内模型试验和现场原型试验研究表明：桩端阻力并不随桩的入土深度一直线性增大，而是随入土深度特别是进入砂持力层的深度不同而呈不同规律变化。这就是桩端阻力的“深度效应”。

2.桩端阻力的临界深度h_{cp}

当桩端进入均匀持力层的深度h小于某一深度时，其极限端阻一直随深度线性增大；当进入深度大于该深度后，极限端阻基本保持恒值不变。称该深度为端阻的临界深度h_{cp}，该恒定极限端阻力称端阻力稳值q_{pl}（见图2-8）。

根据模型和原型试验结果，端阻临界深度h_{cp}和端阻稳值q_{pl}具有如下特性：

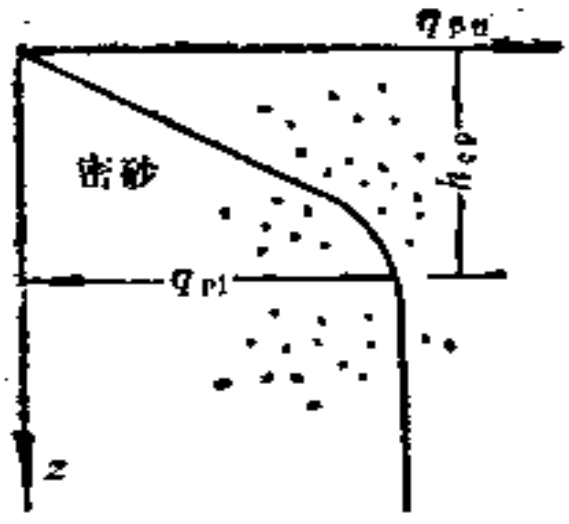


图 2-8　端阻临界深度

（1）端阻临界深度h_{cp}随覆盖压力p_0（包括覆盖土层的自重压力和地面荷载）及砂持力层相对密度D_r而变[6]。当$p_0=0$（持力层以上无复土）时，h_{cp}随D_r即随q_{p1}而线性增大（见图2-9）。当$p_0>0$时，其临界深度h_{cp}随p_0的增大而减小(见图2-9)。

（2）端阻临界深度随桩径增大而增大(见图2-10 Kerisel的试验)。

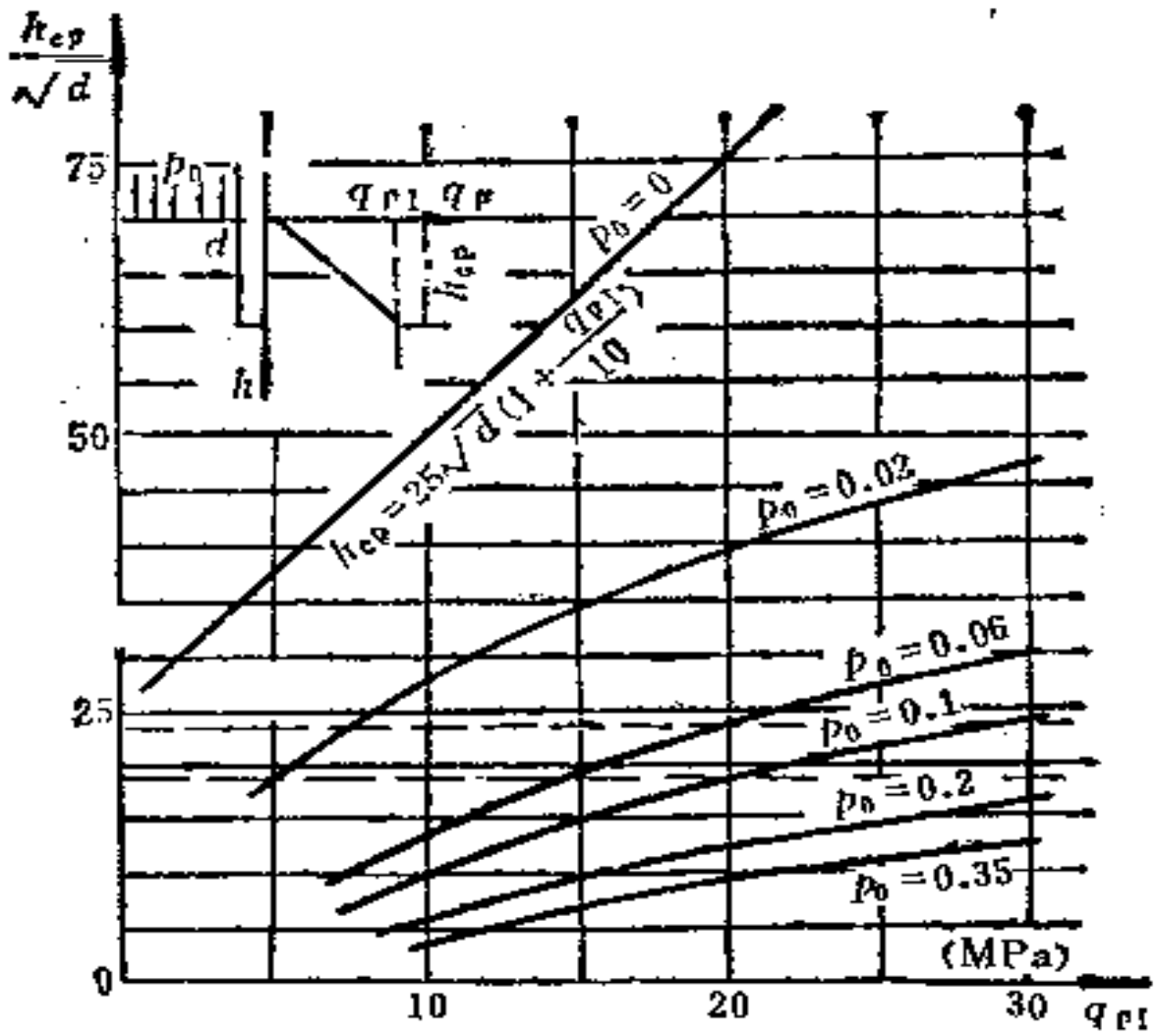


图 2-9　临界深度、端阻稳值及覆盖压力的关系（h_{cp}·d的单位为cm）

（ 3 ）端阻稳值q_{p1}的大小仅与持力层砂土的初始密度D_r有关[6]，而与桩的尺寸无关，持力层愈密实，q_{p1}愈大。由图2-10可看出，初始密度D_r一定的砂土中不同截面尺寸的桩，其端阻稳值q_{p1}基本相等；但D_r愈大，q_{p1}也愈大。

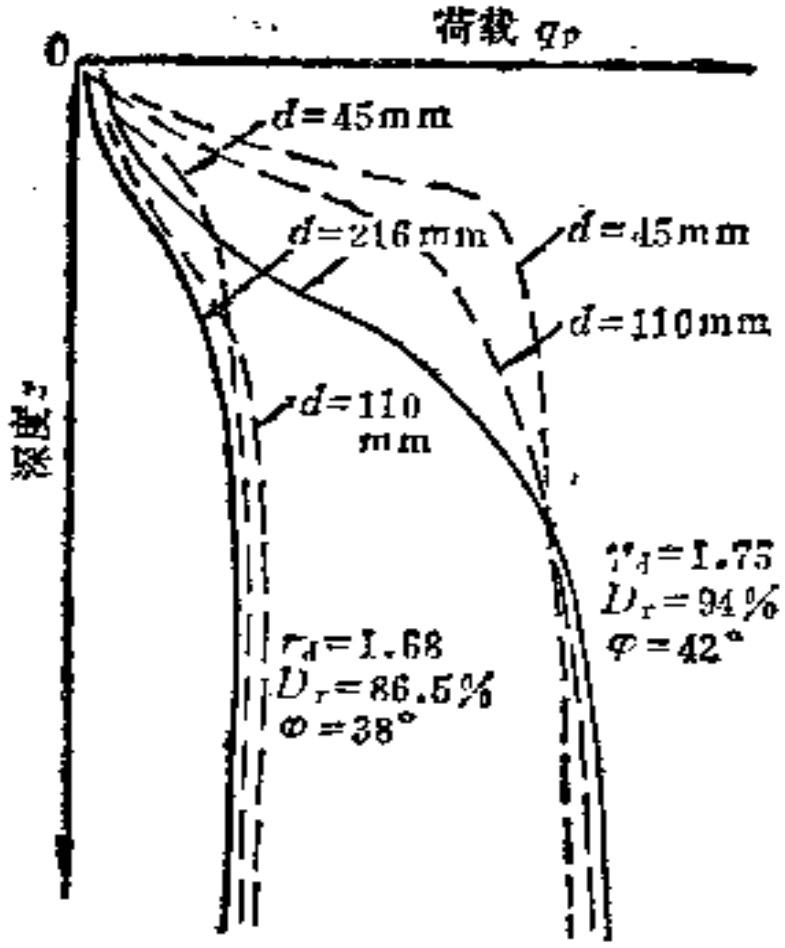


图 2-10 极限端阻与砂的相对密度和桩径的关系（Kerisel的试验）

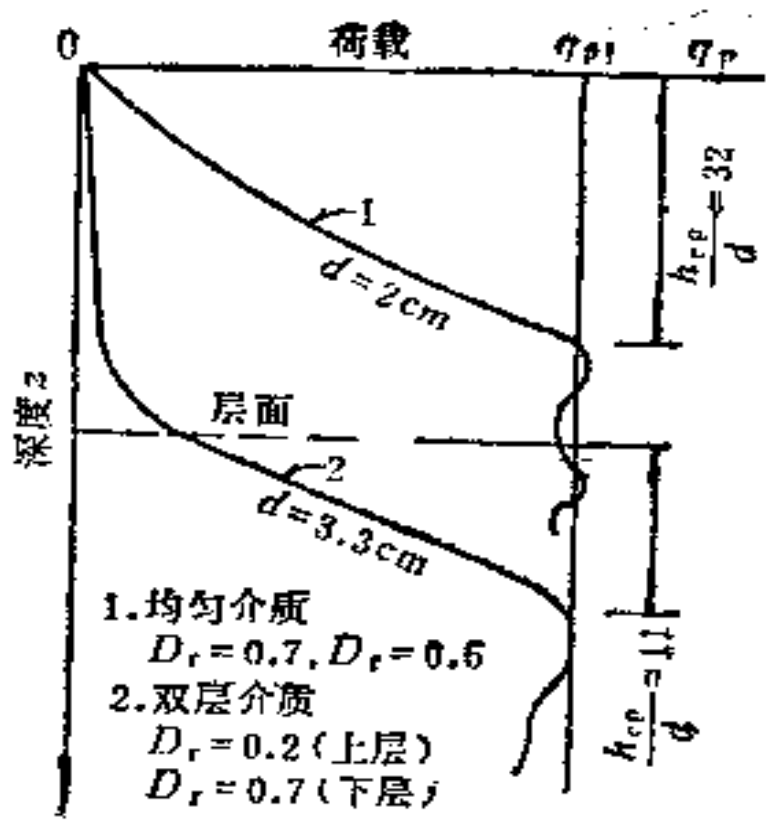


图 2-11 均匀与双层砂中端阻的变化（Grenoble大学的试验）

（ 4 ）端阻稳值q_{p1}与覆盖层厚度无关。图2-11所示为均匀砂和上松下密双层砂中端阻曲线。均质砂（$D_r=0.7$）中的贯入曲线1与双层砂（上层$D_r=0.2$，下层$D_r=0.7$）中的贯入曲线2相比，其线型大体一致，端阻稳值也大体相等。

3.桩端阻力的临界厚度t_c。

当桩端持力层下存在软下卧层，且桩端与软下卧层的距离小于某一临界距离时，桩端阻力将受软下卧层的影响而降低。称该临界距离为端阻的“临界厚度”t_c。图2-12表示软土中密砂夹层厚度变化对端阻的影响。当桩进入密砂夹层中的深度和桩端离软

卧层的距离都足够大时，其端阻力可达到密砂中的极限端阻稳值，这时要求夹层总厚度不小于（$h_{cp}+t_c$），如图2-12中的④。反之，当进入夹层中的深度$h<h_{cp}$或距软卧层的距离$t<t_c$时，其端阻值都将减小，如图2-12中的①、②、③。

端阻产生软卧层效应的原因，是由于桩端应力沿某一扩散角α（α角是砂土相对密度D_r的函数并受软卧层强度和压缩性的影响，其范围值为10°～20°。对于砂层下有很软土层时，可取$\alpha=10°$）向下扩散至软卧层顶面，引起软卧层出现较大压缩变形，桩端连同扩散锥体一起向下位移。锥体由于向下位移使其侧面的法向压应力减小，从而降低了端阻力（图2-13）。若桩端荷载超过该端阻极限值，软卧层将出现更大的压缩和挤出，导致冲剪破坏。

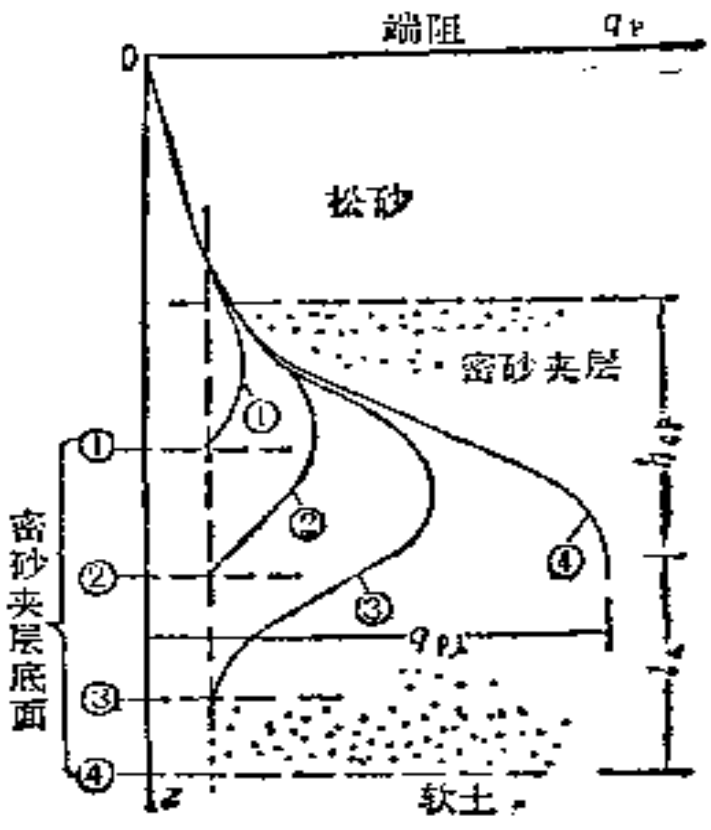


图 2-12

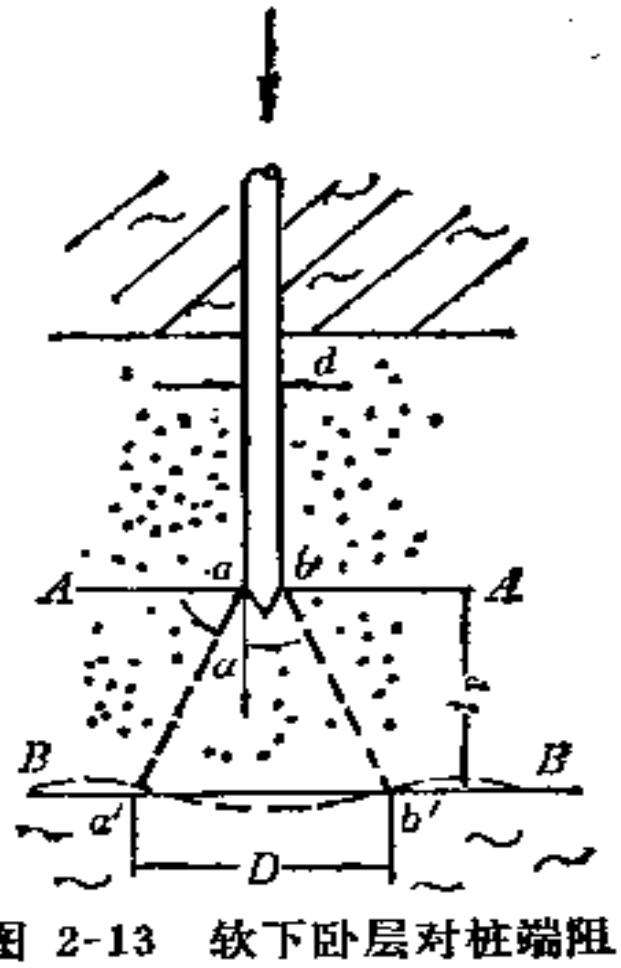


图 2-13 软下卧层对桩端阻力的影响

临界厚度t_c主要随砂的密度D_r和桩径d的增大而加大。对于松砂，$t_c\simeq1.5d$；密砂，$t_c=(5\sim10)d$；砾砂，$t_c\simeq12d$。根据淮河边夹于软粘性土层之间的硬粘性土中的原型预制桩载荷试验[7]，硬粘性土中的临界深度与临界厚度接近相等，$h_{cp}\simeq t_c\simeq7d$。

由以上分析可见，对于以夹于软层中的硬层作桩端持力层

时，要根据夹层厚度，综合考虑桩端进入持力层的深度和桩端下硬层的厚度，不可只顾一个方面而降低桩端阻力。

2·2·2 关于砂层中端阻深度效应的机理分析

1.砂土的强度和变形特性

对于任何初始密度的砂，在三轴压缩试验中，当轴向变形达到足够大（$\varepsilon_1 > 20\%$）时，砂的密度达到一稳定值，此时土样中各点达到了全塑状态，该相对密度称之为“临界密度”D_{rc}。每一临界密度对应于一个“临界压力”p_c（见图2-14）。只有处于临界密度和临界压力下的砂才不发生剪切体积变化。对于任何初始密度的砂，存在一临界压力p_c，当围压$\sigma_3 = p_c$、$D_r = D_{rc}$时，砂样剪坏时体积不变。当$\sigma_3 < p_c$时，砂样呈剪胀破坏，其密度减小到与σ_3相适应的稳定密度—临界密度。应$\sigma_3 > p_c$时，砂样呈剪缩破坏，其密度将增大到与σ_3相适应的稳定密度（见图2-14）。

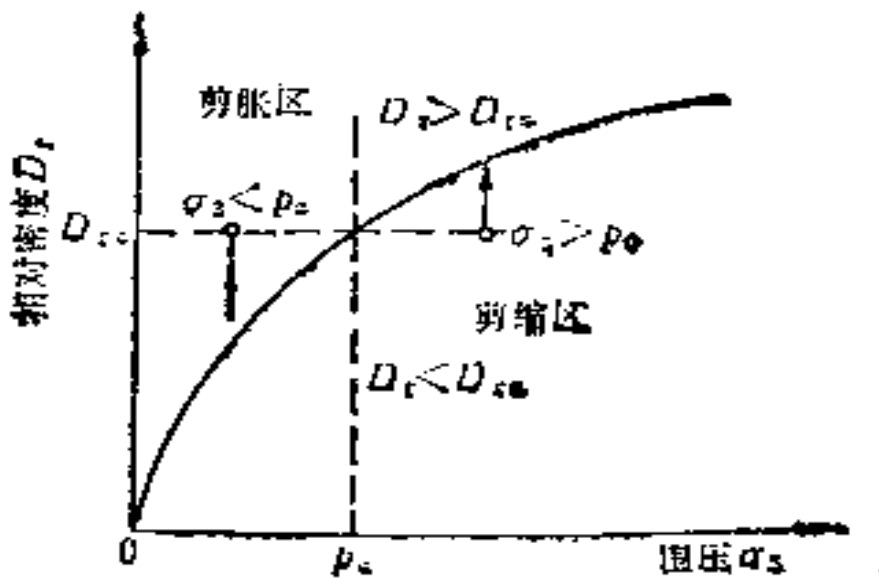


图 2-14 砂土的临界图

2.当桩深小于临界深度时的端阻力

当桩深小于临界深度h_{cp}时，桩端处土的围压$\sigma_3 < p_c$。当达到极限平衡时，土将剪胀，即土向四周和向上挤出，呈整体剪切破坏或局部剪切破坏。这时端阻力主要受剪切机理制约，其极限端阻可表示为$q_{pu} = \gamma \cdot h \cdot N_q$，即随深度线性增大。

3.桩深大于临界深度时的端阻力

由于$h > h_{cp}$，桩端处土的围压$\sigma_3 > p_c$，砂呈剪缩破坏，其剪缩程度随着深度（σ_3）而增大，剪切过程所产生的体积缩小足

以容纳桩的贯入体积。由于此时桩端土不再产生挤出剪切破坏，而是被桩挤向四周而加密，故端阻保持临界深度的对应值 q_{p1} 不变。这时端阻力的破坏主要由土的压缩机理所制约。

以上是对砂层中端阻深度效应的定性分析，对于粘性土中端阻的深度效应机理尚待研究。

2·2·3 考虑深度效应极限端阻力的计算

1.砂层中极限端阻稳值的半经验公式（Grenoble大学）[6]：

$$q_{p1} = K_c \cdot p_c \qquad (2\text{-}11)$$

式中 K_c——经验系数，根据相对密度D_r查图2-15曲线确定；

p_c——砂土临界压力，根据D_r查图2-15曲线确定。

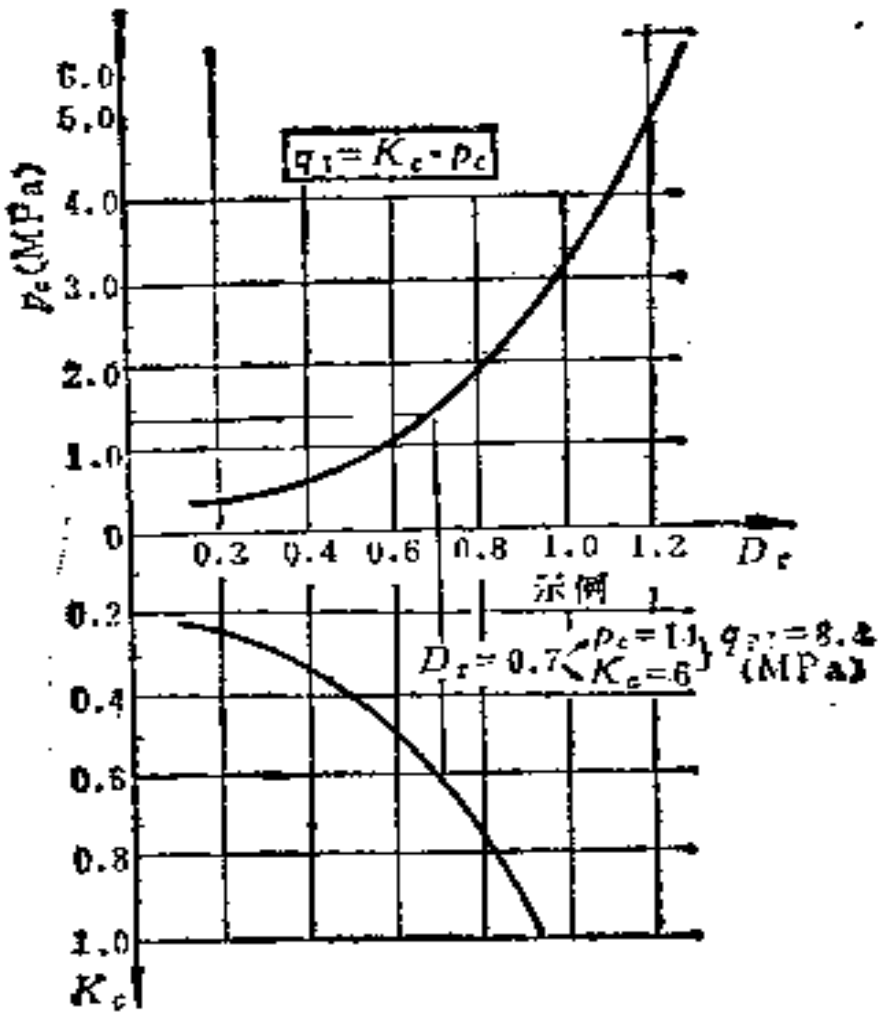


图 2-15 桩端阻力稳值计算图

2.砂层中端阻的临界深度h_{cp}和h'_{cp}的确定[6]：

（1）当无覆盖压力（$p_0 = 0$）时：

$$h_{cp} = 2\sqrt{d}\left(1 + \frac{q_{p1}}{100}\right) \qquad (2\text{-}12)$$

（ 2 ）当有覆盖压力（ $p_0 > 0$ ）时：

由图2-9，根据p_0值和q_{p1}由相应曲线确定h'_{cp0}

3.当桩的深度浅于临界深度h_{cp}或h'_{cp}时砂层极限端阻q_{pu}的计算[8]

（ 1 ）无覆盖层的砂土中，可按古典承载力公式计算。

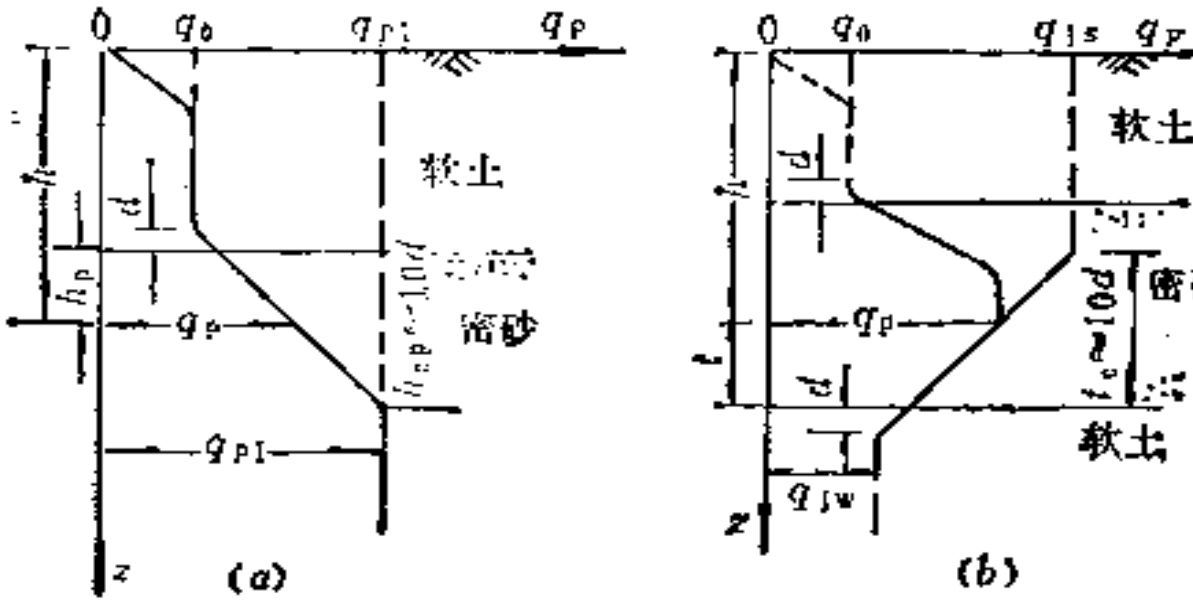


图 2-16　砂持力层中桩端阻力的计算图式

（ 2 ）覆盖有软土层的砂土，按图 2-16a，任一深度h_p处的端阻力q_{pu}为：

$$q_{pu} = q_0 + \frac{q_{p1} - q_0}{m_z + 1}\left(\frac{h_p}{d} + 1\right) \leqslant q_{p1} \qquad (2\text{-}13)$$

式中　q_0、q_{p1}分别为上覆土层和砂持力层的极限端阻稳值；

$m_z = h'_{cp}/d$，　$m_z = 4 \sim 21$，平均值约为12。

4.当砂持力层下有软卧层时[6]：

（ 1 ）砂层的临界厚度可取$t_c = 10d$。

（ 2 ）当桩端至软下卧层顶面的距离 $t_p < t_c$时，　其桩端极限阻力可参照图2-16b计算：

$$q_{pu} = q_{1w} + \frac{q_{1s} - q_{1w}}{t_c + d}(t_p + d) \leqslant q_{p1} \qquad (2\text{-}14)$$

式中　q_{1s}、q_{1w}——分别为砂持力层与软下卧层的极限端阻稳值。

5.文献[9]中提出了关于持力砂层下有软卧层时极限端阻q_{pu}计算模式的另一种见解，认为：应考虑软卧层的固结效应，取$t_c = 10d$的硬性假定尚待进一步验证，软下卧层的软弱程度也

应予考虑。由于扩散锥体向下位移侧面变松，建议不考虑扩散锥体斜面上的摩阻力，而完全按软卧层的极限承载力确定砂层中的极限桩端阻力q_{pu}。由作用于扩散锥体上的力的平衡得（参考图2-13）：

$$q_{pu}A_p + W = q_{lw} \cdot A$$

故

$$q_{pu} = \frac{q_{lw}A - W}{A_0} \qquad (2\text{-}15)$$

式中　W——扩散锥体（圆台）的自重；

A_p、A——分别为桩端面积和扩散锥体底面积（见图2-13）

计算出W、A_p、A代入（2-15）式便可得：

$$q_{pu} = q_{lw}\left(1 + 2\frac{t_p}{d}\text{-}\mathrm{tg}\alpha\right)^2 - \gamma l_p\left(1 + 2\frac{t_p}{d}\mathrm{tg}\alpha + \frac{4}{3}\frac{t_p^2}{d^2}\mathrm{tg}^2\alpha\right) \qquad (2\text{-}16)$$

式中　γ——砂土有效容重。

6.波兰PN-83/B-02482规范—《建筑物基础、桩和桩基础的承载力》中规定[10]：$h_{cp} = 10\mathrm{m}$，并给出了$h_{cp} = 10\mathrm{m}$，$d_0 = 0.4\mathrm{m}$时各类土中的极限端阻值。当$h < h_{cp} = 10\mathrm{m}$时，按以地面处$q_{pu} = 0$与$h = 10\mathrm{m}$的$q_{pu}^c$连线内插确定$q_{pu}$（见图2-17）。对于中等密实和密实的非粘性土，尚需考虑实际桩径d_i对h_{cp}和q_{pu}的影响，并按下式确定（见图2-17）：

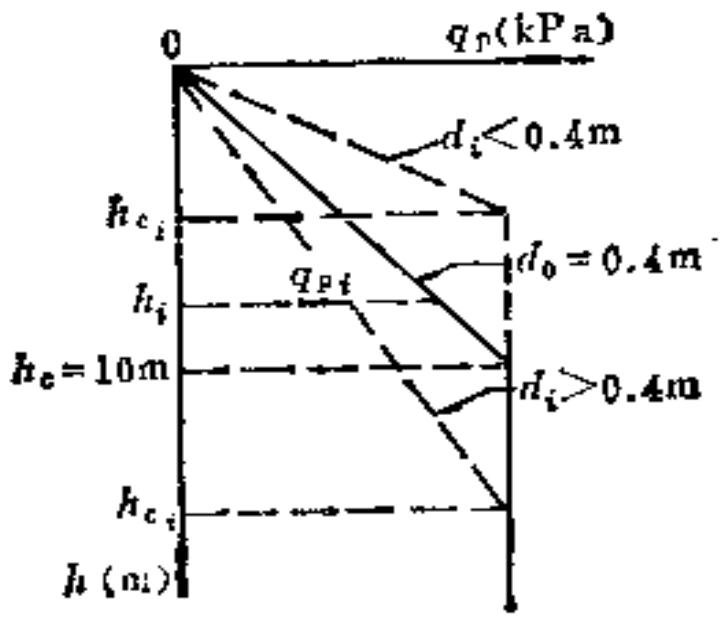


图 2-17

$$h_{cp_t} = h_{cp}\sqrt{\frac{d_t}{d_0}} \qquad (2\text{-}17)$$

当$h \leqslant h_{cp}$，

$$q_{pu} = q'_{pu}\sqrt{\frac{d_0}{d_t}} \qquad (2\text{-}18)$$

对于钻孔桩，其临界深度增大30%，即$h_{cp_t} = 1.3 \cdot h_{cp} = 13\text{m}$（见图2-17）。

以上列出的考虑深度效应的极限端阻计算方法系新近的研究成果，来趋完善，特别是关于粘性土中的端阻深度效应更待进一步研究。对于群桩端阻的深度效应尚应结合群桩效应予以考虑。

2·2·4 桩侧阻力的深度效应

按计算桩侧阻力的有效应力法，侧阻力随着桩入土深度h增加而一直线性增大（$q_s = K_0 \cdot \gamma \cdot h \cdot \mathrm{tg}\delta$）。实际上，当桩入土深度超过一定深度后，侧阻不再随深度增加而增大。该一定深度即侧阻的临界深度h_{cs}。

目前根据砂土中模型桩试验所得的侧阻临界深度h_{cs}不尽相同，魏西克（Vesic，1967）得到侧阻临界深度h_{cs}与端阻临界深度h_{cp}的关系为：$h_{cs} = (0.5 \sim 0.7)h_{cp}$；梅耶霍夫（Meyerhof，1978）得到：$h_{cs} = (0.3 \sim 0.5)h_{cp}$；现场试验得到：$h_{cs} = h_{cp}$（F.A.Tavenas，1971；G.G.Meyerhof，1976）。h_{cs}也随上覆压力p_0的增大而减小。

波兰PN-83/B-02482规范—《建筑物基础、桩和桩基础的承载力》中，假设$h_{cs} = 5\text{ m}$，当$h < 5\text{ m}$时，q_s按原地面处$q_s = 0$以直线内插法确定。

侧阻稳值q_{su}随砂土密度提高而增大；上覆压力p_0使q_{su}有所提高。

关于粘性土中侧阻的深度效应，由于试验研究尚少，其机理和变化规律还有待进一步探讨。

2·3 静力法计算单桩承载力

2·3·1 桩端阻力的计算

1.古典的极限桩端阻力理论公式

以刚塑体理论为基础，假定不同的破坏滑动面形态，便可导得不同的极限桩端阻力理论表达式。太沙基（Terzaghi 1943）曾对浅基的单位面积极限承载力提出如下普遍表达式，并将其用于桩端阻力的计算。

$$q_{pu}=\zeta_c\cdot c\cdot N_c+\zeta_r\cdot\gamma_1\cdot B\cdot N_r+\zeta_q\cdot\gamma\cdot h\cdot N_q \qquad (2\text{-}19)$$

式中 N_c、N_r、N_q——分别为反映土的内聚力c、桩底以下滑动土体自重和桩底平面以上超载（竖向压力γh）影响的承载力因数，仅与土的内摩擦角ϕ有关；

ζ_c、ζ_r、ζ_q——桩端形状系数；

B、h——分别为桩端直径和桩的入土深度；

c——土的内聚力；

γ_1——桩端平面以下土的有效重度；

γ——桩端平面以上土的有效重度。

由于N_r与N_q接近，而桩径B远小于桩深h，故可将式（2-19）中的第二项略去，变成：

$$q_{pu}=\zeta_c c N_c+\zeta_q\gamma h N_q \qquad (2\text{-}20)$$

式中 ζ_c、ζ_q——形状系数，如表2-2。

式（2-20）中几个系数之间有以下关系：

$$N_c=(N_q-1)\cot\phi \qquad (2\text{-}21)$$

$$\zeta_c\approx\frac{\zeta_q N_q-1}{N_q-1} \qquad (2\text{-}22)$$

有代表性的桩端阻力极限平衡理论公式有太沙基（1943）、梅耶霍夫（1951）、别列赞捷夫（Березанцев，1961）、魏西克（1963）公式，其相应的假设滑动面图形表示于图2-18，其承

形 状 系 数　　表 2-2

ϕ	ζ_c	ζ_q
<22°	1.20	0.80
25°	1.21	0.79
30°	1.24	0.76
35°	1.32	0.68
40°	1.68	0.32

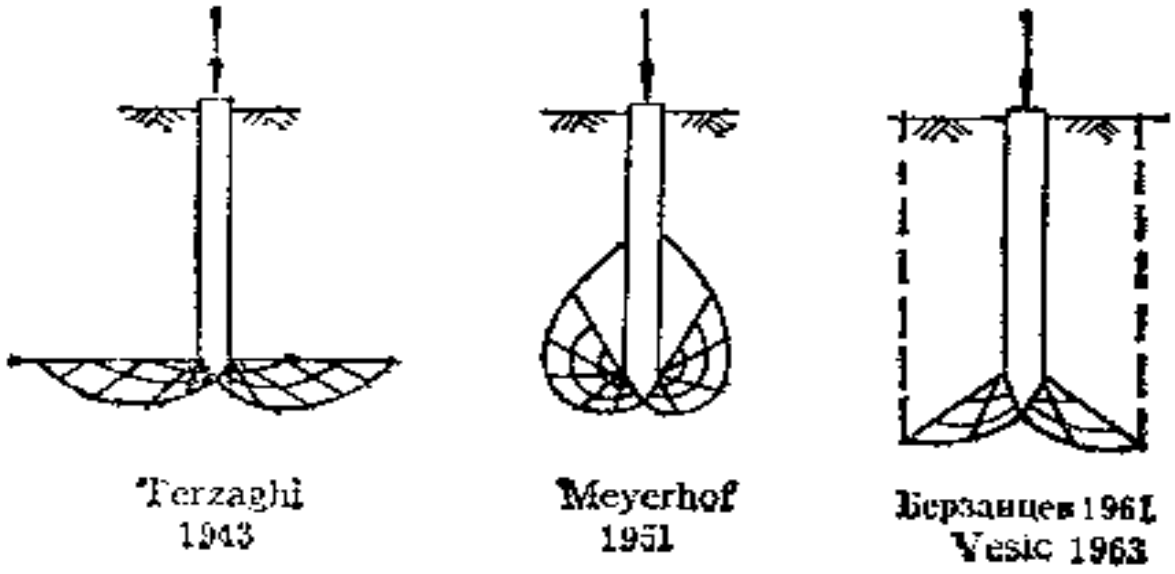


图 2-18　几种桩端土滑动面图形

载力系数$N_q^* = \zeta_q \cdot N_q$值表示于图2-19[18]。由图可见，由于假定滑动面形态的不同，各家的承载力系数相差是很大的。应用时需注意到这样两点：一是理论公式所依据的刚塑性体计算模型，同实际具有不同程度压缩性的基土之间的差异；二是这些理论公式均未考虑到端阻的深度效应。对后者可参照以下经验办法处理：当进入持力层深度大于临界深度时，以$h = h_{cp}$代入式(2-20)第二项得$q_{pu}^q = \zeta_q \gamma h_{cp} N_q$；当$h < h_{cp}$时，按内插法确定，即在桩端置于持力层表面的$q_{puo}^q = 1/3 q_{pu}^q$与$h = h_{cp}$的$q_{pu}^q$之间直线内插。

若桩端土层为饱和粘土（$\varphi_u = 0$），太沙基公式可进一步简化。此时，式（2-20）中，$N_q = 1$，$\zeta_c N_c = N_c^* = 1.3 N_c = 9$（桩径$d \leqslant 30$cm时）。由于承载力系数随桩径增加而稍有减小，$d = 30 \sim 60$cm时，$N_c^* = 7$；当$d > 60$cm时，$N_c^* = 6$[38]、因此可得：

$$q_{pu} = N_c^* c_u + \gamma h$$
$$= (6 \sim 9) c_u + \gamma h \qquad (2\text{-}23)$$

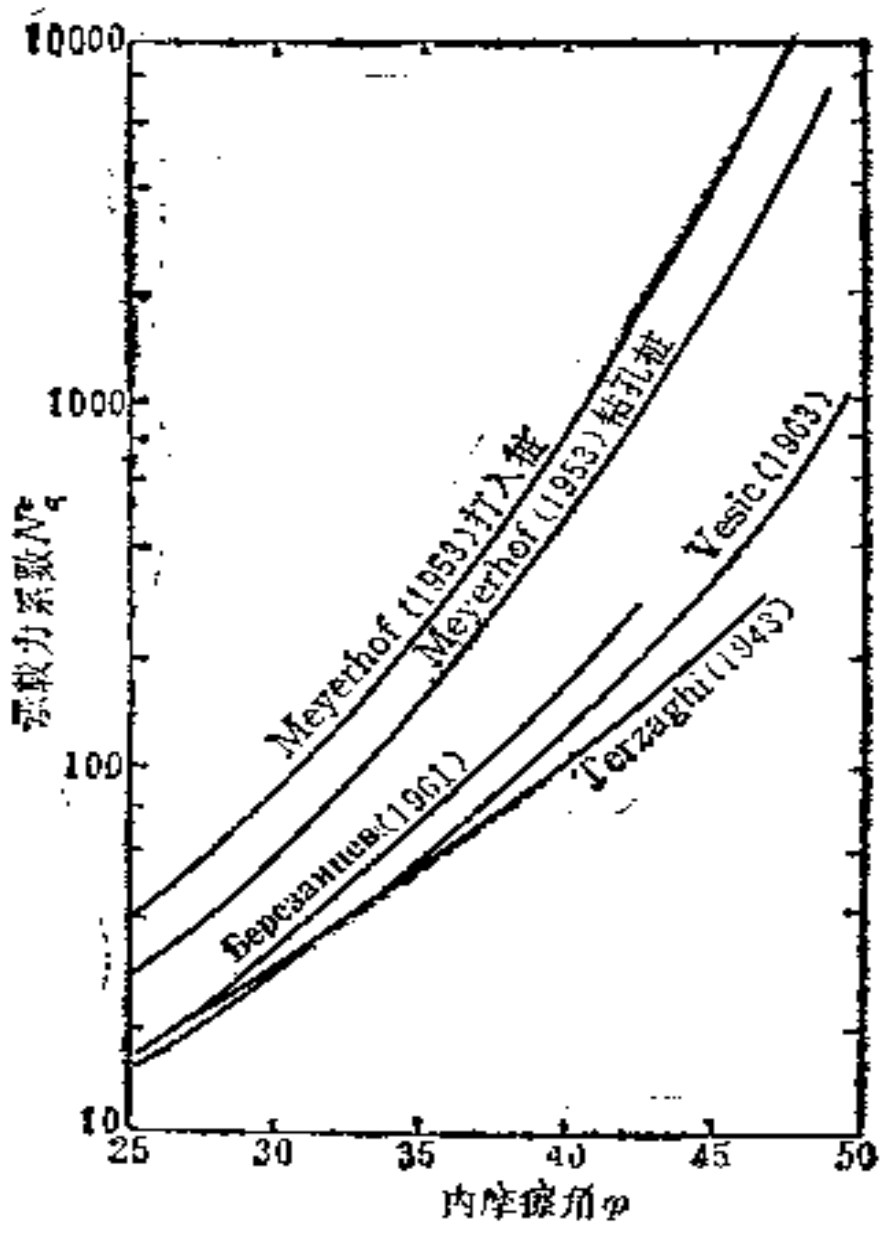


图 2-19　不同作者的承载力系数与内摩擦角关系

式中　c_u——土的不排水剪切强度。

2.考虑土的压缩性极限端阻的计算

（1）魏西克（1975）提出按图2-20所示破坏图式计算极限端阻。该图表示，桩端以下形成压密核Ⅰ，压密核随荷载增加将剪切过度区Ⅱ外挤，ab面上的土则向周围扩张压缩。根据空洞扩张理论计算ab面上的极限应力，再通过剪切过度区Ⅱ的平衡方程计算桩的极限端阻q_{pu}。

$$q_{pu} = cN_c + \overline{p}N_q \qquad (2\text{-}24)$$

式中　$\overline{p}$为桩端平面外侧的平均竖向压力。

$$\overline{p} = \frac{1+2K_0}{3}rh \qquad (2\text{-}25)$$

$$N_q = \frac{3}{3-\sin\phi}e^{\left(\frac{\pi}{2}-\phi\right)\operatorname{tg}\phi} \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right) \cdot I_{rr}$$

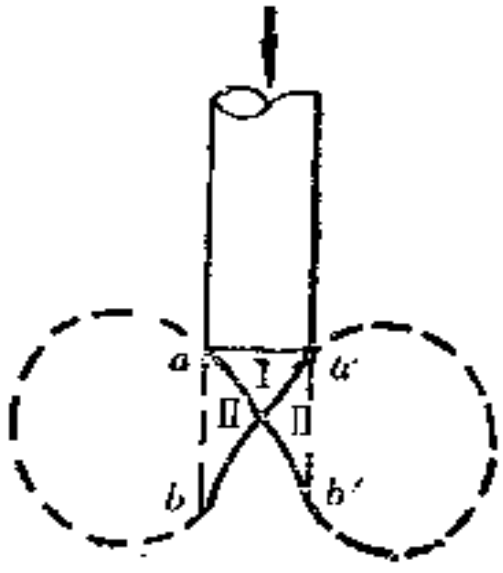


图 2-20

$$\cdot\frac{4\sin\phi}{3(1-\sin\phi)} \qquad (2\text{-}26)$$

式中 K_0——土的静止侧压力系数；

I_{rr}——修正刚度指数。

$$I_{rr}=\frac{I_r}{1+I_r\Delta} \qquad (2\text{-}27)$$

式中 Δ——塑性区内土体的平均体积变形；

I_r——刚度指数；按下式计算：

$$I_r=\frac{G_s}{c+\bar{p}\,\mathrm{tg}\phi}=\frac{E_u}{2(1+\mu)\cdot(c+\bar{p}\,\mathrm{tg}\phi)} \qquad (2\text{-}28)$$

式中 μ——土的泊桑比；

G_s——土的剪切模量；

E_0——土的变形模量。

式（2-24）中的N_c按式（2-21）确定。

当土剪切时处于不排水条件或土处于密实状态，可取$\Delta=0$，此时则$I_{rr}=I_r$。I_r也可按表2-3取值。

（2）江布（Janbu1976）提出按下式计算式（2-24）中的N_q

$$N_q=(\mathrm{tg}\phi+\sqrt{1+\mathrm{tg}^2\phi})^2\cdot e^{2\psi\,\mathrm{tg}\phi} \qquad (2\text{-}29)$$

式中，ψ于图2-21中示出，其值从软的压缩性土的60°变至密实土105°。

表2-4列出了魏西克和江布公式中N_c、N_q的范围值。

土的刚度指数　　表 2-3

土　　类　　别	I_r
砂($D_r=(0.5\sim0.8)$	75～150
粉　　土	50～75
粘　　土	150～250

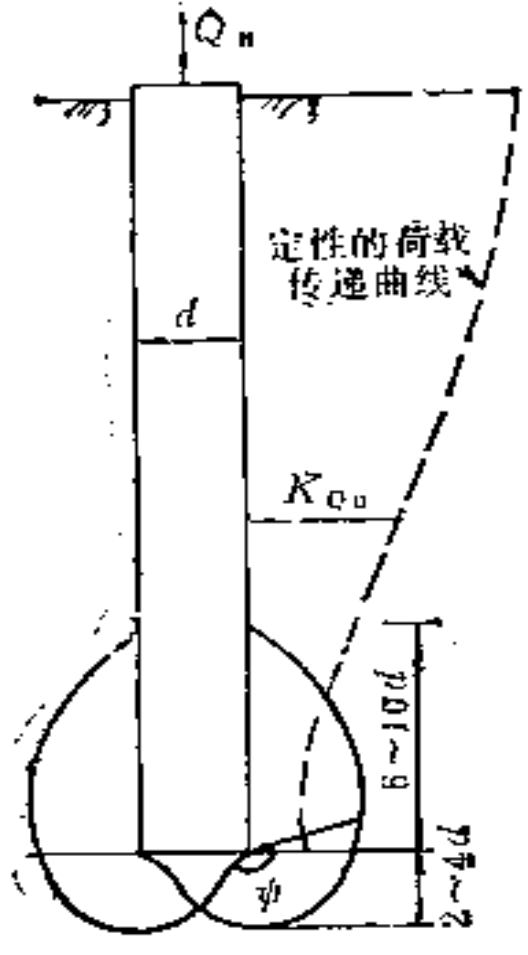


图 2-21

采用魏西克公式，需要进行多项室内试验以测定所需土参数 c、ϕ、E_s、μ、γ（重度），江布系数可以贯入试验数据区别土的压缩性进行估算。当分析一根桩的承载力时，可采用上述二种方法计算结果的平均值。

2·3·2　桩侧阻力的计算

桩的总极限侧阻力的计算通常是取桩身范围内各土层的极限侧阻力 q_{su_i} 与对应桩侧表面积 $U_i l_i$ 的乘积之和，即

$$Q_{su}=\Sigma U_i \cdot l_i \cdot q_{su_i} \qquad (2\text{-}30a)$$

当桩身为等截面时，

江布和魏西克公式算得的承载力因素N_c、N_q　　表 2-4

	江　　布			魏　　西　　克				
ϕ	$\psi=75$	90	105	$I_{rr}=10$	50	100	200	500
0	$N_c=1.00$	1.00	1.00	$N_c=1.00$	1.00	1.00	1.00	1.00
	$N_q=5.74$	5.74	5.74	$N_q=6.97$	9.12	10.04	10.97	12.19
5	1.50	1.57	1.64	1.79	2.12	2.28	2.46	2.71
	5.69	6.49	7.33	8.99	12.82	14.69	16.69	19.59
10	2.25	2.47	2.71	3.04	4.17	4.78	5.48	6.57
	7.11	8.34	9.70	11.55	17.99	21.46	25.43	31.59
20	5.29	6.40	7.74	7.85	13.57	17.17	21.73	29.67
	11.78	14.83	18.53	18.83	34.53	44.44	56.97	78.78
30	13.60	18.40	24.90	18.34	37.50	51.02	69.43	104.33
	21.82	30.14	41.39	30.03	63.21	86.64	118.53	178.98
35	23.08	33.30	48.04	27.36	59.82	83.78	117.34	183.16
	31.53	46.12	67.18	37.65	84.00	118.22	166.15	260.15
40	41.37	64.20	99.61	40.47	93.70	134.53	193.13	311.50
	48.11	75.31	117.52	47.04	110.48	159.13	228.97	370.04
45	79.90	134.87	227.68	59.66	145.11	212.79	312.04	517.60
	78.90	133.87	226.68	53.66	144.11	211.79	311.04	516.60

$$Q_{su}=U\Sigma l_i\cdot q_{su_i} \qquad (2\text{-}30b)$$

q_{su_i}的计算可分为总应力法和有效应力法两大类。根据各家计算表达式所用系数的不同，人们将其归纳为α法、β法、λ法。α法、λ法用于计算粘性土中的桩，β法可用于计算粘性和非粘性土中的桩。

1.α法

α法由汤姆利逊（Tomlinson1971）提出，表达式为：

$$q_{su}=\alpha c_u \qquad (2\text{-}31)$$

式中　α——系数，取决于土的不排水剪切强度c_u（或s_u）和桩进入粘土层的深度比h_c/d，可按图 2-22 或按表 2-4 取值；$\alpha=0.3\sim1.0$；魏西克对试验结果的统计表明，当$c_u\leqslant50$kPa时，$\alpha=1$；

c_u——桩侧粘土层的平均不排水剪切强度（或s_u）；可采

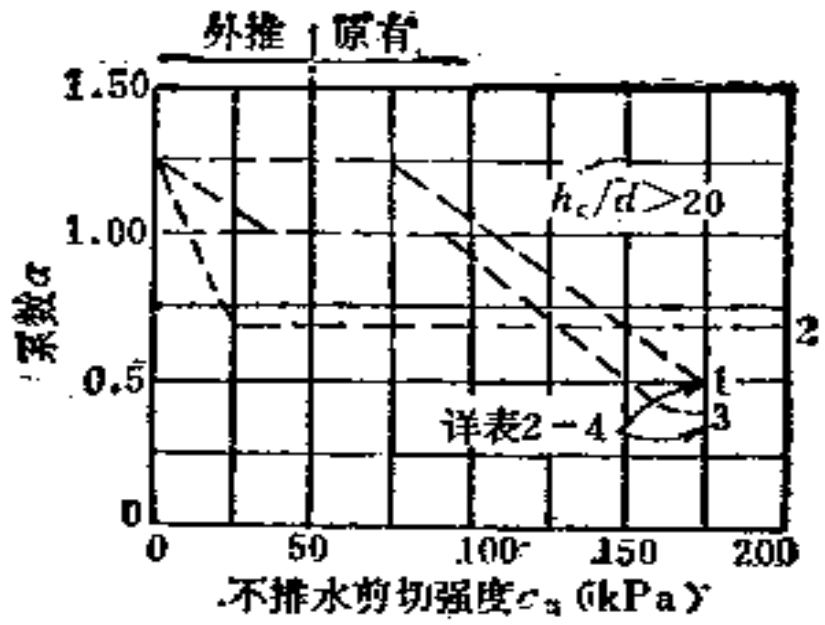


图 2-22 α与c_u关系

（其中曲线编号见表2-5）

打入硬到极硬粘土中桩的α值　　表 2-5

编　号	土 质 条 件	h_c/d	α
1	为砂或砂砾覆盖	<20 >20	1.25 图2-22
2	为软粘土或粉砂覆盖	$8<\frac{h_c}{d}\leqslant 20$ >20	0.4 图2-22
3	无 覆 盖	$8<\frac{h_c}{d}\leqslant 20$ >20	0.4 图2-22

用无侧限压缩、三轴不排水剪切和原位十字板、锥探、旁压试验等测定。

2.β法—有效应力

钦德勒（Chandler1968）提出计算粘性土中桩侧阻力的有效应力法：

$$q_{su}=\sigma_v' K_0 \operatorname{tg}\delta \qquad (2\text{-}32a)$$

对于正常固结粘性土，$K_0\simeq 1-\sin\phi'$，$\delta\simeq\phi'$

因而得：

$$q_{su}=\sigma'_v(1-\sin\phi')\mathrm{tg}\phi'=\beta\sigma'_v \qquad (2\text{-}32b)$$

式中 β——系数，$\beta\approx(1-\sin\phi')\mathrm{tg}\phi'$，当 $\phi'=20°\sim30°$，$\beta=0.24\sim0.29$；据试验桩统计，$\beta=0.25\sim0.4$，平均为0.32；

K_0——土的静止侧压力系数；

δ——桩、土间的外摩擦角；

σ'_v——桩侧计算分层土的平均竖向有效应力，地下水位以下取土的浮重度；

ϕ'——桩侧土的有效内摩擦角（排水剪内摩擦角）。

应用β法要注意的问题：

（1）该法的基本假定是认为预制桩沉桩过程引起的超孔隙水压已消散，土已固结，因此对于沉桩后休止时间短的桩不能用此法计算其侧阻力。

（2）考虑到侧阻的深度效应，对于长径比l/d大的桩，可按下述方法取修正的q_{su}值：

$$q_{su}=\beta\cdot\sigma'_v\left(1-\log\frac{l/d}{(l/d)_{cr}}\right) \qquad (2\text{-}33)$$

临界长径比对于均匀土层可取$(l/d)_{cr}=10\sim15$，当硬层上覆盖有软弱土层时，$(l/d)_{cr}$从硬土层顶面算起。

（3）当桩侧土为很硬的粘土层时，考虑到剪切滑裂面不是发生于桩侧土中，而是发生于桩土界面，此时取$\delta=(0.5\sim0.75)\phi'$代入式（2-32$b$）的$\mathrm{tg}\phi'$中计算。

β法也可用于计算砂土中桩的侧阻力。

3.λ法

综合α法和β法的特点，魏杰维基也（Vijayvergiya）和富契（Focht）（1972）提出如下λ法[17]

$$q_{su}=\lambda(\sigma'_v+2c_u) \qquad (2\text{-}34)$$

式中 σ'_v、c_u——分别与式（2-32b）和式（2-31）中同；

λ——系数，可由图2-23确定。

图2-23所示λ系数是根据大量静载试桩资料回归分析得出。

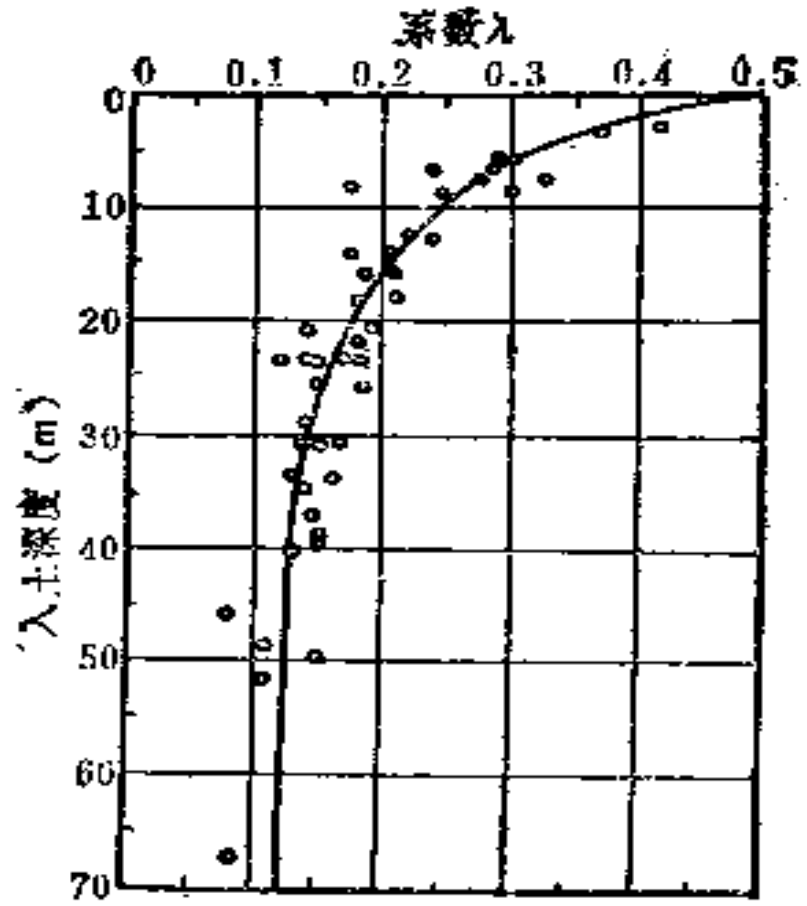


图 2-23　λ与桩入土深度的关系

由该图看出，λ随桩的入土深度增加而递减，这主要是反映了侧阻的深度效应和有效竖向应力σ'_v的影响随深度增加而递减所致。因此，在应用该法时，应将桩侧土的q_{su}分层计算，即根据各层土的实际平均埋深由图2-23取相应的λ值和σ'_v、c_u值计算各层土的q_{su}值。

2.4　土的原位测试法确定桩的承载力

2·4·1　静力触探（CPT）确定打入桩的承载力

采用静力触探估算打入桩的承载力参数始于荷兰，现有许多西欧国家已将该法列入规范，我国铁道、建工等部门近十多年来也在这方面开展了工作。以下介绍铁道系统提出的“综合修正系数”法。[23]

$$Q_u = U\Sigma l_i \cdot \beta_i \cdot \bar{f}_{s_i} + \beta \cdot \overline{q_c} \cdot A_p \qquad (2-35)$$

式中　$\bar{f}_{s_i}$——第i层土的平均静探侧阻(kPa)；当小于5kPa时，可采用5kPa；

$\overline{q_c}$——桩端上、下各$4d$（d为桩的直径或边长）范围内的平均静探端阻（kPa），若桩端以上$4d$的$\overline{q_c}$值大于桩端以下$4d$范围内的$\overline{q_c}$值，则取桩端以下$4d$的$\overline{q_c}$；

β、β_i——分别为综合修正系数，按下述判别标准选用计算公式；当土层的$\overline{q_c}>2000\text{kPa}$（$20\text{kgf/cm}^2$），且 $\bar{f}_{si}/\overline{q_c}\leqslant 0.014$时：

$$\left.\begin{aligned}\beta_i &= 1.798(10^{-1}\bar{f}_{s_i})^{-0.46}(\text{kPa})\\ \beta &= 1.257(100^{-1}\overline{q_c})^{-0.25}(\text{kPa})\end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}36)$$

当不满足上述$\overline{q_c}$和$f_{s_i}/\overline{q_c}$条件时：

$$\left.\begin{aligned}\beta_i &= 2.831(10^{-1}\bar{f}_{s_i})^{-0.55}(\text{kPa})\\ \beta &= 2.407(100^{-1}\overline{q_c})^{-0.35}(\text{kPa})\end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}37)$$

式中 $\bar{f}_{s_i}$、$\overline{q_c}$均以kPa计。

2·4·2 标准贯入试验（SPT）确定桩的承载力

采用标准贯入试验确定桩的承载力在日、美、加拿大等国用得较多。

1.施默特曼（Schmertmann，1967）方法

按表2-6根据标准贯入击数N预估钢筋混凝土打入桩的极限端阻q_{pu}和极限侧阻q_{su}，其适用范围为$N=5\sim60$，当$N<5$时，取$N=5$；当$N>60$时，取$N=60$。表中f_s、q_c为静力触探侧阻和

利用标贯预估打入桩侧阻和端阻　　表 2-6

	q_c/N	$f_s/q_c\times10\%$	q_{pu} (MPa)	q_{su} (MPa)
各种密度的净砂	3.5	0.6	0.35N	0.0020N
粘土、粉砂、泥灰土	2.0	2.0	0.17N	0.0044N
可塑粘土	1.0	5.0	0.076N	0.0055N
含贝壳的砂、软石灰岩等	4.0	0.25	0.38N	0.0016N

端阻。

2.日本钢管桩协会手册方法

（1）桩端阻力

桩极限端阻q_{pu}按图2-24根据桩的相对埋深D'/d和标贯击数$\overline{N}$确定。其中$\overline{N}$和进入持力层的深度D'按如下方法确定（见图2-25）：

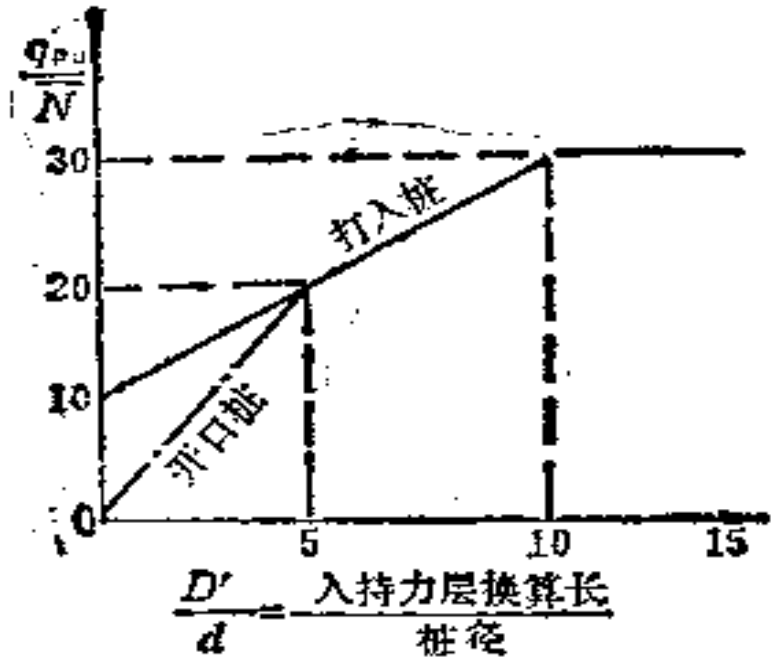


图 2-24 $\frac{q_{pu}}{N}\sim\frac{D'}{d}$关系

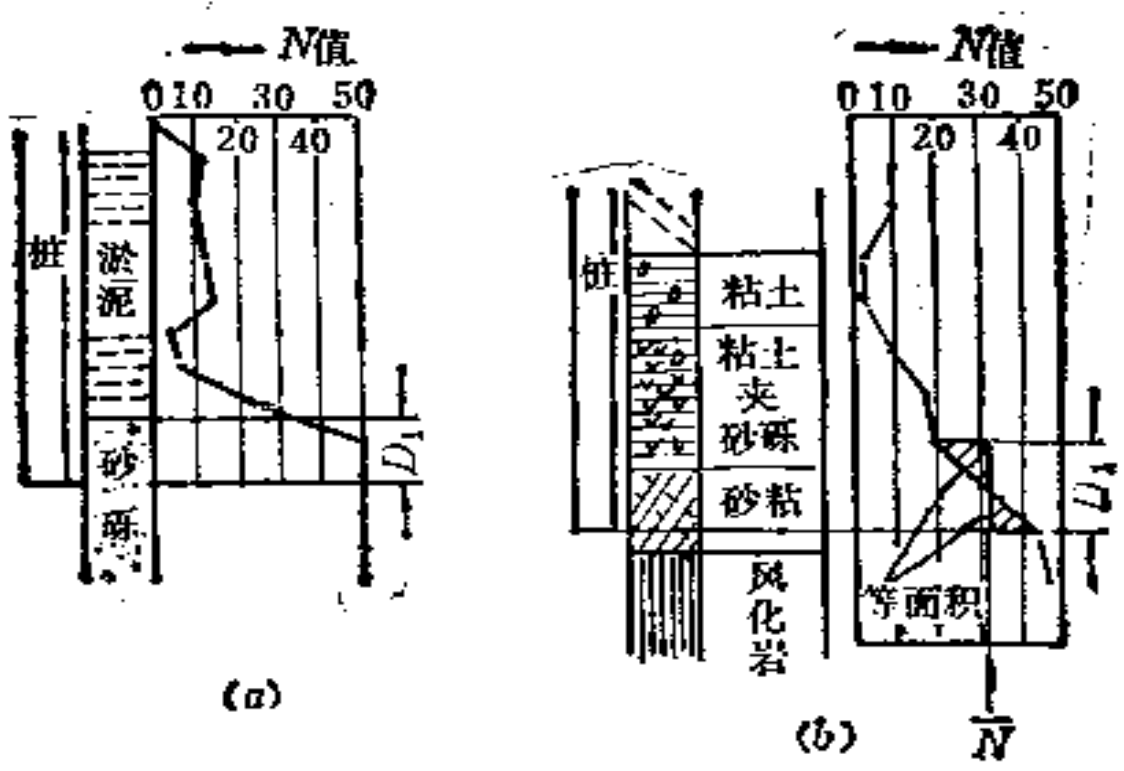


图 2-25 确定D'和$\overline{N}$的方法

（a）当N曲线为突变型（图2-25a）时：

$$N=\frac{N_1+N_2}{2} \qquad (2\text{-}38)$$

式中 N_1——桩端处击数，若N_1值沿深度递减则取桩端以下$2d$范围的平均击数；

N_2——桩端以上$4d$范围内的平均击数；

（b）N曲线为渐变型时（图2-25b）：

先按式（2-38）计算N值，然后在N曲线与N竖直线交点处上下切割相等面积（图2-25b中阴影部分），即得换算深度D'。

N值还应作杆长修正，当杆长$l\leqslant 20\text{m}$，则$N=N'$；当$l>20\text{m}$，$N=(1.06-0.003l)N'$，N'为实测击数。

（2）桩侧阻力

$$\left.\begin{aligned}&\text{砂质土}\quad q_{su}=0.002N\leqslant 0.1\text{MPa}\\&\text{粘性土}\quad q_{su}=0.01N(=c_u)\leqslant 0.12\text{MPa}\end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}39)$$

我国工程实践中利用标贯试验估算单桩承载力尚缺乏经验，因此对于上述经验公式应通过对比验证方可应用。

2·4·3 旁压试验（PMT）确定桩的承载力

采用旁压试验测定地基基础设计参数始于法国，现该国已制定一系列规程。法国工程实践中目前仍大量使用梅纳（Lonis Menard)式旁压仪。以下简要介绍法国中央路桥试验所(LCPC)和法国公路及高速公路技术研究所（SETRA）编制的旁压试验确定桩基设计参数准则的有关内容[21]。

1.极限端阻力的确定

$$q_{pu}=K_0(p_{1e}-p_0)+q_0 \qquad (2\text{-}40)$$

式中 p_0——桩端平面处的水平向总应力，由下式计算：

$$p_0=u+(\sigma_{v0}-u)K_0 \qquad (2\text{-}41)$$

q_0——桩端标高处的计算总竖向应力；

σ_{v0}——竖向总应力；

u——孔隙水压力；

K_0——静止土压力系数；

p_{1e}——等代极限压力，当旁压仪实测的最大极限压力不超过最小极限压力的1.5倍时，该土层或该一区段内均可视为均质的。此时，p_{1e}取桩端标高上下各a倍范围内的实测极限压力p_1的加权平均值，可按下式计算：

$$p_{1e}=\frac{1}{2a}\int_{-a}^{a}p_1(z)dz \qquad (2\text{-}42)$$

如果桩径$d\leqslant 1$m，可取$a=0.5$m，否则取$a=d/2$。

K_p——桩端承载力因数，对于埋深超过临界深度h_{cp}的桩，按土类和施工方式（主要指桩端土有无挤密效应）由表2-7确定。

桩端承载力因数K_p　　表2-7

	桩端土无挤密	桩端土有挤密
粘土—粉土	1.2	1.8
砂土—砂砾	1.1	3.2～4.2
白垩—泥岩	1.8	2.6
风化岩或破碎基岩	1.1～1.8	1.8～3.2

当桩深$h_s\geqslant 5d$，可认为都超过临界深度h_{cp}。h_s按下式确定：

$$h_s=\Sigma h_i\cdot\frac{p_{1i}}{p_{1e}} \qquad (2\text{-}43)$$

其中，$d=\frac{4A}{U}$为桩的等代直径；A、U分别为直角截面桩的截面积和周边长度。

当埋深小于临界值（$h_e<5d$），按下式估计K_p：

$$K_p\left(\frac{h_e}{d}\right)=0.8+\frac{K_p-0.8}{25}\times\frac{h_e}{d}\times\left(10-\frac{h_e}{d}\right) \qquad (2\text{-}44)$$

2.极限侧阻力的确定

极限桩侧阻力q_{su}系根据旁压试验所得极限压力p_l按图2-26和表2-8确定。在表2-8中，带＋号表示该曲线的极限侧阻有可能超过所标示的数值，但须有相同土层的原型桩静载试验为依据方可应用。

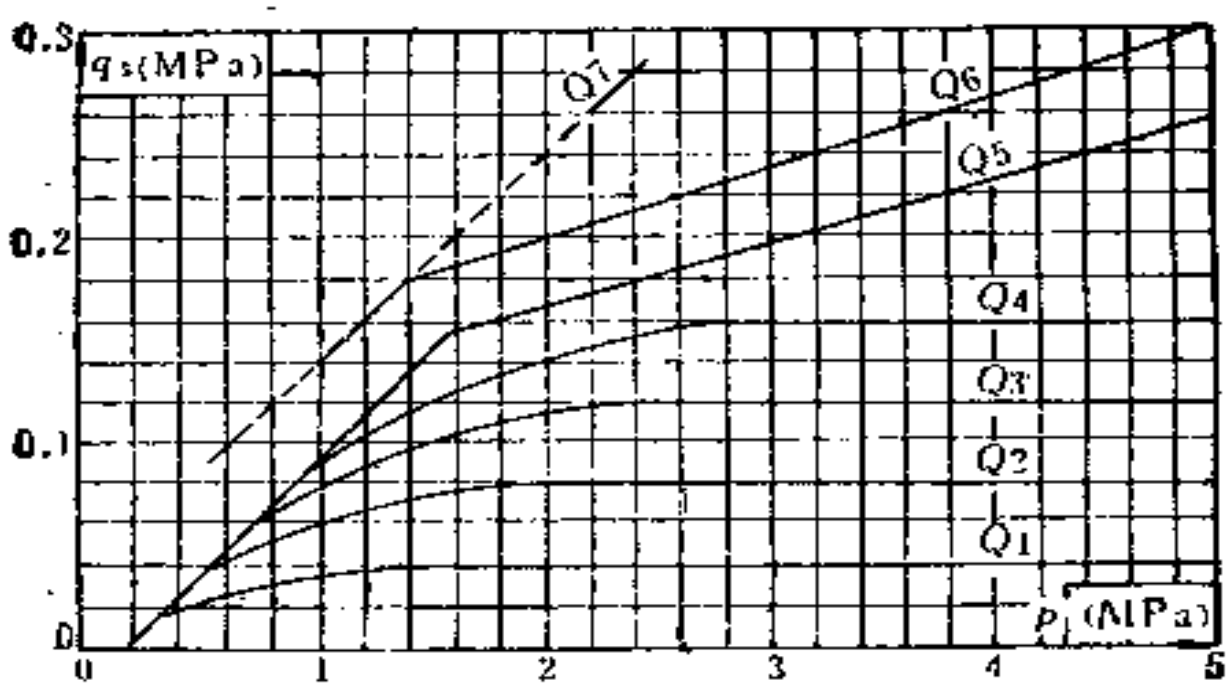


图 2-26　极限侧阻力q_{su}与旁压极限压力p_l的关系

3.单桩极限承载力的确定

总极限侧阻力为：

$$Q_{su}=U\int_0^l q_{su}(z)dz$$

$$=U\sum l_i\cdot q_{su_i} \qquad (2\text{-}45)$$

总极限端阻力为：

$$Q_{pu}=A_p[K_p(p_{le}-p_0)+q_0]$$

$$\approx A_p\cdot q_{pu} \qquad (2\text{-}46)$$

单桩极限承载力为：

$$Q_u=Q_{su}+Q_{pu} \qquad (2\text{-}47)$$

单桩屈服荷载Q_c（荷载—沉降曲线突变阶段的起始点）可按以下关系确定：

对于非挤土桩：

极限侧阻力 q_{su} 计算值选用表　　表 2-8

	粘性土粉土	砂土	砂砾	白垩	泥岩、泥灰—石灰岩	风化基岩或破碎基岩
单纯钻孔	Q_1^+ $Q_2(2)$ $Q_3(3)$			Q_3^+ $Q_6^+(2)$	Q_4^+ $Q_5(2)$	Q_6^+
泥浆中钻孔	Q_1^+ $Q_2(2)$	$Q_1^+(6)$ Q_2	$Q_2(6)$ Q_3	Q_3^+ $Q_6^+(2)$	Q_4^+ $Q_5(2)$	Q_6^+
有套管钻孔(套管回收)	Q_1^+ $Q_2(4)$	$Q_1^+(6)$ Q_2	$Q_2(6)$ Q_3	Q_3^+ $Q_4^+(4)$	Q_4	
有套管钻孔(套管不回收)	Q_1	Q_1	Q_2	Q_2	Q_3^+	
挖孔桩(1)	Q_2 $Q_3(5)$			Q_4^+	Q_5	Q_6^+
钢桩打入(闭口)	Q_1^+ $Q_2(5)$	Q_2	Q_3	Q_4	Q_4	$Q_4^+(7)$
预制打入(混凝土桩身)	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4^+	Q_4^+	$Q_4^+(7)$
带靴打入	Q_2	Q_2^+	Q_3	Q_4	Q_4	
有外包层的打入桩	Q_2	Q_3^+	Q_4	Q_5^+	Q_4^+	
低压灌浆	Q_2^+	Q_3^+	Q_3^+	Q_5^+	Q_5^+	Q_6^+
高压灌浆(8)	Q_5^+	Q_5^+	Q_6^+	Q_6^+	Q_6^+	$Q_7^+(9)$

注：(1)没有套管也无留在孔底的桩靴(孔壁凸凹不平)。

(2)钻孔完成后经修孔和切纹。

(3)钻孔完成后修孔和切纹，孔底位于硬粘土($p_1 \geq 1.5$MPa)。

(4)干钻，套管不摇摆下沉。

(5)硬粘土($p_1 \geq 1.5$MPa)。

(6)长度超过30m的长桩。

(7)若打入是可能的话。

(8)限位的或重复的少量压浆。

(9)对(8)款和大量裂隙节理作处理且堵塞孔穴。特别是当采用微型桩，如要论证其桩数是否恰当，一般建议进行载荷试验。

$$Q_c = \frac{Q_{pu}}{2} + \frac{Q_{su}}{1.5} \qquad (2\text{-}48)$$

对于挤土桩：

$$Q_c = \frac{Q_{pu}}{1.5} + \frac{Q_{su}}{1.5} = \frac{Q_u}{1.5} \qquad (2\text{-}49)$$

旁压试验近年来在我国工程实践中得到了较广泛的应用，但主要是用于测定地基土的模量和承载力，尚未用于测定桩的承载力参数。此外，我国目前国产旁压仪的工作压力还不太高（一般不超过1.5MPa），测定深部土层的强度和变形参数还有些困难。今后，我们应该着手研究采用旁压试验确定单桩承载力，与此同时也要发展高工作压力的旁压仪和在粗粒土中使用的旁压探头，以适应深部和各类土层中桩承载力参数测定的需要。

2.5 经验方法确定单桩承载力

2·5·1 概述

根据试桩结果与桩侧、桩端土层的物理性质指标进行统计分析建立单桩承载力参数与物理性质指标间的经验关系，或根据工程实践经验给出不同土层中不同尺寸桩的单桩承载力控制值供设计使用。这种经验方法在一些国家的规范或地区性规范中作了相应规定。采用经验方法估计单桩承载力简便而经济，对于地区性规范而言这是一种切实可行的办法。但对于地域辽阔的国家，由于地质条件多变，各地工程经验差异较大，不加分析地应用统一的经验参数往往可能出现偏差，因而只能以此作为初步设计的依据或结合当地经验作适当调整，才可应用。

新近颁布的有关规范中的桩承载力参数经验值，有的已吸收了单桩承载力深度效应的试验成果，但大部分仍未反映这一点。由于各规范所采用的设计计算准则不同，因此各规范给出的桩承载力参数经验值性质也不同，有的给出了设计承载力参数经验值，如建筑地基基础规范GBJ7-89[24]；有的给出了极限承载力参数经验值，如苏联桩基规范СНиП2.02.03—85[20]，我国铁

路桥涵设计规范TBJ2—85和港口工程技术规范桩基工程JTJ 222—83，波兰桩和桩基承载力规范PN—83/B—02482等。上述规范中，我国铁路桥涵设计规范考虑了桩端进入粗粒土持力层不同深度对极限端阻力的影响，波兰规范考虑了极限端阻力和极限侧阻力的临界深度影响。关于极限桩侧阻力经验值，我国建筑地基基础规范、铁路桥涵规范、港口工程规范均不随深度而变化；苏联规范中对于不同性质的土的极限侧阻力经验值随深度变化的幅度不同。前面介绍的法国关于旁压试验确定桩基设计参数准则中，也考虑了极限桩端阻力的临界深度问题。

2·5·2 波兰PN—83/B—02482桩和桩基承载力规范中的方法

波兰PN—83/B—02482桩和桩基承载力规范中规定以承载能力极限状态和正常使用极限状态为设计准则。按承载能力极限状态计算单桩竖向荷载下的承载力时，规定：

$$Q_r \leqslant m \cdot N \qquad (2\text{-}50)$$

式中 Q_r——作用于桩顶的设计荷载；

N——桩的设计承载力；

m——修正系数，群桩基础取0.9；双桩基础取0.8；单桩基础取0.7；

受压桩的设计承载力为

$$N_c = N_p + N_s = S_p \cdot q^r \cdot A_p + \Sigma S_{s_i} \cdot t_i^r \cdot A_{s_i} \qquad (2\text{-}51)$$

受拉桩的设计承载力为

$$N^u = \Sigma S_i^u t_i^r A_{si} \qquad (2\text{-}52)$$

式中 q^r——桩底土的单位设计强度；

$$q^r = r_m \cdot q \qquad (2\text{-}53)$$

对于极粘的土或坚实粘土（$\phi_w = 0$），可按下式计算：

$$q^r = q s_u \qquad (2\text{-}54)$$

t_i^r——第i层桩侧土设计强度；

$$t_i^r = r_{mi} t \qquad (2\text{-}55)$$

S_p、S_s、s^u——工艺系数，按表2-11采用；

r_m——土的材料系数，$r_m \leqslant 0.9$，随I_D或I_L而变化；

s_u——土的设计不排水抗剪强度；

q——桩底土的极限强度，按表2-9确定；

t——桩侧土的极限强度，按表2-10确定。

q、t均考虑深度效应，办法如2·2·3、2·2·4节中所述。

桩底土的单位极限强度 q(kPa)　　表 2-9

土的种类	密实度			
	$I_D=1.00$	$I_D=0.67$	$I_D=0.33$	$I_D=0.20$
砾石，砂砾混合物	7750	5100	3000	1950
粗砂，中砂	5850	3600	2150	1450
细　砂	4100	2700	1650	1050
粉质砂	3350	2100	1150	700
	液性指数			
	$I_L<0$，$w=0$	$I_L=0$，$w=w_P$	$I_L=0.50$	$I_L=0.75$
粘土质砾石，粘土砂砾混合物	4150	2750	1650	850
粘土质砂，砂质粘土，粘土，粉质粘土	2750	1950	850	450
坚实砂质粘土，坚实粘土，坚实粉质粘土，砂质粘土，粘土，粉质粘土	2800	1950	800	400
砂质粉土，粉土	1850	1250	500	250

2·5·3　苏联建筑法规—桩基础СНиП2.02.03—85中的方法

1.基本规定

СНиП2.02.03—85中规定桩基础按两类极限状态计算，第一类、承载能力极限状态，包括：按桩和桩承台材料的强度计

桩侧土的单位极限强度 t (kPa)　　表 2-10

土的种类	密实度			
	$I_D=1.00$	$I_D=0.67$	$I_D=0.33$	$I_D=0.20$
砾石，砂砾混合物	165	110	74	59
粗砂，中砂	132	74	47	34
细　砂	100	62	31	22
粉质砂	75	45	25	16
	液性指数			
	$I_L<0, w=0$	$I_L=0$, $w=w_P$	$I_L=0.50$	$I_L=0.75$
粘土质砾石，粘土砂砾混合物	134	95	67	44
粘土质砂，砂质粘土，粘土，粉质粘土	95	50	31	14
坚实砂质粘土，坚实粘土，坚实粉质粘土，砂质粘土，粘土，粉质粘土	95	50	25	11
砂质粉土，粉土	65	30	16	7
冲淤泥	48	18	0	0

算，按地基土的承载力计算；第二类、正常使用极限状态计算，包括：桩基在竖向荷载下的沉降，桩基在侧向荷载下桩与土共同作用产生的水平位移和转角，桩裂缝产生与开展的计算。

按地基土承载力计算群桩中的单桩或单桩基础应按下式进行：

$$N \leqslant \frac{F_d}{\gamma_R} \tag{2-56}$$

式中　N——传到桩顶上的设计荷载；

F_d——单桩设计承载力；

γ_R——可靠性系数，按以下规定取值：

工　艺　系　数　　表 2-11

序号	桩的类型与设置方法	下列土中的系数值											
		非粘性土						粘性土					
		$I_D>0.67$			$I_D=0.67\sim0.20$			$I_L<0$			$I_L=0\sim0.75$		
		抗压桩		抗拉桩	抗压桩		抗拉桩	抗压桩		抗拉桩	抗压桩		抗拉桩
		S_p	S_s	S^w	S_p	S_s	S^w	S_p	S_s	S^w	S_p	S_s	S^w
1	预制钢筋混凝土桩												
	a)锤　击	1.0	1.0	0.6	1.1	1.1	0.6	1.0	1.0	0.7	1.0	0.9	0.6
	b)射水(最后1m锤击)	1.0	0.8	0.4	1.0	0.8	0.4	—	—	—	—	—	—
	c)振　动	—	—	—	1.0	0.8	0.5	—	—	—	—	—	—
2	法兰连桩	1.3	1.1	1.0	1.8	1.6	1.0	1.2	1.0	0.8	1.1	1.0	0.7
3	冲击振动灌注桩	1.1	1.0	0.6	1.4	1.1	0.6	1.0	1.0	0.6	1.0	0.9	0.6
4	非粘性土(细砂和粉质砂除外)及粘性土中的钻孔桩												
	a)在临时套管内	1.0	0.8	0.7	1.0	0.9	0.7	1.0	0.9	0.6	1.0	0.9	0.6
	b)套管留于土中不拔出	1.0	0.8	0.6	1.0	0.8	0.6	1.0	0.8	0.6	1.0	0.8	0.5
	c)套管由旋转头存入及转出	1.0	1.0	0.7	1.0	1.1	0.7	1.0	1.0	0.7	1.0	1.0	0.6
	d)用悬浮泥浆	1.0	1.0	0.7	1.0	1.0	0.7	—	—	—	1.0	0.9	0.5
	e)冲洗钻进	1.0	1.0	0.7	1.0	1.0	0.7	—	—	—	—	—	—
	f)沃尔夫少斯(Wolfsholz)桩	1.0	0.8	0.6	1.0	0.9	0.6	1.0	0.9	0.6	1.0	0.8	0.5

续表

序号	桩的类型与设置方法	下列土中的系数值											
		非粘性土						粘性土					
		$I_D>0.67$			$I_D=0.67\sim0.20$			$I_L<0$			$I_L=0\sim0.75$		
		抗压桩		抗拉桩	抗压桩		抗拉桩	拉压桩		抗拉桩	抗压桩		抗拉桩
		S_p	S_s	S^w	S_p	S_s	S^w	S_p	S_s	S^w	S_p	S_s	S^w
5	细砂及粉质砂中的钻孔桩												
	a)在临时性套管内	0.8	0.6	0.4	0.9	0.7	0.5	—	—	—	—	—	—
	b)套管留于土中不拔出	0.8	0.6	0.4	0.9	0.7	0.5	—	—	—	—	—	—
	c)套管由旋转头拧入及转出	0.8	0.7	0.5	0.9	0.8	0.5	—	—	—	—	—	—
	d)用悬浮泥浆	1.0	0.9	0.6	1.0	0.9	0.6	—	—	—	—	—	—
	e)冲洗钻进	1.0	1.0	0.7	1.0	1.0	0.7	—	—	—	—	—	—
	f)沃尔夫少斯桩	0.8	0.6	0.5	0.9	0.7	0.5	—	—	—	—	—	—
6	闭口钢管桩												
	a)锤　　击	—	—	—	1.1	1.0	0.5	1.0	1.1	0.5	1.0	0.9	0.5
	b)射水(最后1m锤击)	1.0	0.7	0.4	1.0	0.6	0.4	—	—	—	—	—	—
	c)振　　动	—	—	—	1.0	0.8	0.5	—	—	—	—	—	—
7	各种断面的钢桩												
	a)锤　　击	1.0	0.8	0.5	1.0	0.9	0.5	1.0	1.0	0.5	1.0	0.9	0.5
	b)射水(最后1m锤击)	1.0	0.5	0.3	1.0	0.6	0.3	—	—	—	—	—	—
	c)振　　动	—	—	—	1.0	0.7	0.4	—	—	—	—	—	—

对于仅在荷载试验时用的锚桩，S^w值可增大20%。

本表序号4、5所列值不适用于地基经特殊处理以改善桩底或桩侧面地基性状的情况。这种情况下的工艺系数应根据实地研究结果确定。

当桩承载力按静载试验确定，取$r_k=1.2$；

当桩承载力按静力触探、动力试桩、标准探桩（$d=127mm$的金属标准桩）试验确定时；$\gamma_k=1.25$；

当桩承载力通过计算确定，$\gamma_k=1.4$；

对于低承台的摩擦桩和端承桩，以及高承台端承桩桥墩基础，$\gamma_k=1.4(1.25)$*

对于高承台或低承台底为高压缩性土的摩擦桩，以及承受上拔荷载的桩，γ_k依桩基中的桩数n取如下值：

$n\geqslant21$根　　$\gamma_k=1.4(1.25)$*

$n=11\sim20$根　$\gamma_k=1.55(1.4)$*

$n=6\sim10$根　$\gamma_k=1.65(1.5)$*

$n=1\sim5$根　$\gamma_k=1.75(1.6)$*

对于方形截面打入桩单桩基础荷载大于600kN，灌注桩单桩基础荷载大于2500kN，当采用静载试验确定桩承载力，$\gamma_k=1.4$；用其它方法确定桩承载力，$\gamma_k=1.6$。

对于极限沉降量等于或大于30cm的刚性构筑物的满堂群桩（桩数大于100根），按静载试验确定桩承载力时，$\gamma_k=1$。

2.各类桩设计承载力的确定

（1）端承桩

$$F_d=\gamma_c\cdot R\cdot A \qquad (2\text{-}57)$$

式中　γ_c——桩在土中的工作条件系数，取$\gamma_c=1$；

A——桩端支承面积；

R——桩端持力层的设计强度，取如下值：

（a）支承于岩石和低压缩性土上的各种打入桩，$R=20000$ kPa（2000tf/m²）；

（b）嵌固于未风化岩中不小于0.5m的灌注桩；

$$R=\frac{R_{cu}}{\gamma_g}\left(\frac{I_d}{d_t}+1.5\right) \qquad (2\text{-}58)$$

式中　R_{cu}——岩石在饱和状态下的单轴极限抗压强度，kPa；

* 当桩承载力按静载试验或按基土静力触探结果确定时，γ_k取括弧中的值。

γ_g——岩石的可靠性系数，$\gamma_g = 1.4$；

I_d——灌注桩的嵌岩深度，m；

d_f——灌注桩嵌岩部分的外直径，m。

（ c ）均匀支承于未风化岩石表面的桩（基岩表面覆盖有不小于 3 倍桩径不受冲刷的土层）：

$$R = \frac{R_{cn}}{\gamma_g} \qquad (2\text{-}59)$$

式中 R_{cn}、γ_g与式（2-60）同。

（ 2 ）打入式摩擦桩和挤土下沉管桩

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \Sigma \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) \qquad (2\text{-}60)$$

式中 γ_c——桩在土中的工作条件系数，$\gamma_c = 1$；

R——桩底土设计强度，按表2-12取值；

A——桩端支承面积；

U——桩横截面外周长；

f_i——桩侧第 i 层土的设计强度，按表2-13取值；

h_i——桩侧第 i 层土的厚度，m。

$\gamma_{cR} \cdot \gamma_{cf}$——分别为桩底和桩侧土的工作条件系数，考虑成桩方法对不同土设计强度的影响，按表取0.5～1.2不同值。

（ 3 ）摩擦型灌注桩和灌注混凝土的管柱

承受下压荷载的扩底及不扩底灌注桩、挖土下沉并灌注混凝土的管柱，其承载力F_d（kN）按下式确定：

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \Sigma \gamma_{cf} \cdot f_i h_i) \qquad (2\text{-}61)$$

式中 γ_c——桩的工作条件系数，当支承在饱和度$S_r > 0.9$的粉性、粘性土上时，$\gamma_c = 0.8$，在其它情况下均为$\gamma_c = 1$；

γ_{cR}——桩底土工作条件系数，除下列情况均为$\gamma_{cR} = 1$；爆扩桩$\gamma_{cR} = 1$水下浇注混凝土的扩底桩$\gamma_{cR} = 0.9$；

γ_{cf}——桩侧土的工作条件系数，按表2-14取值；

R——桩底土的设计强度kPa；按表2-15取值；对于带桩

打入桩和挤土下沉管柱底土计算强度R_r（kPa）

表 2-12

桩入土深 (m)	中密砂类土						
	砾砂	粗砂	—	中砂	细砂	粉砂	—
	粉性、粘性土，稠度I_c						
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	7500	6600 4000	3000	3100 2000	2000 1200	1100	600
4	8300	6800 5100	3800	3200 2500	2100 1600	1250	700
5	8800	7000 6200	4000	3400 2800	2200 2000	1300	800
7	9700	7300 6900	4300	3700 3300	2400 2200	1400	850
10	10500	7700 7300	5000	4000 3500	2600 2400	1500	900
15	11700	8200 7500	5600	4400 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

注：1.横线以上为砂类土R_r值，横线以下为粉性、粘性土R_r值；

2.当场地挖方、回填高度在3米以下时，桩入土深度从自然地面算起，当为3～10米时，则从挖方标高以上3米或回填标高以下3米算起。

3.对于按静探确定的密实砂类土，当沉桩未射水或预钻孔时，R_r值按表列值提高100%。

尖的沉管灌注桩按表2-12取值；

f_i——桩侧第i层土的设计强度，kPa，按表2-13取值；

A——桩端支承面积，m^2；

U——桩身周长，m；

h_i——桩侧第i层土的厚度，m。

打入桩和挤土下沉管柱侧面土的计算强度 f_i，kPa

表 2-13

土层位置平均深度 (m)	中密砂类土								
	粗砂、中砂	细砂	粉砂	—	—	—	—	—	—
	粉性、粘性土、稠度 I_c								
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

注：1.按表2-12确定 f_i 时，须考虑表2-11注。

2.密实砂类土的 f_i 应比表列值增大30%。

3.孔隙比 $e<0.5$ 的亚砂、亚粘土，以及 $e<0.6$ 的粘土，其 f_i 比表列值增大15%。

3.СНиП202.03—85规范的特点

（1）充分考虑了不同成桩方法对桩底土计算强度 R 取值的影响。由表列 R 值可看出，对于存在挤土加密效应的打入桩的桩底土 R 值，显著高于非挤土灌注桩的 R 值。

（2）充分考虑了不同土质中不同成桩工艺对桩底、桩侧土工作条件的影响。存在挤土效应的桩，其工作条件系数 γ_{cR}、γ_{cf} 一般高于非挤土桩。

（3）考虑了不同方法确定桩承载力参数、高低承台和群桩中桩数对于单桩承载力可靠性的影响；静载试桩确定的承载力、

灌注桩及灌注混凝土的管柱，桩侧土的工作条件系数 γ_{cf}　　表 2-14

桩的类别及设置方法	桩侧土的工作条件系数 γ_{cf}			
	砂　土	亚砂土	亚粘土	粘　土
1.带桩尖的沉管灌注桩	0.8	0.8	0.8	0.7
2.振动冲压打人灌注桩	0.9	0.9	0.9	0.9
3.钻孔桩，包括扩底桩，在灌注混凝土时：				
a)钻孔中无水，或用工具式套管	0.7	0.7	0.7	0.6
b)在水下或泥浆下进行	0.6	0.6	0.6	0.6
c)采用干硬性混凝土和插人式振捣器振捣(干法)	0.8	0.8	0.8	0.7
4.钻孔空心圆形灌注桩，钻孔中无水，采用振动芯施工	0.8	0.8	0.8	0.7
5.振动下沉及挖土的管柱	1.0	0.9	0.7	0.6
6.柱　　桩	0.7	0.7	0.7	0.6
7.钻孔压浆桩，采用套管或膨润土护壁，以2～4大气压压人浆	0.9	0.8	0.8	0.8

扩底及不扩底灌注桩、挖土下沉并灌注混凝土的管桩，桩底土的计算强度 R(kPa)　　表 2-15

桩入土深度 h(m)	粉性粘性土稠度 I_c						
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	100	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	—	—
40	4500	4000	3500	3000	2500	—	—

低承台和桩数多的群桩，其可靠系数（安全系数）γ_k(岩石为γ_g)取值较低。

（4）桩底土设计强度和桩侧土设计强度未反映实际存在的深度效应，所列参数基本都一直随深度增加而增大。

2·6 大直径灌注桩的承载力

2·6·1 概述

由于桩的承载性状随桩径而有所变化，所以工程界将桩划分为小直径桩（微型桩）、中等直径桩、大直径桩。按国内外习惯，其桩径界限大体是：$d \leqslant 25cm$为小桩（微型桩）；$25cm < d < 80cm$为中等直径桩；$d \geqslant 80cm$为大直径桩，对于端承型大直径桩又称为墩。

大量试验证实，桩侧阻力的大小只同桩侧土层和成桩工艺有关，与桩径无关；而桩端阻力则与桩径有明显关系，称其为尺寸效应。将中、小桩的端阻力参数或计算模式套用于大直径桩是不合适的，会得出偏大的结果。

大直径桩多在较硬持力层埋深不大且荷载较大的情况下采用，当持力层为粘性土、粉土、砂砾层时，往往采取扩底以提高桩端承载力。对于扩底桩（扩底墩），其端阻力的确定原则同非扩底桩是相同的。

2·6·2 大直径桩的承载性状

1.荷载—沉降特性

图2-27a、b、c所示分别为桩端支承于砂卵石上的人工挖孔扩底桩、支承于粘性土、粉土的人工挖孔扩底桩和支承于中、细砂上的泥浆护壁钻孔扩底桩的荷载试验所得荷载—沉降（$Q-s$）、总侧阻—沉降（Q_s-s）和总端阻—沉降（Q_p-s）曲线。从中看出

（1）桩端持力层性质不同的大直径桩具有相似的荷载—沉降特性，都属于缓变型，不显示明显的破坏特征点。对于砂卵石持力层上的挖孔桩，其$Q-s$变化更为平缓。

（2）桩侧阻力都在较小桩顶沉降（10～15mm）下发挥出

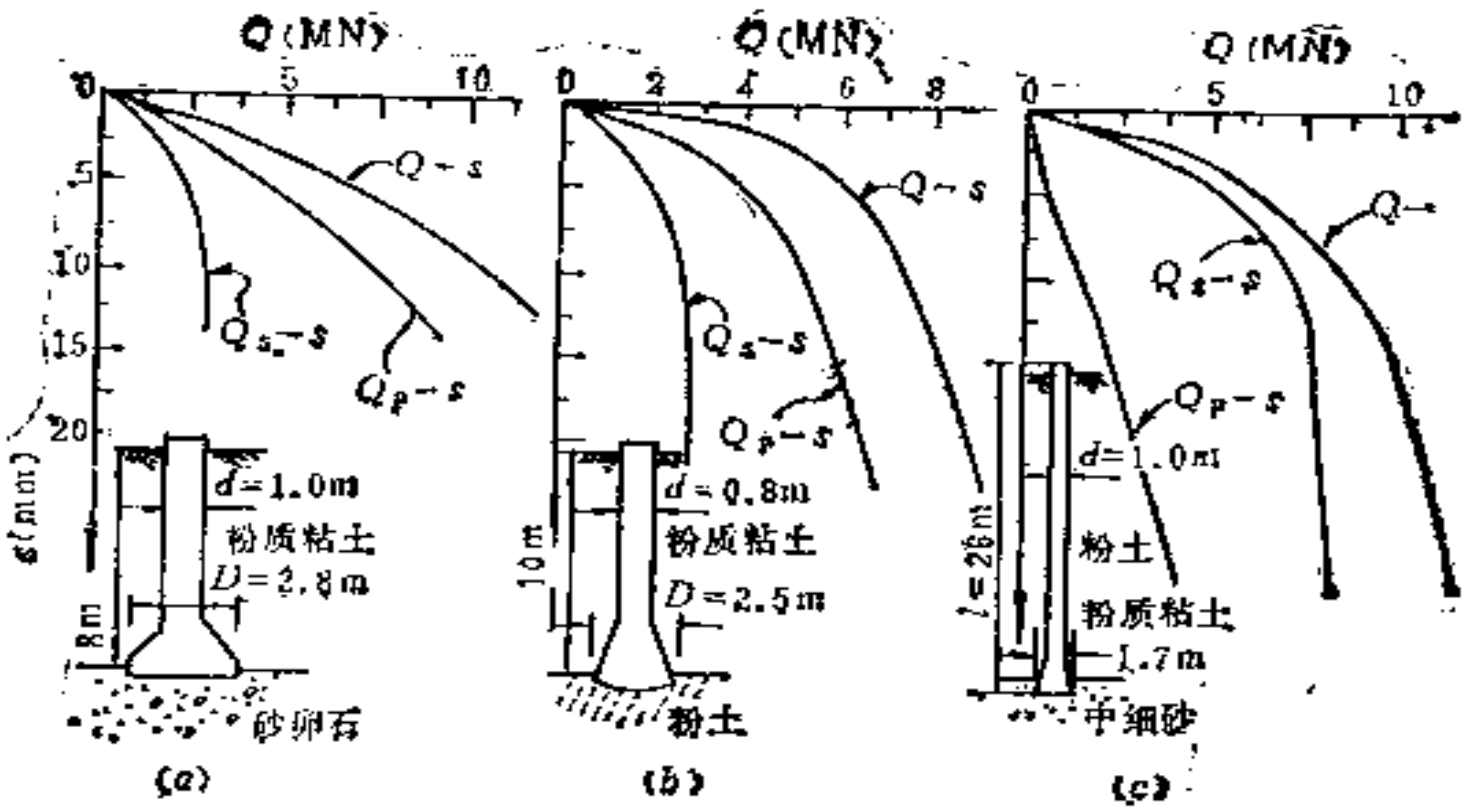


图 2-27　不同土层上大直径桩试孔结果

(a)砂卵石层上的人工挖孔桩；(b)粘性土上的人工挖孔桩；(c)泥浆护壁大直径桩

来，而端阻力随沉降增大而逐渐发挥并不显示极限特征点。对于泥浆护壁的钻扩桩，由于孔底沉淤影响，发挥桩端阻力所需竖向位移更大，桩端分担的荷载也相应减小，Q_p—s有近似线性关系。

2.破坏特性

图 2-28 表示持力层为粉土的桩底平面土的竖向变形情况[28]，图中表明，随着荷载增加桩底周围土始终产生竖向位移，不出现隆起。这说明桩端土不发生整体剪切破坏，而由土的压缩机理起主导作用。即随着荷载增加，桩底以下土体产生竖向和侧向压缩，由此排出的土体积足以容纳桩端的下沉体积，而不会导致土体形成通向桩端平面以上的连续剪切滑动面。

这种以压缩机理起主导作用的渐进破坏，Q—s 曲线表现为缓变型，无明显特征点，因此，极限承载力或容许承载力的确定一般应以位移控制。

2·6·3　大直径桩承载力的确定

1.根据静载试验确定承载力

如前所述，大直径桩的荷载—沉降关系一般呈缓变型。在此

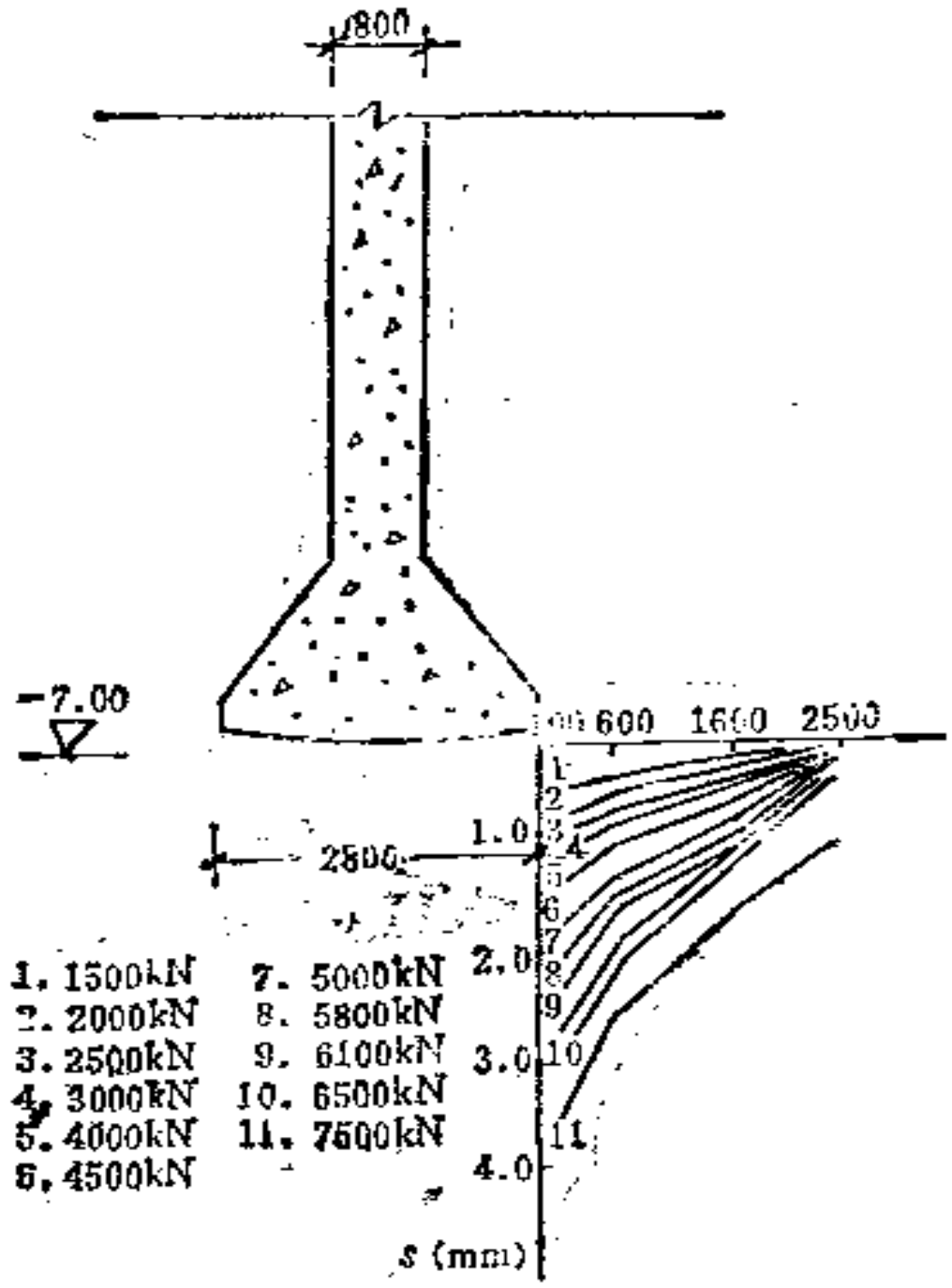


图 2-28　桩底土竖向变形

情况下根据静载试验Q—s曲线确定承载力特征值时，通常取$s=40\sim60$mm对应的荷载为极限承载力；取$s=10\sim20$mm或$s=0.008D\sim0.01D$（D为扩底端直径）对应的荷载为容许承载力。根据上部结构的绝对沉降和不均沉降的容许值、土层与荷载分布的不均匀程度等因素作适当调整。

对于沉降不敏感的结构物桩基，一般可取$s=0.01D$对应的荷载为容许承载力或设计承载力。

对于沉降敏感的结构物单柱单桩基础，宜按等变形的准则确定设计承载力。当桩端直径不一致时，宜按s为某一定值（如

10～15mm）对不同直径桩的容许承载力进行调整。当存在群桩效应时，则应按第三章计算群桩沉降，调整各桩承载力的取值。

为较准确地通过试验确定桩侧阻力和桩端阻力，可在原型桩试验中埋设桩底土压力盒和桩身钢筋应力计或混凝土应变计予以测定，也可采用简便的压板面积不小于0.25m²的深层压板载荷试验测定桩端阻力。

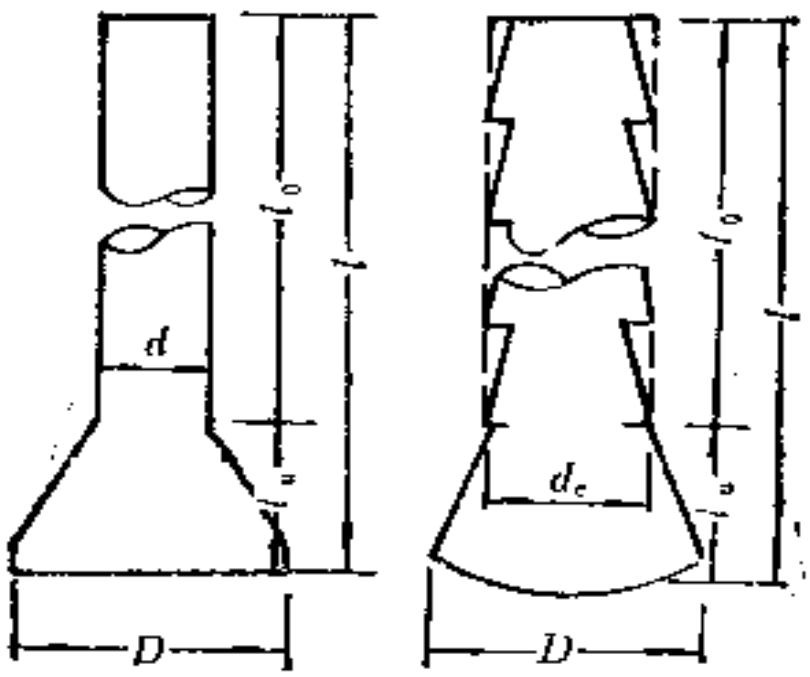


图 2-29

2.通过计算预估承载力

大直径桩（包括扩底桩）的极限承载力可按下式计算：

$$Q_u = Q_{su} + Q_{bu} = U_e \cdot \Sigma q_{su_i} \cdot l_{e_i} + q_{bu} \cdot A_b \qquad (2\text{-}62)$$

式中 q_{su}——桩身极限侧阻力，可按前述桩侧阻力计算方法确定或通过土的原位试验、经验方法确定；

l_e——有效侧阻桩段长，l_e=总长——扩底高$=l-l_u$；

U_e——桩身侧阻有效周长，$U_e=\pi d_e$，对于外齿形护壁桩，其有效桩经d_e取外齿的最大外径(见图2-29)，这是由于桩侧剪切面发生于桩侧土体中而不是桩土界面；

A_b——桩端投影面积；

q_{bu}——桩端极限阻力，按实测、原位测试、经验或下述方

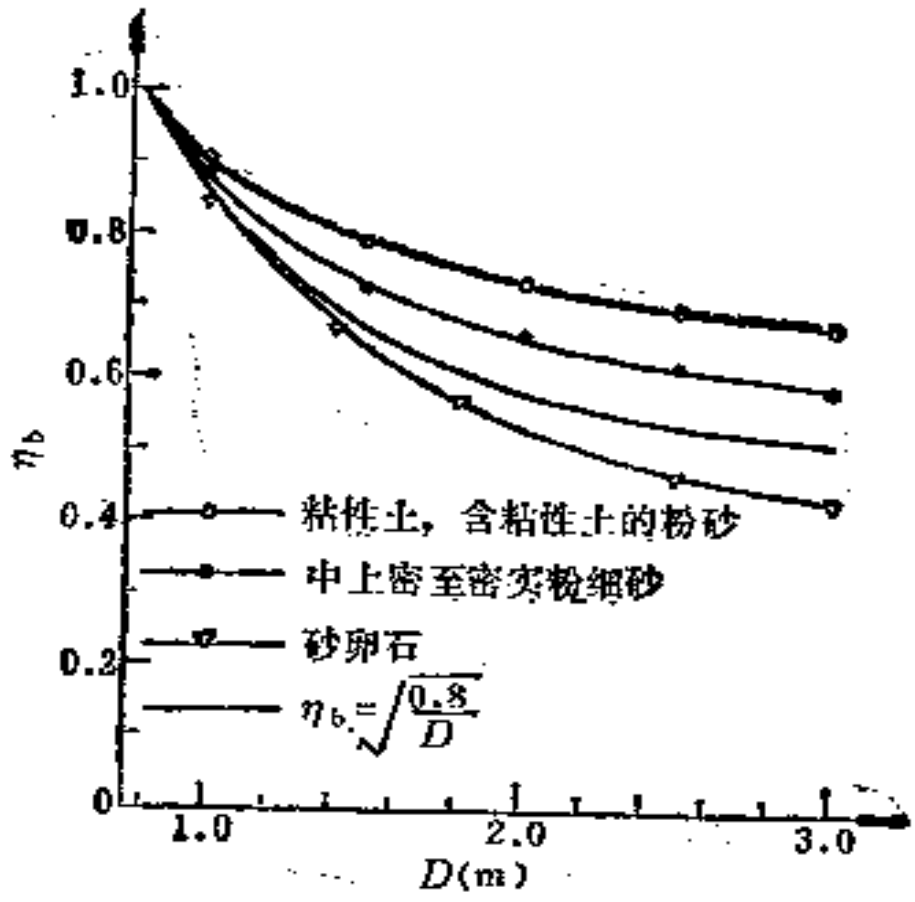


图 2-30　端阻折算系数η_b与桩端直径D的关系

法确定。

（ 1 ）桩端阻力折减系数η_b

图2-30表示《北京大直径灌注桩勘察、设计、施工的若干建议》（初稿）的桩端阻力与桩端直径D的关系(根据试验结果)。从中可看出，不同土质的设计端阻力折减系数η_b随桩端直径D增大而减小的幅度虽不相同，但大体与$\sqrt{\frac{0.8}{D}}$相近。因此，端阻折减系数可近似取为：

$$\eta_b=\sqrt{\frac{0.8}{D}} \qquad (2\text{-}63)$$

对于沉降非敏感型结构物桩基，可取$\eta_b=1$。

（ 2 ）桩端阻力的估算

1 ）对于饱和粘土可按式（2-23）估算

$$q_{pu}=N_c^*\cdot C_u+r_h$$

式中　$N_c^*=1.3N_c$，当桩径$d\leqslant 30\text{cm}$，取$N_c^*=9$，当$d\geqslant 60$

cm，$N_c^* = 6$；因此对于大直径桩可取：

$$q_{bu} = 6c_u + \gamma h \qquad (2\text{-}64)$$

式中符号同前。

2）根据非挤土灌注桩极限端阻经验值或以原位测试法确定的非挤土灌注桩的q_{pu}值，并区别干作业与泥浆护壁的差异确定。

$$q_{bu} = \eta_b \cdot q_{pu} \qquad (2\text{-}65)$$

式中，η_b按式（2-63）确定。

3）端阻力基本值的经验值

通过26份大直径桩静载荷试验资料统计得到$S/d = 0.01$对应的端阻力$q_{b0.01}$和土的变形模量$E_{0.01}$，列于表2-16[27]。

大直径桩端阻力和土的变形模量经验值　　表 2-16

土　　类	$q_{b0.01}$(kPa)	$E_{0.01}$(kPa)
可塑粘性土	300～500	12～20
坚硬粘性土	500～700	20～28
中密砂土	700～1000	28～40
密实砂土	1000～1500	40～60
中密卵石	1500～2500	60～100
密实卵石	2500～3500	100～140

由于桩底持力层的变形模量不是常量，而是随沉降增大而减小，故根据$S/d = 0.01$对应的桩底压力确定$E_{0.01}$（割线模量），以此参数计算沉降更符合实际。

3.控制沉降计算承载力

根据前述大直径桩的荷载——沉降与破坏特性，一般宜控制变形确定其承载力。根据线弹性理论 Mindlin 课题导得的单桩沉降计算式（详见2.8节），以控制沉降$S = 0.01d$（等截面桩）或$0.01D$（扩底桩）代入，可得单桩设计承载力Q_d。

均匀土层中的桩

$$Q_d = \frac{0.01 d^2 E_0}{I_\rho R_k R_h R_m} \qquad (2\text{-}66)$$

支承于硬层上的桩：

$$Q_d = \frac{0.01 d^2 E_0}{I_0 R_k R_b R_\mu} \qquad (2\text{-}67)$$

式中的符号涵义和系数详见2.8节。

当已知桩径$d(D)$、桩长l，土层分布特征（均匀土层或有硬层）和土的变形模量E_0，便可根据第2-8节桩的沉降计算的规定由式（2-66）或（2-67）求得大直径桩的设计承载力Q_d。

【例题】 某工程大直径扩底桩，桩径$d=1.0\text{m}$，扩底直径$D=2.6\text{m}$，桩长$l=11.3\text{m}$，有效侧阻段桩长$l_e=10\text{m}$，桩侧土层$E_0=5\text{MPa}$，桩底砂卵石持力层$E_b=50\text{MPa}$，桩身弹模$E_p=2.9\times10^4\text{MPa}$，试按$S=0.01D$确定单桩设计承载力$Q_d$。

【解】 由式（2-67），$Q_d=\dfrac{0.01DdE_0}{I_0R_kR_bR_\mu}$

根据$l/d=11.3$，$d_b/d=2.6$，$k=R_A\cdot E_p/E_0=1\times2.9\times10^4/5=5800$，$E_b/E_0=50/5=10$，取$\mu_s=0.35$，查图2-34，2-35，2-38，2-36得：$I_0=0.13$，$R_k=1.01$，$R_b=0.12$，$R_\mu=0.95$

$$Q_d=\frac{0.01\times2.6\times1\times5\times10^3}{0.12\times1.01\times0.12\times0.95}=\frac{0.13\times10^3}{0.0150}$$
$$=8.67\times10^3\text{kN}\ (867\text{tf})$$

验算桩身材料强度：

采用C30混凝土，由TJ10—74得$R_a=1.75\times10^4\text{kPa}$　取配筋率$\mu_g=0.4\%$，一级钢筋$A_g=\dfrac{\pi}{4}\times1^2\times0.004=3.14\times10^{-3}\text{m}^2$，$R_g'=2.4\times10^5\text{kPa}$，$K=1.55$。

$$K\cdot Q_d=1.55\times8.67\times10^3=1.34\times10^4\text{kN}<R_aA+R_g'A_g'$$
$$\approx1.75\times10^4\times0.785+2.4\times10^5\times3.14\times10^{-3}$$
$$=1.45\times10^4\text{kN}$$

2·7　嵌岩灌注桩的承载力

2·7·1　概述

在基岩埋深不太大的情况下，常将大直径灌注桩穿过全部覆

盖层嵌入基岩，成为嵌岩灌注桩。这种方法多用于桥基中，对高层建筑、重型厂房等建筑物，嵌岩灌注桩也是一种良好的基础形式。嵌岩灌注桩如果设计得当，可以充分利用基岩的承载性能而提高单桩的承载力。更重要的是嵌岩灌注桩由于桩端持力层是压缩性极小的基岩，因此其单桩沉降很小，群桩沉降也不会因群桩效应而增大，群桩承载力不会因群桩效应而降低，且建筑物的沉降在施工过程便可完成。以嵌岩灌注桩为基础的建筑物在地震过程中所产生的地震反应也比其它基础形式更轻微，抗震性能更好。

但是，在工程实践中，嵌岩灌注桩的设计往往只注意到了支承于基岩上的桩端阻力的作用，而忽视了桩的荷载传递机理和承载力特性，以致出现一些不合理的处理方法，如：

1.不论桩的长径比l/d大小，一律把嵌岩桩作为端承桩进行设计，包括单桩承载力的确定方法、桩身配筋长度等都按端承桩处理。

2.桩端不适当地增加嵌岩深度，或不适当地采用扩底，实际上不能使嵌岩和扩底部分的承载力得到有效利用，而使造价大大提高。

2·7·2 嵌岩灌注桩的承载性状

图2-31a、b所示分别为嵌入强风化岩$5d$（$d=0.6\text{m}$）和嵌入风化泥质砂岩3.7m、新鲜泥质砂岩2.0m（$d=1.0\text{m}$）的灌注桩的实测荷载传递曲线。从中看出：（a）无论是嵌入强风化岩还是嵌入新鲜基岩中的桩，桩身荷载（轴力）均随深度递减。这表明，基岩以上覆盖土层的侧阻力在桩身受荷变形过程中同样可以被调动起来。（b）由于桩侧土、岩层强度的不同，相应的Q-z的斜率dQ/dz也不同。较软淤泥中，Q-z的斜率较小，岩层中Q-z的斜率较大，即前者的侧阻力$\left(q_s=\frac{1}{\pi d}\frac{dQ}{dz}\approx\frac{1}{\pi d}\cdot\frac{Q_i-Q_{i-1}}{\Delta l}\right)$较小，后者较大。（$c$）无论是强风化岩还是新鲜基岩，其桩端阻力都较小。

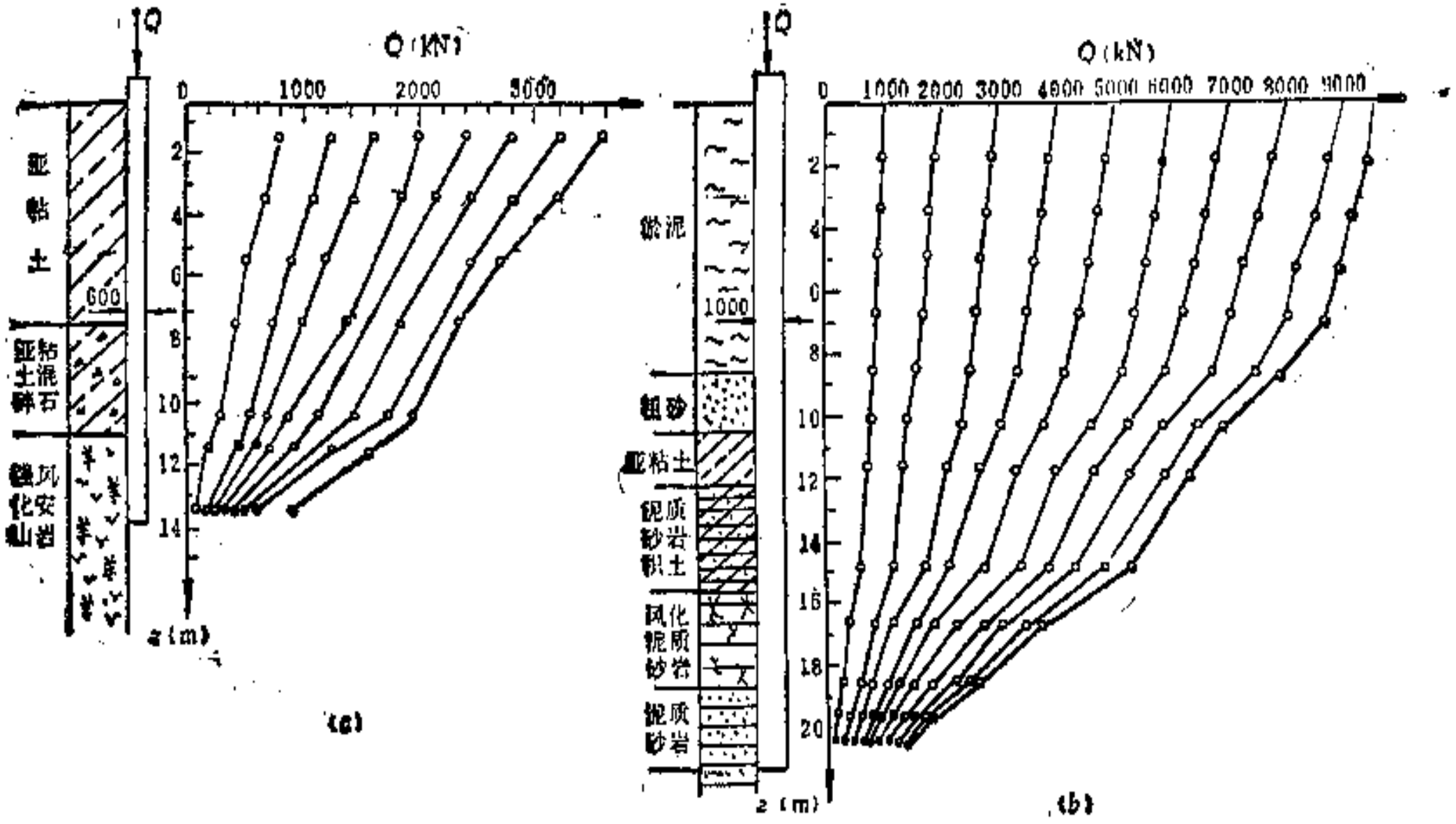


图 2-31　嵌岩灌注桩荷载传递曲线

(a)嵌入强风岩；(b)嵌入新鲜基岩

嵌岩灌注桩载荷试验资料　　表 2-17

桩号	桩径 d (m)	桩长 l (m)	长径比 l/d	桩穿越土、岩层 土层 (m)	风化岩 (m)	新鲜岩或微风化岩 (m)	极限荷载/相应沉降 $\frac{Q_u(tf)}{S_u(mm)}$	侧阻分担荷载比 Q_{su}/Q_u (%)	备注
洛-1	1.0	20.85	20.85	淤泥、亚粘、残积土 15.15	泥质砂岩 3.7	泥质砂岩 2.0	$\frac{1050}{7.5}$	89	未破坏
厦-2	0.886	26.29	29.7	粘性土、淤泥、残积土 25.7	强风化花岗岩 0.59	0	$\frac{400}{7.46}$	78	
厦-3	0.901	25.7	28.5	淤泥、粘性土、残积土 25.7	0	0	$\frac{400}{6.75}$	85	
福-S_1	1.0	37.6	37.6	淤泥、残积亚粘土 31.4	强风化花岗岩 6.23	0	$\frac{1200}{62.73}$	81	
福-S_2	1.0	37.6	37.6	淤泥、残积亚粘土 27.9	强风化花岗岩 9.74	0	$\frac{800}{55.48}$	78	断桩
闽-403	1.2	22.2	18.5	淤泥、粘性土、残积土 15.4	强风化花岗岩 6.8	0	$\frac{500}{41.27}$	74	
闽-551	1.4	36.5	26.1	淤泥、粘性土、残积土 26.4	强风化花岗岩 10.3	0	$\frac{800}{19.9}$	62	
铁02-甲	0.8	40.5	50.6	亚粘、粉土、粘土中砂 35.5	细砂岩 4.23	细砂岩 0.76	$\frac{700}{28}$	>95	桩身破坏

续表

桩号	桩径 d (m)	桩长 l (m)	长径比 l/d	桩穿越土、岩层			极限荷载/相应沉降 $\frac{Q_u(tf)}{S_u(mm)}$	侧阻分担荷载比 Q_{su}/Q_u (%)	备注
				土层 (m)	风化岩 (m)	新鲜岩或微风化岩 (m)			
铁02-乙	0.88	38.5	43.8	亚粘、粉土、粘土中砂 35.5	细砂岩 3.00	0	$\frac{600}{24}$	>95	桩身破坏
铁33-φ75	0.90	34.5	38.3	亚粘、粉土、粘土、中砂 30.2	泥灰质粘土岩 4.31	0	$\frac{800}{22}$	>95	桩身破坏
铁37-φ75	0.80	35.5	44.4	亚粘、粉土、粘土、中砂 28.2	泥灰质粘土岩 4	砂质粘土岩 2.83	$\frac{700}{20}$	>95	桩身压坏
铁37-φ125	1.30	38.5	29.6	亚粘、粉土、粘土、中砂 28.2	泥灰质粘土岩 4.51	砂质粘土岩 5.83	$\frac{1500}{>20}$	>95	
威-1	0.8	13.4	16.8	粉质粘土、中砾砂、粘土 10.9	强风化花岗岩 2.5	0	$\frac{410}{36}$	71	
威-2	0.8	15.9	19.9	同 威-1 10.9	强风化花岗岩 5.0	0	$\frac{680}{40}$	86	
蓟水4	0.6	13.5	22.5	亚粘土、亚粘土混碎石 10.5	强风化安山岩 3.0	0	$\frac{360}{61}$	73	
蓟主2	0.8	28.0	35.0	亚粘土、亚粘土混碎石 26.0	强风化安山岩 2.0	0	$\frac{700}{35}$	81	桩身压坏
蓟主3	0.8	19.8	24.8	亚粘土、亚粘土混碎石 18.0	强风化安山岩 1.8	0	$\frac{550}{8}$	90	未破坏

表2-17列出一部分不同地质条件的嵌岩灌注桩静载试验资料❶❷❸❹❺。从中看出：（a）所有桩的桩侧阻力分担荷载比Q_{su}/Q_u都超过60%，其中大部分在80%以上。这说明端阻分担的荷载只占总承载力的一小部分，属于摩擦桩（或称端承摩擦桩）。（b）桩侧阻力分担荷载比随长径比l/d的增大而增大，随覆盖土层强度的提高而增大。（c）当桩的长径比较大（$l/d>35$），而覆盖土层又不太软弱的情况下，其端阻分担荷载比很小（$<5\%$），且桩的破坏是由桩身压坏引起。

文献[31]所报导的二根嵌岩灌注桩试验结果，$d=0.8$m，$l=8.05$m，14.0m，嵌岩深度分别为$l_r=3.4$m，9.0m，加载至破坏，$Q_u=10125$kN，11000kN，桩侧荷载分担比$Q_{su}/Q_u=66\%$，89%，即长短不同的二根桩都属于摩擦桩。

嵌岩灌注桩嵌岩桩段的单位侧阻力比土层要高得多，对于分担荷载起到很重要的作用。由于该部分侧阻的剪切破坏发生于桩、岩界面（对于坚硬完整岩体）或发生于靠近桩侧表面岩体中（对于软质岩或风化、破碎岩体），因此其侧阻力——相对位移关系q_s—Δ与一般土的q_s—Δ不同（如图2-32）。它具有如下特性：（a）q_s达到极限值所需的相对位移Δ'_u小于土层所需的Δ_u（如图2-32）。（b）完整基岩中侧阻一般呈脆性破坏，q_s由峰值减小到某一残余强度q_{sr}（图2-32）。

表2-18给出一部分岩体的极限侧阻所对应的相对位移经验值。

由表看出，破碎岩体的Δ'_u约为粘性土Δ_u值的1/2，完整岩体约为粘性土Δ_u的1/4。由此可知，发挥嵌岩桩段侧阻所需的位

---

❶广东省交通科学研究所、西南交通大学土木系、广东省公路工程处(1988)：洛溪大桥嵌岩灌注桩静载试验报告

❷吴达人(1988)：厦门大口径灌注桩承载性状分析

❸吕和平(1988)：深覆盖层嵌岩钻孔灌注桩静载试验研究

❹中国建筑科学研究院地基所(1986)：威海玻璃厂嵌岩灌注桩静载试验报告

❺中国建筑科学研究院地基所(1988)：蓟县电厂灌注桩静载试验报告。

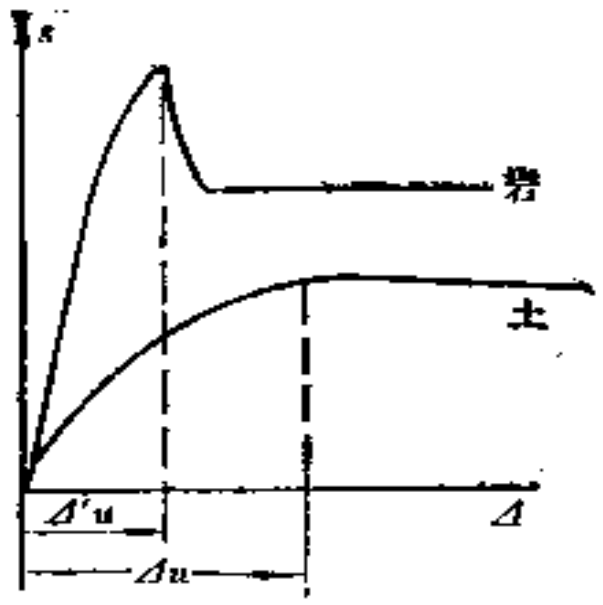


图 2-32　岩、土侧阻力—相对位移

发挥极限侧阻对应的相对位移Δ_s'　　表 2-18

岩石名称	破碎砂质粘土岩和细砂岩	完整细砂岩	完整石灰岩、花岗岩
Δ_s'(mm)	4	3	≤2

移是很小的。而一般钻孔桩的孔底总是残留一部分沉碴的。这部分沉渣形成一个可压缩的“软垫”，这一软垫的压缩导致嵌岩桩段与岩体间产生相对位移，从而使其侧阻得以充分发挥。从表2-17可看出，桩顶沉降不小于7 mm，且大部分大于20mm。相反，桩底端阻力往往由于“软垫”作用或由于桩身强度先行破坏而不能有效发挥出来，更不可能发展到桩端以下岩体的破坏。

对于短粗的人工挖孔嵌岩桩，或覆盖层极软的中长钻孔嵌岩桩，或清底极好不存在“软垫”的钻孔嵌岩桩（个别情况），其承载性状与上述嵌岩桩有所区别。短粗桩的桩身压缩量极小，桩侧阻力因桩土相对位移小而不能发挥，而且数值较小。此时桩端阻力（包括嵌岩侧阻力）对桩的承载力起主要作用。对于第二种情况则由于覆盖土层侧阻力很小，也由端阻力起主要作用，桩的破坏由端阻或桩身强度控制。对于第三种情况，由于桩底无“软垫”，在小位移条件下，桩端阻力就能发挥出来，但此时由于桩较长，土层桩侧阻力也是不应忽略的。

综上所述，关于嵌岩灌注桩的承载性状可以归纳为以下几点：

1.嵌岩灌注桩的荷载传递和破坏特性主要与长径比、覆盖土层性质、嵌岩段的岩性和成桩工艺有关。

2.对于$l/d>15\sim20$的泥浆护壁钻（冲）孔嵌岩桩，无论是嵌入风化岩还是完整基岩中，其荷载传递具有一般摩擦桩的特性，即桩侧阻力先于端阻力发挥出来，桩端分担的荷载较小，属于摩擦桩。

3.对于短粗的人工挖孔嵌岩桩，端阻力先于覆盖土层的侧阻发挥出来，且端阻对桩的承载力起主要作用，属于端承桩。

4.对于覆盖土层极软的嵌岩灌注桩，其承载力主要由嵌岩段侧阻和端阻提供，属于端承桩。

5.当$l/d\geqslant40$，嵌岩桩端的承载作用很小，在此情况下，桩端无需嵌入中、微风化岩中，也无需扩底。

6.完整基岩嵌岩段侧阻力的发挥和破坏特性与土层侧阻有所不同，所需相对位移较小，呈脆性破坏。

7.尽管大部份嵌岩灌注桩属于摩擦桩，但由于桩端以下为低压缩性持力层，因此嵌岩桩群桩的沉降不致受群桩效应的影响而增大。

8.由于嵌岩灌注桩的嵌岩部分具有较高的侧阻力和端阻力，其单桩承载力往往超过相同截面的土中摩擦桩，桩身压应力值很高。因此桩身强度同地基强度一样是控制单桩承载力的重要因素。

2·7·3 嵌岩灌注桩承载力的确定

如前所述，嵌岩灌注桩的承载性状由于长径比、覆盖土层性质、嵌岩段岩性、施工工艺不同而有显著差别，或属于摩擦桩或属于端承桩。承载力的计算不能不考虑到这些具体条件和特性。我国现行的关于嵌岩灌注桩承载力的计算模式大体分成两类，一类是只计桩端阻力，其端阻力的确定方法是将岩石饱和单轴极限抗压强度（微风化、中风化岩）乘以某一折减系数。另一类是只计嵌岩部分的侧阻和端阻。两者都不计覆盖土层的侧阻力。

以上计算模式是值得进一步探讨的。前者只符合支承于基岩表面的短桩的承载力性状。后者流行于桥基设计，不计覆盖土层的侧阻力可能主要是考虑到冲刷的影响而忽略全部土层的侧阻力。这两者用于计算长径比较大的建筑物嵌岩灌注桩都存在与实际承载力性状不符的缺点。

前面介绍的苏联桩基规范СНИП2.02.03-85中关于嵌入（≥0.5m）未风化岩的灌注桩的单桩计算承载力计算式（2-58），也是属于上述第二类计算模式。对于套管护壁成桩的情况（国外多用）下，桩侧阻力往往很小，予以忽略是符合实际的。

对于嵌岩灌注桩单桩容许承载力的计算通式可表示为：

$$Q_a = \frac{Q_{su} + Q_{ru}}{K_s} + \frac{Q_{bu}}{K_b} \qquad (2\text{-}68)$$

式中 Q_{su}、Q_{ru}——分别为覆盖土层和嵌岩段的总极限侧阻力；如为端承桩，取第一项侧阻$Q_{su}=0$；

Q_{bu}——桩底总极限端阻力；

K_s、K_b——分别为侧阻和端阻的安全系数，根据长径比、嵌岩段岩性和工艺取值。

对于不同地质条件和几何特征的嵌岩桩的承载力计算，以式（2-68）为基础确定。

1.完整基岩上的短粗挖孔嵌岩灌注桩

人工挖孔嵌岩灌注桩的特点是清底好。当长径比较小（$l/d \leqslant 8 \sim 10$）且桩底支承于完整基岩时，竖向荷载下的位移很小，覆盖土层侧阻力不能发挥，其侧阻潜在值相对较小。此时按端承桩计算单桩容许承载力，只计嵌岩段的承载力，即令式（2-68）中$Q_{su}=0$，故

$$Q_a = \frac{Q_{ru}}{K_s} + \frac{Q_{bu}}{K_b}$$

由于嵌岩段侧阻与端阻同步发挥，故取$K_s = K_b = K$，从而

$$Q_a = \frac{f_r}{K}(\psi_s \cdot U \cdot l_r + \psi_b \cdot A) \qquad (2\text{-}69)$$

式中 f_r——岩石饱和单轴极限抗压强度（kPa）；

K——安全系数，一般取$K=2$；

U——嵌岩段桩周长，$U=\pi d$（m）；

l_r——嵌岩段长度（m）；

A——桩底面积（m^2）；

ψ_s、ψ_b——分别为嵌岩段侧阻、端阻与岩石单轴极限抗压强度的比例系数，见表2-19。

比 例 系 数 ψ_s、ψ_b、　　表 2-19

岩石完整程度	ψ_s	ψ_b
微 风 化	0.08～0.10	1.0～1.2
中等风化	0.04～0.06	0.6～0.8

2.完整基岩上的钻（冲）孔嵌岩灌注桩

如前所述，泥浆护壁钻（冲）孔嵌岩灌注桩，由于桩底“软垫”的压缩足以调动覆盖土层的侧阻力，端阻力则不能充分发挥，其发挥程度与桩的长径比、覆盖土层性质、嵌岩段岩性、成桩工艺等有关。由式（2-68），单桩容许承载力按下式计算：

$$Q_a=\frac{U}{K_s}(q_{su}\cdot l_s+q_{r\mu}\cdot l_r)+\frac{1}{K_b}\cdot q_{b\mu}\cdot A_a$$

$$=\frac{U}{K_s}(q_{su}\cdot l_s+\zeta_s\cdot f_r\cdot l_r)+\frac{1}{K_b}\cdot\zeta_b\cdot f_r\cdot A_b \qquad (2\text{-}70)$$

式中　q_{su}——覆盖土层极限侧阻（kPa），按2·2至2·5节确定；

l_s——覆盖土层中的桩长（m）；

K_s、K_b——分别为桩侧阻力和桩端阻力的安全系数，根据荷载传递特性分别取$K_s=1.4\sim1.8$（l/d较小时取高值，l/d较大时取低值）；$K_b=3\sim5$（l/d较小时取低值，l/d较大时取高值）；

ζ_s、ζ_b——分别为嵌岩段侧阻、端阻按单轴抗压强度计算

的折减系数，根据岩石的完整程度和清孔、清底情况取值，如表2-20。

折减系数ζ_s、ζ_b　　表 2-20

岩石完整程度	ζ_s		ζ_b	
	清孔较好	清孔一般	清底较好	清底一般
微风化	0.06～0.08	0.045～0.055	0.8～1.0	0.5～0.7
中等风化	0.04～0.05	0.025～0.035	0.5～0.6	0.3～0.4

将苏联桩基规范СНиП2·02·03-85中关于嵌岩灌注桩的单桩承载力计算式（2-58）按式（2-69）模式作适当变换，得相应的$\psi_s=0.25$，比表2-19所列大一倍以上；$\psi_b=1.5$，也高于表列ψ_b。若将表2-19所列ψ_s、ψ_b与国内现行建筑地基基础规范有关值相比则高很多，与铁路桥涵规范相比则略低。

3.强风化基岩上的钻（冲）、挖孔嵌岩灌注桩

支承于强风化基岩上的钻（冲）孔、挖孔嵌岩灌注桩，由于强风化岩体的压缩性相对较大，桩在竖向荷载下将产生较大的竖向位移，与支承于砂、砾层上的大直径灌注桩的承载性状是类似的。因此，其单桩承载力可按第2·6节大直径灌注桩承载力的计算方法计算。强风化岩的侧阻力和端阻力可通过现场原型试验、深层载荷板试验确定，或按经验值、或参照砂、砾层的经验值确定。

2·8　单桩的沉降计算

2·8·1　概述

在采用一柱一桩的情况下，单桩的沉降计算成为一个实际课题。竖向荷载下单桩的沉降由以下三部分组成：

1.桩身弹性压缩引起桩顶的沉降δ_e。

2.桩侧荷载传布到桩端平面以下引起土体压缩，桩端随土体压缩而沉降s_{sc}。

3.桩端荷载引起土体压缩所产生的桩端沉降s_{pc}。

第3部分沉降又称为桩的贯入变形，当荷载水平较低时，桩端土仍未发生明显的塑性变形（刺入变形），且桩侧土与桩身之间尚未产生滑动，桩的沉降便可近似运用弹性理论进行计算。因而工作荷载下单桩的沉降可表示为：

$$s = \delta_e + s_{sc} + s_{pc} \qquad (2\text{-}71a)$$

一般情况下，可忽略桩身弹性压缩δ_e，因而

$$s = s_{sc} + s_{pc} \qquad (2\text{-}72b)$$

要计算以上三部分沉降都必须知道桩侧、桩端各自分担的荷载比，以及桩侧阻力沿桩身的分布图式。此外，桩身荷载的分布还随时间而变化，即荷载传递也存在时间效应，一般情况下桩身荷载随时间的推移有向下部和桩端转移的趋势。沉降因土的固结和次固结随时间而发展是一种普遍现象。因此，单桩沉降计算时要适当选取土的计算参数。

计算单桩沉降的方法有以下四种：

1.按半无限弹性体理论计算，采用以明特林（Mindlin）课题（1936）为基础的多种分析方法；

2.荷载传递分析计算法，据此可求得单桩荷载—沉降关系；

3.分层总和法；

4.剪切变形传递计算法；

5.有限单元分析法；

下面简要介绍前三种方法。

2·8·2 弹性理论分析方法

1.简述

运用弹性理论计算单桩沉降的要点和基本假定是：

（1）假定地基为半无限弹性体，不考虑成桩对土体初始应力状态的影响。

（2）将桩身划分成若干单元（桩段），每段以荷载代替。

（3）假定桩与桩侧相邻土之间的位移协调一致，即桩土之间不产生滑动，桩身某点的位移即为与之相邻点土体的位移。

（4）桩身任一点的位移利用半无限弹性体中集中力课题Mindlin解求得。

各家分析方法的主要区别是各单元桩侧剪应力沿桩身的简化分布模式，大体可分为以下三种：

（1）以作用于桩轴线上的集中力代替（D'appolonia和Romualdi 1963；Salas和Belzunce，1965；Geddes，1966；等）；

（2）以作用于桩段中间圆截面的均布应力代替（Nair，1967）；

（3）以均匀分布于桩周圆环上的线荷载代替（Poulos和Davis 1968；Mattes和Poulos，1969；等）。

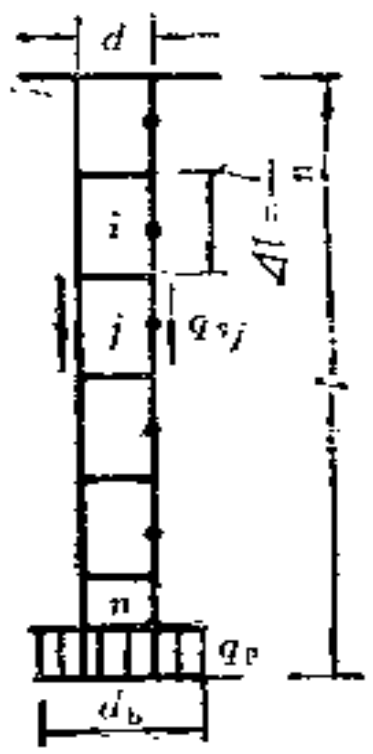


图 2-33 沉降计算模型—作用于与桩相邻土上的应力

对于短桩采用第（3）种假定更切合实际，对于长桩，以上三种假定对计算结果影响不大。

2.波勒斯（Poulos）弹性理论计算法[32][33]

将桩分成n个单元，单元周边作用Δl范围的桩侧剪应力（摩阻力），桩底作用均布反力q_p，单元i中间截面的位移（见图2-33）为：

$$\rho_i = \frac{d}{E_0} \sum_{j=1}^{n} I_{ij} q_{sj} + I_{ip} \cdot q_p \qquad (2\text{-}73)$$

式中 第一项为各单元的桩侧剪应力q_s对i单元周边中点所产生的位移，第二项为桩端反力q_p对i单元中点所产生的位移；

I_{ij}——j单元桩侧剪应力[$q_{sj} = (Q_i - Q_j)/\pi d \Delta l$]对$i$单元周边中点的位移因子（用Mindlin解求得）；Q_j为作用于j单元底部的轴力。

桩端的位移为：

$$\rho_p = \frac{d}{E_0} \sum_{j=1}^{i} I_{pj} \cdot q_{sj} + I_{pp} \cdot q_p \qquad (2\text{-}74)$$

式中，I_{pj}——j单元桩侧剪应力对桩端的位移因子；

I_{pp}——桩端反力对桩端的位移因子。

由于假定桩土间不产生滑动，因而某单元桩侧中点位移等于该点土体中的位移。相邻单元位移之差等于单元轴向压缩量，即

$$\rho_{i+1} - \rho_i = Q_i \cdot \Delta l / E_p \cdot A \qquad (2\text{-}75)$$

分成n个单元的计算模型包含$n+1$个位移量$\rho_i(i=1\cdots\cdots n)$、$\rho_p$，$n$个轴力$Q_i(i=\cdots\cdots n)$，总计$2n+1$个未知量。类似于式（2-73）的方程有$n$个，类似于式（2-75）的方程有$n$个，加上式（2-74），总计为$2n+1$个方程。将其列成矩阵用计算机求解便可求得荷载—沉降（Q_0-S）、桩身荷载分布（$Q-z$）、桩侧阻力分布（q_s-z）。

对于非均匀土层中的桩，可将桩侧成层土不同的E_0、μ_s代入相应的方程求解。

波勒斯对于均匀深厚土层中的桩、有硬卧层土中的桩、支承于较硬持力层和刚性持力层上的桩、扩底桩都提出了简化计算方法，现简介如下。

（1）均匀土中单桩的沉降

$$s = \frac{Q \cdot I}{E_0 \cdot d} \qquad (2\text{-}76a)$$

式中 $I = I_0 \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu$ （2-76b）

Q——作用于桩顶的竖向荷载（kN），

I_0——刚性桩在半无限体（$\mu_s=0.5$）中的沉降影响系数，见图2-34；

R_k——考虑桩压缩性影响的修正系数，见图2-35；

R_b——考虑刚性下卧层影响的修正系数，见图2-36；

R_μ——土的泊桑比μ_s不同的修正系数，见图2-37；

K——桩土刚度比，$K = E_p \cdot R_A / E_0$，E_p为桩材的弹模，E_0为土的变形模量，R_A为桩的横断面净面积与全

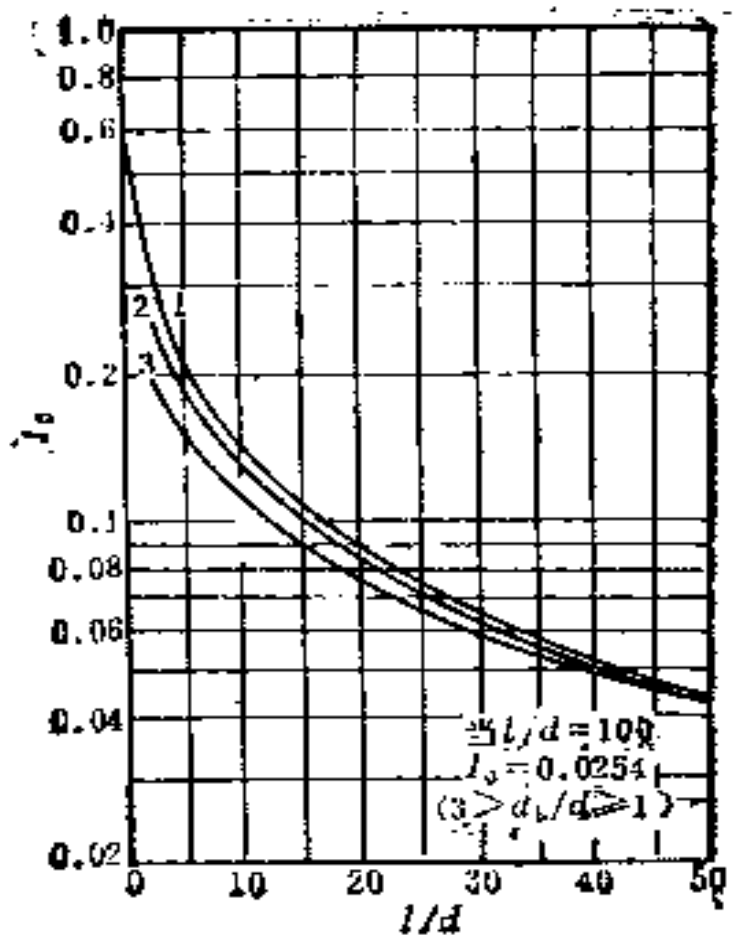


图 2-34　沉降影响系数I_0

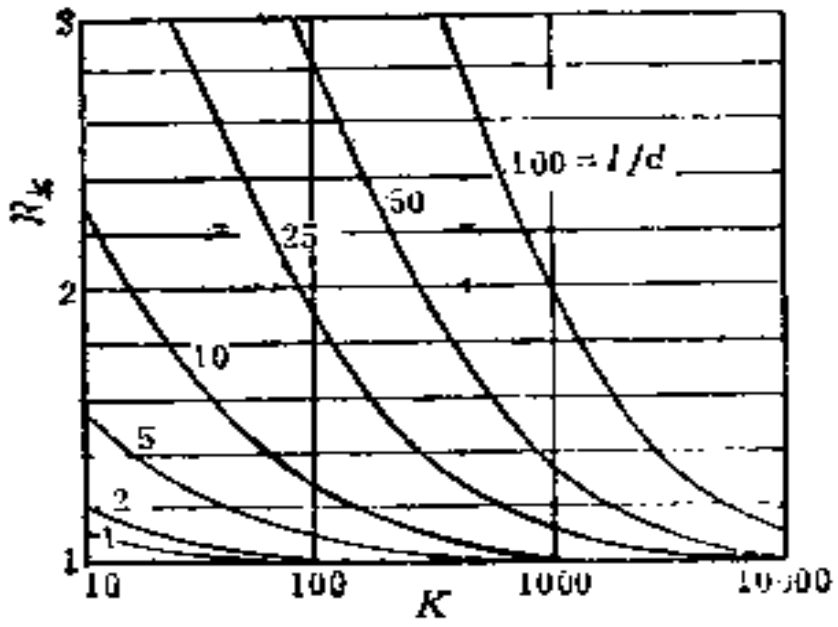


图 2-35　考虑桩压缩影响的修正系数R_k

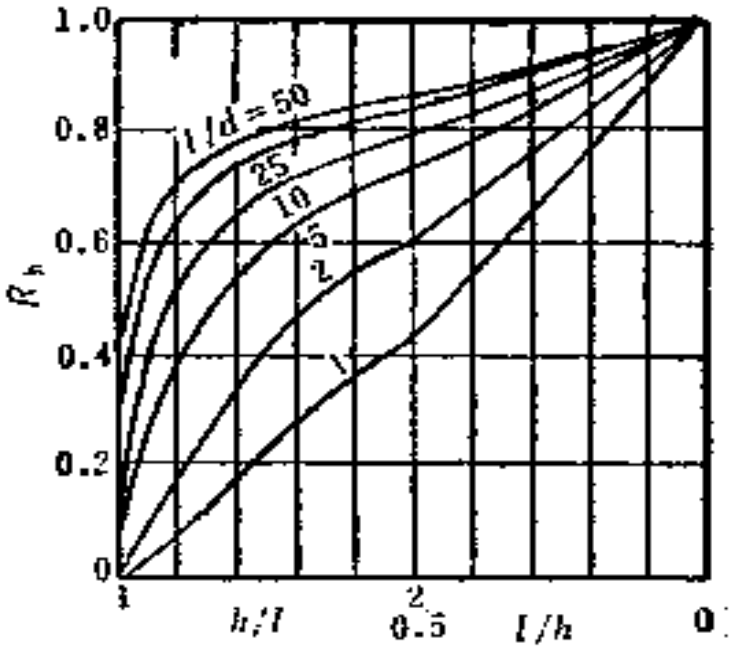


图 2-36　考虑刚性下卧层影响的修正系数R_h

面积（$\pi d^2/4$）之比，对于实心桩$R_A=1$；

（2）支承于硬层上单桩的沉降

$$S=\frac{Q\cdot I}{E_0\cdot d} \qquad (2\text{-}77a)$$

式中　$I=I_0\cdot R_k\cdot R_b\cdot R_h$　　(2-77b)

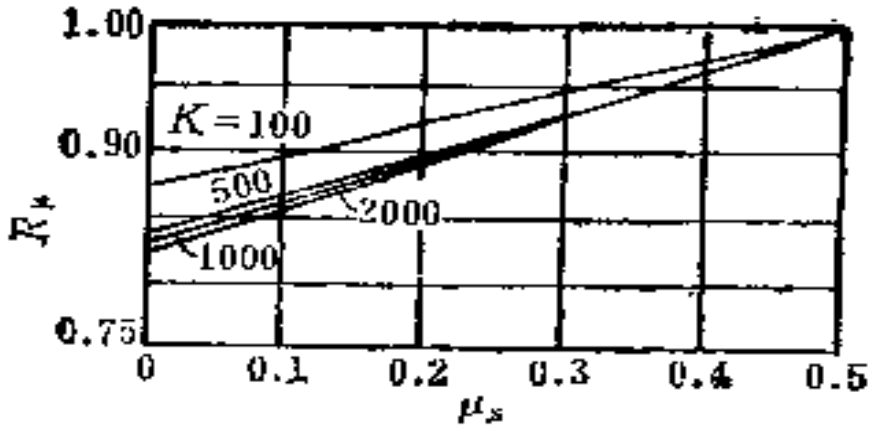


图 2-37　土的泊桑比μ_s不同的修正系数R_μ

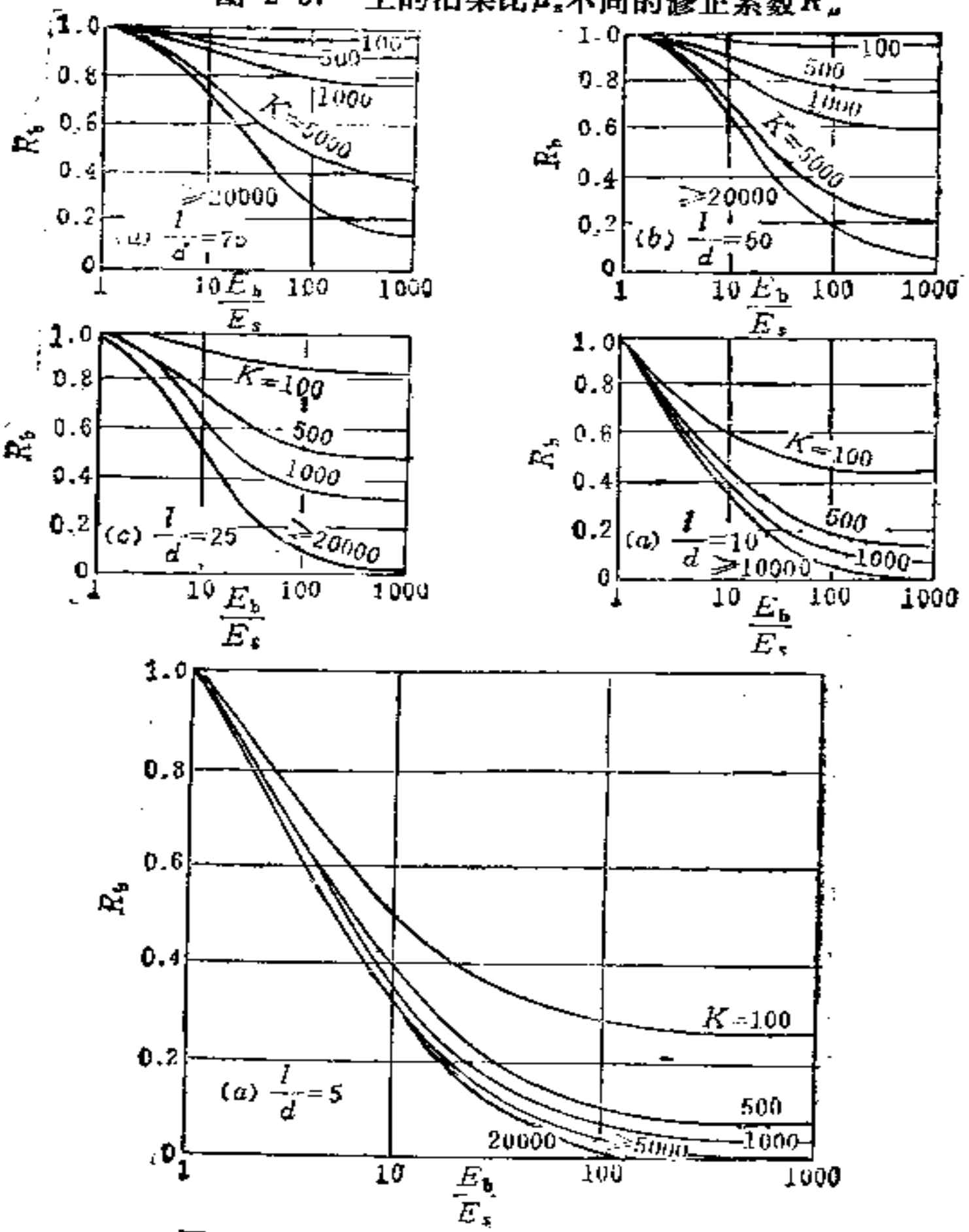


图 2-38　考虑硬持力层影响的修正系数R_b

R_h——考虑硬持力层影响的修正系数，见图2-38；其余系数同第1种情况——均匀土中的桩。

（3）支承于刚性持力层上单桩的沉降

$$S = \frac{Q \cdot l}{E_p \cdot A_p} \cdot M_R \qquad (2\text{-}78)$$

M_R——桩的沉降与桩的弹性压缩之比，见图2-39。

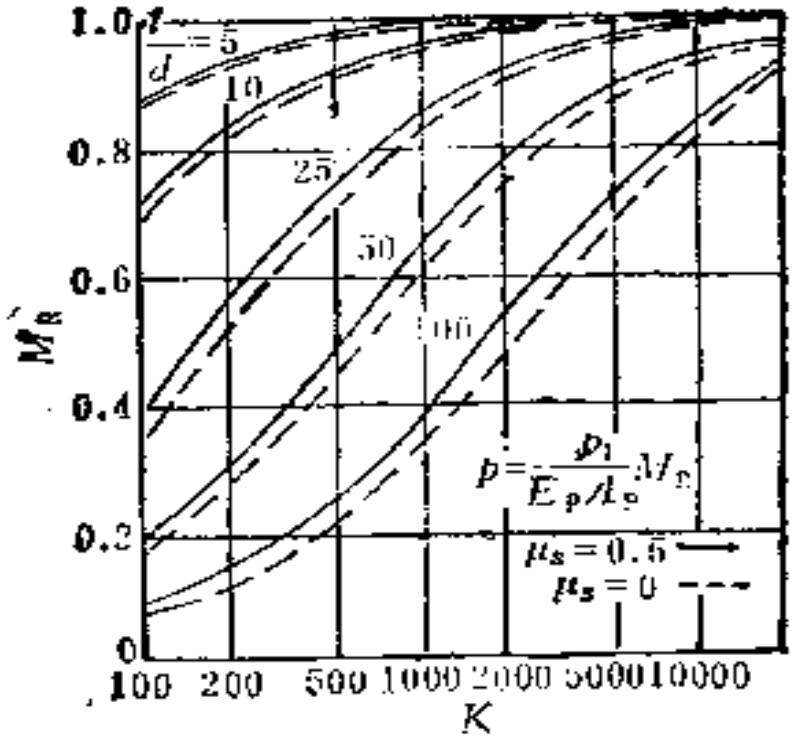


图 2-39　桩沉降与桩弹性压缩之比M_R

上述简化计算方法中采用的是土层的单一变形模量E_0，对于成层性土如何选取E_0困难较大。一般可通过类似地质条件下的单桩试验所得荷载-沉降关系反算出有代表性的E_0，然后以此去预估类似地质条件下不同桩径、桩长的单、群桩沉降。在进行E_0的反算时，需先假定E_0，求得$K=E_p \cdot R_A/E_0$查图2-34～2-37。若算出的E_0同原假定E_0有较大出入则需进行反复试算，直至接近。

【例题】 某桩承受竖向荷载$Q=800\text{kN}$桩径$d=0.6\text{m}$，桩入土深$l=15\text{m}$，自桩顶至基岩的粘性土层厚度$h=21\text{m}$，粘性土层$E_0=5\text{MPa}$，桩身混凝土C_{25}号，$E_p=2.85\times10^4\text{MP}$，试求桩的沉降。

【解】 $K = E_p \cdot R_A / E_s = 2.85 \times 10^4 \times 1/5 = 0.57 \times 10^4$；$d_b/d = 1$，$l/d = 15/0.6 = 25$，$h/l = 21/15 = 1.4$，取$\mu_s = 0.35$；由图2-34～2-37分别查得：$I_0 = 0.76$，$R_k = 1.02$，$R_h = 0.74$，$R_\mu = 0.95$；以此代入式（2-76）得

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu = 0.76 \times 1.02 \times 0.74 \times 0.95$$
$$= 0.545$$

由式（2-76a）：$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s d} = \frac{800 \times 0.545}{5000 \times 0.6} = 0.14\text{m} = 14\text{mm}$$

关于以作用于桩轴线的集中力代替桩侧阻力计算单桩沉降的格德斯（Geddes）法见第三章第3.3.4节。波勒斯法计算单群桩沉降被列入波兰PN-83/B-02482规范。

2·8·3 荷载传递分析法

基于第2.1节所述的竖向荷载下桩土体系荷载传递的机理，将桩离散为一系列等长的桩段（单元），每一桩段与土之间的联系用非线性弹簧来模拟，弹簧的应力应变关系即侧阻力与位移之间的关系q_s-s，端阻力与位移之间的关系q_p-s。利用已知的桩侧、桩底荷载的传递函数（q_s-s、q_b-s关系），求解桩顶荷载与沉降曲线（Q_0-s），桩身荷载沿桩身的传递曲线（Q-z）以及侧阻力沿桩身分布曲线(q_s-z)等，这就是所谓荷载传递分析法。

荷载传递理论分析方法有以下两种：

1.荷载传递解析法

桩土体系荷载传递的基本微分方程如2.1节式(2-4)，为

$$\frac{d^2s}{dz^2} = \frac{U}{AE} q_s(z)$$

当通过试验实测的传递函数（q_s-s）形式不太复杂时，便可直接代入式(2-4)求得解析解，有代表性的传递函数模型有指数曲线（Kezdi,1957）、双曲线（Gardner1975）。理想弹塑性（佐腾悟1965）。

2.位移协调法

位移协调法进行桩身荷载传递分析（Coyle和Reese1966）

的假定和步骤如下[4][33]：

（1）将桩身划分成n段，每段长$\Delta l = l/n$，如图2-40所示。

（2）假定桩端位移ρ_p，由此位移引起的桩端阻力Q_p可按布辛奈斯克（Boussinesq）课题近似计算：

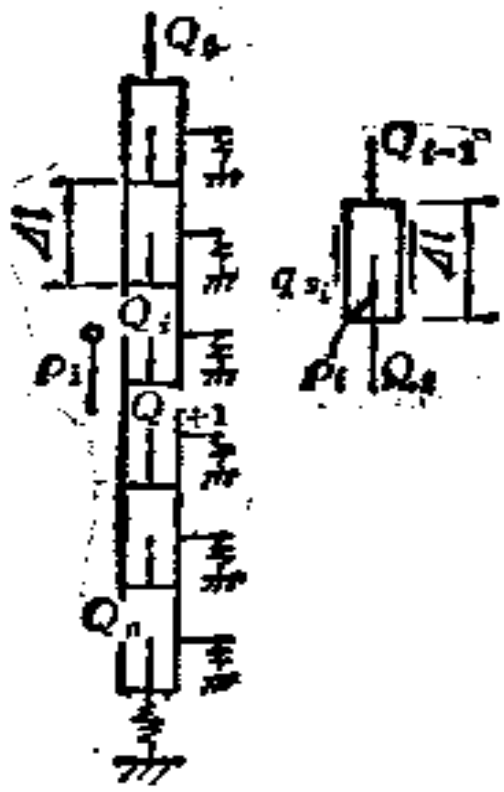


图 2-40 计算模型

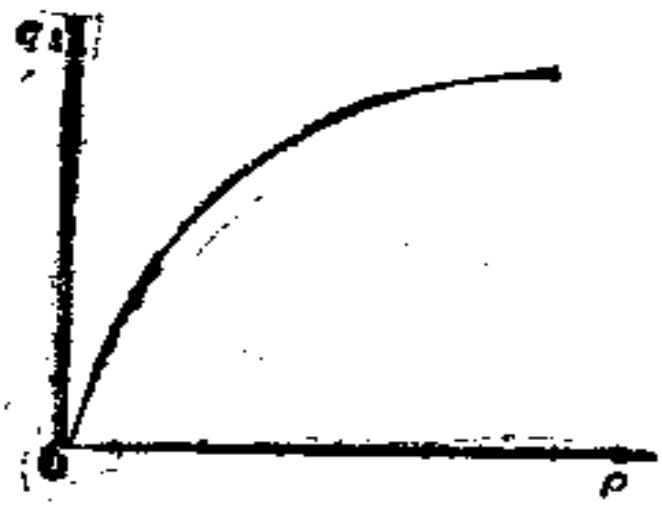


图 2-41 剪应力-桩位移

$$Q_p = \frac{2 \cdot d \cdot E_0 \cdot \rho_p}{1 - \mu_s^2} \qquad (2\text{-}79)$$

式中 $E_0 \cdot \mu_s$——分别为土的变形模量和泊桑比。

（3）假定第n段中间截面的位移ρ_n（第一次可假定$\rho_n = \rho_p$）。

（4）根据ρ_n由剪应力-位移曲线（图2-41）查出桩端段的侧阻q_{sn}，（或将$q_s = f(s)$代入求得q_{sn}）由此计算n段顶部荷载：

$$Q_n = Q_p + q_{sn} \cdot \Delta l \cdot \frac{\pi}{4} d^2 \qquad (2\text{-}80)$$

（5）求出第n段中间截面的弹性变形（假定Δl范围内荷载为线性变化）

$$\Delta \rho_n = \left(\frac{Q_m + Q_p}{2}\right)\left(\frac{\Delta l}{2A_p \cdot E_p}\right) \qquad (2\text{-}81)$$

式中 $$Q_m = \frac{Q_n + Q_p}{2}$$

A_p、E_p——分别为桩身截面积和桩材弹模。

（6）计算第 n 段位移

$$\rho_n' \approx \rho_0 + \Delta\rho_n \qquad (2\text{-}82)$$

（7）比较计算的ρ_n'与原假定的ρ_n，若ρ_n'与ρ_n出入较大。则重复（2）～（6）步直至$\rho_n' = \rho_n$为止。

（8）假定上一单元（n-1段）的中点位移ρ_{n-1}'，按上述步骤试算。依次向上逐段试算至桩顶单元求得Q_0，$\rho_0(s_0 = s)$由此求得各单元的Q_i、ρ_i、q_{si}，绘制Q-z、q_s-z和Q_0-s曲线。

用位移协调法分析桩土体系的荷载传递的优点在于：可考虑桩侧土的分层和应力应变关系的非线性特征。缺点是采用手算时比较繁琐，当采用计算机时自然就不存在这个问题了。此外，还需通过现场桩的荷载试验测定q_s-s关系。

荷载传递分析法在理论上存在这样两个缺陷：一是利用桩身某点的荷载-传递曲线（q_s-s）时，只考虑了该点剪应力的影响，未考虑桩身各单元间的相互影响，同反力系数法计算侧向受力桩理论存在类似的问题。二是由于未考虑土体的连续性，因而荷载传递分析不适于分析群桩的荷载-沉降特性。

2·8·4 分层总和法

对于大直径桩（墩），其桩侧阻力分担荷载比（Q_s/Q）相对较小，桩端底面积大且分担荷载比（Q_p/Q）较大，桩的沉降主要由桩端反力所引起。因此，大直径桩的沉降可仿照扩展基础采用分层总和法计算，计算简图如图2-42所示。桩侧阻力与桩侧表面呈$\varphi/4$角扩散到桩底面，基底计算面积为：

$$A_c = \frac{\pi}{4}\left(d + 2h\operatorname{tg}\frac{\varphi}{4}\right)^2 \qquad (2\text{-}83)$$

式中 φ——桩侧各层土的内摩擦加权平均值；

对于扩底桩，取D代式（2-93）中的d。

基底附加压力为：

$$\sigma_0 = \frac{Q+G}{A_c} - \bar{\gamma}\cdot h \qquad (2\text{-}84)$$

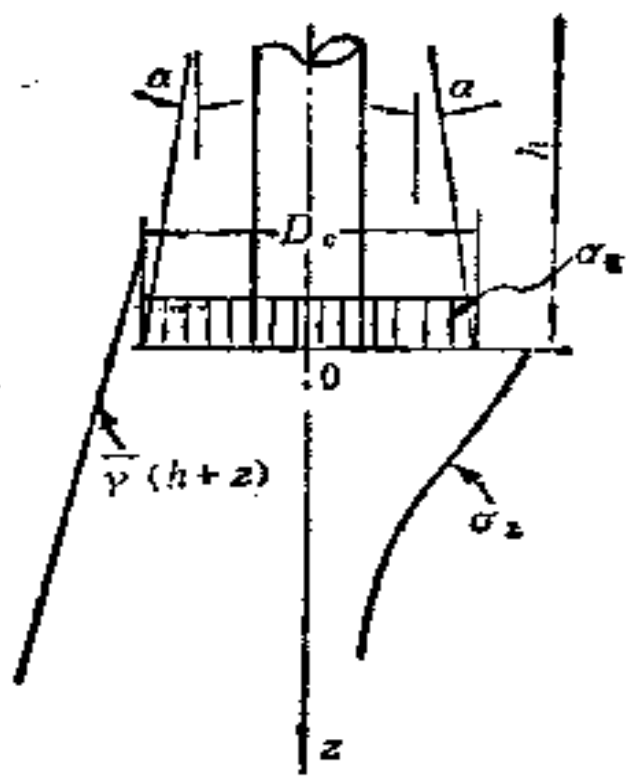


图 2-42　分层总和法计算沉降简图

式中　Q——桩顶设计荷载；

G——桩自重；

$\bar{\gamma}$——桩底平面以上各层土有效重度的加权平均值；

h——桩入土深度。

土中的附加应力分布可按扩展基础的附加应力(Boussine-s_q)解系数计算的有关表格确定，为提高计算精度也可按明特林解确定，但后者目前尚无现成应力系数计算表。

压缩层计算深度可参照《建筑地基基础设计规范》的有关规定确定，或按$\sigma_z = 0.2\bar{\gamma}(h+z)$（软土中取$\sigma_z = 0.1\bar{\gamma}(h+z)$）确定。

第三章　竖向荷载下的群桩

3.1　群桩的工作性状

3·1·1　概述

1.端承型群桩

由端承桩组成的群桩，通过承台分配到各桩桩顶的荷载，其大部或全部由桩身直接传递到桩端。由于桩端持力层比较刚硬，各桩的贯入变形小，因而承台土反力较小，承载分担荷载的作用一般不予考虑。由于通过桩侧摩阻力传递到土层中的应力很小，因此桩群中各桩的相互影响较小，其工作性状与独立单桩相近。应力重叠只发生于持力层的深部[$l>(s_a-d)\cot\alpha/2$]（见图3-1），因而端承型群桩的承载力可近似取为各单桩承载力之和，即群桩效率η可近似取为1。

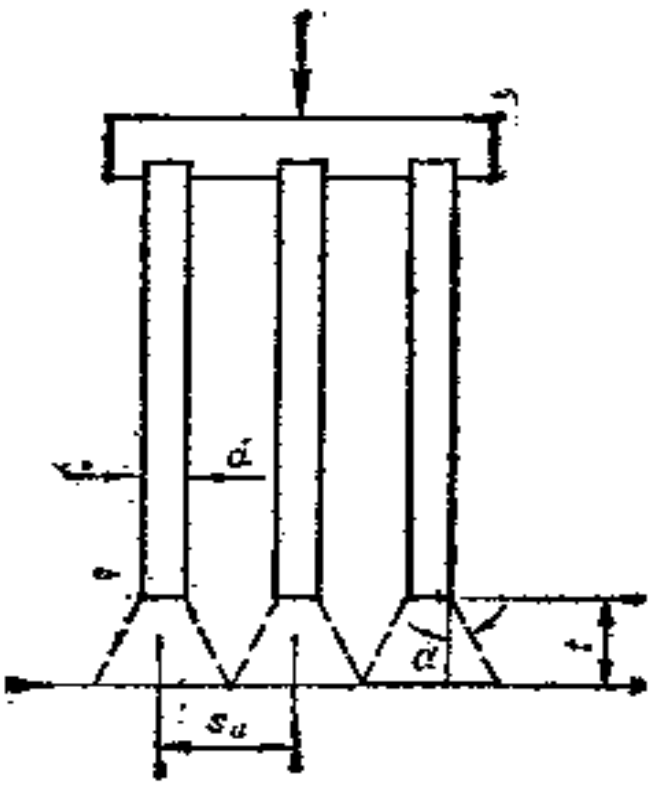


图 3-1　端承型群桩

$$\eta = \frac{p_u}{n \cdot Q_u} \simeq 1 \qquad (3\text{-}1)$$

式中 p_u、Q_u——分别为群桩和单桩的极限承载力；

n——群桩中的桩数。

当坚硬持力层下存在软卧层时，则需附加验算以下内容：单桩对软下卧层的冲剪；群桩对软卧层的整体冲剪；群桩的沉降。

2.摩擦型群桩

由摩擦桩组成的群桩，在竖向荷载作用下，其承台底面土、桩间土、桩端以下土都参与工作，形成承台、桩、土相互影响共同作用，群桩的工作性状趋于复杂。桩顶荷载主要通过桩侧摩阻力传布到桩周和桩端土层中，产生应力重叠。承台土反力也传布到承台以下一定范围内的土层中，从而使桩侧阻力和桩端阻力受到干扰。桩群中任一根桩的工作性状明显不同于孤立单桩，群桩承载力将不等于各单桩承载力之和，其群桩效率可能小于1也可能大于1，群桩沉降也明显地超过单桩。这就是群桩效应。

群桩效应表现在以下几方面。

（1）群桩桩侧摩阻力

桩侧摩阻力只有在桩土间产生一定相对位移的条件下才能充分发挥出来，并主要受以下因素影响而变化。

1）桩距的影响：若桩距过小，桩间土竖向位移因相邻桩影响而增大，桩土相对位移随之减小（图3-2a），致使桩侧阻力不能充分发挥。

2）承台的影响：贴地的低承台限制了桩群上部的桩土相对位移，从而使整个桩群的侧阻力减小（图3-2b）。同时还将影响荷载传递过程，即随着桩端贯入变形发展，桩侧阻力与单桩相反，自中、下段开始逐步向上发挥。

3）桩长与承台宽度比的影响：当桩长与承台宽度比l/B_c<1.0～1.2时，承台土反力形成的压力泡包围了整个桩群，桩间土和桩底平面以下土因受竖向压应力而位移，导致桩侧土的剪应力松弛而使侧摩阻力降低（图3-2c）。

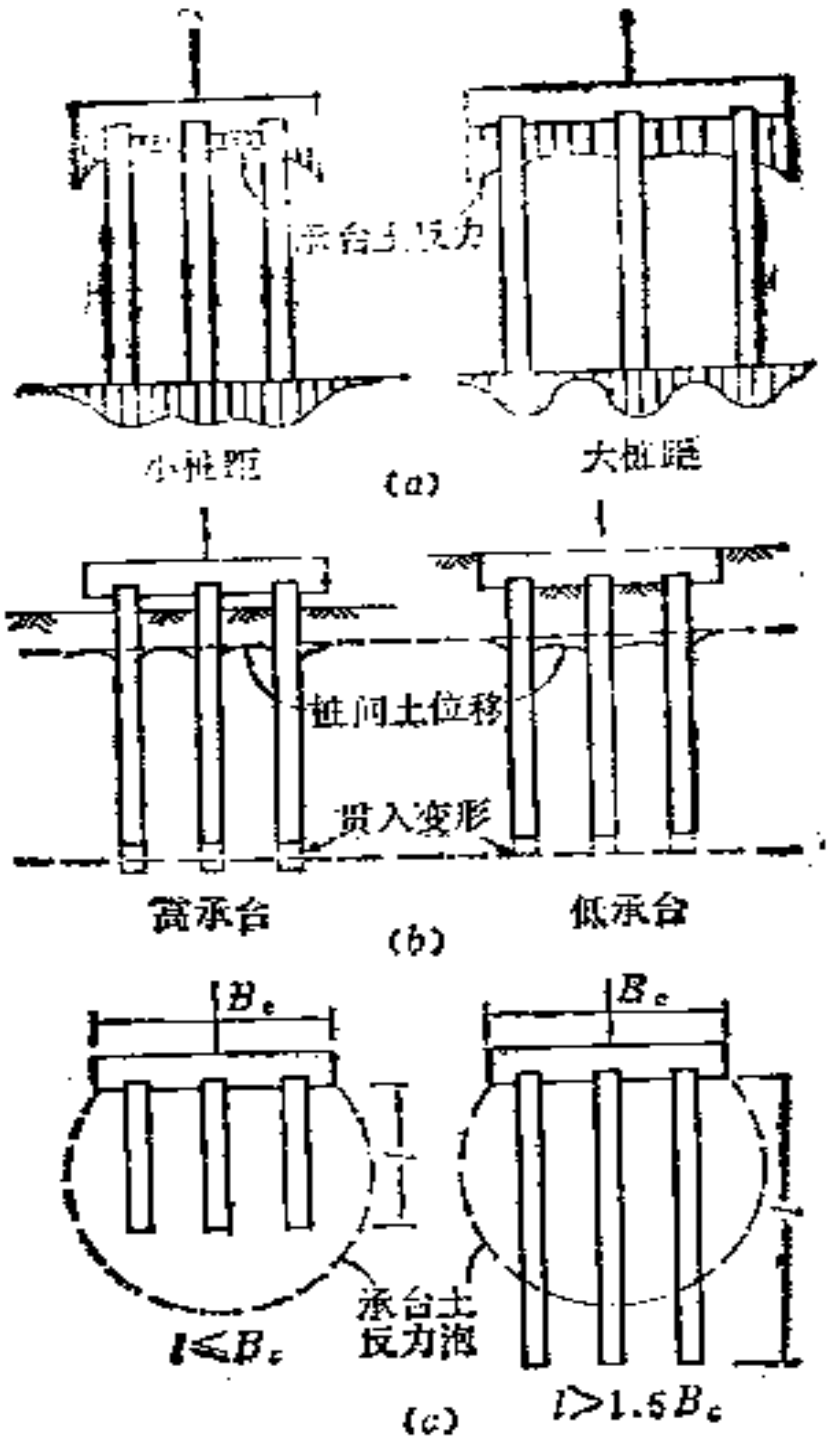


图 3-2　群桩几何特征对群桩性状的影响

（a）不同桩距；（b）高低承台；（c）不同桩长

4 ）土性的影响：对于加工硬化型的摩擦性土（如非密实的粉土、砂土），在群桩受荷变形过程中，桩间土由于剪切、压缩，强度提高，并对桩侧表面产生侧向压力而使其摩阻力增大。

（ 2 ）群桩桩端阻力

群桩端阻主要受以下因素影响

1 ）桩距的影响：一般情况下桩端阻力随桩距减小而增大（$S_a \geqslant 3d$）。这是由于桩侧剪应力传布到桩端平面使主应力差减小和桩端土侧向挤出受到邻桩的相互制约所致。

2 ）承台的影响：对于低承台，当桩长与承台宽度比l/B_c≤2时，承台土反力传递至桩端平面可减小主应力差$(\sigma_1-\sigma_3)$，承台还限制桩土相对位移减小桩端土侧向挤出，从而提高桩端阻力。这一点从高低承台群桩的对比试验中表现得很清楚。

3 ）土性与成桩工艺的影响：对于非密实的粉土、砂土，打入桩会因桩的相互制约而使桩间土和桩端土的挤密效应更明显，桩端阻力因此而提高。

（ 3 ）群桩桩顶荷载分配

群桩侧阻力和端阻力因群桩效应而产生的变化综合反映于桩顶荷载的分配。刚性承台群桩的桩顶荷载分配的规律一般是中心桩最小，角桩最大，边桩次之，这同线弹性理论分析结果的总趋势是一致的。以下因素会影响桩顶荷载的分配特性。

1 ）桩距的影响：当桩距超过常用桩距后，桩顶荷载分配差异随桩距增大而减小。

2 ）桩数的影响：桩数愈多，桩顶荷载差异愈大。

3 ）承台与上部结构综合刚度的影响：对于大面积桩筏、桩箱基础，桩顶荷载的差异将随承台与上部结构综合刚度的增大而增大。对于绝对柔性的承台，桩顶荷载趋于均匀分配。

4 ）土性的影响：对于加工硬化型土，在常用桩距条件下，桩侧摩阻力在沉降过程中因桩土相互作用而提高，而中间桩摩阻力的增量大于角、边桩，因而可出现桩顶荷载分配趋向均匀的现象。

（ 4 ）群桩沉降

在常用桩距条件下，由于相邻桩应力的重叠导致桩端平面以下应力水平提高和压缩层加深（ 图3-2a ），因而群桩的沉降量和延续时间往往大于单桩。群桩效应对沉降的影响，比对承载力的影响更为显著和重要，它可用相同桩顶荷载下的群桩沉降量s_G与单桩沉降量s_1之比即沉降比R_s来度量：

$$R_s=\frac{s_G}{s_1} \qquad (3\text{-}2)$$

群桩沉降比R_s随以下因素而变化：

1）桩数的影响：群桩中的桩数是影响沉降比的主要因素。在常用桩距和非条形排列条件下，沉降比随桩数增加而增大。

2）桩距的影响：当桩距大于常用桩距时，沉降比随桩距增大而减小。

3）长径比的影响：R_s随桩的长径比l/d增大而增大。

（5）群桩的破坏模式：

分析群桩的破坏模式应涉及到两个方面：桩群侧阻力的破坏和桩群端阻力的破坏。以往人们分析群桩的破坏模式时，往往没有明确涉及到两者各自的破坏模式对于桩群侧阻力的破坏，一般分为桩土整体破坏（块体破坏）和非整体破坏（各桩的单独破坏 Individual failure）。整体破坏是指桩、土形成整体，如同实体基础那样工作，桩侧阻力的破坏面发生于桩群外围。非整体破坏是指各桩的桩土之间产生相对位移（剪切），侧阻力的破坏面发生于各桩的侧面。

关于桩端阻力的破坏，可分为整体剪切、局部剪切、冲剪三种模式。由于桩的埋深大和土的压缩性影响，一般桩端地基土呈局部剪切和冲剪破坏，只有密实土层中的短桩或密实土层上覆盖超软土层的小桩距群桩才可能产生整体剪切破坏。对于侧阻呈整体破坏的群桩，尽管桩土形成整体如同实体基础，但桩端地基土既可能出现整体剪切，也可能出现局部剪切和冲剪破坏。如果不加分析，一律按整体剪切模式计算其端阻，就可能得出比实际偏大很多的结果。

群桩侧阻的破坏模式主要受土性、桩距、承台设置方式的影响。对于砂土和粉土中打入式群桩，在较小桩距和低承台条件下，一般呈整体破坏。对于无挤土效应的钻孔群桩，一般呈非整体破坏。以往文献报导的粘性土中的群桩模型试验结果，认为凡小桩距、低承台群桩都呈整体破坏。这一点是值得进一步探讨的，一则由于这些模型试验所采用的桩径过小（一般$d=3\sim30$ mm），同原型桩的工作性状有差别；二则，这些试验结果都是在

群桩沉降很大（为承台宽度的10～20%），桩间土发生充分压缩后，而判定其为整体破坏的。实际上在发生所谓整体破坏之前，桩身侧阻已由于桩土间较大的相对位移而破坏（靠近承台的桩段除外），只是因承台的限制使桩间土不断压缩而使桩土形成整体而已。况且，如此大沉降下的承载力在实际工程中也是无法利用的。

3·1·2 砂土中的摩擦型群桩

1.群桩效应对承载力的影响

砂土中的打入桩，由于沉桩的挤土效应使桩侧土和桩端土受到振动、排挤而加密。这种挤土加密效应的影响范围约为4～6倍桩径。群桩由于受到已打入桩的阻挡，挤土加密效应比孤立单桩更为显著，并随桩距减小、桩数增多而增强，与打桩流向也有一定关系。群桩的承载力因此而有不同程度的提高，特别是桩侧阻力因桩周土加密和桩侧表面受到附 加法向 应 力而明 显地高于单桩。

图3-3所示为砂土中大比例尺打入桩模型 试验所得 群桩效率 η与桩距比s_a/d的关系（Meyerhof，1960，Kishida，1964）。图中表明：

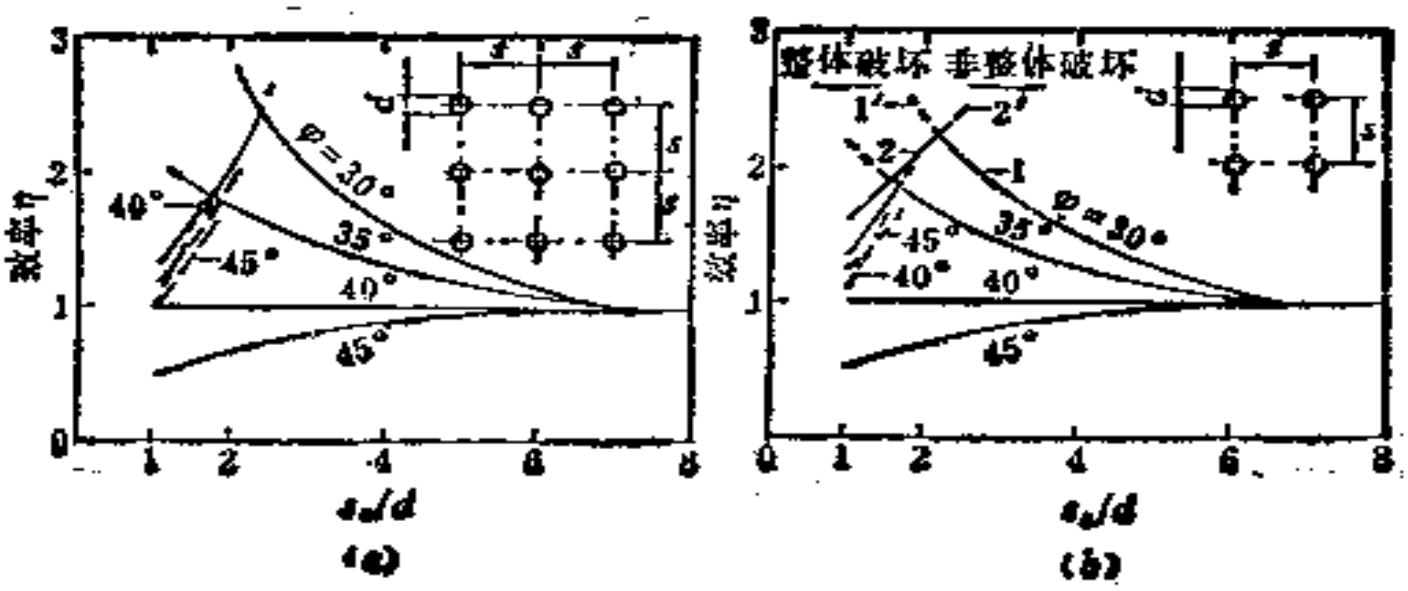


图 3-3 砂土中的群桩效率

（1）对于松砂（$\varphi=30°$）、中密（$\varphi=35°$）砂，分别于桩距$s_a=2.2d\sim2.5d$、$s_a=1.8d\sim2d$出现承载力峰值（$\eta=2.5$，

1.8），并以此为界限，群桩侧阻破坏模式发生变化。当小于该界限桩距时呈整体破坏，大于此界限桩距时呈非整体破坏。这说明，打桩引起的挤土效应和受荷后桩土间的相互作用随砂的初始密度、桩距大小和桩数而变化。

（2）对于初始密度小的砂由于挤土效应而导致群桩承载力大幅度提高。相反，对于很密（$\varphi = 45°$）的砂，群桩效率η小于1，这可能是由于桩的打入而使砂变松所致。但实际工程中也不必在很密的砂层中打桩。因此，实际上可以认为，对于砂土中的打入桩，其群桩效率η都是大于1的。也就是说，砂土中的群桩效应会导致承载力提高。

2.群桩效应对沉降的影响

别列赞捷夫(1961)对打入密实细砂中的单、群桩的试验结果表明[87]，在常用桩距条件下，群桩沉降近似随$\sqrt{A_g}$（A_g为群桩桩尖平面的假想支承面的面积，见图3-4）线性增长，并且不受群桩中桩数的影响。据此，群桩沉降比R_s表示为：

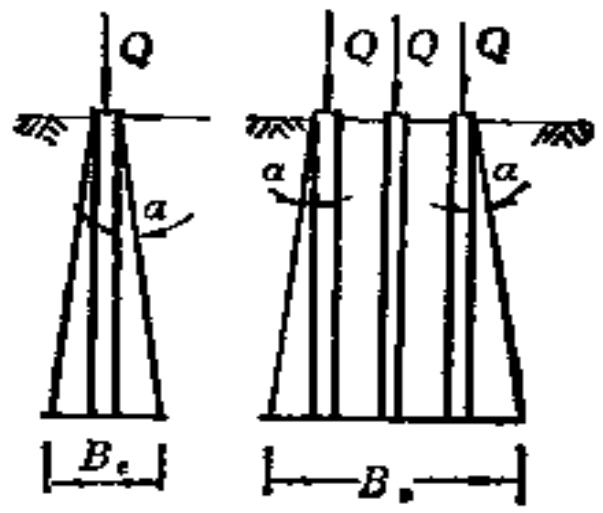


图 3-4　密砂中单群桩的沉降关系

$$R_s = \sqrt{A_g} / \sqrt{A_1} \qquad (3\text{-}3)$$

式中，A_1、A_g分别为单、群桩假想支承面积，按图3-4确定。其中，桩侧摩阻力扩散角α可近似取$\alpha = \varphi/4$，φ为土的内摩擦角。魏西克（Vesic）（1967）根据大比例尺模型试验并参考别列赞捷夫（Берецанцив）等人的上述试验（1961），提出群桩的沉降与$\sqrt{W/b}$（其中，W为群桩基础的宽度，b为单桩截

面宽度）成正比。

砂土中群桩的沉降大部分在加载后短时间内完成，随时间而增长的沉降很小。

3·1·3 粘性土中的摩擦型群桩

文献[40]所报导的上海浦西某工地黄褐色亚粘土中所进行的群桩模型试验（模型桩尺寸：30×30×1440mm，30×30×1080mm），对群桩承载力随桩距、桩数、排列、承台型式（外形和设置方式）等因素的变化进行研究的结果如下。

1.群桩承载力

图3-5、3-6分别为低、高承台群桩的群桩效率η与桩距s_a的关系。从中看出，η随有关因素而变化：

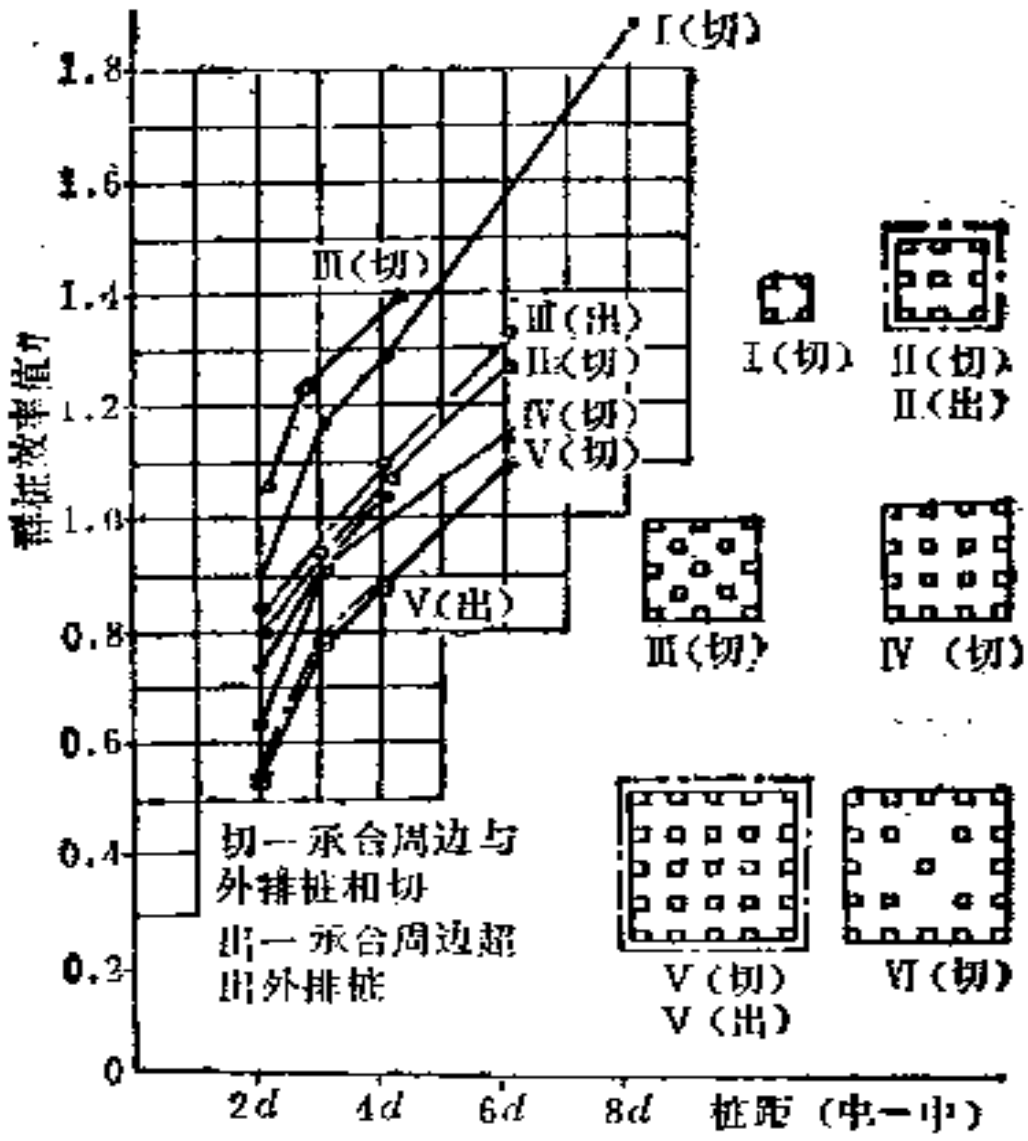


图 3-5 低承台群桩的群桩效率η与桩距s_a的关系
（d—方桩截面边长）

（1）桩距的影响：对于不同桩数的低承台群桩，η变化的总趋势是随桩距的增大而提高。在桩数和承台型式相同的情况

下，桩距由$2d$变至$6d$时，η由0.55～1.05 增至0.8～1.6，η的增幅为50～100%。当桩距足够大（$s_a>4d\sim5d$）时高承台群桩的η接近于1，低承台群桩的η一般大于1。

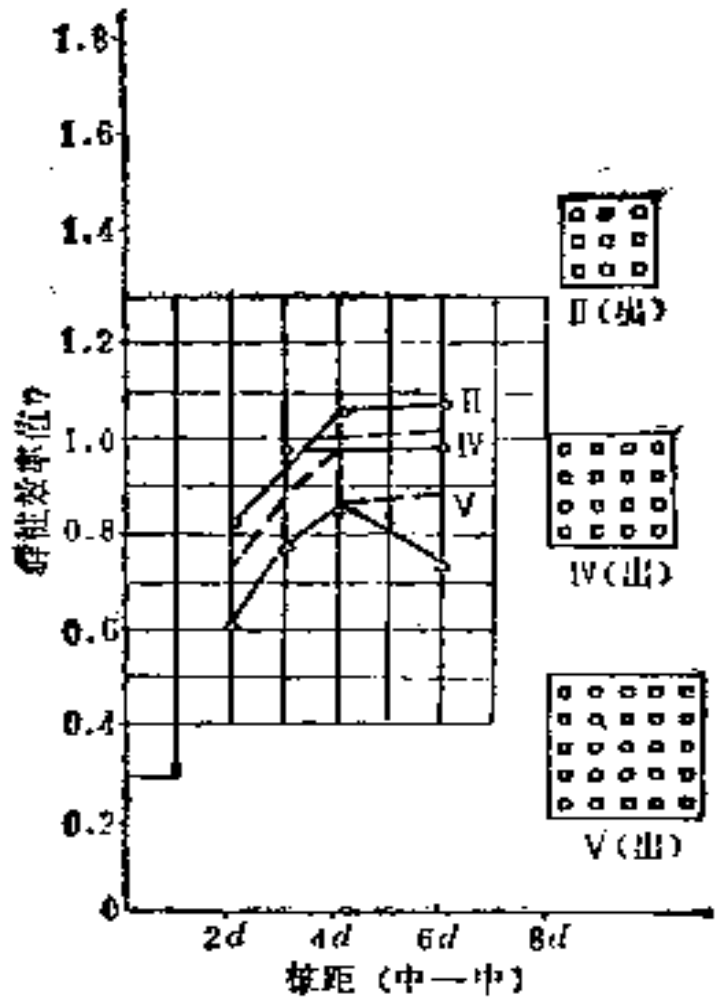


图 3-6　高承台群桩的群桩效率η与桩距关系

（2）桩数的影响：在其他条件相同的情况下，η值随桩数增加而减小。

（3）承台设置方式的影响：在小桩距（$s_a\leqslant3d$）情况下，高、低承台群桩的η值接近；当桩距较大（$s_a=4d\sim6d$）时，低承台群桩η值随桩距增大而继续增大，$\eta=1.06\sim1.57$，而高承台群桩的η值变化幅度不大，$\eta=0.85\sim1.07$。这说明承台分担荷载的作用在小桩距条件下不明显，在大桩距条件下随桩距增大而显著增大。

（4）桩的排列形式：梅花形排列较矩阵形排列的η值大。

为进一步说明粘性土中摩擦型群桩的桩距、桩数和承台设置方式（高、低）对群桩承载力的影响，再引述一部分粘性土中的模型试验结果如表3-1。

粘性土中群桩承载力效率试验结果　　表 3-1

试验者	土质	桩径d (mm)	桩长l	桩距s_a	桩数n	承台设置方式	群桩效率η
北京桩基研究小组	非饱和亚粘土	320	$12d$	$3.3d$	3*	高	0.86
		320	$12d$	$3.3d$	3*	低	1.15
Whitaker (1960)	饱和粘土	3.18	$48d$	$3d$ $4d$	3^2	高	0.85 0.93
		3.18	$48d$	$3d$ $4d$	5^2	高	0.70 0.78
		3.18	$48d$	$3d$ $4d$	7^2	高	0.70 0.78
		3.18	$48d$	$3d$ $4d$	9^2	高	0.70 0.78
		3.18	$48d$	$3d$ $4d$	3^2	低	1.05 1.30
		3.18	$48d$	$3d$ $4d$	5^2	低	1.08 1.40
		3.18	$48d$	$3d$ $4d$	7^2	低	1.03 1.22
		3.18	$48d$	$3d$ $4d$	9^2	低	0.95 1.20

注 * 呈等边三角形排列。

由表3-1可见，非饱和亚粘土中的常用桩距群桩，其低承台群桩的群桩效率比高承台高25%以上；在饱和粘土中的群桩模型试验所得群桩效率η，低承台群桩效率明显大于高承台群桩，其差距随桩距增大而增大，当桩距为$4d$时，两者相差可达50～80%。此外，群桩效率还随桩数增加而降低。

以上关于群桩效率随桩距减小和桩数增多而降低的试验结果进一步说明，对于粘性土特别是非摩擦性粘土（$c_u>0$，$\varphi_u=0$）中的群桩而言，其相邻桩应力的重叠导致群桩沉降增大是群桩效应的主导机制。设计时，应把群桩的桩距和桩数作为重要几何参数看待，采用增加桩数，减小桩距以提高群桩承载力的办法是不可取的。

以上试验结果还说明，承台分担荷载的作用对于粘性土中的群桩而言是明显的，它可使群桩效率大于1。

3·1·4　粉土中的摩擦型群桩

在加工硬化型粉土中进行的与原型桩尺寸相近、材料和成桩工艺与原型桩相同的系统的现场钻孔群桩试验[41]~[47]，在群桩侧摩阻力、群桩端阻力、群桩效率、桩顶荷载分配等方向显示出如下特性。从中可以看出，同粘性土中的群桩相比有许多不同点。

1.群桩侧摩阻力的特性

（1）侧阻的“沉降硬化”与“沉降软化”

图3-7所示不同桩长低承台群桩平均侧阻与沉降关系表明，群桩侧阻随沉降的变化性状与单桩显著不同。单桩侧阻的峰值明显，并在较小沉降下发挥出来。对于群桩，当$l \geqslant 1.5B_c$（l－桩长，B_c－承台换算宽度），其q_s发挥至相应单桩值后，仍随沉降增加而增长，即出现“沉降硬化”。而当$l < B_c (l = 8d < B_c = 9d)$时，$q_s$达到峰值后，随沉降增加而降低，即出现“沉降软化”。

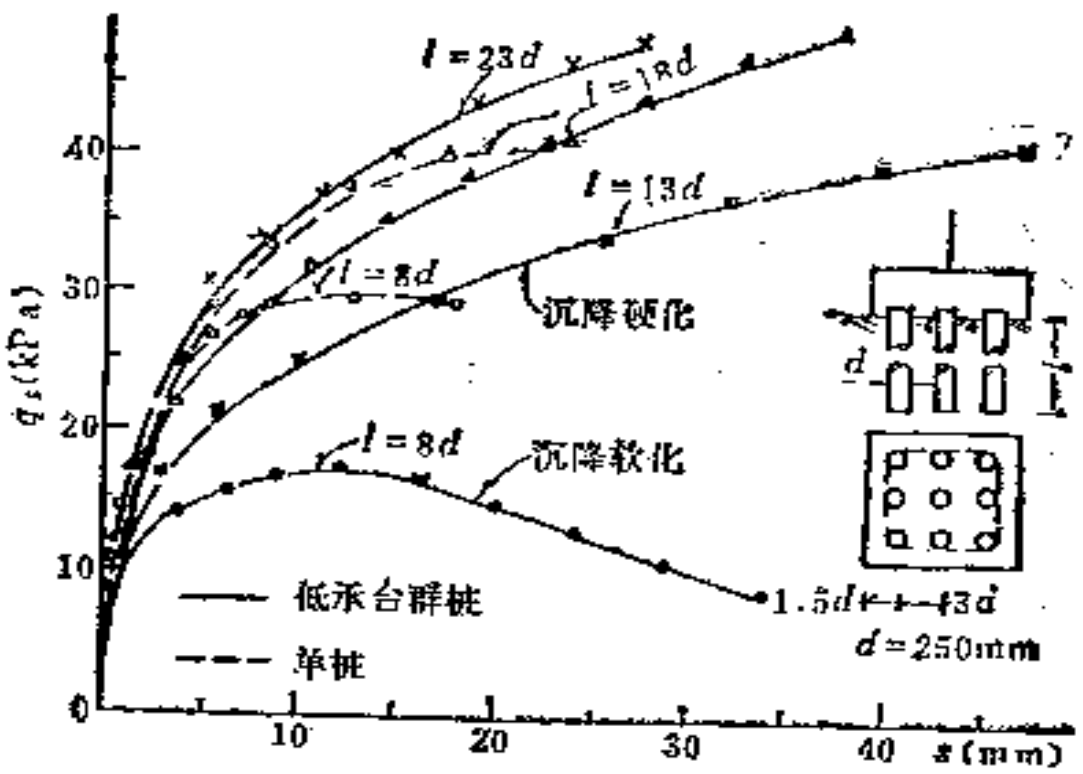


图 3-7　不同桩长低承台群桩的平均侧阻——沉降曲线

“沉降硬化”是加工硬化型土中桩、土相互作用的结果。群桩在适当桩距条件下，桩间土在桩的侧限条件下剪切、压缩，对桩侧表面产生附加法向应力，从而导致侧阻随荷载、沉降增加而提高。这是加工硬化型粉土中群桩的一个重要特性。这一特性可能存在于所有加工硬化型摩擦性土中（包括粉土、砂土），前述

非密实砂土中模型试验群桩效率均大于 1 便说明了这一点。

“沉降软化”是由于桩长过短，随着荷载增加，承台土反力形成的压缩区扩展至桩底平面以下，使桩侧剪应力发生松弛，导致侧阻随沉降增加而软化。

（ 2 ）侧阻随桩距的变化

图3-8所示不同桩距高承台群桩的$q_s - S$表明，群桩侧阻性状同桩距密切相关。桩距$3d$条件 下沉降硬 化最显著， 桩距增至$6d$时，单、群桩的$q_s - S$便趋于重合，即群桩侧 阻不再显示沉降硬化效应。

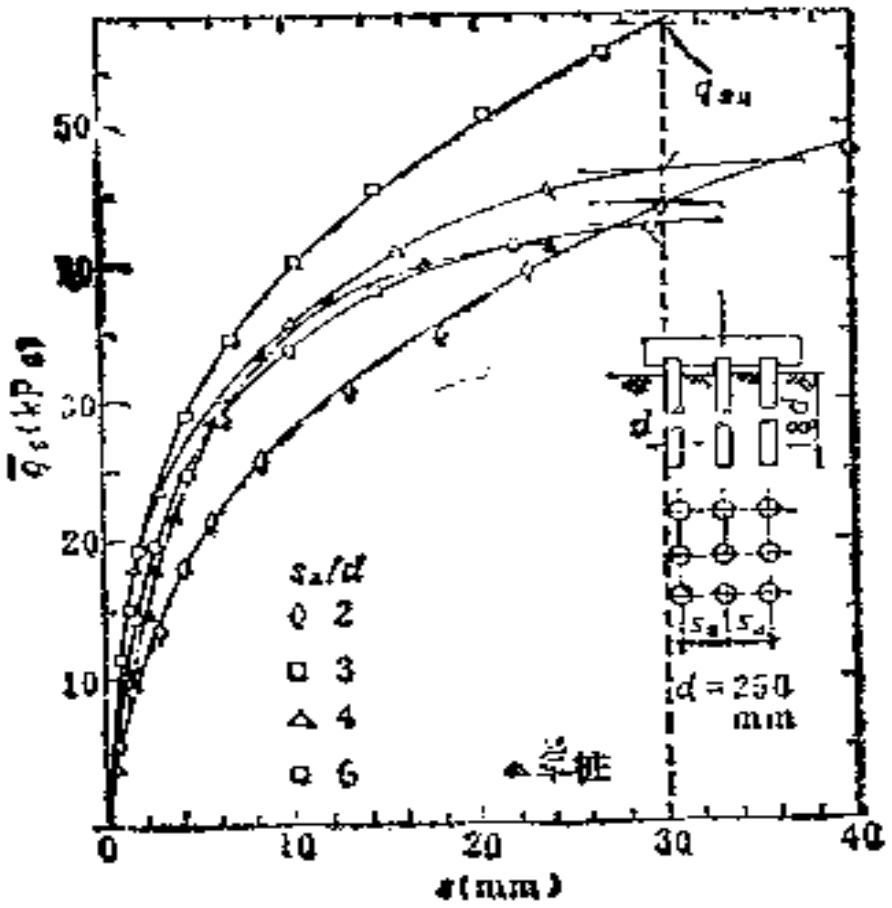


图 3-8　不同桩距高承台群桩的平均侧阻——沉降曲线

（ 3 ）承台对侧阻的“削弱效应”

以图3-9所 示高、 低承台平均极限侧阻——桩距关系看出，低承台群桩的q_{su}明显 低 于相应的高承台群桩。这主要是由于承台限制了桩、土的相对变形，影响了侧阻的发挥。承台的“削弱效应”引起侧阻的降低幅度，对于图3-10所示中长桩($l \approx 18d$)，约为10～15%。当桩长增大，其降低幅度将相应减小。

2.群桩端阻力的特性

（ 1 ）承台对端阻的“增强效应”

图3-10a、b分别表示高、低承台群桩的平均端阻——沉降关

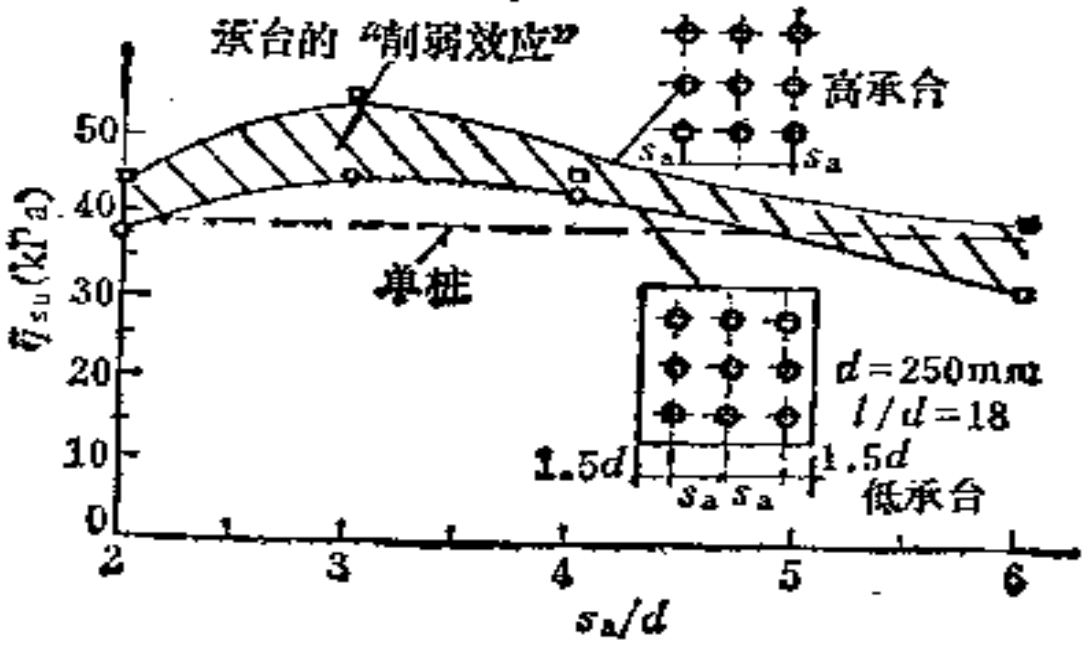


图 3-9　高、低承台群桩平均极限侧阻——桩距曲线

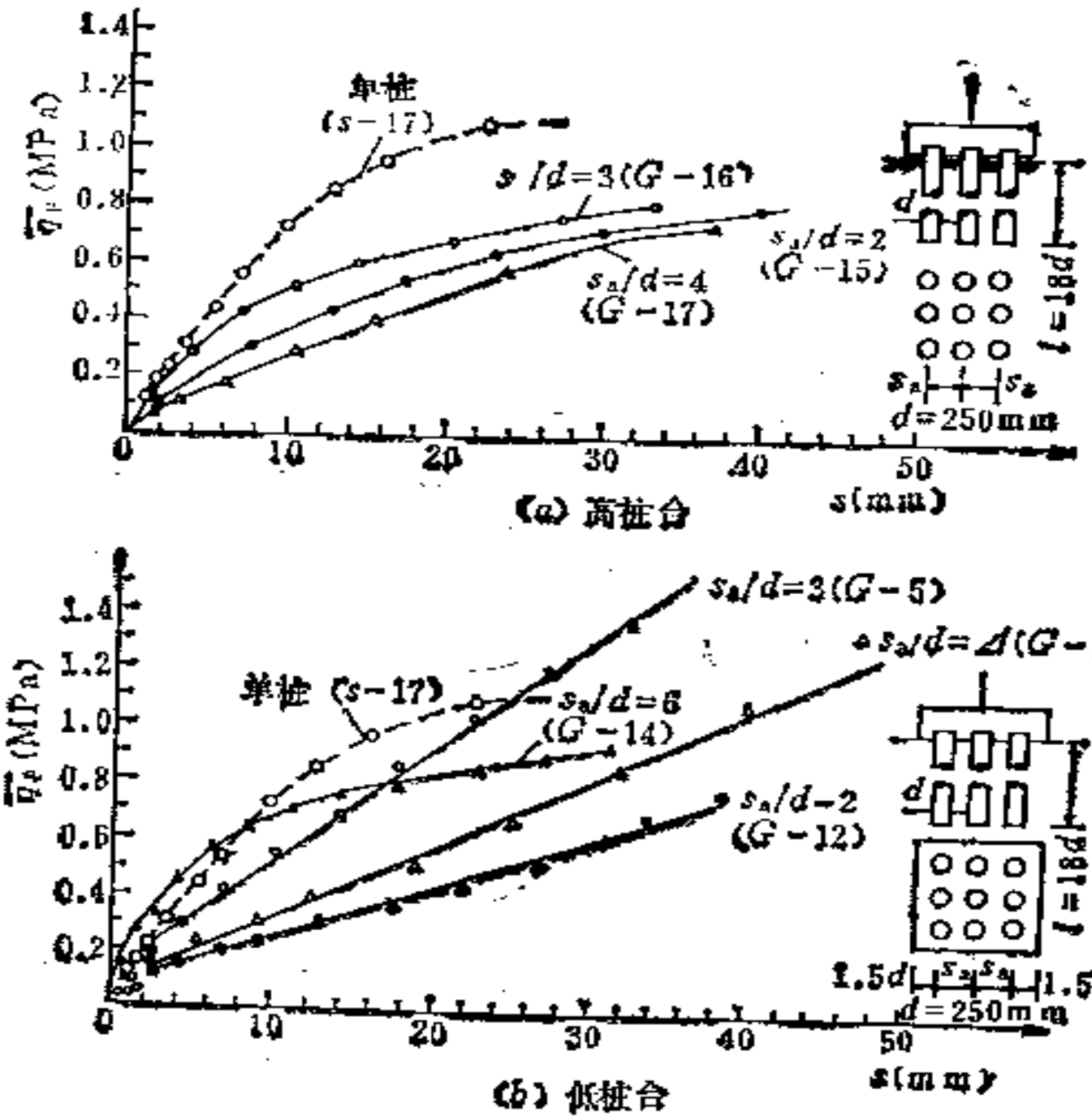


图 3-10　高、低承台群桩平均端阻(q_p)——沉降(s)曲线

系。图3-10a表明，高承台群桩的q_p小于单桩，这说明邻桩的影响降低了群桩的端阻力。图3-10b表明，低承台群桩的$q_p - s$近似于直线（桩距$s_a = 6d$除外），且随沉降增加，q_p超过相应单桩值。这说明承台对端阻起“增强效应”。“增强效应”将随桩长与承台宽度比增大而减小。

（2）端阻随桩距的变化

图3-11所示高、低承台不同桩距群桩的平均极限端阻与桩距的关系表明：（a）高、低承台群桩的极限端阻均在桩距$3d$时出现峰值；当桩距大于或小于$3d$，低承台群桩的q_{pu}趋近于单桩值。（b）由于承台对端阻的增强效应，使低承台群桩的q_{pu}比高承台群桩提高50～100%（小桩距$2d$除外）。（c）小桩距$2d$情况下，承台对端阻不起增强效应。

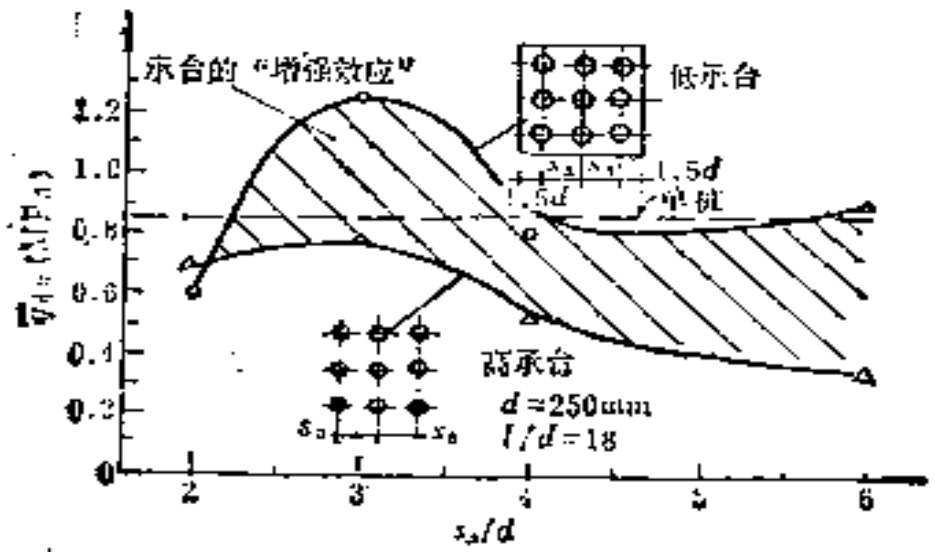


图 3-11　高、低承台平均极限端阻(q_{Pu})——桩距(s_a)曲线

3.群桩效率

对单、双、群桩的极限荷载采用多种分析方法综合判定后，求得其相应的双桩效率列于表3-2，群桩效率列于表3-3。

以下分析群桩效率与桩距、排列与桩数的关系。

（1）群桩效率与桩距的关系

由图3-12看出：

1）当桩距$s_a < 4d$，无论高低承台或双桩、群桩，其η峰值，均出现于$s_a = 3d$时。这一点同前述群桩侧阻、端阻峰值出现于$s_a = 3d$是相对应的。

2）对于低承台群桩，当$s_a > 4d$后，η随s_a的增大而增长很

双 桩 效 率　　表 3-2

桩组编号	试验序号	桩径 d(mm)	桩长比 l/d	桩距比 s_a/d	承台设置	极限荷载(kN) 双桩	极限荷载(kN) 对比单桩	双桩效率 η	备注
D-1	4	125	18	3	低	160	54	1.48	
D-2	48	125	18	3	低	188	54	1.74	
D-3	73	125	18	3	低	130			浸水饱和
D-4	3	170	18	3	低	248	87	1.43	
D-5	49	170	18	3	低	*348	87	*2.0	
D-6	71	170	18	3	低	193			浸水饱和
D-7	21	250	18	3	高	542	188	1.44	
D-8	17	250	18	3	低	632	188	1.68	
D-9	72	250	18	3	低	490			浸水饱和
D-11	60	250	18	2	低	450	188	1.20	
D-12	61	250	18	4	低	540	18.8	1.44	
D-13	32	250	18	5	低	780	188	1.99	
D-14	31	250	18	6	低	780	18.8	2.07	
D-15	58	250	8	3	低	280	91	1.54	
D-16	57	250	13	3	低	51.0	122	2.09	
D-17	56	250	23	3	低	660	284	1.16	
D-18	29	330	18	3	低	**1010	331	1.53	
D-19	74	330	18	3	低	780			浸水饱和
D-20	14	330	14	3	低	890	270	1.16	

* D-5双桩由于试验前桩侧受到压桩机预压，承载力偏高。

** D-18双桩由于埋设桩侧土压力盒，孔底虚土较多，桩端阻力偏低，其极限荷载系修正值。

快， $s_a=6d$时， η高达2.23。这说明承台分担荷载的作用在大桩距条件下是很大的。

（ 2 ）群桩效率与排列和桩数的关系

图3-13表明，对于相同l/d、s_a/d的低承台群桩，其η随排列和桩数呈一定规律变化。在桩数相同情况下，方形排列略高于矩形排列，矩形排列又略高于条形排列。对于各种排列，η 均随桩数 n 增加而近似于线性减小。

通过42组不同桩径、桩长、桩距、排列和桩数的高低承台的

群 桩 效 率　　表 3-3

桩组编号	试验序号	桩径 d(mm)	桩长 l/d	桩距 s_a/d	桩数 n	承台设置	极限荷载(kN) 群桩	极限荷载(kN) 对比单桩	群桩效率 η
G-1	59	125	18	3	3^2	低	490	47	1.16
G-3	19	170	18	3	3^2	低	1080	87	1.38
G-4	22	170	18	3	3^2	低	910	87	1.16
G-5	23	250	18	3	3^2	低	2560	188	1.51
G-6	37	330	18	3	3^2	低	*3960	331	1.33
G-7	26	250	8	3	3^2	低	1340	91	1.64
G-8	50	250	13	3	3^2	低	1880	122	1.69
G-9	27	250	23	3	3^2	低	2950	284	1.15
G-11	69	330	14	3	3^2	低	3100	276	1.25
G-12	33	250	18	2	3^2	低	2040	188	1.21
G-13	70	250	18	4	3^2	低	2470	188	1.46
G-14	38	250	18	6	3^2	低	3780	188	2.23
G-14	47	250	18	6	3^2	低	4250	188	2.62(复压)
G-15	30	250	18	2	3^2	高	1770	188	1.05
G-16	24	250	18	3	3^2	高	2300	188	1.36
G-17	64	250	18	4	3^2	高	1740	188	1.03
G-18	18	250	18	6	3^2	高	1494	188	0.88
G-19	16	250	18	3	4×1	低	1120	188	1.49
G-20	13	250	18	3	4×2	低	2100	188	1.40
G-21	10	250	18	3	4×3	低	**2130	188	1.21
G-22	15	250	18	3	4^2	低	3590	188	1.19
G-23	51	250	18	3	2^2	低	1210	188	1.60
G-24	55	250	18	3	6×1	低	1590	188	1.41

* G-6 群桩因埋设桩侧土压力盒，孔底虚土多，使桩端阻力偏低，其极限荷载系修正值。

** G-21群桩因试验前试坑浸水，承载力偏低，其极限荷载系根据表 3-4 所列 4 组浸水对比试验修正而得。

双、群桩试验表明，对于加工硬化型土中的非挤土钻孔桩，其群桩效应不会导致承载力降低，而相反，使其得到提高。产生这一结果的根本原因是前述群桩侧阻的“沉降硬化”。

4.桩顶荷载分配

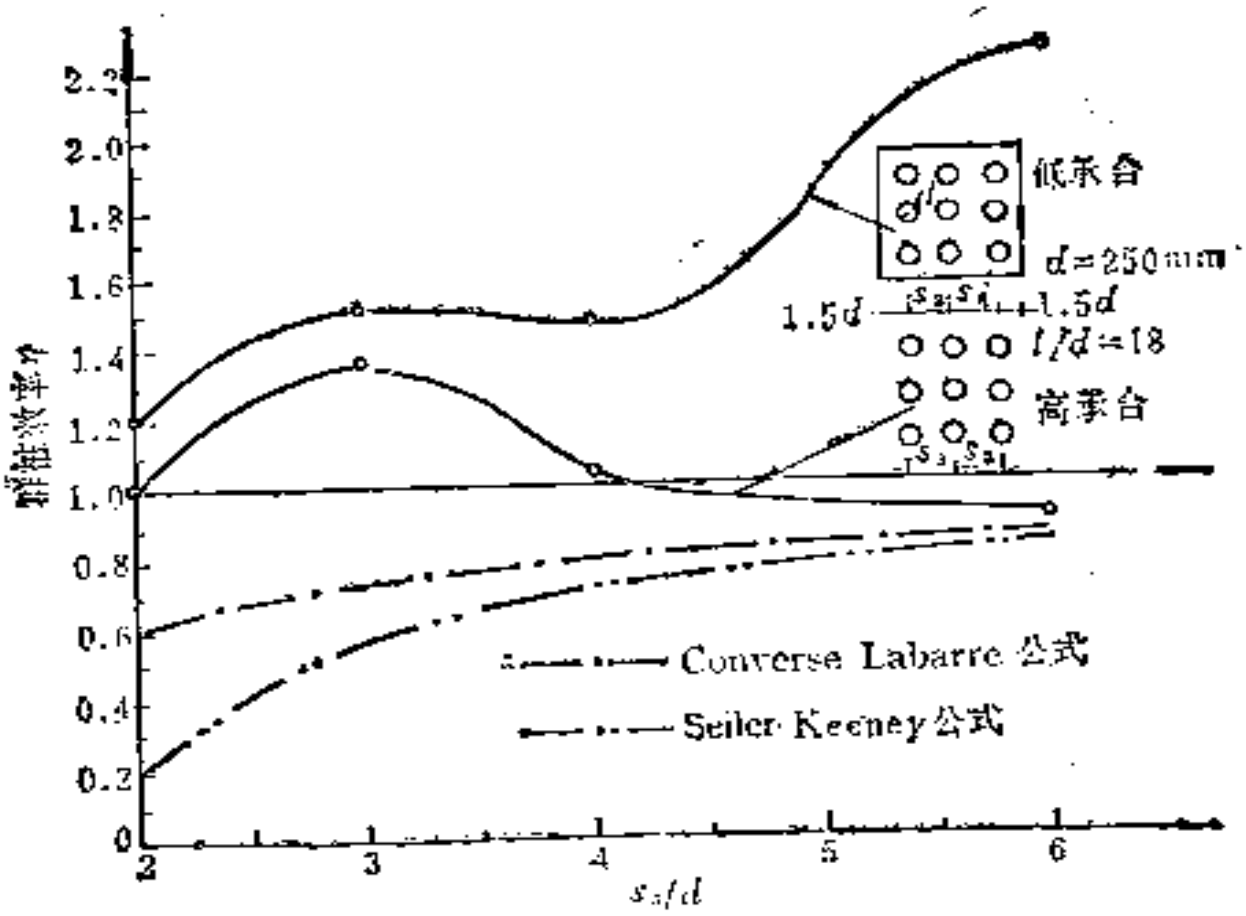


图 3-12　群桩效率η与桩距s_a的关系

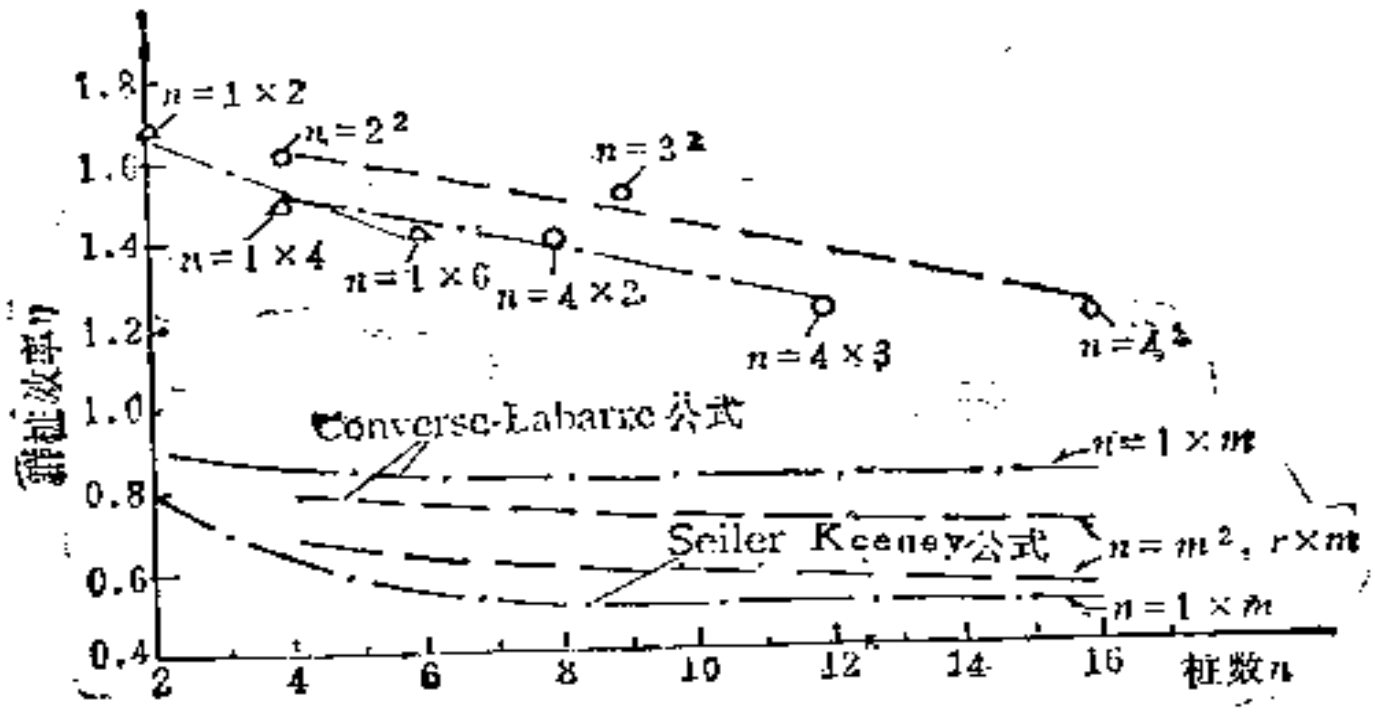


图 3-13　群桩效率与排列、桩数的关系
（$d=250$mm，$l/d=18$，$s_a/d=3$，低承台）

从图3-14[33][41]中看出：

（1）桩距$3d$时，无论高、低承台，实测各桩荷载差异不大，总趋势是中心桩略小，角、边桩略大。这主要是中心桩侧阻因桩土相互作用产生的“沉降硬化”效应比角、边桩更大所致。按弹性理论分析，各桩的荷载分担比差异较大，高、低承台中心

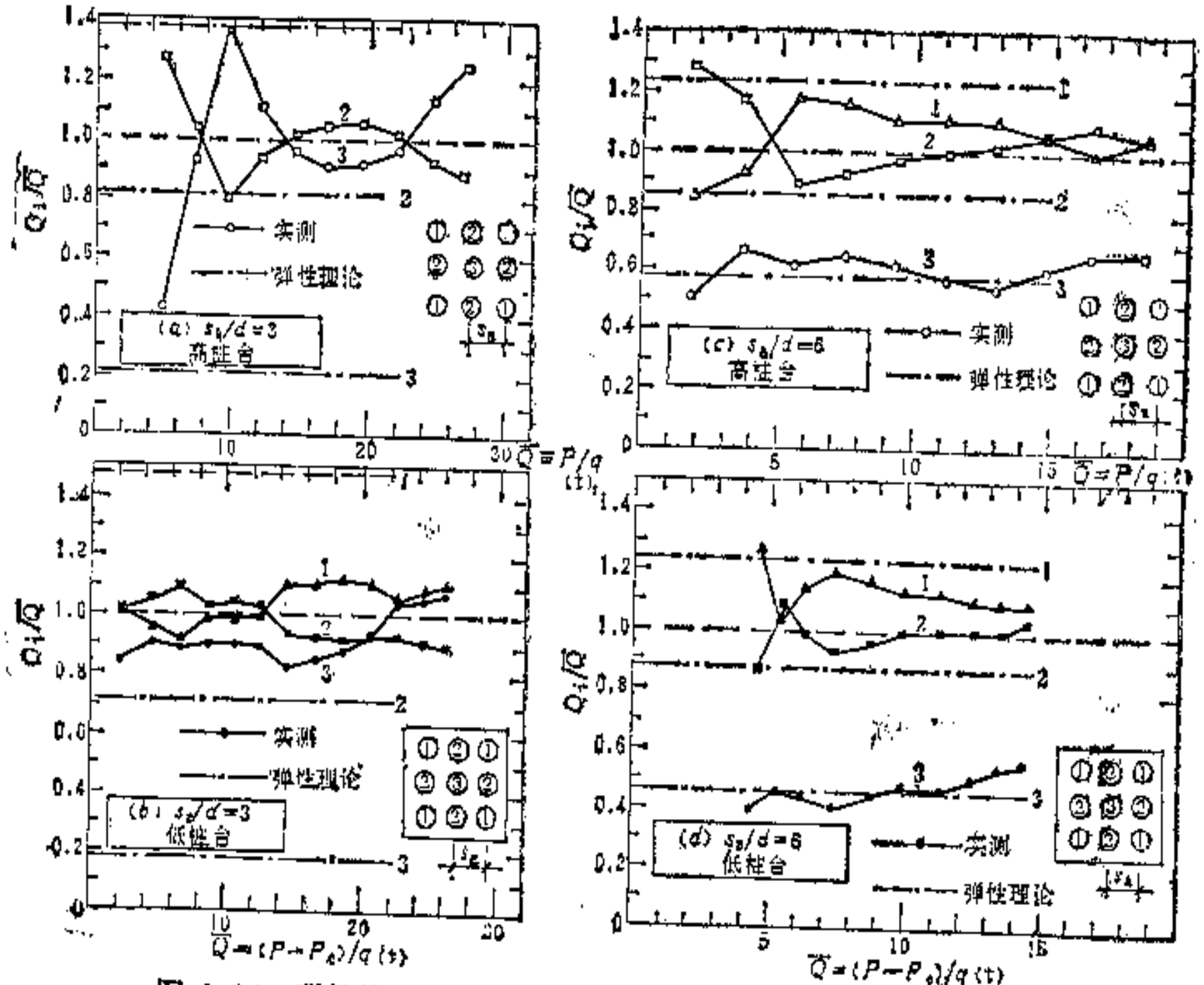


图 3-14　群桩桩顶荷载分担比$Q_i/\overline{Q}$随承台设置方式、桩距、荷载的变化及其与弹性理论分析对比

（$d=250$mm，$l/d=18$，P—总荷载，P_c—承台分担的荷载）

桩只分别承受平均荷载的21%、18%，角桩则承受平均荷载的138%、148%。

（2）大桩距$s_a=6d$时，实测各桩的荷载分担比为：高承台中心桩$Q_i/\bar{Q}=50\sim65\%$，低承台中心桩$Q_i/\bar{Q}=40\sim55\%$，与弹性理论分析结果大体相近。但角、边桩的荷载差异较理论值小。这说明桩距达$6d$后，基本不存在桩土相互作用的增强效应。

（3）在较小荷载和达到极限荷载后出现桩顶荷载的重分配。在达到极限荷载后，无论桩距大小和高、低承台，中心桩荷载都趋于增大。这主要是由于中心桩与角边桩的侧阻发挥是非同步的，且桩端土的变形破坏条件不同所致。

以上试验结果说明，在大桩距情况下，按弹性理论分析结果布桩和计算承台内力是基本可行的，但对于中小桩距则不宜按弹性理论计算，近似按均匀分布更接近于实际。

5.浸水湿化影响

浸水湿化对于各类土的工程性质的影响是大不相同的，对于各类土中群桩承载性能的影响究竟有多大，试验研究得极少。以下是粉土中群桩性能由于浸水湿化产生的变化。

（1）湿化对群桩极限承载力的影响

由图3-15看出，湿化并未改变荷载—沉降的线型，即仍属于“渐进型破坏”。由表3-4可见，浸水饱和使极限承载力降低，降低幅度为12.4～25.3%。$d=125$、170、250mm双桩的降幅接近，为22.2%～25.3%，而$d=330$mm双桩的降幅仅12.4%，约为前者的一半。其原因主要是由于上部4 m土层的天然含水量和饱和度相对较低（$w=10\sim16\%$，$S_r=30\sim50\%$），4m以下相对较高（$w=16\sim26\%$，$S_r=50\sim80\%$），饱和后前者的含水量增量大，$\Delta w=21\sim15\%$，后者小，$\Delta w=15\sim5\%$。前三种桩径的桩长$l=2.25\sim4.5$m，处于低天然含水量土层，受浸水湿化影响较大；后者桩长$l=5.94$m，有三分之一桩长处于较高含水量土层，受湿化影响相对较小。由此可见，桩基承载力受浸水湿化影响的程度是同基土的初始含水量有关的。

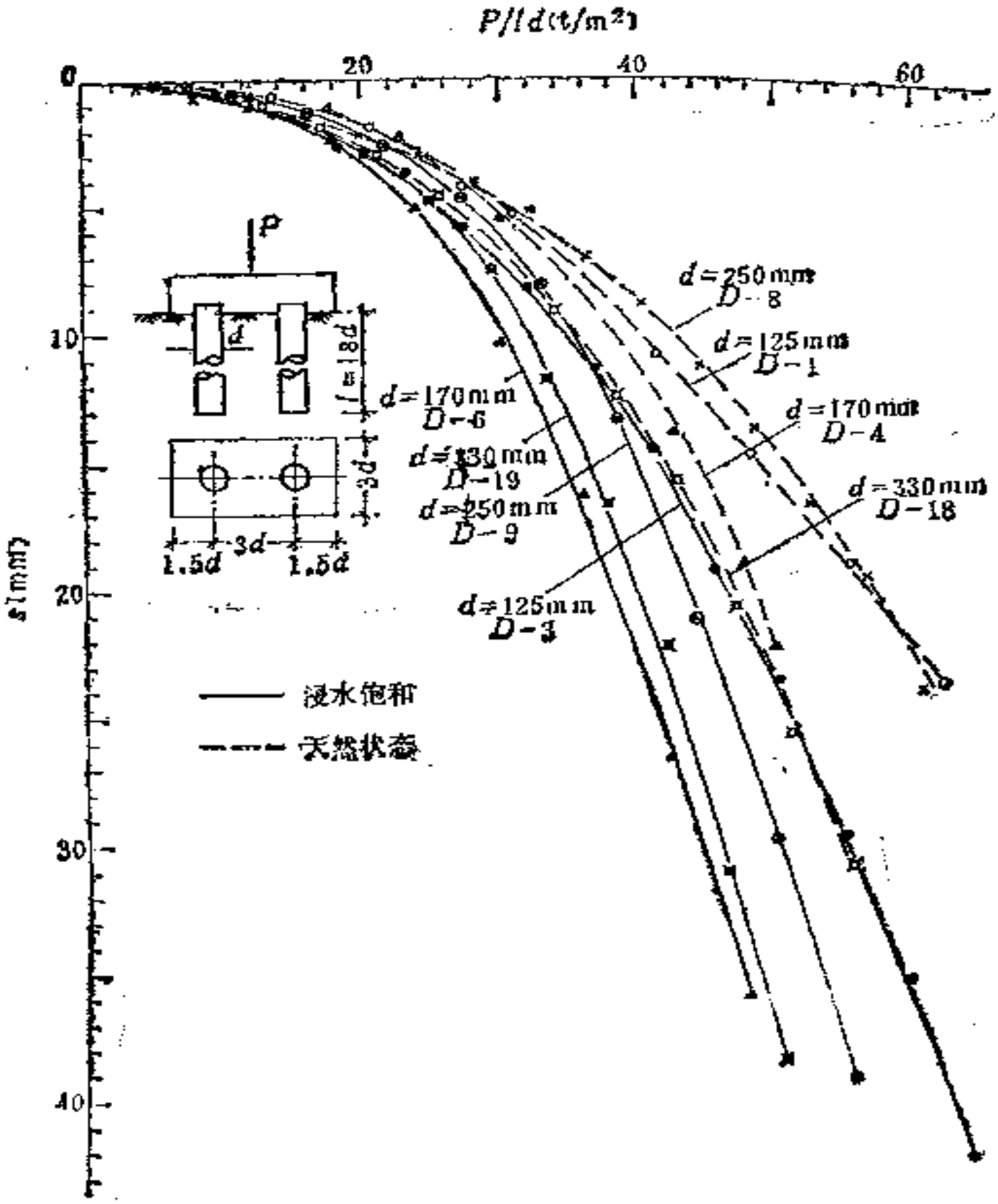


图 3-15　饱和与天然状态下双桩的荷载—沉降（P/ld—s）曲线

（ 2 ）湿化对沉降的影响

表3-5是相同荷载（天然状态的1/2极限荷载和极限荷载）下浸水饱和与天然状态下的沉降比较。从中看出，浸水饱和产生的附加沉降比$\Delta s/s_n$一般都在50%以上。这说明，对于天然含水量较低的非湿陷性土，湿化也会引起较大的附加沉降。

漫水饱和对桩基极限承载力的影响 表 3-4

编 号	状态	桩径 d (mm)	桩长比 l/d	桩距比 s_a/d	桩数 n	极限荷载与相应沉降		因浸水而降低的承载力	
						P_u(kN)	s_u(mm)	数值 Δp_u (kN)	幅度 (%)
D-3	饱和	125	18	3	2	130	20	44	25.3
D-1 D-2	天然					*174	20		
D-6	饱和	170	18	3	2	193	20	55	22.2
D-4	天然					248	20		
D-9	饱和	250	18	3	2	490	20	142	22.5
D-8	天然					632	20		
D-19	饱和	330	18	3	2	780	20	110	12.4
D-20	天然					890	20		

* 系D-1、D-2之平均值。

桩基漫水饱和与天然状态下的沉降 表 3-5

桩径 d (mm)	$\frac{1}{2}$ 极限荷载下					极限荷载下				
	$P_u/2$ (kN)	饱水 s_s (mm)	天然 s_n (mm)	$\Delta s = s_s - s_n$ (mm)	$\Delta s/s_n$ (%)	P_u (kN)	饱水 s_s (mm)	天然 s_n (mm)	$\Delta s = s_s - s_n$ (mm)	$\Delta s/s_n$ (%)
125	87	6.3	4.0	2.3	57.5	174	32.0	20	12.0	60.0
170	124	5.1	2.8	2.3	82.1	248	36.5	20	16.5	82.5
250	316	6.3	4.0	2.3	57.5	632	41.2	20	21.2	106
330	445	4.5	3.7	0.8	21.6	890	31.8	20	11.8	59.0

3·2 群桩承台土反力和承台分担荷载的作用

3·2·1 概述

有关承台土反力的试验观测资料甚少，某些模型试验提供了宏观评价承台作用对承载力和破坏特征影响的资料[40][60]。砂土中钻孔扩底群桩原型试验表明[63]，由于承台作用，低承台群桩的群桩效率随桩距增大而增大，而高承台群桩效率基本不受桩

距影响。黄土状亚粘土中的爆扩桩圆形承台群桩的原体观测表明[42]，在较大桩距和桩数不太多（4～10根）的情况下，承台土反力分担荷载的60%左右。山东省三个水闸钻孔桩基础的实测资料说明承台土反力能长期稳定在20～25kPa，相当于上部荷载的21～26%[48]。新加坡某42层建筑，采用大直径桩支于软岩中，筏厚2m，建至17层时，实测筏式承台承受荷载的40%，桩分担60%[57]。

以上试验与工程实测结果表明，承台分担荷载的作用在一定条件下是显著的，因此研究承台土反力随有关因素的变化并解决有关设计计算问题具有实际意义。

承台土反力主要是由于桩端产生贯入变形，桩土间出现相对位移而产生。桩身弹性压缩也引起少量桩土相对位移而出现一部分承台土反力。承台土反力的大小及其分担荷载的作用随下列因素而变化。

1.桩端持力层性质：若桩端持力层较硬，桩的贯入变形小，则承台土反力较小（见图3-18）。

2.承台底土层的性质：若承台底面土层软弱，尽管桩的贯入变形较大，产生的土反力也不大。若承台底基土为欠固结状态，则可能随着土的固结而使土反力逐步减小以致消失。

3.桩距大小：若桩距较小，桩间土受邻桩影响而产生的“牵连变形”（桩侧土因受桩侧摩阻力的牵连作用产生随与桩侧表面距离增大而衰减的剪切变形）较大，导致承台土反力减小（见图3-16）。

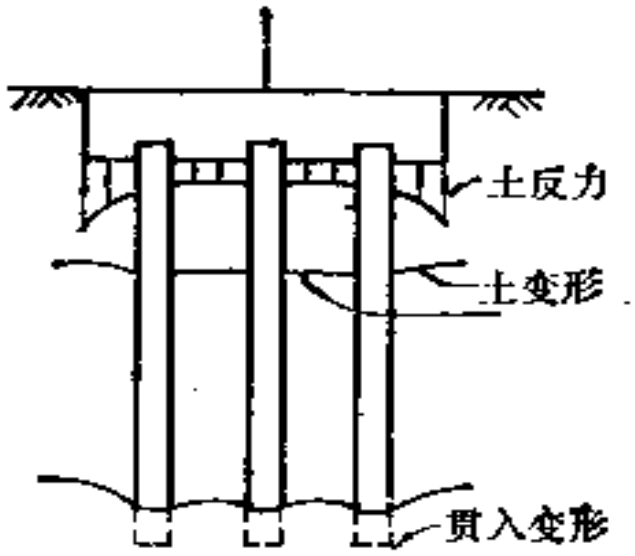


图 3-16　承台土反力与桩间土变形

4.桩群内、外的承台面积比：桩群外部的承台底面土受桩的干涉作用远小于桩群内部（见图3-16），若桩群外围承台底面积所占比例较大，则承台土反力总值及其分担荷载的作用增大。

5.沉桩挤土效应：对于饱和粘性土中的打入式群桩，若桩距小、桩数多，超孔隙水压和土体上涌量随之增大，承台浇注后，处于欠固结状态的重塑土体逐渐再固结，致使基土与承台脱离，并将原来分担的荷载转移到桩上，甚至出现负摩擦力。如上海码头某仓库打入式桩基承台土反力初期为30kPa，此后逐渐减小，最终承台与基土脱离[42]。

6.荷载水平：基桩的贯入变形（包括桩端土的压缩和塑性挤出）随荷载水平提高而提高。在上部土层较好、桩距较大、建筑物整体性好的情况下，可考虑大幅度提高单桩设计承载力（有时可取极限承载力）以发挥承台分担荷载的作用。

3·2·2 承台土反力的分布特征

图3-17为非饱和粉土中不同桩距钻孔群桩独立柱基承台土反力的分布图。从中看出：

1.不同断面的土反力分布都是中间小、两边大，呈马鞍形。

2.土反力分布图式不随荷载增加而发生明显变化，塑性重分布不明显。桩群内部（内区）的承台土反力总的来说比较均匀。

3.承台内、外区土反力的差异随桩距增大而明显减小。由表3-6看出，当桩距由$2d$增至$6d$时，外、内区平均土反力比$\sigma_c^{ex}/\sigma_c^{in}$，在1/2极限荷载下由9.8降至1.7；在极限荷载下由8.2降至1.5。承台外、内区分担荷载比P_c^{ex}/P_c^{in}随桩距增大而明显减小。这是由于$\sigma_c^{ex}/\sigma_c^{in}$、$A_c^{ex}/A_c^{in}$均随桩距增大而减小所致（$A_c^{ex}$、$A_c^{in}$分别为承台外、内区有效面积）。

3·2·3 承台分担荷载比随有关因素的变化

图3-18 $a\sim e$分别表示粉土中不同桩径、桩长（桩长与承台宽度比）、桩距、排列与桩数的钻孔群桩承台分担荷载比P_c/P与荷载水平P/P_u的关系（P_c—承台底分担荷载量；P—群桩外荷载；P_u—群桩极限荷载）。图中表明承台分担荷载比与有关

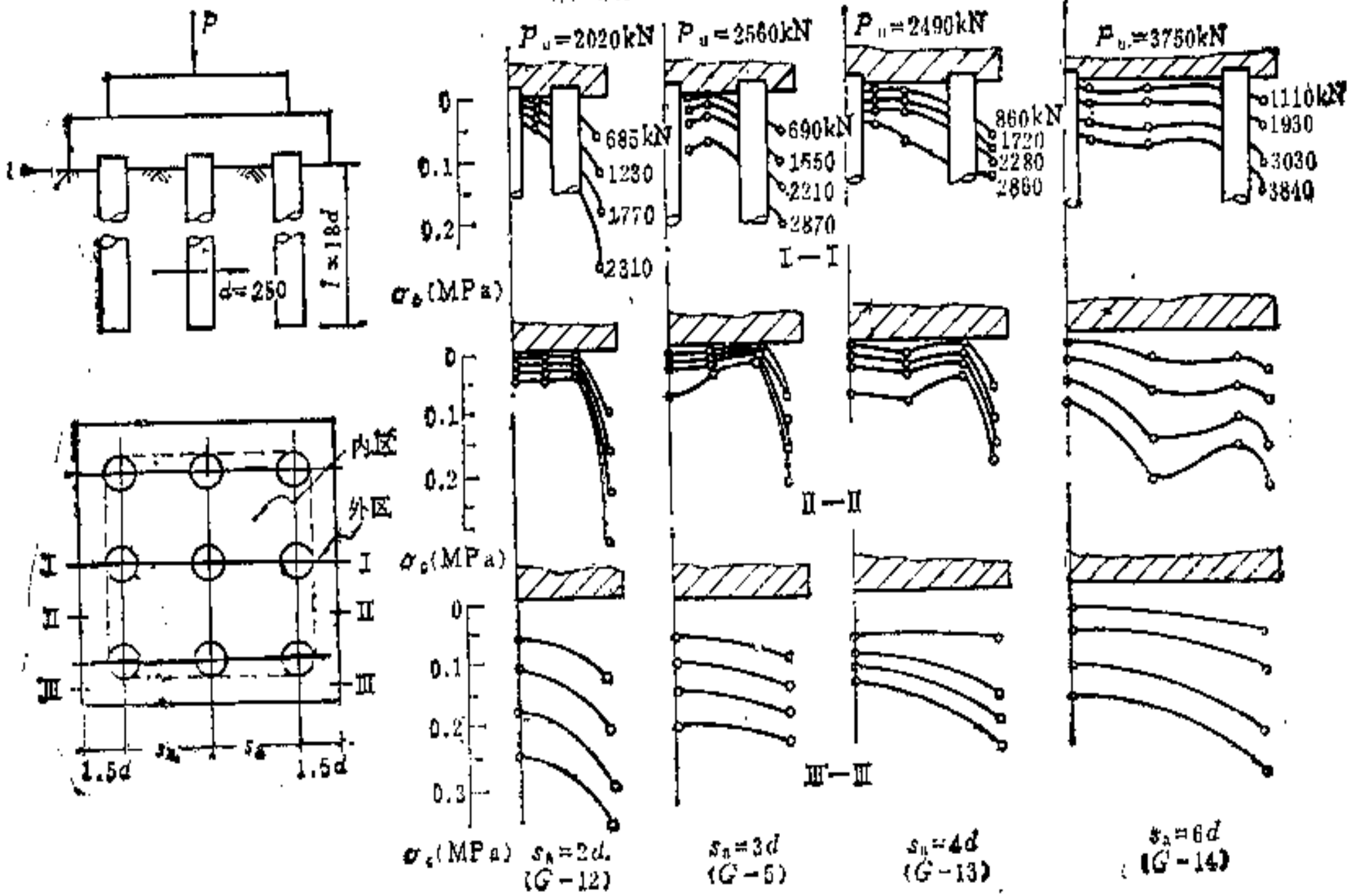


图 3-17　不同桩距群桩承台土反力分布
（d=250mm，l/d=18）

不同桩距群桩($d=250\text{mm}$, $l/d=18$, $n=3\times3$)

承台外、内区土反力比　　表 3-6

桩　　距s_a	$2d$		$3d$		$4d$		$6d$	
荷　　载P(kN)	$P_u/2$ 1010	P_u 2020	$P_u/2$ 1280	P_u 2560	$P_u/2$ 1245	P_u 2490	$P_u/2$ 1875	P_u 3750
外区$\overline{\sigma_c^{ex}}$(MPa)	0.148	0.298	0.082	0.173	0.088	0.182	0.111	0.225
内区$\overline{\sigma_c^{in}}$(MPa)	0.015	0.037	0.011	0.037	0.019	0.055	0.064	0.147
$\overline{\sigma_c^{ex}}/\overline{\sigma_c^{in}}$	9.8	8.1	7.5	4.7	4.6	3.3	1.7	1.5
A_c^{ex}/A_c^{in}	1.34		0.76		0.54		0.35	
P_c^{ex}/P_c^{in}	13.5	11.2	5.93	3.71	2.03	1.78	0.60	0.53

因素的关系及其随荷载水平的变化有如下特征：

1.桩径过小（$d\leqslant125\text{mm}$）时，P_c/P异常增大(图3-18*a*)。这说明粉土中模型比例过小的群桩可能使模拟失真。

2.P_c/P随桩长减小而增大（图3-18*b*）。当桩长小于承台宽度（$l/B_c<1$），P_c/P异常增大，P_c/P_u达42%。这主要是由于桩长太小时，承台土反力形成的压力泡包围了整个桩群，桩侧阻力呈现如前所述的“沉降软化”效应，导致桩的承载作用显著降低，承台土反力及其分担荷载比相应提高。

3.P_c/P随柱距增大而增大（图3-18*c*）（其中$s_a=2d$群桩因土质偏硬出现异常)。当桩距增至6d时，P_c/P_u明显增大(65%)。

4.条形排列群桩比方形排列的承台分担荷载比大(图3-18*d*、*e*）。这主要是由于前者的承台外、内区面积之比较后者大。此外，对于相同排列，P_c/P_u随桩数增加而减小，当桩数增加到一定数量时这种现象趋于不明显。这也是由于外、内区面积比的变化所致。

5.P_c/P随荷载水平的提高有以下变化特征：当荷载水平较低（$P/P_u=20\sim30\%$），P_c/P随荷载增加而增长较快。一般情况下，当$P/P_u=50\sim60\%$时，P_c/P随荷载增长率减缓。当荷载超过极限荷载（$P/P_u>100\%$）后，由于桩侧阻力、桩端阻力达极

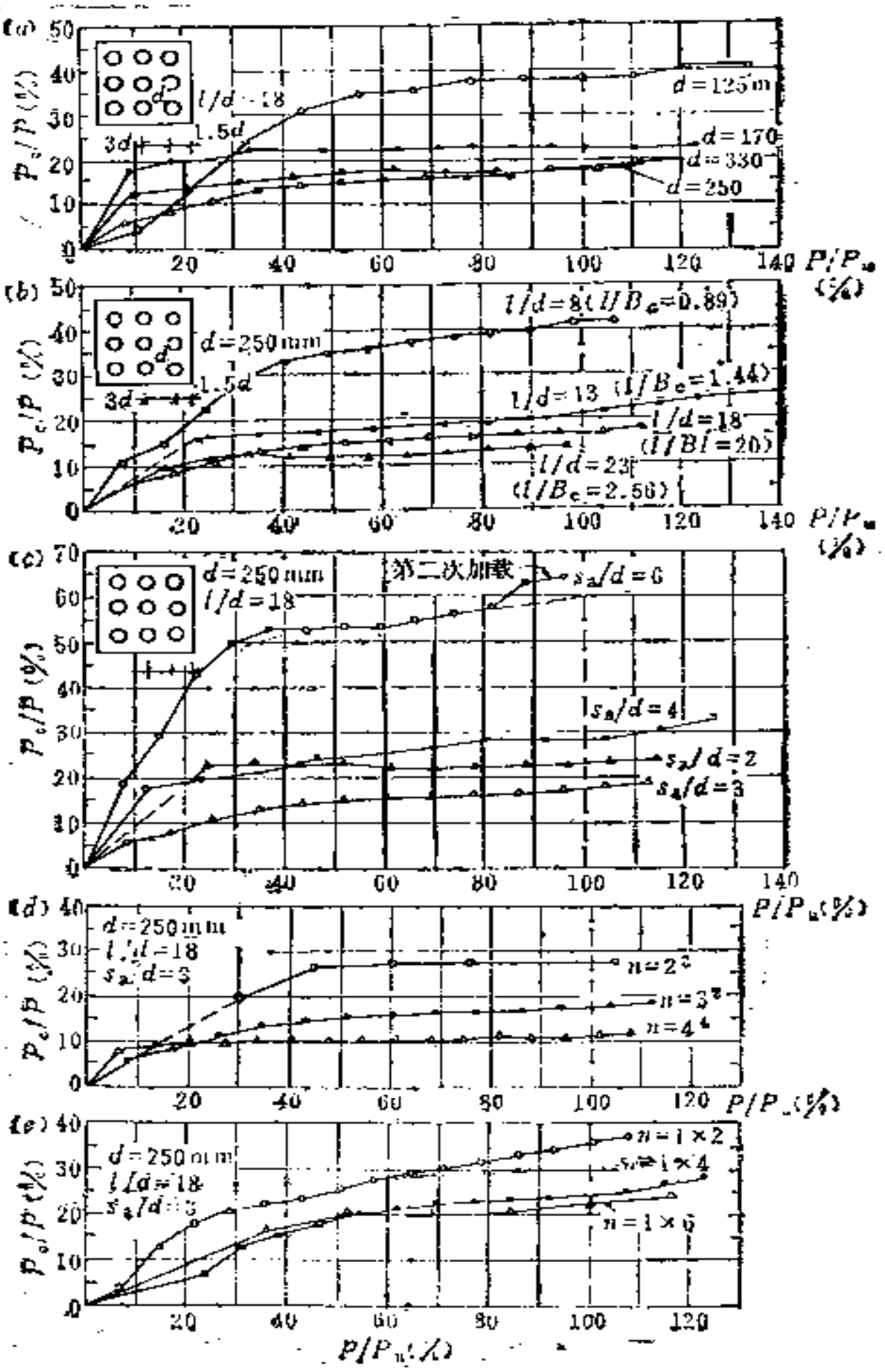


图 3-18　承台荷载分担比随荷载水平（P/P_u）的变化

(a)不同桩径；(b)不同桩长(桩长与承台宽度比)；(c)不同桩距；(d)方形排列；(e)条形排列

限，P_c/P又出现新的增长。

3·2·4 承台土反力的时间效应

1.非饱和粉土中钻孔群桩承台土反力随时间的变化特性

图3-19所示为非饱和粉土中钻孔群桩长期荷载试验的沉降、承台总土反力随时间的变化关系[45]。从中看出，承台土反力随时间而有所增长，104天内增长15%，相应地桩侧阻力略有降低，端阻有所增加。

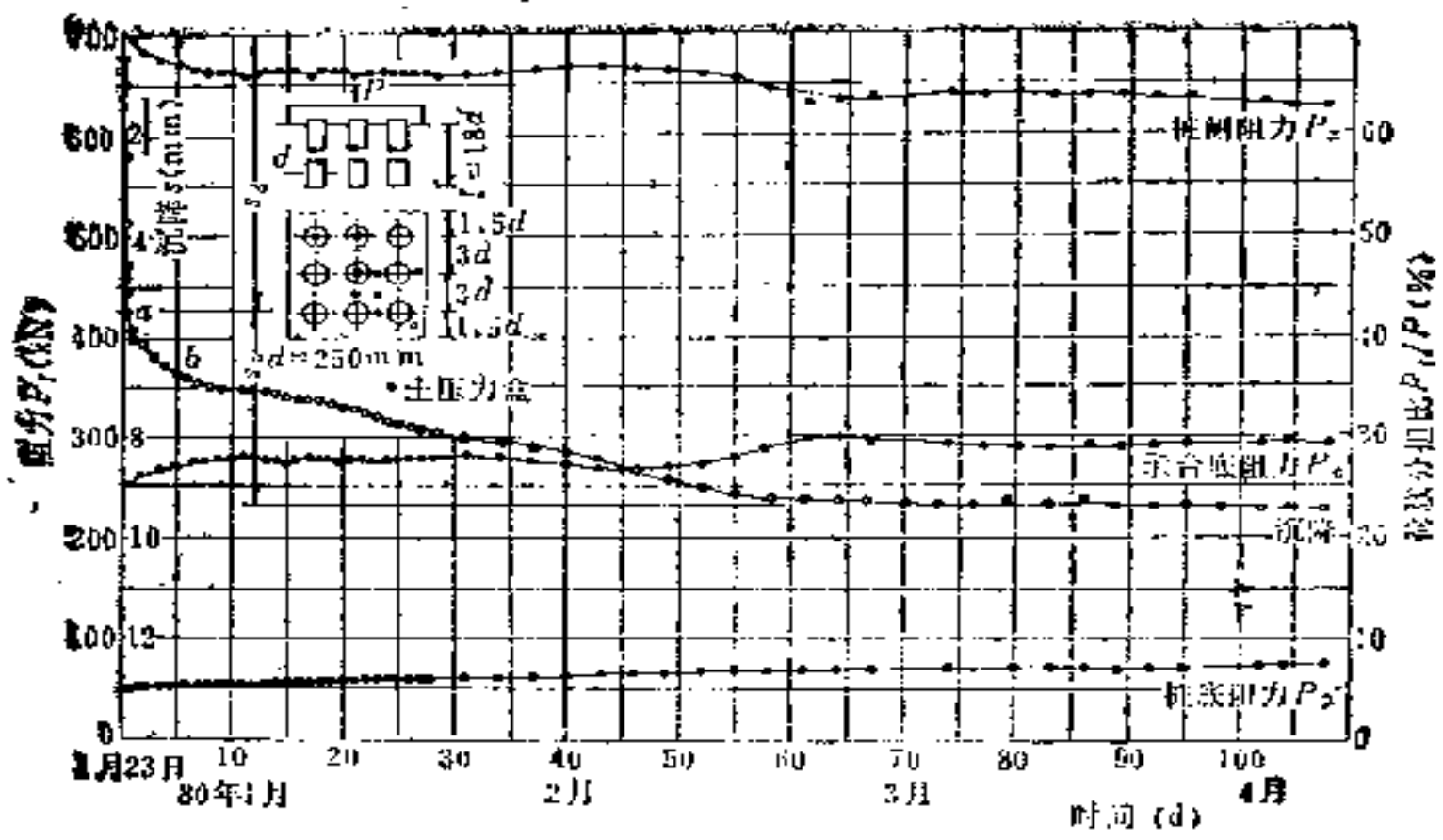


图 3-19 承台总土反力和沉降—时间关系

以上承台土反力、侧组、端组随时间的变化同沉降随时间的变化大体成对应关系。这说明，群桩承台土反力随时间的变化机制是同桩端土和桩间土的压缩（非饱和土固结）、次压缩以及桩周土的剪切蠕变效应密切关联的。

从以上承台土反力的时间效应看出，对于正常固结状态土中的非挤土摩擦型群桩，其承台分担荷载的作用是可靠的。

2.承台土反力时效的机理分析

摩擦型群桩在受荷初期其承台底都会产生土反力，分担一定荷载。但由于其土性质、土层分布、群桩的几何参数、成桩工艺等的差异，承台土反力的时效也将不同。

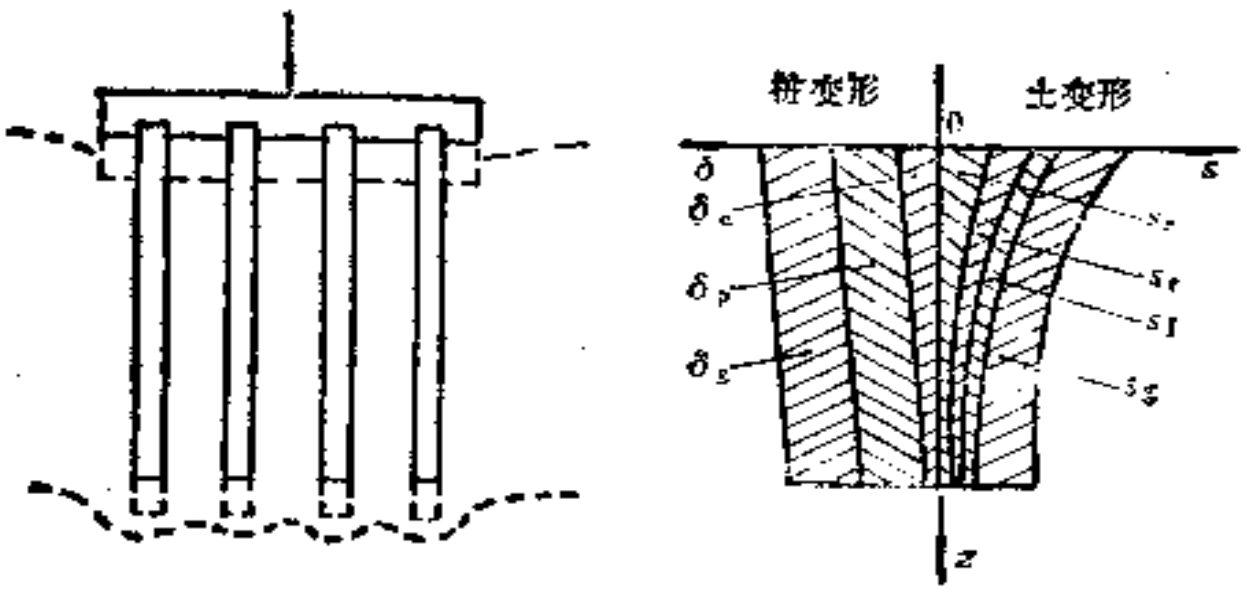


图 3-20　桩、土竖向变形示意

（1）桩、土变形与土反力间的关系

桩与桩间土的竖向变形示意于图3-20，δ_i、s_i分别为桩、土的竖向变形分量。其中：

δ_e——桩身弹性压缩；

δ_p——桩端贯入变形；

δ_g——由于桩端平面以下土的整体压缩而引起的竖向变形；

s_c——桩间土由于承台作用而产生的压缩变形；

s_r——桩间土由于沉桩过程产生的超孔隙水压消散引起的自重再固结变形；

s_f——桩间土由于桩侧剪应力作用引起的竖向变形，或称“牵连变形”，

s_g——由于桩底平面以下地基土整体压缩所引起的竖向变形。

承台底面处的桩、土竖向变形是相等的，即

$$\delta_e + \delta_p + \delta_g = s_c + s_r + s_f + s_g \qquad (3\text{-}4)$$

由于$\delta_g = s_g$，故$\delta_e + \delta_p = s_c + s_r + s_f$

由此得承台对基土的压缩变形为：

$$s_c = \delta_e + \delta_p - (s_r + s_f) \qquad (3\text{-}5)$$

当$s_c > 0$，

$$\delta_e + \delta_p > s_r + s_f \qquad (3\text{-}6)$$

式（3-6）是承台底基土发生接触变形出现土反力的基本条件。

由于式（3-6）中不包含δ_g（s_g），说明桩底平面以下土的整体压缩不影响承台土反力。

加载的初始阶段，基土尚未出现自重固结，$s_r \approx 0$，此时，$\delta_e + \delta_p > s_t$。因此加载初期，摩擦型群桩的承台底都会产生土反力，分担数值不等的荷载。

承台底桩间土由于受桩的约束，侧向变形和相邻影响较小，因而假定其符合温克尔模型，承台土反力p_c可表示为[45]：

$$p_c = K_s \cdot s_c = K_s[\delta_e + \delta_p - (s_r + s_t)] \qquad (3\text{-}7)$$

式中 K_s——地基土竖向反力系数（基床系数）。

一般情况下，式（3-7）中桩的弹性压缩δ_e可视为不随时间而变，$\frac{d\delta_e}{dt} = 0$，因此，加载后一定时间内承台土反力的时效可用下列方程描述：

$$\frac{dp_c}{dt} = K_s\left[\frac{d\delta_p}{dt} - \left(\frac{ds_r}{dt} + \frac{ds_t}{dt}\right)\right] \qquad (3\text{-}8)$$

由式（3-8）可知，当$\dot{\delta}_p = \dot{s}_r + \dot{s}_t$，$\dot{p}_c = 0$，承台土反力保持恒定；当$\dot{\delta}_p > \dot{s}_r + \dot{s}_t$，$\dot{p}_c > 0$，承台土反力将随时间而提高；当$\dot{\delta}_p < \dot{s}_r + \dot{s}_t$，$\dot{p}_c < 0$，承台土反力将随时间而减小。一般说来，各变形分量随时间的变化规律是各异的，因此，承台土反力随时间的变化曲线是非单调的，如图3-20所示。

（2）影响承台土反力时效的诸因素中，桩端贯入变形δ_p是主导因素，当桩的荷载水平高，桩的贯入变形δ_p也大；而当侧阻力达到极限后s_t不继续增大，代之以桩、土的剪切滑移。由式（3-7）可知，荷载水平增高（即δ_p增大，s_t不增大），p_c初值将增大。若p_c随时间而减小，又会导致贯入变形δ_p增大，使p_c再度增加，直至主次固结完成。可见，当荷载水平较高，且桩端持力层不太硬时，其承台分担荷载的有效性将增大。文献[60]所报导的瑞典软土地基上的某桩-筏基础，其荷载水平$Q_a/Q_u = 0.84 \sim 0.89$，建成后沉降均匀，使用正常，便是一例。

总的说来，承台分担荷载的时间稳定性，钻孔桩优于打入

桩，非饱和土优于饱和土。对于饱和软土中的打入式群桩，当桩很长、桩距小、荷载水平较低时，承台土反力可能出现随时间而衰减的现象。对于刚度和整体性好的桩-筏、桩-箱基础，适当增大桩距，提高荷载水平，利用承台的承载作用是可取的。

3·2·5 承台内、外区土反力的变化特性

1.承台内、外区土反力随沉降的变化

图3-21为不同桩距群桩的承台内、外区土反力—沉降和平板载荷试验的平均压力—沉降关系。从中看出：

（1）承台内、外区土反力—沉降曲线线型有明显不同的特点（大桩距6d除外）。外区σ_c^{ek}-s线型同平板载荷试验的p-s接近。

（2）桩距6d群桩的σ_c^{in}-s与桩距3d、4d的σ_c^{ek}-s接近。这说明，桩距增至6d时承台内区土反力受桩的干涉影响已较小。

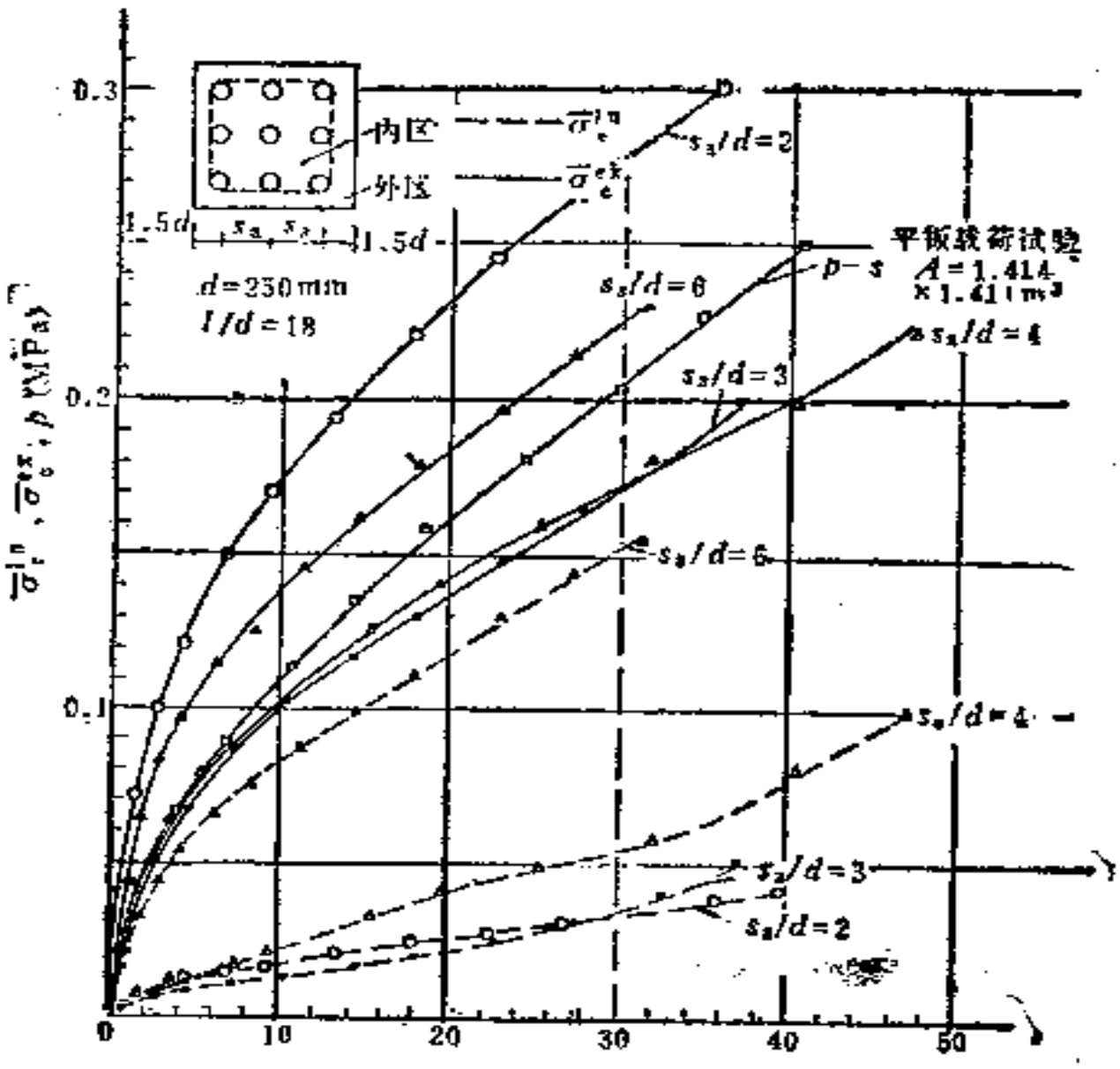


图 3-21 承台内、外区土反力-沉降关系

2.承台外区土反力随承台刚度的变化

表3-7所列桩距相同、桩数不同群桩，其承台高度与配筋均按强度控制，因此，承台抵抗集中荷载下挠曲变形的刚度随每排桩的数量和总桩数增加（承台平面尺度增大）而减小。从表中看出：

不同桩数群桩($d=250\text{mm}$，$s=18d$，$S_a=3d$)

承台外、内区土反力比$\bar{\sigma}_s^x/\bar{\sigma}_s^n$　　表 3-7

桩　数	2×2		3×3		2×4		3×4		4×4	
荷载(kN)	$P_u/2$	P_u	$P_u/2$	P_u	$P_u/2$	P_u	$P_u/2$	P_u	$P_u/2$	P_u
	605	1210	1280	2560	1050	2100	1110	2220	1795	3590
$\bar{\sigma}_s^x/\bar{\sigma}_s^n$	3.47	3.33	7.50	4.70	2.72	2.89	2.79	2.93	2.03	2.14

（1）承台外、内区土反力比$\bar{\sigma}_s^x/\bar{\sigma}_s^n$随每排桩的桩数及总桩数增加而减小，即随承台刚度减小而减小，且当每排桩数达到4根时出现明显变化。

（2）每排不超过3桩的前2组，其$\bar{\sigma}_s^x/\bar{\sigma}_s^n$随荷载增加而减小，当每排超过3根（后3组）后，$\bar{\sigma}_s^x/\bar{\sigma}_s^n$随荷载的变化与前者相反。

以上现象说明，承台刚度影响承台外区土反力值及其随荷载的变化。每排桩的桩数不超过3根的群桩（在常用桩距条件下），承台在集中荷载下可近似视为刚性的，其承台外区土反力特征近似于刚性基础；当每排桩超过3根，由于承台的微小挠曲变形导致承台外区土反力降低。

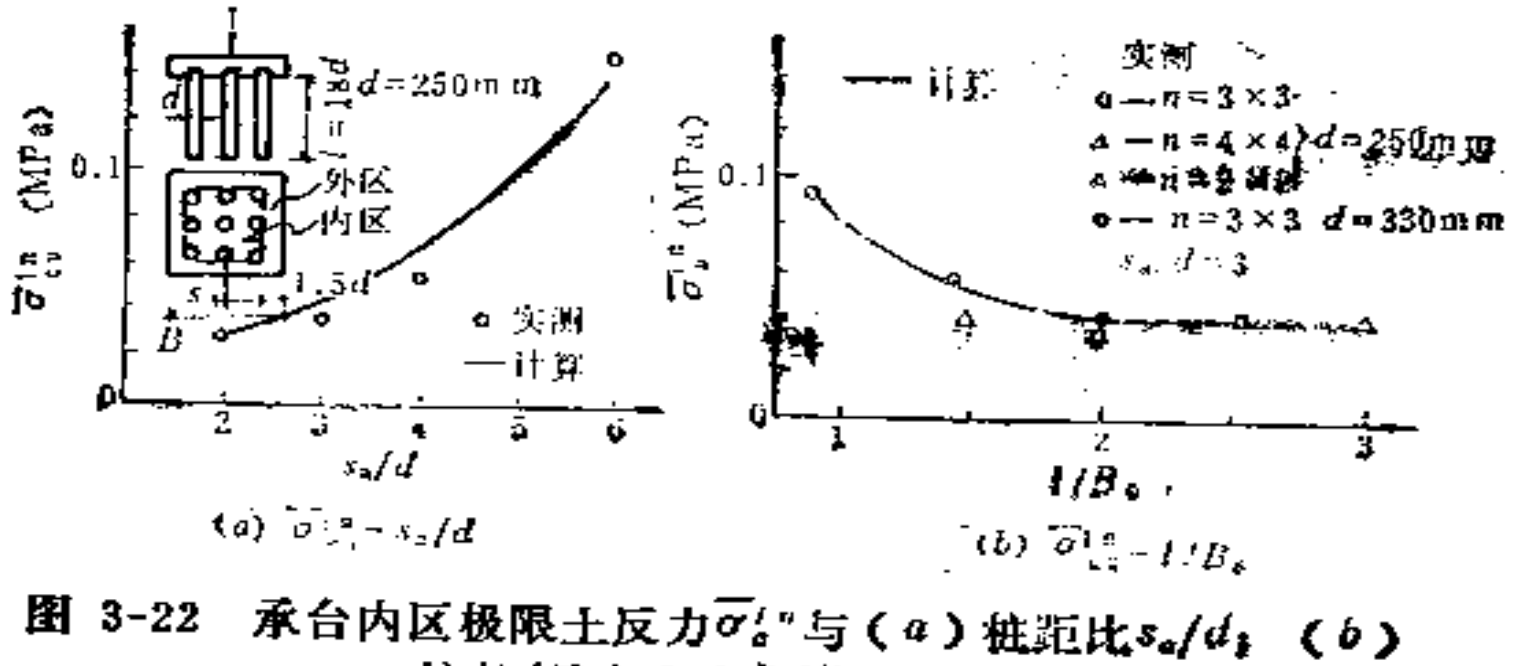
3.承台内区土反力随桩距、桩长与承台宽度比的变化

从图3-22中可看出：

（1）当桩长一定，桩长与承台宽度比变幅较小（$l/B_c=0.389\sim0.833$）时，承台内区极限土反力随桩距增大而增大，其关系大体为缓变双曲线型（见图3-22a）。

（2）当桩距一定，承台内区土反力随l/B_c增大而减小，其

关系为双曲线型；当l/B_c趋近于2时，$\bar{\sigma}_c^n$趋于渐近值（图3-22 b）。



(a) $\bar{\sigma}_c^n - s_a/d$　　(b) $\bar{\sigma}_c^n - l/B_c$

图 3-22　承台内区极限土反力$\bar{\sigma}_c^n$与（a）桩距比s_a/d；（b）桩长/承台宽度L/B_c的关系

3·2·6　承台土反力及承台分担荷载的计算

1.简述

柏托瑞尔特和贝里基(R.Butterfield，P,K.Banerjee，1971）基于线弹性理论Mindlin课题求得承台分担荷载比的数值解[62]，将其与上述粉土中系统的群桩试验结果比较表明，桩距为2～4d时，计算值比实测值大70～50%；桩距为6d时，计算值略大于实测值（约大12%）。

在工程实践中，也有将承台分担荷载比取为某一定值（20～30%）的。由前述试验结果可知，承台分担荷载比随群桩的几何参数而大幅度变化（10～65%），因此取经验定值方法也是不合适的。

2.承台土反力和承台分担荷载的经验估算

现根据前述试验结果，考虑承台内、外区土反力性状的明显不同及其主要影响因素和变化规律，建立摩擦型群桩承台土反力的经验计算模式[48]。

根据前述测试结果，将承台内区平均极限土反力表示为：

$$\bar{\sigma}_u^n = K_s \cdot \left(\frac{s_a}{d} \cdot \frac{B_c}{l}\right) \cdot p_u \qquad (3\text{-}9)$$

（当$B_c/l<0.5$时，取0.5代入）

承台外区极限土反力表示为：

$$\sigma_{s}^{ex}{}_{u}=\frac{K_{c}}{6}\cdot\left(\frac{s_{a}}{d}+2\right)\cdot p_{u} \qquad (3\text{-}10)$$

由此，承台分担荷载极限值（对应于群桩极限荷载下）为：

$$P_{cu}=\left[\frac{K_{c}}{6}\cdot\left(\frac{s_{a}}{d}+2\right)\cdot A_{s}^{ex}+K_{s}\cdot\frac{s_{a}}{d}\cdot\frac{B_{c}}{l}\cdot A_{s}^{in}\right]\cdot p_{u} \qquad (3\text{-}11)$$

式（3-9）～（3-11）中，

K_s——取决于承台底地基土质的经验参数；对于非密实粉土（加工硬化型），$K_s=1/7.5$；对于其它类土，可通过试验结果统计求得；

B_c——承台换算宽度，$B_c\approx\sqrt{a(\text{承台长})\times b(\text{承台宽})}$ 当 $a/b\geqslant 9$时，取$B_c=3b$；

p_u——承台下相当于1/2承台宽度的深度（当该深度大于5 m时，按5 m考虑）内地基土的极限承载力基本值（成层土取加权平均值），可由平板载荷试验确定或参照现行地基基础设计规范确定；

K_c——承台刚度影响系数；对于独立柱基承台，当承台长边$a<12d$（d为桩直径），取$K_c=1$；当$a\geqslant 12d$，取$K_c\approx 0.8$；对于桩筏、桩箱、墙下桩基，不考虑刚度影响系数，即取$K_c\approx 1$；

A_s^{ex}、A_s^{in}——分别为承台底外、内区有效面积。

按（3-11）式计算承台分担荷载值与实测值对比表示于表3-8，两者比较接近。

3·3 群桩极限承载力计算

3·3·1 由单桩极限承载力计算群桩极限承载力

工程实践中流行的最简便估算群桩极限承载力的方法是用各单桩极限承载力之和$n\cdot Q_u$乘以群桩效率η；

承台分担荷载极限值　　表 3-8

编　号	桩　径 d(mm)	长径比 l/d	桩距比 s_a/d	桩　数 $r\times m$	承台分担荷载P_{cn}(kN) 实　测	计　算
G-5	250	18	3	3×3	443	438
G-7	250	8	3	3×3	558	569
G-8	250	13	3	3×3	400	478
G-9	250	23	3	3×3	456	438
G-12	250	18	2	3×3	430	430
G-13	250	18	4	3×3	701	701
G-14	250	18	6	3×3	2400	2150
D-8	250	18	3	1×2	228	153
G-19	250	18	3	1×4	278	234
G-20	250	18	3	2×4	495	351
G-21	250	18	3	3×4	328*	491
G-22	250	18	3	4×4	420	658
G-23	250	18	3	2×2	307	240
G-24	250	18	3	1×6	392	425

注：（1）计算承台土反力时取地基土极限承载力基本值$p_u=200\text{kPa}$。

（2）*G-21群桩因试验过程下大雨浸水，试验值偏低。

$$P_a=\eta\cdot n\cdot Q_u \qquad (3\text{-}12)$$

这也是一种粗略的方法，往往不能全面反映群桩承台、桩、土的相互作用，计算结果一般偏低。这是由于这些群桩效率公式是基于群桩中各桩侧阻力的叠加效应建立的，对于侧阻与端阻的不同群桩效应以及承台分担荷载的作用等均未予考虑。以下介绍两个群桩效率公式。

康维斯—勒布里（Converse—Labrre）公式：

$$\eta=1-\text{tg}^{-1}\frac{d}{s_a}\cdot\frac{1}{\pi/2}\cdot\frac{(n-1)m+(m-1)n}{m\cdot n} \qquad (3\text{-}13)$$

式中　m、n——分别为桩群中桩的行数和每行中的桩数；

其余符号同前。

西勒—克利（Seiler——Keeney）公式：

$$\eta=\left\{1-\frac{11s_a}{7(s_a^2-1)}\cdot\frac{m+n-2}{m+n-1}\right\}+\frac{0.3}{m+n} \qquad (3\text{-}14)$$

以上二式，只大体适用于粘性土中的较小桩距高承台群桩（$s_a/d=2\sim3$），不适用于粉土，砂土中的群桩。由图3-13、3-14粉土中群桩效率实测结果与按以上二式计算结果的对比中可看出，实测值远高于计算值。

3·3·2 等代墩基法计算群桩极限承载力

对于桩、土呈整体破坏的群桩，太沙基和皮克(Terzaghi; Peck; 1967）建议按等代墩基计算承载力（图2-23）：

$$P_u=a\cdot b\cdot p_u+2(a+b)\cdot\Sigma l_i\cdot q_{su_i} \qquad (3\text{-}15)$$

式中 p_u——墩底平面处地基极限承载力；

q_{su_i}——墩侧l_i层土范围内极限侧阻力，可按前述桩的极限侧阻力确定方法确定。

应用该法要注意两个问题：一是正确判定群桩侧阻的破坏模式，即属于桩土整体破坏还是为各桩单独破坏。根据以往的模型试验表明，对于低承台群桩，发生桩土整体破坏与各桩单独破坏的界限桩距为$2\sim3d$，对于砂土中的打入式桩可达$3\sim4d$。若对于非整体破坏的群桩也按等代墩基计算就会导致计算结果偏高。二是正确判定墩底地基的破坏模式，如前所述，桩土整体破坏的群桩，桩端地基一般呈局部剪切或冲剪破坏，出现整体剪切的情况极少。因此，一般不应按整体剪切破坏的极限承载力公式计算p_u。

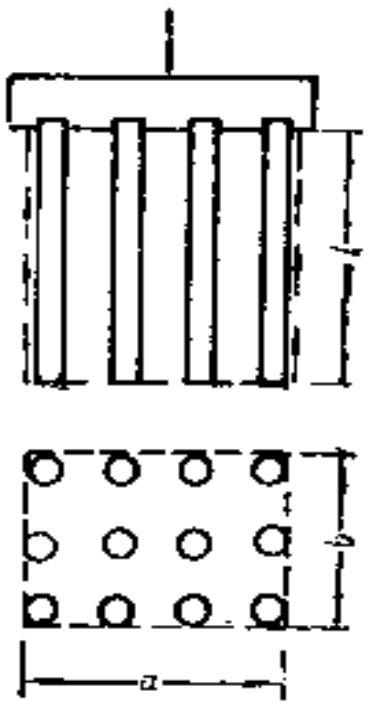


图 3-23 等代墩基计算图形

3·3·3 考虑承台、桩、土相互作用计算群桩极限承载力

根据前述粉土中钻孔群桩承台、桩、土相互作用引起的侧阻沉降硬化和软化、承台对侧阻的削弱效应和对端阻的加强效应，侧阻与端阻随桩距的变化，承台土反力的变化特性等，提出如下关于短和中长群桩承载力的计算方法[44]。

1.根据单桩极限侧阻、极限端阻计算群桩极限承载力

$$P_u = P_{su} + p_{pu} + P_{cu} = \eta_s \cdot n \cdot Q_{su} + \eta_p \cdot n \cdot Q_{pu} + P_{cu} \quad (3\text{-}16)$$

式中 Q_{su}、Q_{pu}——分别为单桩的总极限侧阻和总极限端阻；

$$Q_{su} = \pi d \cdot \Sigma \cdot l_i \cdot q_{sui}; \quad Q_{pu} = \frac{\pi}{4} d^2 \cdot q_{pu};$$

q_{sui}、q_{pu}分别为单桩的i层土极限侧阻和极限端阻。

p_{cu}——承台分担荷载极限值，按式（3-11）计算；

n——群桩中的桩数。

η_s、η_p——分别为群桩的侧阻效率与端阻效率，定义为

$$\eta_s = \frac{\text{群桩平均极限侧阻}}{\text{单桩平均极限侧阻}}$$

$$\eta_p = \frac{\text{群桩平均极限端阻}}{\text{单桩平均极限端阻}}$$

$$\eta_s = G_s \cdot C_s \quad (3\text{-}17a)$$

$$\eta_p = G_p \cdot C_p \quad (3\text{-}17b)$$

式中 G_s、G_p——分别为群桩侧阻的桩、土相互作用系数和群桩端阻的桩、土相互作用系数；

C_s、C_p——分别为群桩侧阻的承台作用系数和端阻的承台作用系数；对于高承台群桩，$C_s = C_p = 1$；当按式（3-19a）算得的$C_s > 1$时；取$C_s = 1$；

$$G_s = \frac{\alpha}{\ln\left(e + 1 - \frac{r+m}{2m}\right)} \quad (3\text{-}18a)$$

$$G_p = \frac{8}{\left(\frac{s_a}{d} - 3\right)^2 + 9} \quad (3\text{-}18b)$$

$$C_s = 1 + 0.1\frac{s_a}{d} - 0.9\frac{B_c}{l} \quad (3\text{-}19a)$$

$$C_p = 1 + 0.2\frac{s_a}{d} \cdot \frac{B_c}{l} \quad (3\text{-}19b)$$

式中　α——系数，取值如下表：

S_a/d	2	3	4	5	6
α	1.1	1.3	1.2	1.1	1.0

e——自然对数底，取$e=2.718$；

r、m——分别为桩的行数和每行中的桩数，且$r \leqslant m$；

其余符号同前。

2.根据单桩极限承载力计算群桩极限承载力

$$P_u = \eta_Q \cdot n \cdot Q_u + P_{cu} \qquad (3\text{-}20)$$

$$\eta_Q = G_Q \cdot c_Q \qquad (3\text{-}21)$$

式中　Q_u——单桩的极限承载力；

η_Q——群桩侧阻、端阻综合效率；

G_Q——群桩承载力的桩、土相互作用系数，取值如下：

S_a/d	2	3	4	5	6
G_Q	0.9	1.1	1.05	1.02	1.0

c_Q——群桩承载力的承台作用系数，取$c_Q=0.9$，对于高承台群桩$c_Q=1$。

按上述两种方法的计算值与实测值的比较表示于图3-24。从图中可看出，散点集中于45°线附近，且多数位于其下，这说明计算与实测符合程度较好，且计算一般略小于实测值。

3·4　群桩的沉降计算

3·4·1　概述

群桩的沉降变形性状由于在荷载传递与变形过程中承台、桩、土的相互作用而变得远比单桩复杂，单桩的沉降计算方法多

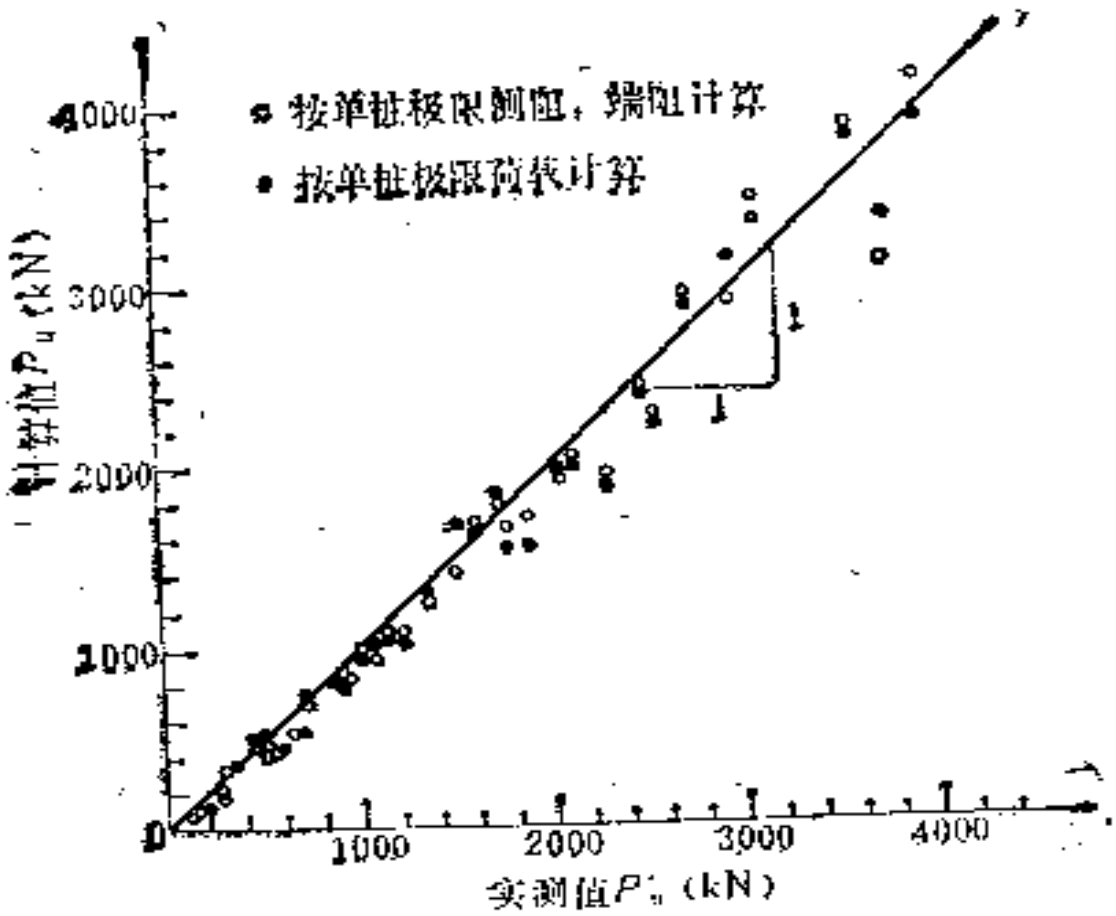


图 3-24　群桩极限承载力计算值与实测值比较

数不适用于群桩。群桩沉降包含：

1.由桩身弹性压缩引起的桩顶沉降；

2.由桩侧剪应力引起的桩端沉降；

3.由桩端应力引起的桩端沉降；

4.由承台土反力引起的桩端沉降（低承台）；

5.由土的自重固结或湿陷，震陷引起的桩端沉降（对于某些特殊情况而言）。

群桩（低承台）沉降就其发生变形的部位可划分为两部分：

1.桩间土的压缩变形s_s：如前所述，桩间土的压缩变形包括桩侧剪应力引起的压缩变形s_f、承台土反力引起的压缩变形s_c、由于土的自重固结、湿陷、震陷引起的压缩变形s_r（见图3-20）。若忽略桩的弹性压缩，则桩间土的压缩变形s_s的大小与桩端贯入变形δ_p相等，$s_s \simeq \delta_p$。

2.桩端平面以下地基土的整体压缩变形s_{gc}。

因此，群桩沉降可表示为桩间土压缩变形与地基整体压缩变形之和：

$$s = s_s + s_g \simeq \delta_p + s_g \qquad (3\text{-}22)$$

3·4·2 按等代墩基计算群桩沉降

按图3-25所示等代墩基模式计算群桩沉降是一种简化方法[15]。该计算模式是基于以下假定建立起来的：等代墩基范围内桩间土不产生压缩变形，如同实体墩基一样工作。等代墩基沉降计算与扩展基础的沉降计算方法相同。其地基中附加应力宜按明特林课题确定，或近似按布辛奈斯克课题确定。当采用布氏课题时，$\sigma_z = \alpha\sigma_0$，其中 α 为附加应力系数，按表3-15确定，σ_0 为等代墩基底面的附加压力。为考虑桩间土的压缩变形，将等代墩基底面取在桩端以上一定高度，一般取离桩端 $l_c = l/4$，$l/3$（l 为桩入土长度）。为考虑桩群外围侧面剪应力的扩散作用，由桩顶引与桩身夹角 α 的斜线与假想墩底面水平线相交，墩底面积变为：

$$A_e = [a + (l - l_c)\mathrm{tg}\alpha][b + (l - l_c)\mathrm{tg}\alpha] \qquad (3\text{-}23)$$

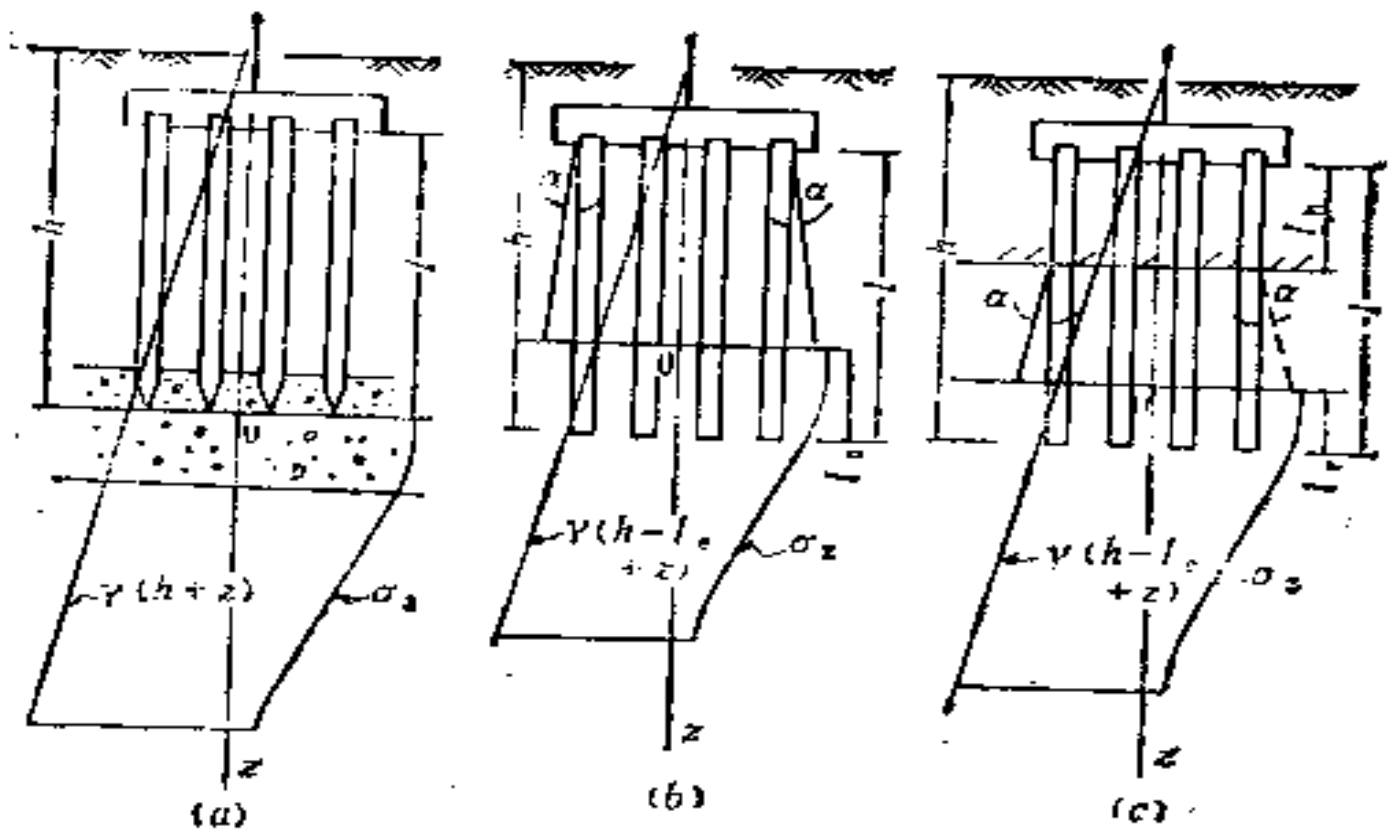


图 3-25 按等代墩基模式计算群桩沉降

式中 a、b——分别为桩群外围的长度和宽度；

l_c——考虑桩间土压缩变形的等代桩长（见图3-25）；

α——桩侧剪应力扩散角，$\alpha \simeq \bar{\varphi}/4$，$\bar{\varphi}$为等代墩基侧面土层内摩擦角的加权平均值；$\alpha$也可参照表3-9按土的类别和性状取值；按上海地区经验取$\alpha = 0$。

桩侧剪应力假想扩散角α　　表 3-9

土类		α	tgα
非粘性土	密实的	7°	0.123
	中等密实的	6°	0.105
	松散的	5°	0.087
粘性土	坚实及半坚实的	6°	0.105
	硬塑及可塑的	4°	0.070
	软塑的	1°	0.017

桩基计算图式确定后便可采用实体平底基础沉降计算方法计算其沉降，工程实践中常用分层总和法计算。采用分层总和法时，压缩层计算深度可参照GBJ7-88规范确定，或按附加应力与自重应力之比为20%（软土取10%）确定。

应用等代墩基模式计算群桩沉降要考虑以下几个问题：

1.当桩距较大（$s_a \geqslant 6d$）时，桩间土的压缩量明显增大，桩的工作性状更接近于单桩，按上述模式计算沉降，与实际不符。

2.等代墩基底面位置要视持力土层性质、桩距大小、成桩工艺选择恰当。在常用桩距条件下（$s_a = 3 \sim 4.5d$）若桩端持力层为较硬的粘性土、砂土，则假想墩基底面位置与桩端底面一致（图3-25a）。若桩端持力层与桩身范围土层的性质差异不大，则视桩距大小可取$l_c = l/4 \sim l/3$（桩距较大者取高值）（图3-25b）。当承台底部为较硬土层，相当于承台底标高下移，故应扣除上部硬土层厚度l_h后按下部桩身长度确定l_c（$l_c = (l - l_h)\left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{3}\right)$（见图3-25$c$）。打入式桩沉桩过程的挤土效应导致桩间土加密，压缩性降低，l_c宜取低值。

3.对于高承台群桩，桩土相对位移较大，假想墩基底面应比

低承台群桩适当提高。对于荷载水平（极限承载力/工作荷载）较高的低承台群桩，也应以同样办法处理。

3·4·3 非粘性土中群桩沉降的经验估算

对于非粘性土取土进行室内试验以测定其变形参数是很困难的，但可借助原位试验如静力触探、标准贯入试验测定其变形性质。以下介绍利用静探、标贯估算群桩沉降的经验方法。

1.采用静力触探试验值估算群桩沉降

舒梅特曼（Schmertmann）提出按下列公式估算非粘性土中群桩的沉降：

$$s = c_1 \cdot c_2 \cdot \sigma_0 \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E_{0_i}} \cdot \Delta z_i \qquad (3\text{-}24)$$

式中 σ_0——等代墩基底面（按上述3.4.2节办法确定）的附加压力（kPa）；

B——等代墩基底面宽度（m）；

Δz_i——墩底压缩层内第 i 层土的厚度（m）；

c_1——深度修正系数，按式（3-25）确定；

c_2——徐变系数，即考虑随时间增加的次压缩沉降，按式（3-26）确定；

E_{0_i}——第i层土的变形模量，按下述经验方法确定(kpa)；

I_z——竖向应变系数，按图3-26a确定；

深度修正系数：

$$c_1 = 1 - 0.5\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_0}\right) \qquad (3\text{-}25)$$

式中 σ_e——等代墩基底面以上土自重压力（地下水位以下取浮重力密度）。

对于非粘性土中的桩基，其沉降的大部分在建造过程中完成，但现场试验和工程实测表明，随时间而增长的次压缩（次固结）沉降也不容忽略，故在式（3-24）中引入徐变系数c_2。徐变系数按下式确定：

$$c_2 = 1 + 0.2\log_{10}\left[\frac{T}{0.1}\right] \qquad (3\text{-}26)$$

式中　T——计算时间（以年计），视非粘性土的粒径大小取5～10年，粗粒T取较小值。

变形模量E_0根据静力触探阻力q_c按下式确定：

$$E_0 = N_E \cdot q_c \qquad (3\text{-}27)$$

式中，系数N_E取如下数值：

粉土、砂质粉土及轻粘性粉砂　$N_E = 2$

洁净的细至中砂、轻粉砂　$N_E = 3.5$

粗砂及含少量砾石的砂　$N_E = 5$

砂质砾石及砾石　$N_E = 6$

竖向应变系数I_z如图3-26a所示，根据深度系数z/r（r为圆形群桩等代墩基的半径）。

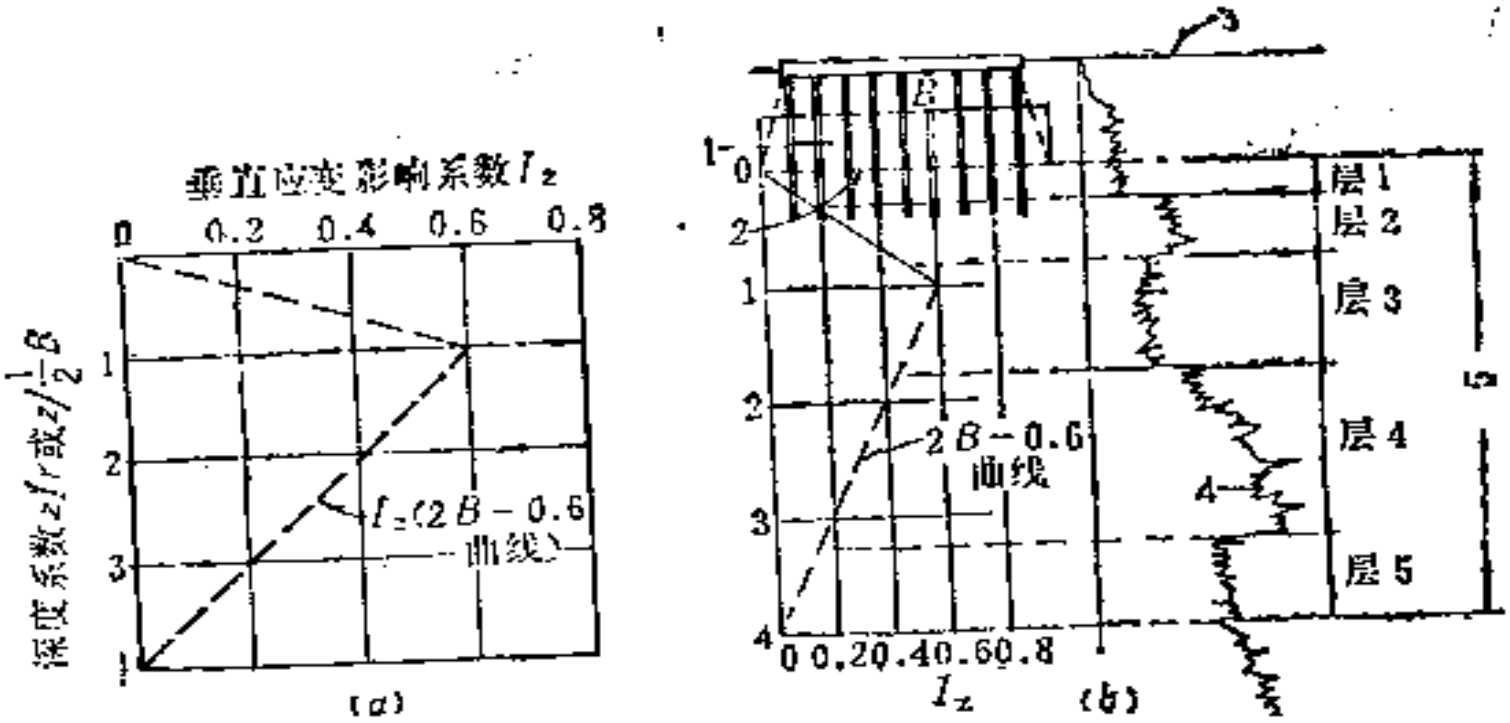


图 3-26　计算非粘性土中群桩沉降图示

（a）应变影响系数I_z；（b）建立$2B-0.6$曲线

1—群桩；2—等代墩基底面；3—地面；4—静探阻力q_c；5—压缩层深度；

或$z/\frac{1}{2}B$确定相应深度的I_z值。该曲线称之为$2B-0.6$曲线。

按上述方法估算群桩沉降的程序如下：首先，将等代墩基按比例绘于静探阻力图上，由底面起向下取压缩层深度$2B$，并按z/r或$z/\frac{1}{2}B$分成四等分（如图3-26b所示），绘出竖向应变系数曲线（$2B-0.6$曲线）；其次，将压缩层内的q_c曲线按变化情况分成若干层（见图3-26b）；第三，确定每层土的q_c平均值和对应的I_z平均值；第四，按式（3-24）计算群桩沉降。

梅耶霍夫（1974）还建议按下式估算群桩沉降s(mm)：

$$s=\frac{1.5\sigma_0\cdot B\cdot I}{q_c} \qquad (3\text{-}28)$$

式中 q_c——静探阻力（kPa）；

I——系数；$I=1-\frac{D'}{8B}\geqslant 0.5$；其中$D'$为群桩的有效埋深（m）；$B$为群桩宽度（m）；

其余符号同式（3-24）。

2.采用标贯击数估算群桩沉降

梅耶霍夫（1974）建议按下式估算砂土中的群桩沉降s（mm）：

$$s=\frac{\sigma_0\sqrt{B}}{10N} \qquad (3\text{-}29)$$

式中 N——在桩端平面以下相当桩群宽度的范围内，标准贯入试验击数平均值；

其余符号同式（3-24）。

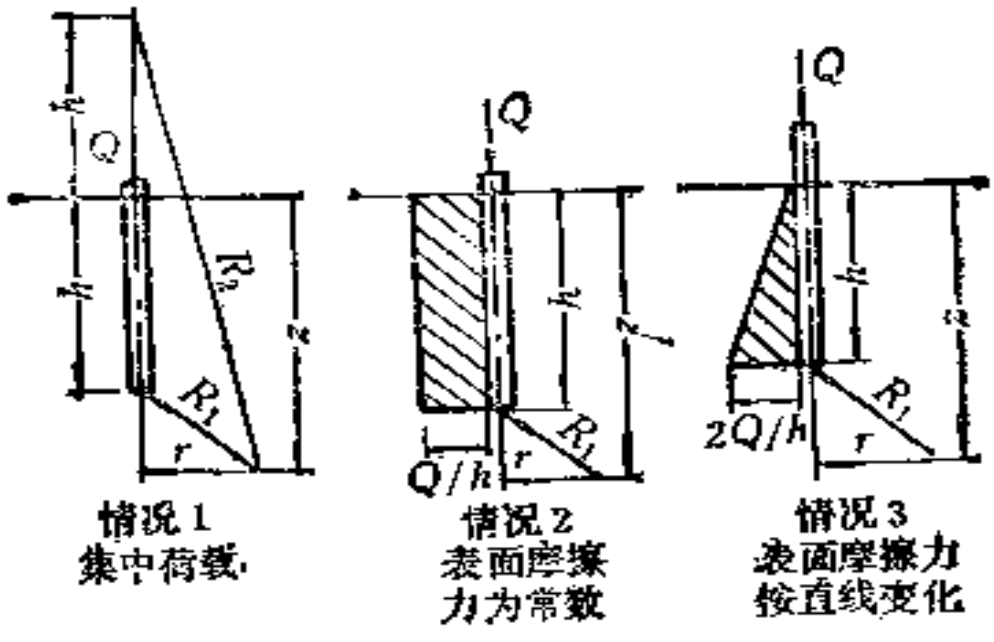
3·4·4 弹性理论法计算群桩沉降

1.单桩荷载下的土中应力

群桩中任一根桩的桩侧剪应力和桩端压应力除引起自身沉降外，还会影响其应力传布范围内的桩也产生一定的沉降，从而导致群桩沉降增大。在工作荷载下，由于桩侧和桩端的土体中的塑性变形不明显，故可近似应用线弹性体理论和叠加原理进行沉降分析。

格德斯（1966）根据半无限弹性体内作用一集中力的应力解答即明特林课题，将作用于桩端土上的压应力简化为一集中荷载（图3-27a）；将通过桩侧摩阻力作用于桩周土的剪应力简化为沿桩轴线的若干集中力，并假定桩侧摩阻力为沿深度矩形分布（图3-27b）和正三角形分布（图3-27c），分别给出了各自的土中竖向应力表达式[61]。任一点的竖向应力：

桩端集中力 $$\sigma_{zp}=\frac{Q_p}{h^2}K_p \qquad (3\text{-}30)$$



情况1 集中荷载

情况2 表面摩擦力为常数

情况3 表面摩擦力按直线变化

图 3-27　格德斯计算土中应力的桩-土体系

桩侧阻力呈矩形分布　$\sigma_{zr}=\frac{Q_r}{h^2}K_r$　（3-31）

桩侧阻力呈正三角形分布　$\sigma_{zt}=\frac{Q_t}{h^2}K_t$　（3-32）

式中　h——桩的入土深度；

Q_p、Q_r、Q_t——分别为桩端荷载，矩形分布侧阻分担的荷载和正三角形分布侧阻分担的荷载；

K_p、K_r、K_t——分别为桩端集中力、桩侧阻力矩形分布、桩侧阻力三角形分布情况下的桩端以下任一点（见图3-27）的竖向应力系数。

$$K_p=\frac{1}{8\pi(1-\mu)}\left[-\frac{(1-2\mu_s)(m-1)}{A^3}+\frac{(1-2\mu_s)(m-1)}{B^3}-\frac{3(m-1)^3}{A^5}-\frac{3(3-4\mu_s)m(m+1)^2-3(m+1)(5m-1)}{B^5}-\frac{30m(m+1)^3}{B^7}\right] \quad (3\text{-}33)$$

$$K_r=\frac{1}{8\pi(1-\mu_s)}\left[-\frac{2(2-\mu_s)}{A}+\frac{2(2-\mu_s)+2(1-2\mu_s)\frac{m}{n}\left(\frac{m}{n}+\frac{1}{n}\right)}{B}\right.$$

$$-\frac{(1-2\mu_s)2\left(\frac{m}{n}\right)^2}{F}-+\frac{n^2}{A^3}$$

$$+\frac{4m^2-4(1+\mu_s)\left(\frac{m}{n}\right)^2m^2}{F^3}$$

$$+\frac{4m(1+\mu_s)(m+1)\left(\frac{m}{n}+\frac{1}{n}\right)^2-(4m^2+n^2)}{B^3}$$

$$+\frac{6m^2\left(\frac{m^4-n^4}{n^2}\right)}{F^5}+\frac{6m\left[mn^2-\frac{1}{n^2}(m+1)^5\right]}{B^5}$$

(3-34)

$$K_s=\frac{1}{4\pi(1-\mu_s)}\left[\frac{-2(2-\mu_s)}{A}+\right.$$

$$+\frac{2(2-\mu_s)(4m+1)-2(1-2\mu_s)\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)}{B}$$

$$+\frac{2(1-2\mu_s)\frac{m^3}{n^2}-8(2-\mu_s)m}{F}+\frac{mn^2+(m-1)^3}{A^3}$$

$$+\frac{4\mu_s n^2m+4m^3-15n^2m-2(5+2\mu_s)\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)^3+(m+1)^3}{B^3}$$

$$+\frac{2(7-2\mu_s)mn^2-6m^3+2(5+2\mu_s)\left(\frac{m}{n}\right)^2m^3}{F^3}$$

$$+\frac{6mn^2(n^2-m^2)+12\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)^5}{B^5}$$

$$-\frac{12\left(\frac{m}{n}\right)^2m^5+6mn^2(n^2-m^2)}{F^5}$$

$$\left.-2(2-\mu_s)\ln\left(\frac{A+m-1}{F+m}\cdot\frac{B+m+1}{F+m}\right)\right] \qquad (3\text{-}35)$$

式中　$n=r/h$；　$m=z/h$；　$F=m^2+n^2$；　$A^2=n^2+(m-1)^2$；

$B^2=n^2+(m+1)^2$；　h、r、z如图3-27所示；

μ_s——土的泊桑比

当根据式（3-30）～(3-32）计算土体中沿桩 轴线（$n=0$）的竖向应力时，取$n=0.002$近似代替，因取$n=0$在计 算 中 将出现不连续性。上述竖向应力的计算相当繁琐，文 献 [17] 列 出了$\mu_s=0.2$、0.3、0.4的应力系数表。

对于桩侧阻力为其它图式的分布，可采用以上矩形、正三角形分布竖向应力迭加求得。将作用于单桩桩顶的荷载Q分解为桩端荷载$Q_p=\alpha\cdot Q$（α为桩端荷载分担比），桩侧荷载Q_s。而Q_s又可根据其分布图式分解为矩形分布荷载Q_r、正三角形或倒三角形分布荷载Q_t。

$$Q=Q_p+Q_s=Q_p+Q_r+Q_t \qquad (3\text{-}36)$$

侧阻呈矩形分布（图3-27b）；　$Q_p=\alpha Q$，　$Q_r=(1-\alpha)Q$，

$$\sigma_z=\frac{Q_p}{h^2}\cdot K_p+\frac{Q_r}{h^2}\cdot K_r=\frac{Q}{h^2}[\alpha\cdot K_p+(1-\alpha)K_r] \qquad (3\text{-}37a)$$

侧阻呈正三角形分布（图3-27c）；　$Q_p=\alpha Q$，　$Q_t=(1-\alpha)Q$

$$\sigma_z=\frac{Q_p}{h^2}\cdot K_p+\frac{Q_t}{h^2}\cdot K_t=\frac{Q}{h^2}[\alpha\cdot K_p+(1-\alpha)K_t] \qquad (3\text{-}37b)$$

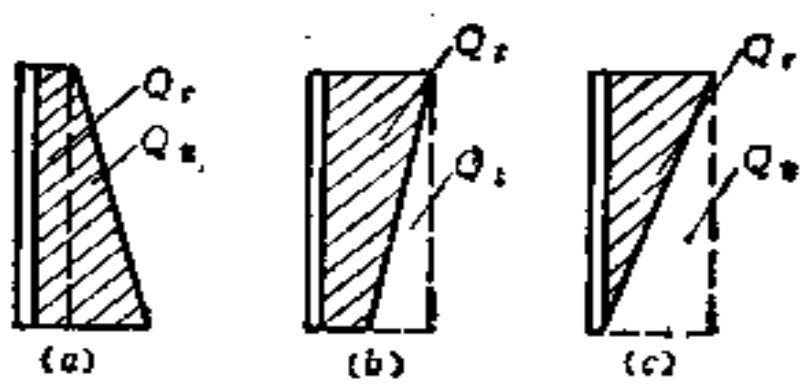


图 3-28　不同侧阻力q_s分布的σ_z计算组合

侧阻呈正梯形分布（图3-28a）；

$Q_p=\alpha\cdot Q$，　$Q_r=\beta Q$，　$Q_t=(1-\alpha-\beta)Q$，β为矩形分布 侧阻分担荷载之比；

$$\sigma_z = \frac{Q_p}{h^2} \cdot K_p + \frac{Q_r}{h^2} K_r + \frac{Q_t}{h^2} K_t = \frac{Q}{h^2}[\alpha \cdot K_p + \beta \cdot K_r + (1-\alpha-\beta)K_t] \quad (3\text{-}37c)$$

侧阻呈倒梯形分布（图3-28*b*）：

$Q_p = \alpha Q$，$Q_r = \beta Q$，$Q_t = (1-\alpha-\beta)Q$，β为虚拟矩形分布侧阻分担荷载之比；

$$\sigma_z = \frac{Q_p}{h^2} K_p + \frac{Q_r}{h^2} K_r - \frac{Q_t}{h^2}$$

$$= \frac{Q}{h^2}[\alpha \cdot K_p + \beta \cdot K_r - (1-\alpha-\beta)K_t] \quad (3\text{-}37d)$$

侧阻呈倒三角形分布（图3-28*c*）

$$Q_p = \alpha Q, \quad Q_r = \beta Q, \quad Q_t = (1-\alpha-\beta)Q;$$

$$\sigma_z = \frac{Q_p}{h^2} K_p + \frac{Q_r}{h^2} K_r - \frac{Q_t}{h^2} K_t$$

$$= \frac{Q}{h^2}[\alpha \cdot K_p + \beta \cdot K_r - (1-\alpha-\beta)K_t] \quad (3\text{-}37e)$$

桩侧阻力的分布图式依桩端、桩侧土层（E_{s_i}）的分布、桩土的刚度比（E_p/E_s）、桩的长径比和外形等而变。若已知表征荷载分配的参数α、β，则可利用以上式（3-37），采用有限压缩层地基模式按单向压缩计算单桩的桩端沉降（图3-29*a*）。

均匀压缩层：

$$s = \int_0^H \frac{\sigma_z}{E_s} d_z \quad (3\text{-}38a)$$

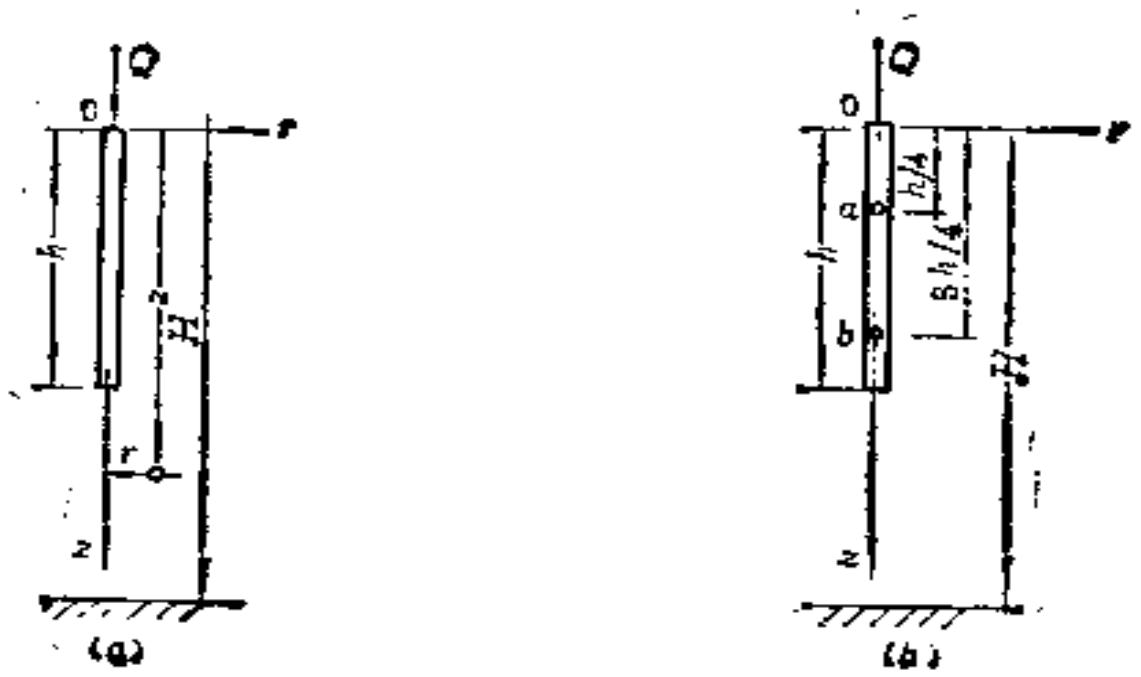


图 3-29

成层压缩层，按分层总和法：

$$s = \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{z_i}}{E_{s_i}} \cdot \Delta z_i \qquad (3\text{-}38b)$$

对于短桩，可视桩端沉降等于桩顶沉降。对于中长、长桩按下式计算桩身压缩量：

$$s_1 = \int_0^h \frac{Q(z)}{E_p \cdot A} dz = \frac{1}{E_p A} \int_0^h [Q - \int_0^z q_s(z) dz] dz \qquad (3\text{-}39)$$

桩顶沉降：

$$s_0 = s + s_1$$

式（3-38）～（3-39）中 E_s、E_p——分别为土的压缩模量和桩身的弹性模量；

H——由桩顶至压缩层下限的厚度，可按附加应力与土自重应力之比为10%（软土）或20%确定；

σ_i——由桩端和桩侧荷载引起的土中的竖向应力，按桩侧阻分布情况由式（3-37）确定；

$Q(z)$——桩身轴力沿深度分布函数；

$q_s(z)$——桩侧阻力沿深度分布函数。

当桩身荷载分配情况不明时，可利用桩土界面竖向位移协调的条件（不产生滑动），并假定桩为刚性不可压缩（适于短桩、中长桩）以确定α、β[56]。任取桩轴线上的二点（0，a）、（0，b），譬如$a = h/4$，$b = 3h/4$处（如图3-29b），求该两点桩轴和相邻土体的竖向位移，并令两点各自桩、土位移相等。现以q_s为正梯形分布为例：$z = h/4$处，$s_{pa} = s_{sa}$得：

$$\int_h^H \frac{\sigma_z}{E_s} dz = \int_{h/4}^H \frac{\sigma_z}{E_s} dz$$

由式（3-37c），

$$\int_h^H [\alpha(K_p - K_t) + \beta(K_\tau - K_t) + K_t] dz$$

$$= \int_{h/4}^H [\alpha(K_p - K_t) + \beta(K_\tau - K_t) + K_t] dz$$

即 $$\int_{h/4}^{h}[\alpha(K_p-K_t)+\beta(K_r-K_t)+K_t]dz=0 \qquad (3\text{-}40)$$

$z=3h/4$处：由$s_{pb}=s_{sb}$得：

$$\int_{h}^{H}\frac{\sigma_z}{E_p}dz=\int_{3h/4}^{H}\frac{\sigma_z}{E_s}dz$$

由式（3-37c），$$\int_{h}^{H}[\alpha(K_p-K_t)+\beta(K_r-K_t)+K_t]dz$$

$$=\int_{3h/4}^{H}[\alpha(K_p-K_t)+\beta(K_r-K_t)+K_t]dz$$

即 $$\int_{3h/4}^{h}[\alpha(K_p-K_t)+\beta(K_r-K_t)+K_t]dz=0 \qquad (3\text{-}41)$$

将（3-33）～（3-35）的K_p、K_r、K_t代入以上二式，用电子计算机联解此二方程，得α、β，即可绘出桩侧阻力q_s沿深度的分布图。

2.叠加法计算群桩沉降

利用上述格德斯单桩荷载下的应力系数，将群桩中每一根桩由自身荷载引起的沉降和受其它桩荷载影响所产生的沉降迭加起来求得群桩沉降。

（1）带刚性承台群桩的沉降计算

对于高层建筑和筒仓等的桩筏、桩箱基础和桥墩桩基，由于基础承台与上部结构的共同作用，其承台可近似视为刚性的。对于平面尺寸不太大的独立柱基同样可看作刚性的。刚性承台下各桩的沉降量相等，各桩的荷载依位置不同而异。

我们称单位荷载下单桩的沉降为柔度系数δ，由i桩自身单位荷载引起的沉降记为δ_{ii}，由j桩单位荷载对i桩影响所引起的沉降记为δ_{ij}（图3-30）。由此，i桩的沉降为：

$$s_i=\delta_{ii}Q_i+\sum_{j=1}^{n}\delta_{ij}Q_j=\sum_{j=1}^{n}\delta_{ij}Q_j \qquad (3\text{-}42a)$$

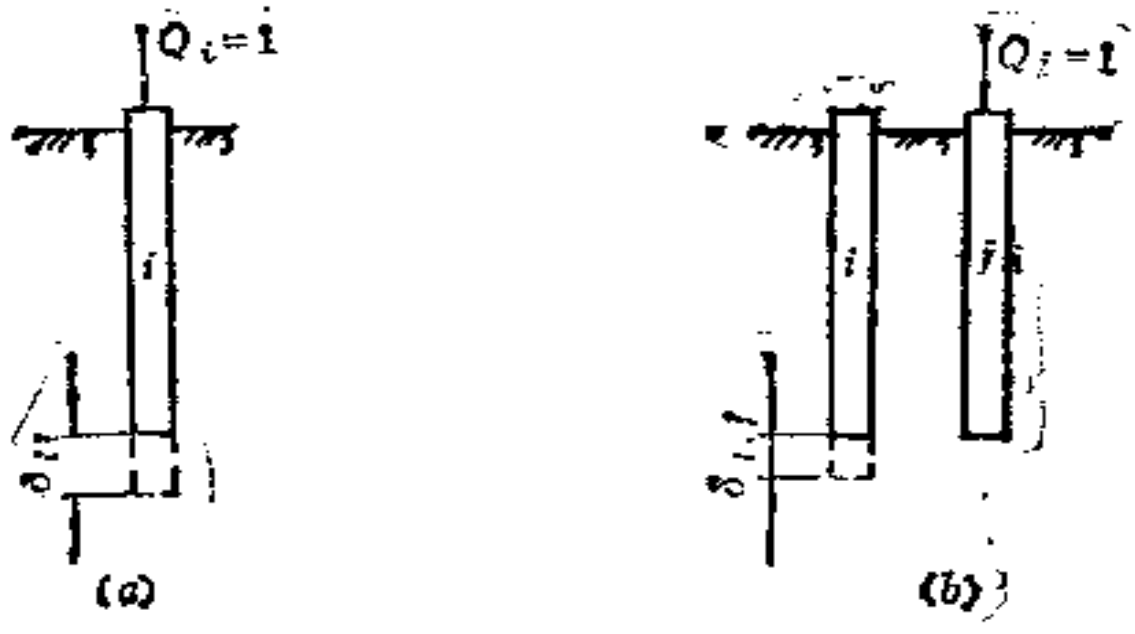


图 3-30　柔度系数图示

上式可表示为矩阵形式：

$$\{s\}=[\Delta]\{Q\} \qquad (3\text{-}42b)$$

式中　$s_1=s_2=\cdots\cdots=s_i\cdots\cdots=s_n=s$

$$\{s\}=\begin{Bmatrix} s \\ s \\ \vdots \\ s \end{Bmatrix};\quad \{Q\}=\begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ Q_n \end{Bmatrix}$$

$$[\Delta]=\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12}\cdots\cdots\delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22}\cdots\cdots\delta_{2n} \\ \cdots\cdots & \\ \delta_{n1} & \delta_{n2}\cdots\cdots\delta_{nn} \end{bmatrix}$$ 称为群桩柔度矩阵

Q_j——桩群中j桩桩顶荷载；

δ_{ij}——桩群中i桩受j桩影响的柔度系数，即j桩作用单位荷载对i桩引起的沉降；按有限压缩层地基模型计算：

压缩层为均匀土层时：$\delta_{ij}=\int_h^H \frac{\sigma_{zij}}{E_i}dz$　　(3-43a)

压缩层为成层土时：$\delta_{ij}=\sum_{i=1}^{n}\frac{\sigma_{zij}}{E_{si}}\cdot\Delta Z_i$　　(3-43b)

式(3-43)中　σ_{zij}——单位荷载作用于j桩对i桩轴线桩端以下产生的竖向应力，按式(3-37)计算；

事先按式（3-40）（3-41）确定桩身荷载分配系数α、β，或根据试验、经验确定侧阻力沿深度分布图式和α、β。

E_c，E_{si}——分别为桩端平面以下压缩层范围内土的压缩模量和成层土第i层的压缩模量。

其余符号同前。

将式（3-43）代入式（3-42）可得n个位移协调方程。

根据外荷载P与各桩桩顶荷载之和相平衡的条件，得：

$$P = \sum_{i=1}^{n} Q_i \qquad (3\text{-}44)$$

联立式（3-42）和（3-44），便得到包括n个单桩桩顶荷载Q_i和群桩沉降s共（$n+1$）个未知数的（$n+1$）个方程，经整理可表示为：

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \cdots\cdots \delta_{1n} & -1 \\ \delta_{21} & \delta_{22} \cdots\cdots \delta_{2n} & -1 \\ \cdots\cdots\cdots & & \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} \cdots\cdots \delta_{nn} & -1 \\ -1 & -1 \quad -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ Q_n \\ s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ -P \end{Bmatrix} \qquad (3\text{-}45)$$

解式（3-45），便可求得群桩各桩桩顶荷载Q_i和群桩沉降s。

当现场进行了原型单桩试验时，可利用其确定单桩在单位荷载下自身的沉降。为区别于式（3-43）由压缩模量确定的柔度系数，以刚度系数K_{ii}表示：

$$K_{ii} = \zeta \cdot \frac{Q_a}{s_a} = \frac{1}{\delta_{ii}} \qquad (3\text{-}46)$$

式（3-46）中 Q_a、s_a——分别为单桩设计荷载和设计荷载下的沉降；

ζ——考虑试桩沉降的完成系数，对于砂土可取$\zeta = 0.8$；一般粘性土，可取$\zeta = 0.6 \sim 0.7$；饱和软土，可取$\zeta = 0.4 \sim 0.5$。

（ 2 ）带柔性承台群桩的沉降计算

对于油罐等柔性结构的桩基、大面积堆载场地的桩基等均可视为柔性承台群桩，平面尺寸很大的独立柱桩基也可近似按带柔性承台群桩看待。此时，各桩的桩顶荷载相等，承台沉降呈碟形。

桩顶荷载为

$$Q = \frac{P}{n} \tag{3-47}$$

桩群中i桩的沉降为：

$$s_i = \sum_{j=1}^{n} \delta_{ij} Q \tag{3-48}$$

上式表示为矩阵形式：

$$\begin{Bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ \vdots \\ s_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \cdots\cdots \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \cdots\cdots \delta_{2n} \\ \cdots\cdots\cdots \\ \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} \cdots\cdots \delta_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q \\ Q \\ \vdots \\ Q \end{Bmatrix} \tag{3-49}$$

式中 δ_{ij}——桩群中i桩的柔度系数，按式（3-43）确定；当有试桩资料时，可按式（3-46）确定δ_{ii}。

解式（3-49）可求得群桩中各桩桩顶沉降s_i，由此可绘出柔性承台的挠度曲线。

（ 3 ）关于弹性理论叠加法计算群桩沉降的讨论

采用上述弹性理论叠加法计算群桩沉降要注意以下几个问题：

1 ）该法在计算中假定土体为各向同性均质的半无限弹性体，忽略桩群在土中的“加筋效应”和“遮帘效应”，即在考虑桩与桩的相互影响时，仅仅对各桩的应力、变形进行叠加，并未考虑桩的存在所带来的影响。这对于某些加工硬化型土，如非密实的粉土、砂土可能会引起较大偏差。

2 ）该法未考虑承台分担荷载对于减小沉降的作用，也未考虑承台土反力对于桩侧、桩端应力和变形的影响。

3 ）该法未考虑桩径的影响。格德斯解系将桩端压应力简化

为一集中力，将桩侧剪应力简化为沿桩轴线的若干集中力，据此求得桩端以下任一点的竖向应力系数。该应力系数比分布于具有一定尺度界面上的桩端压应力和桩侧剪应力在同一点的应力系数要大[82]。其偏离度随桩径增大而增大，特别是近桩端以下$1/1^0$桩长范围内偏离很大。因此，用该法计算群桩的沉降，比考虑实际桩径偏大。文献[62]对此作了改进。

4）该法有一个突出特点，就是对于桩距大、布桩不规则、桩长不一的群桩，可根据其实际几何特征计算沉降，而等代墩基法不能考虑这些因素。

3.利用单桩荷载——沉降系数计算群桩沉降

（1）相互影响系数法计算群桩沉降

把桩i和桩j之间沉降相互影响系数定义为[18]：

$$\alpha_{ij}=\frac{\text{由}j\text{桩上单位荷载对}i\text{桩所引起的沉降}}{\text{由}i\text{桩上单位荷载对自身引起的沉降}}=\frac{\delta_{ij}}{\delta_{ii}} \tag{3-50}$$

α_{ij}与桩的长径比l/d、桩距比s_a/d、桩土相对刚度$K(K=E_p/E_s)$、土层厚度等因素有关（见图3-31）。

由n根桩组成的群桩，其中i桩的沉降s_i为

$$s_i=\delta_{ii}\sum_{j=1}^{n}\alpha_{ij}Q_j \tag{3-51}$$

式中，Q_j为作用于j桩上的荷载。

两根桩的相互影响系数α_{ij}，分别按均匀深厚土层和有限厚土层列于表3-10和表3-11。

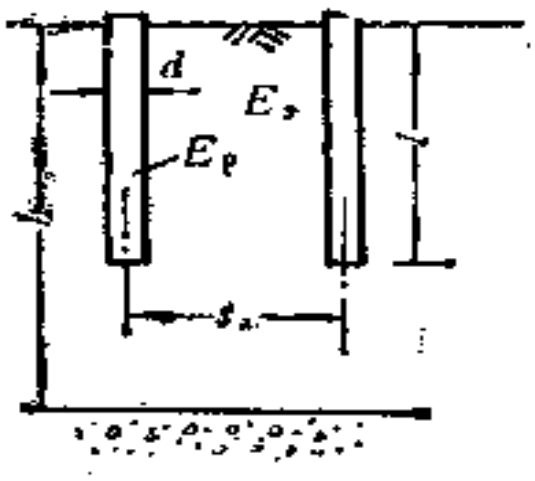


图 3-31

均匀深厚土层内，两根桩的相互影响系数α_{ij}　　表 3-10

l/d	10			20			100		
s_a/d	K								
	10	500	∞	10	500	∞	10	500	∞
2.0	0.3	0.52	0.55	0.38	0.53	0.63	0.56	0.45	0.75
4.0	0.2	0.39	0.42	0.22	0.41	0.48	0.33	0.38	0.62
5.0	0.16	0.33	0.40	0.18	0.33	0.42	0.32	0.34	0.36
10.0	0.08	0.20	0.21	0.10	0.25	0.30	0.18	0.27	0.46
20.0	0.02	0.04	0.042	0.05	0.17	0.19	0.08	0.18	0.38

有限深土层内，两根桩的相互影响系数α_{ij}　　表 3-11

s_a/d	h/l				
	1.2	1.5	3.5	5	∞
2.0	0.36	0.50	0.60	0.61	0.64
4.0	0.19	0.32	0.42	0.43	0.52
5.0	0.16	0.24	0.38	0.40	0.43
10	0.08	0.12	0.22	0.24	0.32
20	0.02	0.04	0.10	0.12	0.20

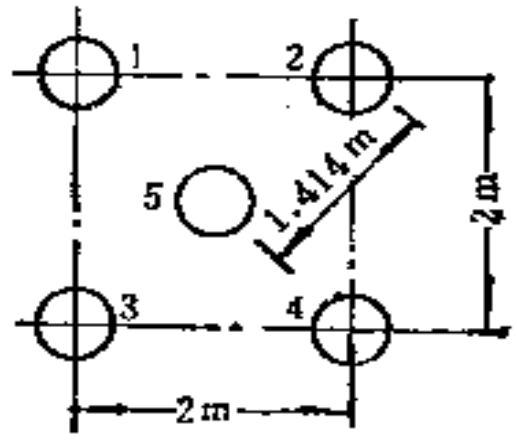


图 3-32

【例题】 直径0.5m的$R.C$预制桩，打入粘性土层15m，桩位布置如图3-32。承台为刚性，中心荷载$P=3500\text{kN}$，试桩$\delta_{11}=0.03\text{mm/kN}$。试计算群桩沉降和各桩荷载。

【解】 忽略桩身压缩变形($K=\infty$)由式(3-51)和表3-10：

桩1、2、3、4的沉降

$$s_1=s_2=s_3=s_4=(1Q_1+0.52Q_2$$

$$+0.52Q_3+0.40Q_4+0.55Q_5)\cdot\delta_{11}$$

由于 $$Q_1=Q_2=Q_3=Q_4$$

故 $$s_1=(2.44Q_1+0.55Q_5)\delta_{11}$$

$$s_5=(4\times0.55Q_1+Q_5)\delta_{11}=(2.2Q_1+Q_5)\delta_{11}$$

由于承台为刚性，故 $s_1=s_2=\cdots=s_5$

从而 $$2.44Q_1+0.55Q_5=2.2Q_1+Q_5$$

$$0.24Q_1=0.45Q_5$$

由力的平衡条件 $4Q_1+Q_5=3500\text{kN}$

联解以上二式得： $Q_5=411\text{kN}$

$$Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=772\text{kN}$$

$$s=63\text{mm}$$

（ 2 ）沉降比法计算群桩沉降

利用上述二桩间相互影响系数进行迭加，可求得刚性承台一定排列形式的群桩的沉降比。沉降比定义为：

$$R_s=\frac{\text{群桩的沉降}s}{\text{单桩在群桩各桩平均荷载作用下的沉降}s_1}$$

由此群桩沉降为 $$s=s_1\cdot R_s \qquad (3\text{-}52)$$

群桩沉降比R_s（由Butterfield和Banerjee，1971；Morgan和Poulos，1968给出）取决于桩的长径比l/d、桩距比s_a/d、桩土刚度比$K(K=E_p/E_s)$。对支承于均匀深厚土层（摩擦桩）中和支承于刚性层（端承桩）上的群桩沉降比分别列于表3-12和表3-13。

利用表3-12和表3-13以及对应单桩的沉降s_1可按式（3-52）方便地求得 2 × 2、3 × 3，5 × 5 正方形排列群桩的沉降。当群桩中有更多的桩时，R_s值可按下式外插确定：

$$R_s=(R_{25}-R_{16})(\sqrt{n}-5)+R_{25} \qquad (3\text{-}53)$$

式中 R_{25}、R_{16}——分别为 5 × 5、3 × 3 群桩的沉降比；

n——群桩中桩数。

（ 3 ）应用相互影响系数法、沉降比法计算群桩沉降要注意的问题

均质土内具有刚性承台的群桩的沉降比R_s　　表 3-12

l/d	s_a/d	沉降比 R_s															
		群桩内桩的根数 n															
		4				9				16				25			
		刚度系数 K															
		10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.75	3.80	4.42	4.48	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	8.68
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.95
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29	4.22	5.38	7.44	8.10	5.40	7.25	10.28	11.25
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.03
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73	1.74	2.46	3.43	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	9.25	14.35
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88

支承于刚性层上具有刚性承台的群桩的沉降比　　表 3-13

l/d	s_a/d	沉降比 R_s															
		群桩内桩的根数 n															
		4				9				16				25			
		刚度系数 K															
		10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00	2.28	1.49	1.00	1.00	2.70	1.63	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00	1.30	1.14	1.02	1.00	1.33	1.15	1.03	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00	1.03	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00	3.70	3.28	1.33	1.00	4.48	4.13	1.50	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00	1.94	2.00	1.23	1.00	2.15	2.23	1.28	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00	1.30	1.33	1.07	1.00	1.33	1.38	1.08	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00	6.24	5.89	4.61	1.00	8.18	7.93	6.40	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00	3.54	3.74	3.47	1.00	4.33	4.68	4.45	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00	2.21	2.48	2.53	1.00	2.63	2.98	3.10	1.00

这两种方法的基本原理和理论基础与前述迭加法是相同的。不过，这两种方法是直接利用单桩的荷载——沉降试验资料，而无需土层的压缩模量参数。应用时除考虑叠加法的（a）、（b）点外尚应考虑以下两点。

1）未考虑桩底压缩层的成层性，直接利用压缩范围小的单桩荷载——沉降关系确定群桩沉降，对于成层性土误差要大一些。特别是对桩底以下有软卧层的情况不宜采用此法计算群桩沉降。

2）根据静力试桩的$Q-s$曲线确定σ_{cl}或s_1时，要考虑沉降的时间效应。试桩时间一般为3～7天，所完成的沉降只占最终沉降的一定比例，因此，据此确定δ_{cl}或s_1时应视土的性质除以沉降完成系数0.4～0.8。

以上两种方法被列入波兰PN-B3/B-02482规范。

3·4·5 群桩变形性状的试验研究

1.简述

总的说来，现有的各种群桩沉降计算方法都不尽完善。其中某些简化实用方法还不能如实地反映不同几何特征的群桩的变形性状，往往采用了单一的计算模式；理论方法都是以线弹性理论为基础，对于桩的加筋效应、承台作用、土的非线性特性等都未考虑。通过试验揭示群桩变形机理和变化规律是改进现行实用计算方法和探讨新的计算模式的基础，同时也有助于根据工程实际条件正确选择计算方法。

2.群桩各部分变形随桩距、承台设置方式、荷载水平的变化。

如前所述，群桩沉降为桩间土压缩变形s_s和桩端以下整体压缩变形s_g之和，即：

$$s = s_s + s_g$$

显然，桩间土压缩变形比s_s/s和地基整体压缩变形比s_g/s有如下关系：

$$s_s/s + s_g/s = 1$$

因此，利用以上关系可对群桩的变形性状随承台设置方式（高、低）桩距（s_a/d）、荷载水平（P/P_u）的变化进行对比分析。图3-33表示了七组$d=250\text{mm}$，$l/d=18$，$n=3\times3$高低承台、不同桩距群桩的s_s/s和s_c/s的相互关系[42]。从中可以看出这样几个特点：

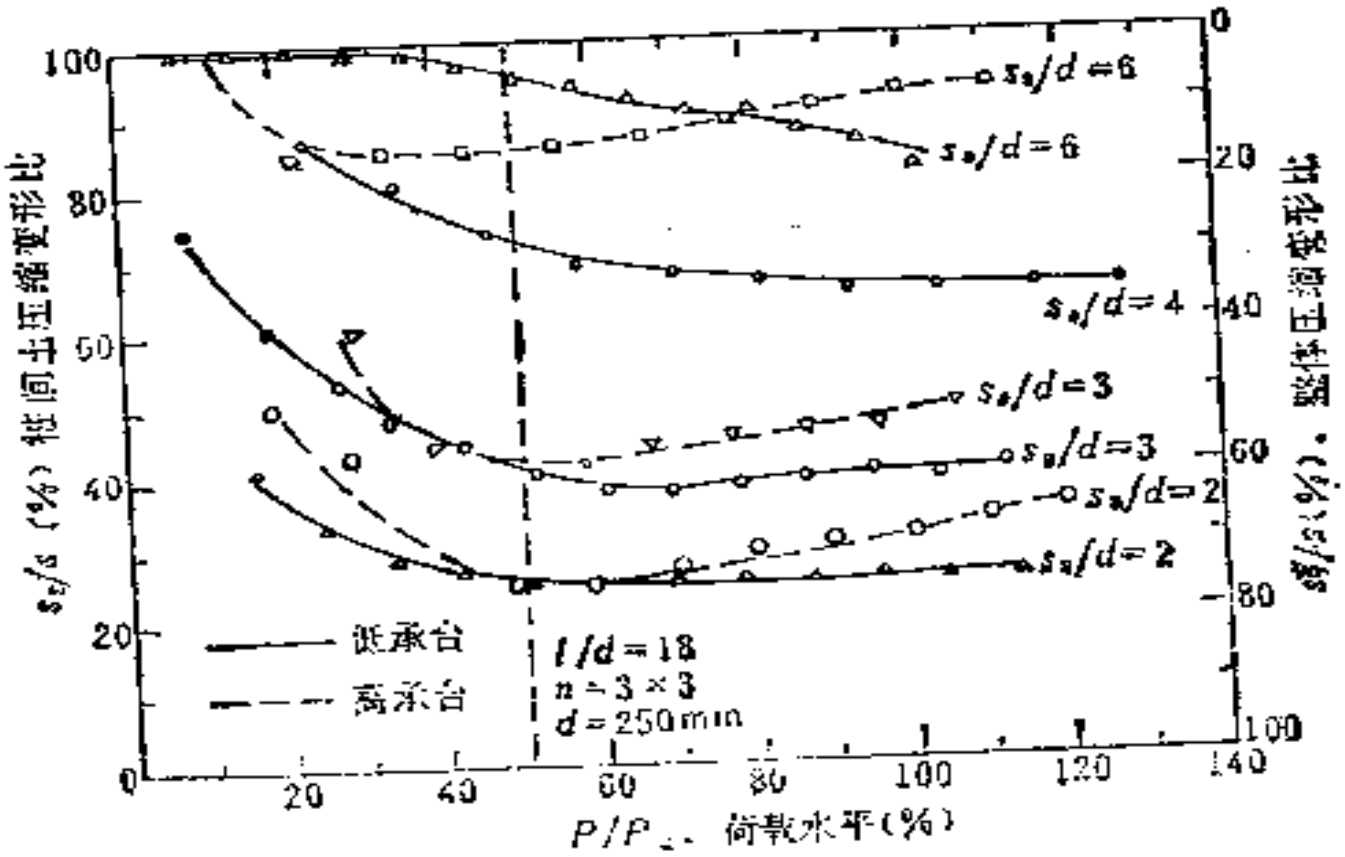


图 3-33　桩间土压缩变形比、地基整体压缩变形比随承台设置方式、桩距、荷载的变化

（1）桩间土压缩变形比随桩距增大而增大，地基土整体压缩变形比则随桩距增大而减小。当桩距增大到$6d$时，群桩沉降主要由桩间土压缩变形（>80%）引起，即主要由桩端贯入变形（忽略桩身弹性压缩）引起。对于小桩距群桩（$s_a/d=2$），其沉降则以桩端以下地基整体压缩变形为主（>75%）。

（2）两种变形比随荷载变化的总趋势是：整体压缩变形比随荷载增加而增大，在荷载很小的情况下，群桩沉降主要由桩间土压缩变形引起，即由桩端贯入变形引起。这反映了群桩的荷载传递特性，即小荷载下由桩身下部桩侧阻力分担荷载出现贯入变形，与单桩荷载传递性状相反。由这一点也说明，桩端与周围土体间的相对竖向位移宜称之为贯入变形而不宜称为刺入变形，因后者一般指端阻力破坏引起的塑性贯入。

（3）承台设置方式不同，群桩变形性状有所不同。对于高承台，桩间土压缩变形比随荷载增加循由大到小，又由小变大的规律变化；而低承台，则随荷载增加而变小并在约 $P_u/2$荷 载 后趋于稳定。高、低承台中、小桩距群桩（$s_a/d=2\sim3$），当荷载接近于工作荷载（$P_u/2$）时，两者的s_s/s、s_g/s彼此相近。这说明在$P_u/2$荷载下，桩与桩侧土之间相对位 移尚未 发展 到桩身顶部。但对于不受承台约束的高承台群桩，其贯入变形势必随荷载增加而增大。此时的高承台桩间土竖向变形并非全部为压缩变形而包含一部分桩顶处的相对位移。低承台群桩由于桩顶处桩土相对位移受承台约束，并在桩的侧限条件下受承台底土反力作用发生压缩。

3.桩间土压缩变形沿桩长的变化

图3-34所示为不同桩距、高低承台群桩桩间土压缩变形沿桩长的变化，从中看出：

（1）桩间土压缩变形沿桩长的分布是非均匀的，其分布特性受桩距影响较大。对于小桩距群桩，压缩变形由下而上衰减较快；对于较大桩距（$s_a/d\geqslant4$）群桩，由桩端到桩 顶都发 生较大的压缩变形。靠近桩端1/4桩长范围内桩间土的压缩量 最大；对于桩距$2d$、$3d$的高、低承台群桩，该 区段压缩 量占全 桩长压缩量的50%～80%；对于桩距$4d$、$6d$群桩，占全桩长的30～40%。

（2）对于桩距$2d$群桩，无论是高、低承台，桩身中部和上部桩土相对位移都很小。这表明小桩距群桩的桩侧阻 力发挥性状和沉降变形特性都明显不同于大桩距群桩。

4.从实测群桩变形看现行群桩沉降计算方法的缺陷

（1）对于桩距由$2d\sim6d$的群桩，工作荷 载下其桩 间土压缩变形比的实测值为25%～95%，而等代墩基模式计算法未按不同桩距取不同的计算模式。等代墩 基模式 对于大 桩距（$\geqslant6d$）群桩显然是不适用的。

（2）弹性理论法是考虑桩侧、桩端应力传递到桩端平面以下产生的压缩变形，把群桩作为单桩的集合进行迭加，忽视桩体

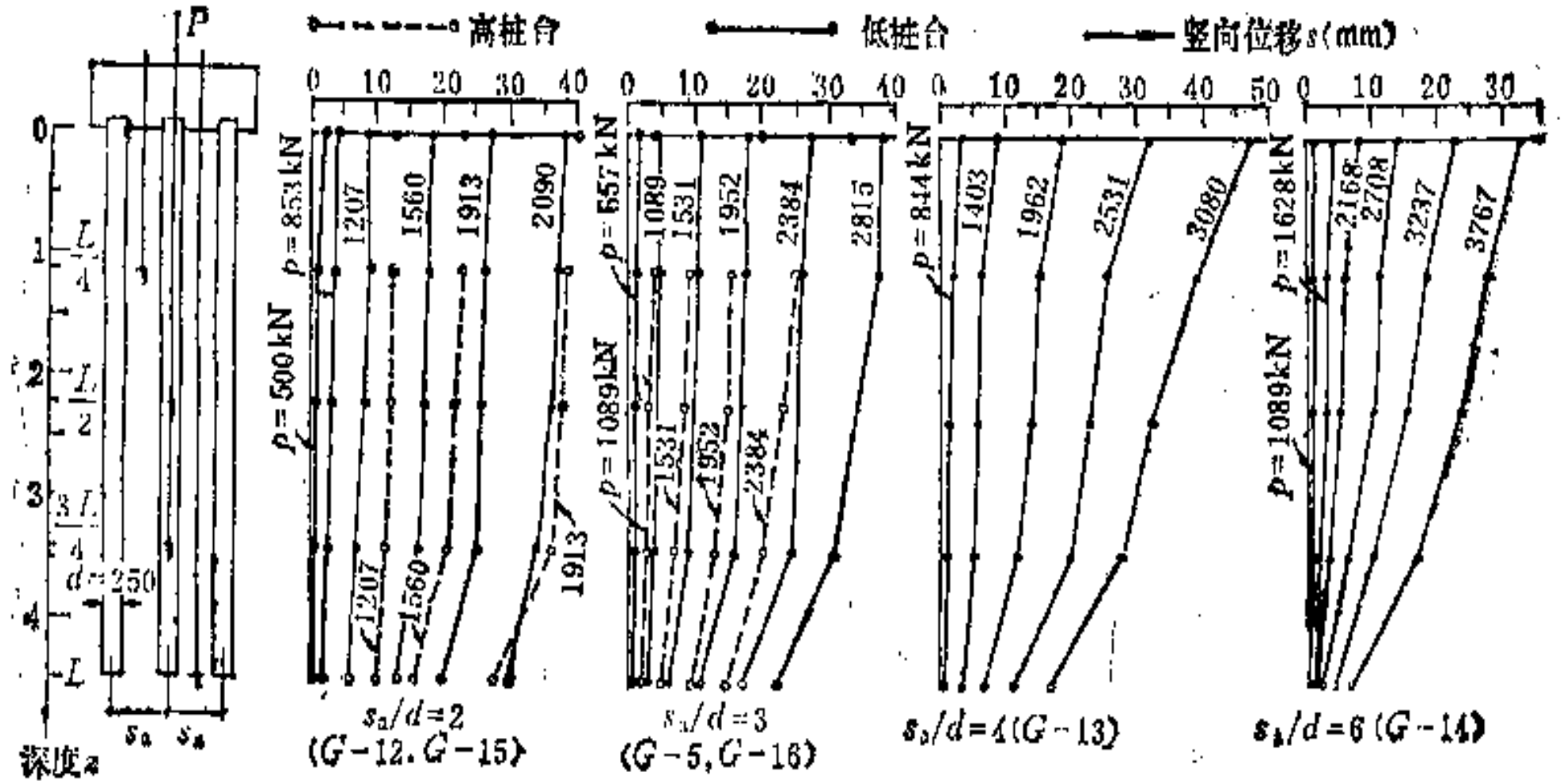


图 3-34　不同桩距高低承台群桩桩间土变形沿桩长变化

存在于土中的影响。而实际上桩的存在会影响桩侧剪应力的传布、桩间土的变形和桩侧阻力的性状。譬如，实测小桩距（$s_a/d=2$）桩间土压缩基本只发生于桩身下部，加工硬化型土出现“沉降硬化”而导致承载力提高、沉降减小等。

（3）低承台对群桩的变形性状有一定影响，特别是大桩距群桩，而弹性理论法未考虑这种影响。

3·5 群桩软下卧层的强度验算

3·5·1 概述

在土层竖向分布不均的情况下，为减小桩长节约造价，或由于预制桩穿透硬层沉桩的困难，可考虑将群桩的桩端设置于存在软下卧层的有限厚度硬层上（多数为砂层）。该有限厚度的硬层是否可作为群桩的持力层，是设计中要考虑的重要问题[9]。设计不当，可能招致两种后果，一是较薄的持力层因冲剪破坏而使桩基失稳，二是因软卧层的塑性变形而使桩基沉降过大。

促成上述两种现象出现的条件是多方面的，一是软卧层的强度和压缩性；二是硬持力层的强度、压缩性和厚度；三是群桩的桩数、桩距；四是上部土层特别是承台底土层的强度（所提供的承台土反力和侧阻力）；五是承台的设置方式，高承台群桩抗冲剪破坏能力远比低承台差。

如第二章所述，关于单桩冲剪破坏的机理研究得还不够透彻，计算方法仍是经验性的。致于群桩，由于影响因素甚多，破坏机理更为复杂，因此，这里介绍的计算方法也是经验性的方法。

3·5·2 高承台群桩软下卧层的验算

对于高承台群桩，对于承台下基土可能出现自重固结、湿陷、震陷的群桩以及承台下为超软土（$E_s<0.5\mathrm{MPa}$）的群桩，其软下卧层强度分别按以下三种模式进行验算。

1.各桩分体冲剪

当桩距较大或硬持力层较薄时（如图 3-35*a*，$t \leqslant \frac{s_a - d}{2}\cot\alpha$，其中冲剪线夹角$\alpha$，见2·2·3节），各桩呈分体冲剪。参照第二章2·2·3节单桩冲剪破坏的极限端阻q_{pu}计算公式，并计入极限桩侧阻力q_{su}，则群桩的冲剪破坏极限承载力（由于桩距较大不考虑群桩效应）为：

$$p_{tu} = n \cdot Q_{tu}$$
$$= n(q_{pu}A_p + U\Sigma q_{su_i} l_i) \qquad (3\text{-}54)$$

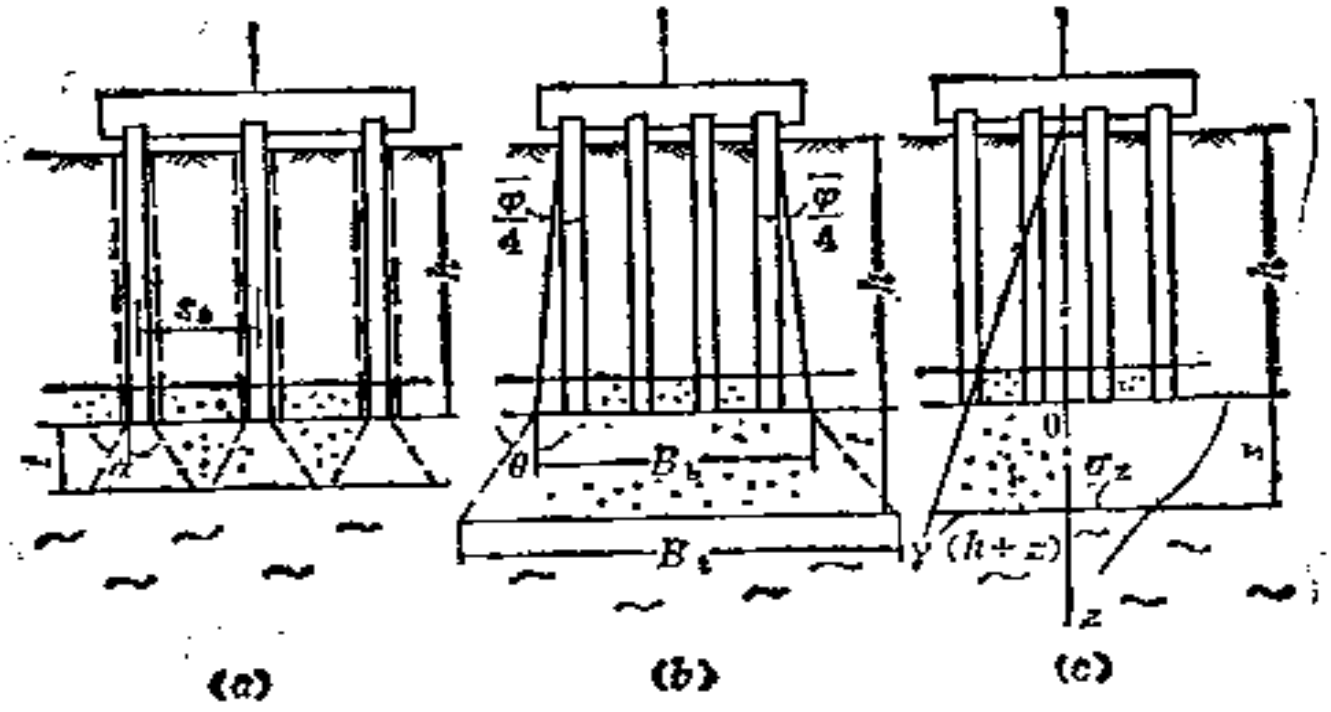


图 3-35　高承台群桩软下卧层验算图式

(*a*)分体冲剪；(*b*)整体冲剪；(*c*)按弹性体理论验算

式中　n——群桩中的桩数；

A_p——单桩的桩端面积（m^2）；

q_{su_i}——第 i 层土的极限侧阻力（kPa）；

U——桩周长（m）；

l_i——第 i 层土的厚度（m）；

q_{pu}——单桩分体冲剪破坏的极限端阻力（kPa），按2·2·3节中式（2-14）计算，此时t_p改为t，当q_{pu}计算值大于q_{pl}时，取$q_{pu} = q_{pl}$。

2.整体冲剪

当硬持力层与软下卧层的压缩性相差较大（$E_{s1}/E_{s2} \geqslant 3$），

且各桩端冲剪锥体扩散线在硬持力层中相交重迭时，群桩持力层的冲剪破坏将呈整体（块体）型态(图3-35b)。群桩呈整体冲剪破坏的计算图式如图3-35b所示，桩群、桩间土、硬持力层冲切锥体形成如同实体墩基的整体，桩侧荷载传递线与桩表面夹角$\varphi/4$，桩端持力层中的冲切破坏面与垂直线夹角为θ。由此可求得群桩整体冲切破坏的极限承载力为：

$$P_{tu} = A_t \cdot B_t \cdot q_{wu}$$

$$= \left[(m-1)s_a + 2\left(h\mathrm{tg}\frac{\varphi}{4} + t \cdot \mathrm{tg}\theta \right) \right]$$

$$\left[(r-1)s_a + 2\left(h\mathrm{tg}\frac{\varphi}{4} + t \cdot \mathrm{tg}\theta \right) \right] q_{wu} \qquad (3\text{-}55)$$

式中 r、m——分别为群桩中桩的排数和每排中的桩数，$r \times m = n$（$r < m$）；

s_a——桩的中心距（m）；

q_{wu}——软下卧层的极限承载力（kPa）；

φ——桩侧土的内摩擦角加权平均值；

θ——硬持力层压力扩散角[24]；θ值随硬层与软层压缩模量比E_{s1}/E_{s2}和硬持力层的相对厚度而异，θ经验值见表3-14；

群桩硬持力层压力扩散角θ　　表 3-14

E_{s1}/E_{s2}	$t = 0.25B_b$	$t \geq 0.50B_b$
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注：1.B_b为等代墩基的短边宽度(见图3-39b)；

2.当$t < 0.25B_b$时，近似取$\theta = 0$。

上述按单桩分体冲剪和整体冲剪破坏计算的群桩极限承载力，取其中较小者作为设计依据。

3.按线弹性理论验算群桩软卧层强度

当硬持力层与软卧层的压缩性相差不太大（$E_{s1}/E_{s2}<3$）时，由群桩桩侧阻力和桩端阻力传递到持力层的荷载，在土中的应力分布可近似按均质线弹性体理论计算。群桩视为等代墩基，其计算图式如图3-35c。由此得软卧层强度验算式为：

$$\sigma_z+\sigma_c=\alpha(\sigma_h-\bar{\gamma}h)+\bar{\gamma}_1(h+z)\leqslant q_w \qquad (3\text{-}56)$$

式中 σ_h——群桩桩端底面处的压应力（kPa），按下式确定：

$$\sigma_h=\frac{N+G}{A_b\cdot B_b}$$

$$=\frac{N+G}{\left[(m-1)s_a+2h\mathrm{tg}\frac{\varphi}{4}\right]\left[(r-1)s_a+2h\mathrm{tg}\frac{\varphi}{4}\right]} \qquad (3\text{-}57)$$

其中，N为作用于群桩承台上的竖向荷载(kN)；

G为等代墩基的自重（包括土和桩基自重）(kN)；

σ_c——深度z处（软卧层顶面）土的自重应力，$\sigma_c=\bar{\gamma}_1(h+z)$；

σ_z——深度z处（软卧层顶面）的附加应力（kPa），按下式确定：

$$\sigma_z=\alpha(\sigma_h-\bar{\gamma}h) \qquad (3\text{-}58)$$

其中，α为附加应力系数，见表3-15[79]。

$\bar{\gamma}$、$\bar{\gamma}_1$——分别为桩埋深范围和z深度以上土的重度加权平均值（kN/m³），地下水位以下取浮重力密度；

q_w——为软卧层顶面处经深度修正后的地基容许承载力，可参照[24]确定。

3·5·3 低承台群桩软下卧层的验算

当承台为低承台，且承台下基土具有一定承载力（非超软土），不致出现自重固结、湿陷、震陷而与承台脱离时，可考虑承台、桩、土共同作用分别按以下三种情况验算群桩软卧层的承载力。

1.分体冲剪

附加压应力系数 α

表 3-15

$\frac{z}{B_b}$ 或 $\frac{z}{D_b}$	圆形	矩形基础长宽比 A_b/B_b											$A_b/B_b \geq 10$
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	条形基础
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0.1	0.974	0.980	0.984	0.986	0.987	0.987	0.988	0.988	0.988	0.989	0.989	0.989	0.989
0.2	0.949	0.960	0.968	0.972	0.974	0.975	0.976	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.3	0.864	0.880	0.899	0.910	0.917	0.920	0.923	0.925	0.928	0.928	0.929	0.929	0.929
0.4	0.756	0.800	0.830	0.848	0.859	0.866	0.870	0.875	0.878	0.879	0.880	0.881	0.881
0.5	0.646	0.703	0.741	0.765	0.781	0.791	0.799	0.809	0.812	0.814	0.817	0.818	0.819
0.6	0.547	0.606	0.651	0.682	0.703	0.717	0.727	0.704	0.746	0.749	0.753	0.754	0.755
0.7	0.461	0.527	0.574	0.607	0.630	0.646	0.660	0.674	0.685	0.690	0.694	0.697	0.698
0.8	0.390	0.449	0.496	0.532	0.558	0.579	0.593	0.612	0.623	0.630	0.636	0.639	0.642
0.9	0.332	0.392	0.437	0.473	0.499	0.518	0.536	0.559	0.572	0.579	0.588	0.592	0.596
1.0	0.285	0.334	0.378	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.520	0.529	0.540	0.545	0.550
1.1	0.246	0.295	0.335	0.369	0.396	0.418	0.436	0.462	0.479	0.488	0.501	0.508	0.513
1.2	0.214	0.267	0.294	0.325	0.352	0.374	0.392	0.419	0.437	0.447	0.462	0.470	0.477
1.3	0.187	0.229	0.263	0.292	0.318	0.339	0.357	0.384	0.403	0.426	0.431	0.440	0.448
1.4	0.165	0.201	0.232	0.260	0.284	0.304	0.321	0.350	0.369	0.383	0.400	0.410	0.420
1.5	0.148	0.180	0.209	0.235	0.258	0.277	0.294	0.322	0.341	0.356	0.374	0.385	0.397
1.6	0.130	0.160	0.187	0.210	0.232	0.251	0.267	0.294	0.314	0.329	0.348	0.360	0.374
1.7	0.117	0.145	0.170	0.191	0.212	0.230	0.245	0.272	0.292	0.307	0.326	0.340	0.355
1.8	0.106	0.130	0.153	0.173	0.192	0.209	0.224	0.250	0.270	0.285	0.305	0.320	0.337
1.9	0.095	0.119	0.140	0.159	0.177	0.192	0.207	0.233	0.251	0.263	0.288	0.303	0.320
2.0	0.087	0.108	0.127	0.145	0.161	0.176	0.189	0.214	0.233	0.241	0.270	0.285	0.304
2.1	0.079	0.099	0.116	0.133	0.148	0.163	0.176	0.199	0.220	0.230	0.255	0.270	0.292
2.2	0.073	0.090	0.107	0.122	0.137	0.150	0.163	0.185	0.208	0.218	0.239	0.256	0.280

续表

$\frac{z}{B_b}$或$\frac{z}{D_b}$	圆形	矩形基础长宽比 A_b/B_b											$A_b/B_b \geq 10$
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	条形基础
2.3	0.067	0.083	0.099	0.113	0.127	0.139	0.151	0.173	0.193	0.205	0.226	0.243	0.269
2.4	0.062	0.077	0.092	0.105	0.118	0.130	0.141	0.161	0.178	0.192	0.213	0.230	0.258
2.5	0.057	0.072	0.085	0.097	0.109	0.121	0.131	0.151	0.167	0.181	0.202	0.219	0.249
2.6	0.053	0.066	0.079	0.091	0.102	0.112	0.123	0.141	0.157	0.170	0.191	0.208	0.239
2.7	0.049	0.062	0.073	0.084	0.095	0.105	0.115	0.132	0.148	0.161	0.182	0.199	0.234
2.8	0.046	0.058	0.069	0.079	0.089	0.099	0.108	0.124	0.139	0.152	0.172	0.189	0.228
2.9	0.045	0.054	0.064	0.074	0.083	0.093	0.101	0.117	0.132	0.144	0.163	0.180	0.218
3.0	0.040	0.051	0.060	0.070	0.078	0.087	0.095	0.110	0.124	0.136	0.155	0.172	0.208
3.2	0.036	0.045	0.053	0.062	0.070	0.077	0.085	0.098	0.111	0.122	0.141	0.158	0.190
3.4	0.033	0.040	0.048	0.055	0.062	0.069	0.076	0.088	0.100	0.110	0.128	0.144	0.184
3.6	0.030	0.036	0.042	0.049	0.056	0.062	0.068	0.080	0.090	0.100	0.117	0.133	0.175
3.8	0.027	0.032	0.038	0.044	0.050	0.056	0.062	0.072	0.082	0.091	0.107	0.123	0.166
4.0	0.025	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.066	0.075	0.084	0.095	0.113	0.158
4.2	0.023	0.026	0.031	0.037	0.042	0.048	0.051	0.060	0.069	0.077	0.091	0.105	0.150
4.4	0.021	0.024	0.029	0.034	0.038	0.042	0.047	0.056	0.069	0.070	0.084	0.098	0.144
4.6	0.019	0.022	0.026	0.031	0.035	0.039	0.043	0.051	0.058	0.065	0.078	0.091	0.137
4.8	0.018	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.040	0.047	0.054	0.060	0.072	0.085	0.132
5.0	0.017	0.019	0.022	0.026	0.030	0.033	0.037	0.044	0.050	0.056	0.067	0.079	0.126

注：z——等代墩基底面至下卧土层面的距离，

B_b——等代墩基底面的扩散面积宽度，

A_b——等代墩基底面的扩散面积长度，

D_b——等代墩基底面的扩散面积直径。

当桩距较大（$s_a \geqslant 6d$），桩端以下硬持力层不太厚[$t \leqslant (s_a - d)\cot\alpha/2$]，群桩冲剪破坏的形式将是各桩的分体冲剪（图3-36 a）。由于冲剪伴随较大的沉降，因此承台底将产生较大的土反力而分担一定荷载。承台对抑制冲剪破坏的发展将起到有效的作用。此时，群桩的冲剪破坏的极限承载力为：

$$P_{tu} = nQ_{tu} + P_{cu}$$
$$= n(q_{pu}A_p + U\sum q_{sui} \cdot l_i) + P_{cu} \qquad (3\text{-}59)$$

式中　P_{cu}——承台分担荷载极限值，按式（3-11）计算；

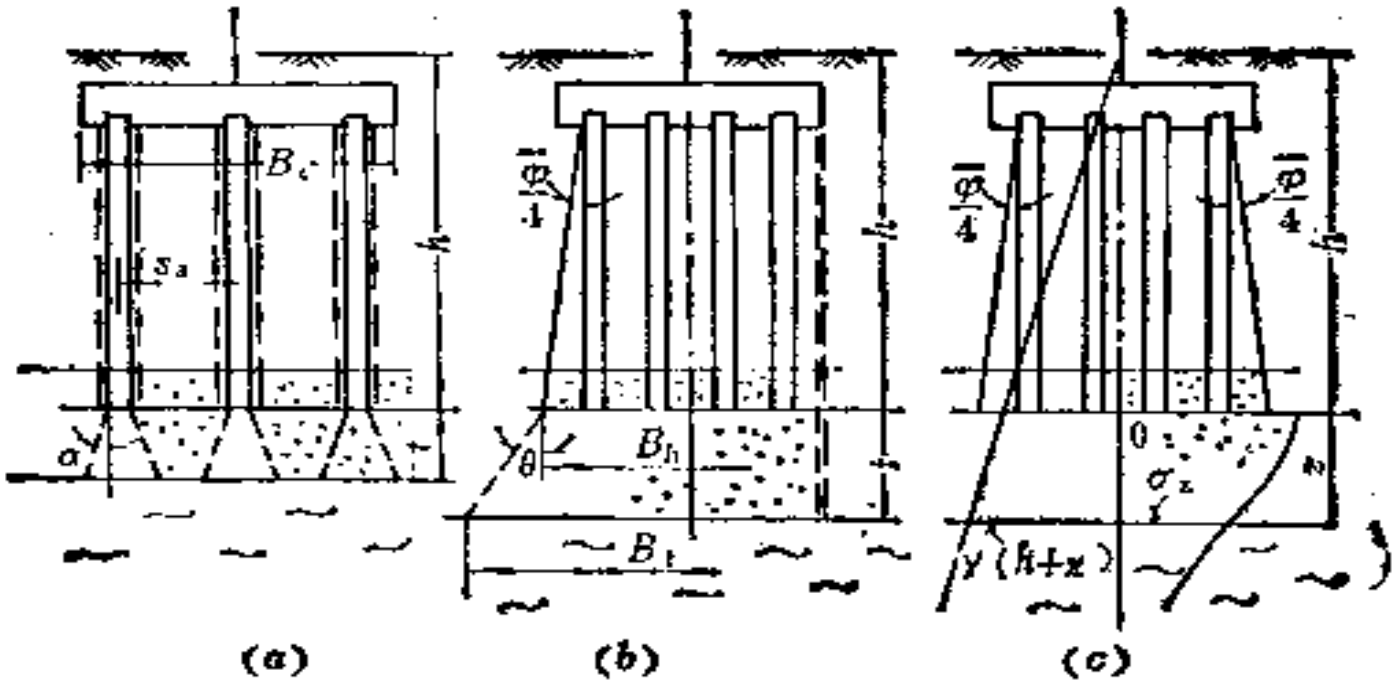


图 3-36　低承台群桩软下卧层的验算图式

(a)分体冲剪；(b)冲体冲剪；(c)按线弹性理论验算

其余符号同式（3-54）。

2.整体冲剪

当桩距较小，硬持力层与软卧层的压缩性差异较大（$E_{s1}/E_{s2} > 3$），将发生整体冲剪。而群桩外围剪切阻力的破坏与应力传递又可能存在两种模式：一种是沿桩顶$\varphi/4$夹角扩散至桩端平面（图3-36b左侧）；这种形式一般发生于桩较长（>10m），上层土质较软的情况。第二种模式发生于当桩较短，上部土层较硬的情况。此时由于群桩出现足够大的沉降，承台带动外围土层出现很大的剪切变形，其剪切面发生于承台边缘的垂直线平面内（图3-36b右侧），冲剪面也出现在同一平面内[9]。由此可分别求得

两种破坏模式的极限承载力。

第一种破坏模式：P_{tu}计算式与式（3-55）相同。

第二种破坏模式：

$$P_{tu} = P_{su} + P_{bu}$$

$$= \Sigma q_{su_i} \cdot l_i \cdot 2(A_c + B_c) + q_{wu} A_c B_c \qquad (3\text{-}60)$$

式中 q_{su_i}——等代墩基第 i 层土的极限侧阻力（kPa）；

l_i——第 i 层土的厚度（m）；

A_c、B_c——分别为承台长度与宽度（m）；

q_{wu}——软下卧层地基极限承载力（kPa）。

3.按线弹性理论验算软下卧层强度

当硬持力层与软卧层的压缩性相差不太大（$E_{s1}/E_{s2}<3$）时，采用线弹性理论对工作荷载下的软卧层强度进行验算，荷载传递计算图式如图3-36 c 所示，其验算公式与式（3-56）相同。

第四章　横向荷载下桩基的承载力和变位

4·1　横向荷载下单桩的破坏性状

单桩桩顶在横向荷载（包括垂直于桩轴线的横向力和弯矩，横向力多数为水平力）作用下，桩顶产生水平位移和转角，桩身出现弯曲应力，桩前土体受侧向挤压。桩和地基的破坏性状则因桩的几何尺寸、桩顶约束条件、材料强度、地基土的性质等而异。

1.刚性桩（短桩）的破坏

当桩很短、桩顶自由时（图4-1a），由于桩的相对刚度很大，破坏时桩身不产生挠曲变形，而是绕靠近桩端的一点作刚体转动，全桩长范围的土都达到屈服。称这种受力和破坏状态的桩为刚性桩。

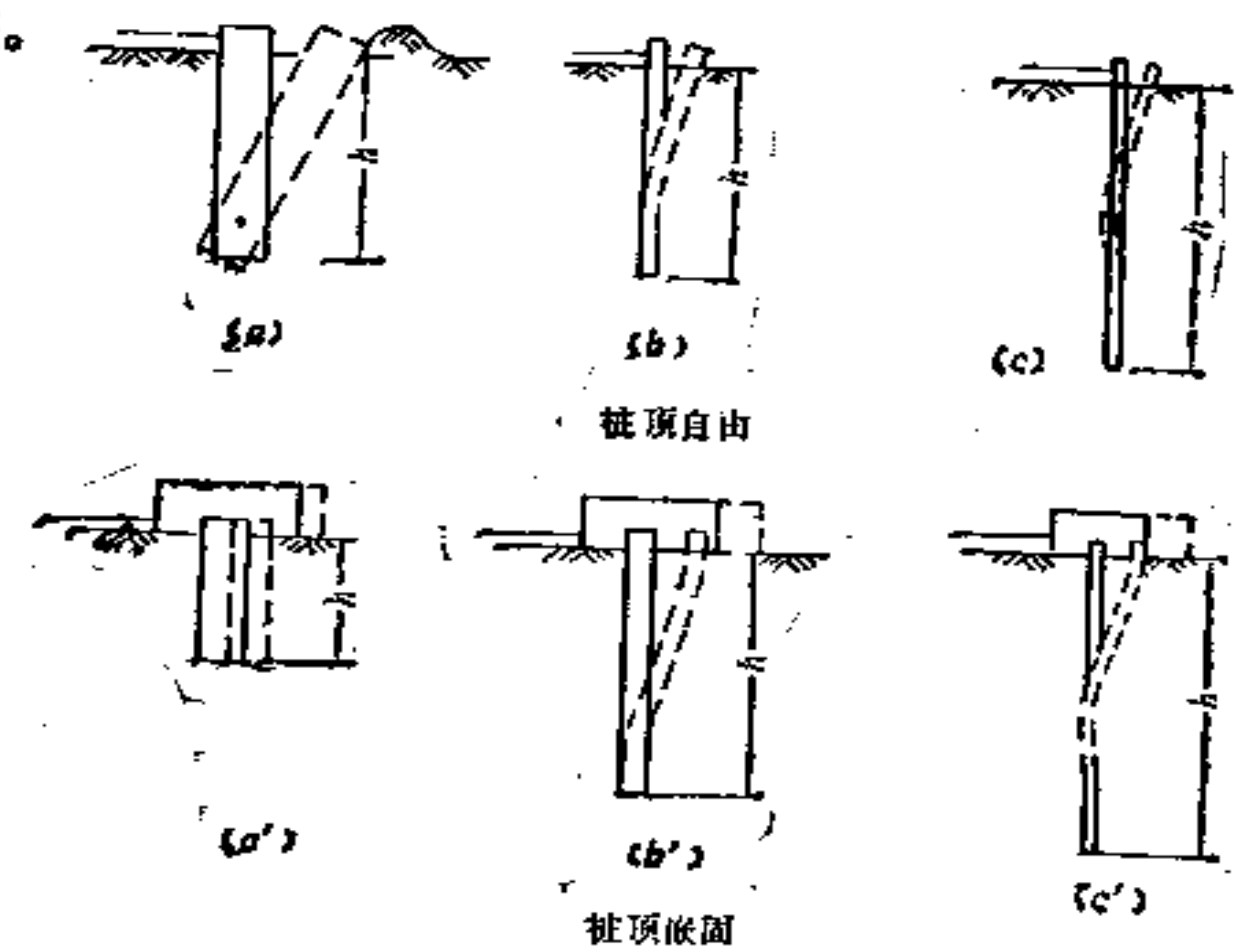


图 4-1　桩顶嵌固

当桩长很短、桩顶嵌固时（图4-1a'），破坏时桩前土体屈

服，桩与承台呈刚体平移。

2.半刚性桩（中长桩）的破坏

半刚性桩或中长桩是指桩顶在横向荷载作用下，桩身发生挠曲变形，但桩身位移曲线只出现一个位移零点，如图4-1*b*。桩侧土的屈服区随荷载增加而逐步向下扩展，桩身最大弯矩截面也由于上部土抗力减小而向下部转移。若桩身抗弯强度较低（如低配筋率灌注桩），破坏由桩身断裂引起；若桩身强度很高（如高配筋率R.C桩和钢桩），破坏由于桩侧土塑性挤出、桩的水平位移过大而引起。

当中长桩的桩顶嵌固时（图4-1*b*），桩顶将出现较大反向固端弯矩，而桩身弯矩相应减小并向下部转移，桩顶水平位移比桩顶自由情况下大大减小。随着荷载增加，桩顶最大弯矩处和桩身最大弯矩处将相继屈服而形成塑性铰，桩的承载力达到极限。当桩身强度较高时，承载力则由位移控制。

3.柔性桩（无限长桩）的破坏

当桩的长度足够大且桩顶自由时（图4-1*c*），在横向荷载作用下，桩身位移曲线出现2个以上位移零点和弯矩零点，且位移和弯矩随桩深衰减很快。计算时，桩长可视为无限长，其破坏性状与半刚性桩类似。称这种受力状态下的桩为柔性桩或无限长桩。

半刚性桩和柔性桩统称为弹性桩。

关于刚性桩、半刚性桩、柔性桩的划分界限，与各家计算方法中所采用的地基水平反力系数分布图式有关。划分的准则均以桩特征值α（β、λ）与桩的入土长度h乘积（桩的换算长度$\bar{h}$）大小而定。表4-1列出了几种计算方法的划分界限。

4·2 静载试验方法确定单桩的横向承载力和地基土水平反力系数

4·2·1 概述

作用于桩基的横向荷载有多种性质，包括：结构物自重和使

横向荷载下桩的分类　　表 4-1

桩分类	桩顶自由		
计算方法	Broms法	"m"法	美国规范
刚性桩	$\overline{h}\leqslant 1.5$	$\overline{h}\leqslant 2.5$	$\overline{h}\leqslant 2.0$
半刚性桩	$1.5<\overline{h}<2.5$	$2.5<\overline{h}<4.0$	$2.0<\overline{h}<4.0$
柔性桩	$\overline{h}\geqslant 2.5$	$h\geqslant 4.0$	$h\geqslant 4.0$

桩分类	桩顶嵌固		
计算方法	Broms法	"m"法	美国规范
刚性桩	$\overline{h}\leqslant 0.5$	$\overline{h}\leqslant 2.5$	$\overline{h}\leqslant 2.0$
半刚性桩	$0.5<\overline{h}<2.25$	$2.5<\overline{h}<4.0$	$2.0<\overline{h}<4.0$
柔性桩	$\overline{h}\geqslant 2.25$	$h\geqslant 4.0$	$\overline{h}\geqslant 4.0$

注：1.布诺姆斯(Broms)法系指 Broms 提出的粘性土中桩的计算方法[63]，其中 $\beta=\sqrt[4]{kD/4EI}$。

2."m"法中，$\alpha=\sqrt[5]{\frac{\overline{mb_0}}{EI}}$。

3.美国规范系指美国混凝土学会1973年推荐的《钻(挖)孔桩基础设计与施工规范》。其中，桩土特征系数 $\alpha=\sqrt[5]{\frac{\overline{mb_0}}{EI}}$。

以上α、β计算式中的符号涵义见以下有关章节。

用荷载的偏心产生的弯矩；吊车、火车、汽车等的制动力产生的水平力和弯矩；风、波浪、潮水产生的水平力和弯矩；地震产生的瞬时水平力和弯矩，等等。其中，大部分具有周期性。单桩的横向荷载试验应力求模拟桩的实际工作荷载性状，以取得符合或接近实际的有关设计参数。

4·2·2　单向多循环横向荷载试验

1.试验方法

单向多循环横向荷载试验用于模拟地震荷载、风载、制动力等循环性荷载。其试验装置表示于图4-2[25]。

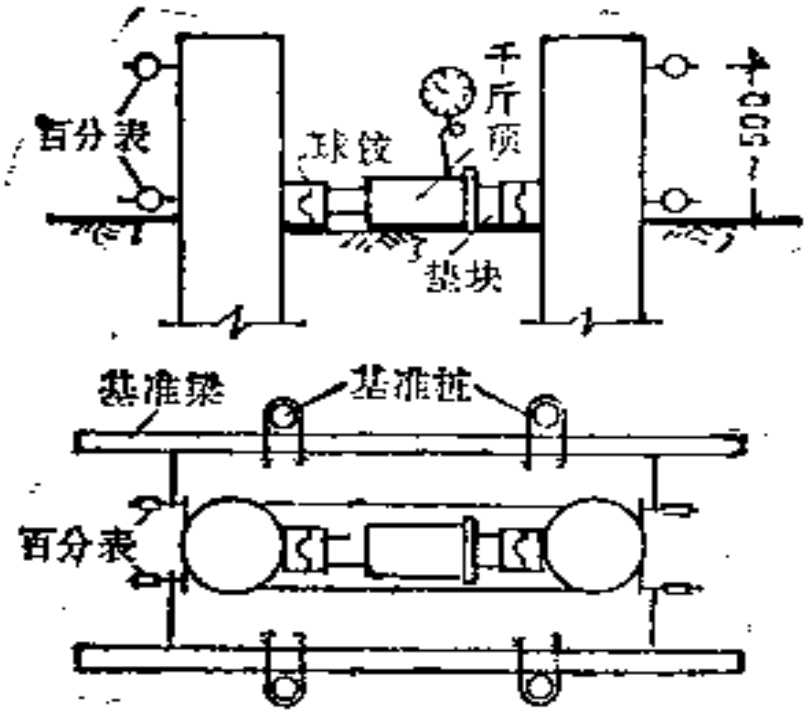


图 4-2　横向静载试验装置示意

试验加载分级，一般取预估横向极限荷载的1/10～1/12作为每级荷载的加载增量。根据桩径大小并适当考虑上部土层软硬程度，对于直径300～1000mm的桩，每级荷载增量可取2～20kN。每级荷载施加后，恒载4min测读水平位移，然后卸载至零，停 2 min测读残余水平位移，至此完成一个加卸载循环。5次循 环后，开始加下一级荷载。当桩身折断或水平位移超过30～40mm（软土取40mm）时，终止试验。

2.横向临界荷载与极限荷载的确定

根据试验数据可绘出荷载—时间—位移（H_0—T—y_0）曲 线（如图4-3）和位移梯 度—荷 载$\left(\frac{\Delta y_0}{\Delta H_0}-H_0\right)$，其中$y_0$取最末一次循环荷载下的位移）曲线（如图4-4$a$），据此，综合确定横向临界荷载$H_{cr}$和横向极限荷载$H_u$。当桩身埋设有应力测试元件时，可绘制桩身最大弯矩点钢筋应力—荷载（σ_g—H_0）曲线(图4-4b)。据此可确定横向临界荷载H_{cr}和极限荷载H_u。

横向临界荷载系指桩身受拉区混凝土开裂退出工 作 前 的 荷载。由于受拉区混凝土开裂导致桩身截面抵抗矩明显降低，从而使桩的水平位移和受拉区钢筋应力增大，相应地，在H_0—T—y_0、H_0—$\frac{\Delta y_0}{\Delta H}$和$\sigma_g$—$H_0$曲线出现突变（图4-3、图4-4）。

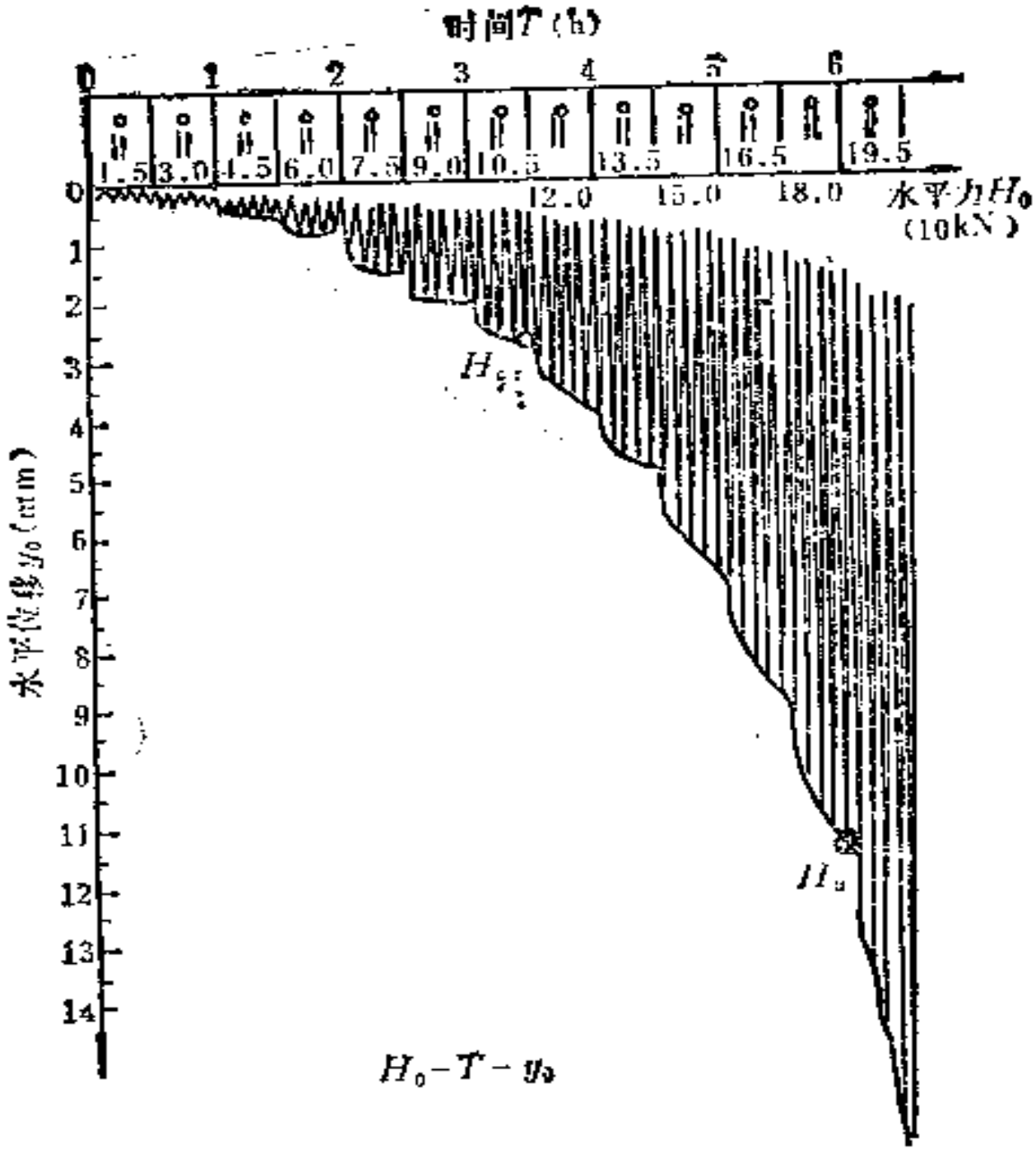


图 4-3　荷载—时间—位移（H_0—T—y_0）曲线

3.地基土水平反力系数（反力模量，基床系数）的确定

根据试验所得H_0—y_0曲线（取各级荷载H_0与各级荷载第五次循环的位移y_0求得）确定地基土水平反力系数。

（1）地基土水平反力系数沿深度呈矩形分布—张氏法

$$k=\frac{\left(\frac{H_0}{y_0}\cdot\bar{A}_{0y}\right)}{d(4EI)^{1/3}}\quad(\mathrm{kN/m^3})\qquad(4\text{-}1)$$

（2）地基土水平反力系数在深度$4.0/\alpha$以上为凸形抛物线分布[$c(z)=cz^{0.5}$]—— “C” 法

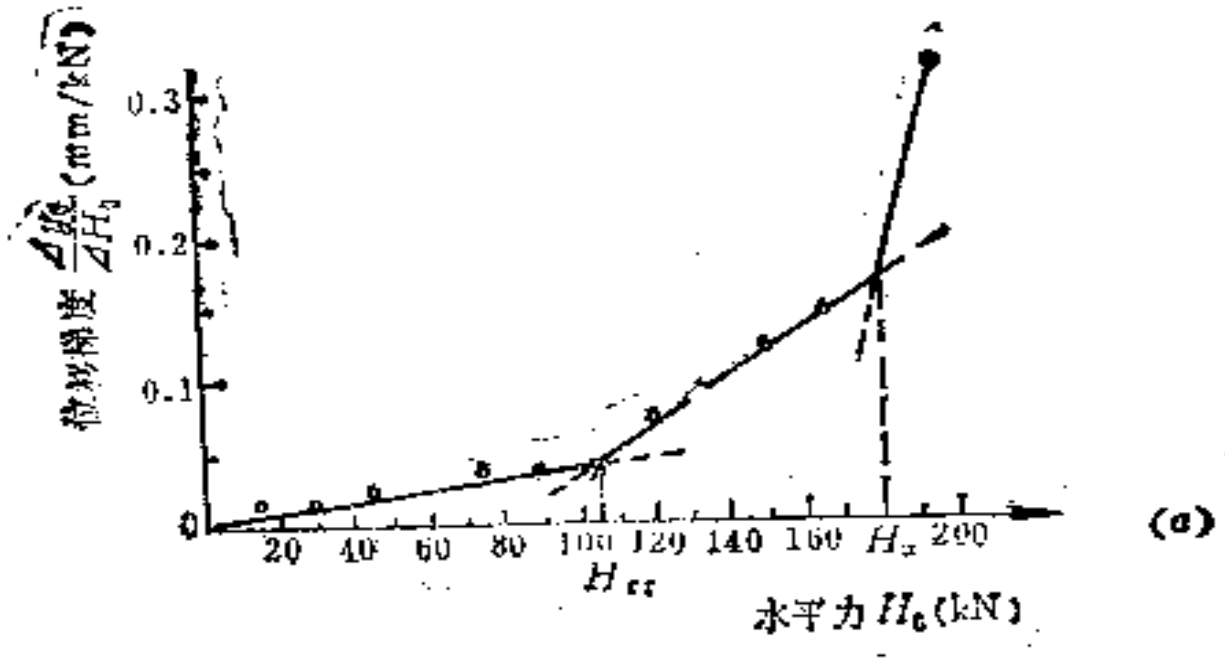


图 4-4

(a)位移梯度—荷载$\left(\frac{\Delta y_0}{\Delta H_0} - H_0\right)$曲线;(b)最大弯矩点钢筋应力—荷载($\sigma_g$—$H_0$)曲线

$$c = \frac{\left(\frac{H_0}{y_0} - Y_{OH}\right)^{3/2}}{d \cdot (EI)^{1/2}} \quad (\mathrm{kN/m^{3.5}}) \qquad (4\text{-}2)$$

(3)地基土水平反力系数沿深度呈三角形分布——“m”法

$$m=\frac{\left(\frac{H_0}{y_0}A_{0y}\right)^{5/3}}{b_0(EI)^{2/3}}\quad(\mathrm{kN/m^4})\qquad(4\text{-}3)$$

式（4-1）～（4-3）中，

$\bar{A}_{0y}$、$\bar{Y}_{0M}$、A_{0y}——相应于各计算法中桩顶自由条件下地面处（$\alpha z=0$）受水平力作用的地面处位移系数，$\bar{A}_{0y}=2.0$；$\bar{Y}_{0M}$见文献[70]，长桩$\bar{Y}_{0M}=2.03$；A_{0y}见附表4-3。

H_0、y_0——桩地面处的水平力和水平位移；

EI——桩身水平抗弯刚度，详见4·3·2节；

b_0——桩身计算宽度详见4·3·2节；

d——桩直径。

由于H_0——y_0为非线性关系，即地基土水平反力系数随荷载而变，因此，在式（4-1）～（4-3）中H_0应取相应的设计荷载值。一般对于灌注桩可取临界荷载（$H_0=H_{cr}$）；对于预制桩可按位移确定容许横向（水平）承载力，一般建筑物取$y_0=10\mathrm{mm}$对应的H_0，对于桥基或位移控制较严的其它结构物可取$y_0=6\mathrm{mm}$对应的H_0。

上述横向荷载试验是在短时间内完成的，土体变形的时效未能充分得到反映。因而由此求得的地基土水平反力系数应用于受长期或经常出现的横向荷载条件下，应予以折减，一般乘以0.4。

4·2·3 慢速维持荷载法横向荷载试验

1.试验方法

维持荷载法用于确定长期横向荷载下的承载力和地基土水平反力系数。

每级荷载施加后维持其恒定值，并按5、10、15、30……分钟测读位移值，直至每小时位移小于0.1mm，开始加下一级荷载。当加载至桩身折断或位移超过30～40mm便终止加载，按加载量的2倍逐级卸载，每30min卸载一级，并于每次卸载前测读位移。

2.横向临界荷载和极限荷载的确定

根据试验数据绘制H_0—y_0、H_0—$\frac{\Delta y_0}{\Delta H_0}$、曲线（如图4-5、4-4a）。取$H_0$—$\frac{\Delta y_0}{\Delta H_0}$的第一拐点为临界荷载$H_{cr}$，取$H_0$—$y$的陡降起始点和$H_0$—$\frac{\Delta y_0}{\Delta H_0}$的第二拐点为极限荷载$H_u$。若有桩身应力测读数据，还可根据最大弯矩点变化特征综合判定H_{cr}、H_u。

3.地基土水平反力系数的确定

由H_0—y_0采用式（4-1）或式（4-2）、（4-3）计算确定。

对于一些重要工程的桩基，有条件时，可模拟实际荷载情况，进行桩顶同时施加轴向荷载的横向荷载试验。

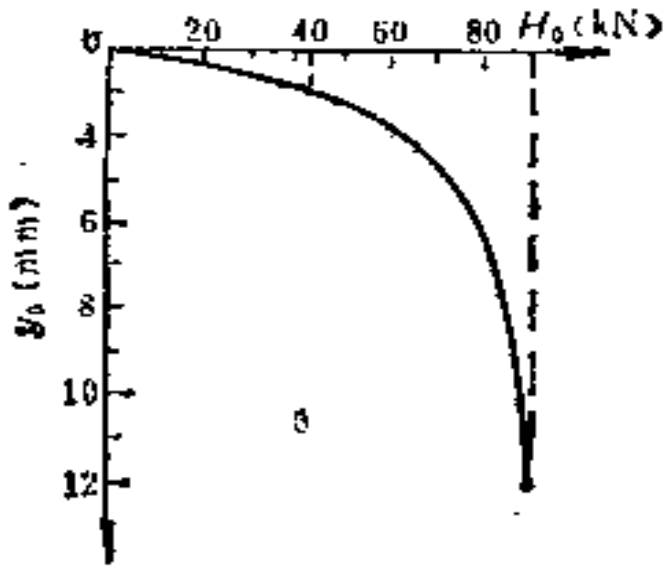


图 4-5 水平荷载—位移(H_0—y_0)

4·3 极限平衡法计算横向受荷刚性短桩

4·3·1 概述

该法（又名极限地基反力法）计算刚性短桩是假定承载力极限状态完全由桩侧土的屈服所引起，桩的横向极限承载力由极限状态下的静力平衡求得。

极限平衡法按桩侧地基土极限反力分布图式假定的不同又可分为：反力呈二次抛物线分布（Englel—物部法），反力呈直

线分布(Raes法、冈部法、Snitko法、Broms法等)[65][66][67]。

以下介绍演算较简单的布诺姆斯法。

4·3·2 粘性土中的短桩

粘性土中的短桩受横向荷载作用时，由于地表土破坏向上涌起，使地基反力减小（如图4-6(b)）。为计算方便，将自地表起$3d$（d—桩直径或截面宽度）范围内的抛物线形土反力分布简化为$1.5d$范围内土反力为零，以下为按$9c_u d$矩形分布（如图4-6c）的塑性区[65]。这里c_u为土的不排水抗剪强度（$c_u = q_u/2$，q_u为单轴极限抗压强度）。设桩身最大弯矩点深度为$1.5d + l_1$，由于此处剪力Q为零，即

$$Q = -H_u + 9c_u d l_1 = 0$$

从而有

$$l_1 = \frac{H_u}{9c_u d} \qquad (4\text{-}4)$$

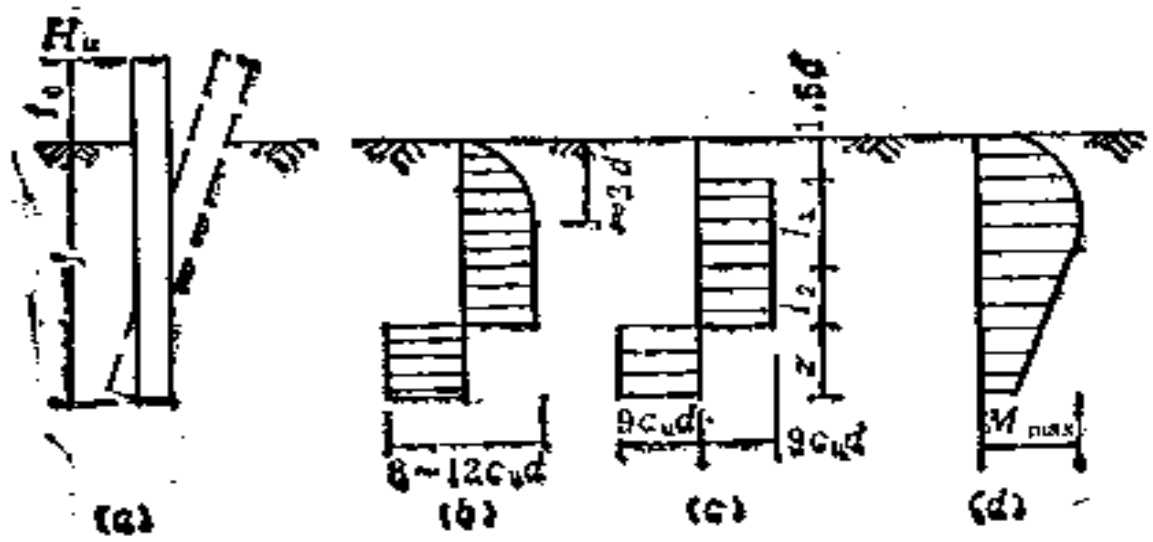


图 4-6 粘性土中的短桩

(a)桩的变位；(b)反力分布；(c)计算土反力简化；(d)弯矩

假定粘性土中桩的水平反力系数k = const，桩土特征系数

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kd}{4EI}}$$

式中 H_u——桩的极限横向荷载。

1.桩顶自由的短桩（$\beta l < 1.5$）

假定全桩长范围土达屈服，由水平力平衡得：

$$H_u - 9c_u d(l - 1.5d) + 2 \times 9c_u d \cdot z = 0$$

$$\therefore \quad z = \frac{1}{2}(l - 1.5d) - \frac{H_u}{18c_u d} = \frac{1}{2}(l - 1.5d - l_1)$$

$$= \frac{1}{2} l_z$$

由弯矩平衡（对桩端取矩）得：

$$H_u(l+l_0) - \frac{1}{2}(9c_u d)\cdot(l-1.5d)^2 + (9c_u d)\cdot z^2 = 0$$

$$\therefore \quad H_u^2 + 2(9c_u d)(l+2l_0+1.5d)H_u - (9c_u d)^2 \cdot (l-1.5d)^2 = 0$$

解得

$$H_u = 9c_u d^2 \cdot \left[\sqrt{4\left(\frac{l_0}{d}\right)^2 + 2\left(\frac{l}{d}\right)^2 + 4\frac{l_0}{d}\cdot\frac{l}{d} + 6\frac{l_0}{d} + 4.5} - \left(2\frac{l_0}{d} + \frac{l}{d} + 1.5\right)\right] \qquad (4\text{-}5)$$

桩身最大弯矩

$$M_{max} = H_u(l_0 + 1.5d + l_1) - \frac{1}{2}\cdot 9c_u d\cdot l_1^2$$

$$= H_u\left(l_0 + 1.5d + \frac{H_u}{18c_u d^2}\right)$$

$$= H_u(l_0 + 1.5d + 0.5l_1) \qquad (4\text{-}6)$$

桩身最大弯矩点深度

$$l_{max} = 1.5d + l_1 = 1.5d + \frac{H_u}{9c_u d} \qquad (4\text{-}7)$$

2.桩顶嵌固的短桩（$\beta l < 0.5$）

由于桩顶嵌固约束，桩顶受水平力产生平移，引起极限土反力$9c_u d$，其最大弯矩发生在桩顶处，即$M_0 = M_{max}$（见图4-7）。

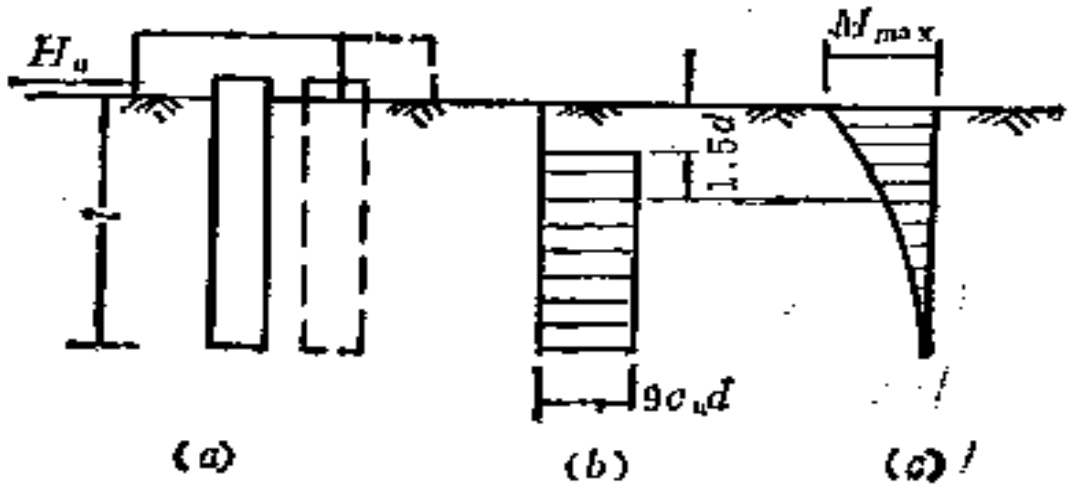


图 4-7　桩顶嵌固短桩

(a)变位；(b)土反力；(c)弯矩

由 $\Sigma H = 0$

$$H_u \approx 9c_u d(l - 1.5d) = 9c_u d^2\left(\frac{l}{d} - 1.5\right) \qquad (4\text{-}8)$$

由 $\Sigma M \approx 0$，$M_0 - H_u l + \frac{1}{2}(9c_u d)(l - 1.5d)^2 = 0$

$$\therefore \quad M_{max} = H_u\left(\frac{l}{2} + \frac{3d}{4}\right)$$

$$= 4.5c_u d^3\left[\left(\frac{l}{d}\right)^2 - 2.25\right] \qquad (4\text{-}9)$$

4·3·3 砂土中的短桩

砂土中的桩受横向荷载时，桩前方土由地面附近开始屈服。根据大量实测资料表明，此屈服区内的地基土反力相当于朗肯（Rankine）被动土压力的3倍，即地面以下深度z处的土反力（图4-8）为[66]：

$$p = 3c_p \cdot \gamma z \qquad (4\text{-}10)$$

$$c_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$$

式中 c_p——被动土压力系数；

ϕ、γ——分别为土的内摩擦角和重力密度。

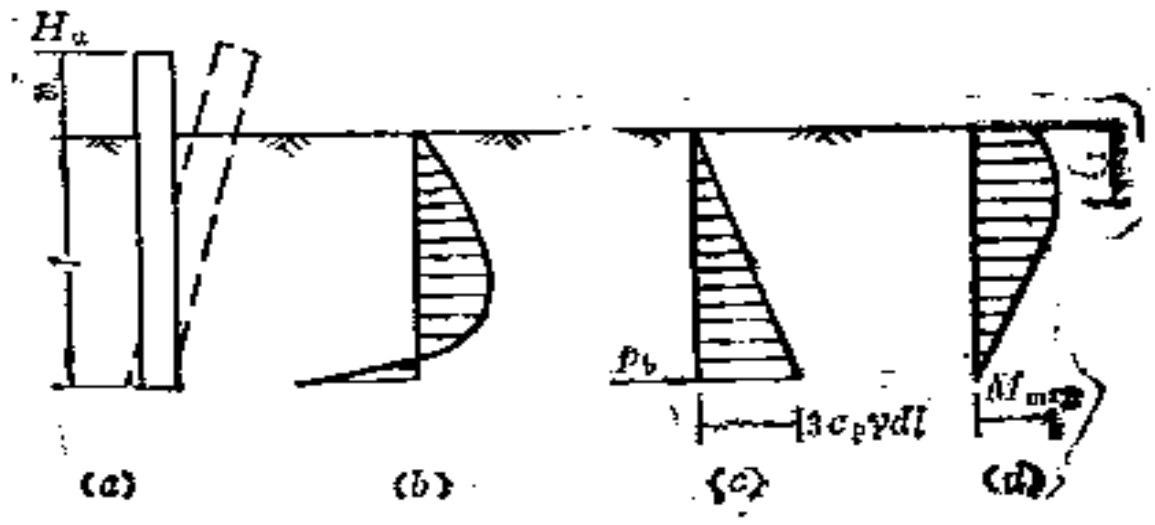


图 4-8 砂土中短桩的变位与土反力

（a）变位；（b）土反力分布；（c）计算简化土反力分布

（d）弯矩分布

设桩身最大弯矩点深度为l_1，由于此点的剪力Q为零，有

$$Q = H_0 - \frac{1}{2} \cdot 3c_p \cdot \gamma d l_1^2 = 0$$

$$H_u = \frac{3}{2} c_p \gamma d l_1^3$$

$$l_1 = \sqrt{\frac{2H_u}{3c_p \gamma d}} \qquad (4\text{-}11)$$

由于砂土地基中水平反力系数k_h随深度线性增大，并令随深度变化的比例系数为m，桩土特征值为：

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{md}{EI}}$$

1.桩顶自由的短桩（$\alpha l < 2.0$）

假定沿全桩长地基土均达屈服，由于桩身绕转动中心刚体转动，桩端与桩顶的位移方向相反，其土反力分布如图4-8b。考虑到转动中心靠近桩端附近，故以作用于桩端的水平集中力P_b代换桩端附近的土反力（如图4-8c）。

由 $\Sigma M = 0$ $\quad H_u(l_0 + l) = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 3c_p \cdot \gamma d l^3$

$$\therefore \quad H_u = \frac{c p \gamma d l^2}{2\left(1 + \frac{l_0}{l}\right)} \qquad (4\text{-}12)$$

由 $\Sigma H = 0$ $\quad p_b = \frac{1}{2} \cdot 3c_p \cdot \gamma d l^2 - H_u = \frac{1}{2} c_p \gamma d l^2 \cdot$

$$\left(\frac{2 + 3l_0/l}{1 + l_0/l}\right) \qquad (4\text{-}13)$$

由式（4-11），最大弯矩点深度：

$$l_1 = \sqrt{\frac{2H_u}{3c_p \gamma d}} = \frac{l}{\sqrt{3(1 + l_0/l)}} \qquad (4\text{-}14)$$

对最大弯矩点取矩得：

$$M_{max} = H_u(l_0 + l_1) - \frac{3c_p \cdot d \cdot \gamma l_1^3}{2 \times 3}$$

由于 $\quad H_u = \frac{3}{2} c_p \gamma d l_1^3$

故 $\quad M_{max} = H_u(l_0 + l_1) - \frac{H_u}{3} \cdot l_1$

$$= H_u\left(l_0+\frac{2}{3}l_1\right)$$

$$\therefore \quad M_{max}=H_u\left[l_0\frac{2l}{3\sqrt{3(1+l_0/l)}}\right]$$

$$= H_u\left(l_0+\frac{0.385l}{\sqrt{1+l_0/l}}\right) \qquad (4\text{-}15)$$

2.桩顶嵌固的短桩（$\alpha l<2$）

假定桩作平行移动（图4-9a），沿全桩长土达屈服，最大弯矩发生在桩顶（图4-9c）

由$\Sigma H=0$ $\quad H_u=\frac{3}{2}c_p\cdot\gamma dl^2$ （4-16）

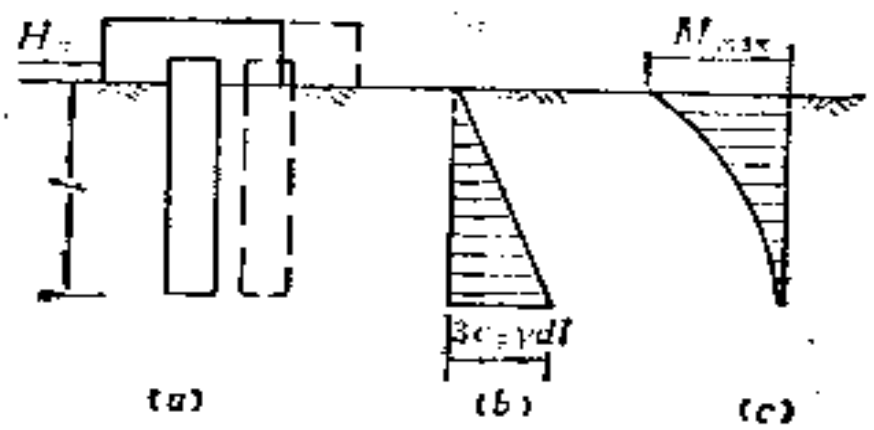


图 4-9 砂土中桩顶嵌固的短桩

（a）变位，（b）土反力，（c）弯矩

由$\Sigma M=0$ $\quad M_0+\frac{1}{2}\cdot\frac{1}{3}3\cdot c_p\gamma dl^3-H_u l=0$

$$\therefore \quad M_0=M_{max}=c_p\gamma dl^3 \qquad (4\text{-}17)$$

4.3.4 桩的位移

用上述极限平衡法求解刚性短桩的横向极限承载力、最大弯矩及其位置时，未考虑地基的变形，因此无法求得桩顶的位移量。不过，当荷载小于或等于横向极限承载力的1/2时，由于土尚未出现局部屈服，故可近似利用线弹性地基反力法分析弹性桩的方法（详见4.4节），给出其位移值。

如前所述，可假定粘性土中桩的水平反力系数为常数，砂土中桩的水平反力系数随深度线性增大，按此假定由线弹性地基反力法，分析所得粘性土和砂土中短桩位移计算式如表4-2、表

粘性土中刚性短桩的地面处水平位移　　表 4-2

桩　　顶	βl	地面处位移 y_0
自　　由	<1.5	$\frac{4H}{kdl}\left(1+1.5\frac{l_0}{l}\right)$
嵌　　固	<0.5	$\frac{H}{kdl}(l_0=0)$

注：表中k为沿深度不变的地基土水平反力系数（kN/m³）。

砂土中刚性短桩的地面处水平位移　　表 4-3

桩　　顶	αl	地面处位移 y_0
自　　由	<2.0	$\frac{18H}{mdl^3}\left(1+\frac{4}{3}\ \frac{l_0}{l}\right)$
嵌　　固	<2.0	$\frac{2H}{mdl^2}(l_0=0)$

注：表中m为地基土水平反力系数的比例系数(kN/m⁴)。

4-3。

上述极限平衡法同样可用来分析横向荷载下的中长桩和长桩，其计算图式有如下不同：

对于桩顶自由的长桩(粘性土$\beta l>2.25$；砂土$\alpha l>2.0$)；桩的入土部分深度f处形成塑性铰，塑性铰以上桩侧土均达到屈服。

对于桩顶嵌固（转动受到约束）的中长桩（粘性土$0.5<\beta l<2.25$；砂土$2.0<\alpha l<4.0$）：桩顶形成塑性铰，桩的全长范围内桩侧土均达到屈服。

对于桩顶嵌固的长桩（粘性土$\beta l\geqslant 2.25$；砂土$\alpha l\geqslant 4.0$）：桩顶首先形成塑性铰，随后桩的入土部分深度f处形成塑性铰，并假定深度f塑性铰形成之前，桩顶弯矩能保持大于桩屈服弯矩M_y；桩侧地基土在二塑性铰之间均达屈服。

上述计算公式的推导和结果详见[65]、[66]、[67]。

4-4 线弹性地基反力法计算横向受荷桩

4-4-1 概述

1.桩的挠曲微分方程

设置于土中的竖向弹性桩，地面处承受横向荷载(水平力H_0和弯矩M_0)，桩身受有水平分布荷载$q(z)$作用(图4-10a)。由于荷载作用，桩将发生挠曲，支承桩的弹性介质(土)将产生连续分布的土反力(图4-10a)。假定桩上任意一点z处单位桩长上的反力$\bar{p}$为深度z和该点桩挠度y的函数，即$\bar{p}=\bar{p}(z,\ y)$。若忽略由于桩挠曲引起的竖向摩阻力，则各截面仅有水平向地基土反力。

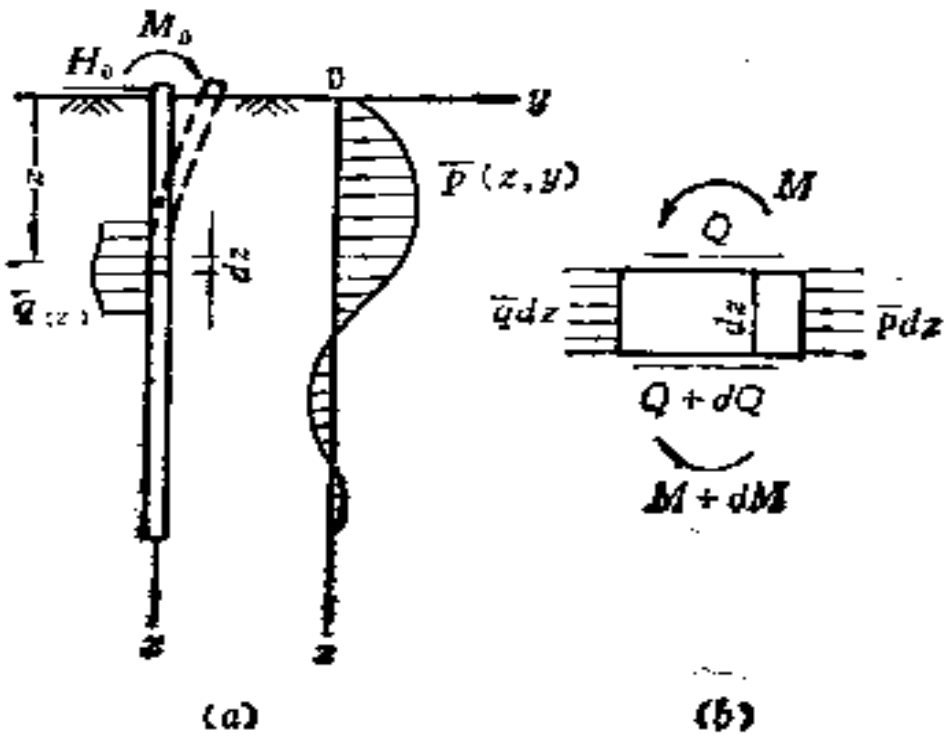


图 4-10 设置于土中的弹性桩

现切取桩身的一个微分单元，单元两侧分别作用分布荷载$q(z)$和土反力$\bar{p}(z,\ y)$，上截面作用剪力Q(与y轴反向)和正弯矩M(逆时针向)(在以下的公式推导中，均按此方法规定剪力和弯矩的正方向)，下截面作用负剪力$Q+dQ$和负弯矩$M+dM$(见图4-10b)。

由单元体上水平力之和为零的平衡条件得：

$$(Q+dQ)-Q-\bar{p}(z,y)dz+\bar{q}(z)dz=0 \qquad (4\text{-}18a)$$

故 $$\frac{dQ}{dz}=\bar{p}(z,y)-\bar{q}(z) \qquad (4\text{-}18b)$$

以$Q=\frac{dM}{dz}$代入（4-18b）式得

$$\frac{d^2M}{dz^2}=\bar{p}(z,y)-\bar{q}(z) \qquad (4\text{-}18c)$$

由图4-10a知，$\frac{d^2y}{dz^2}$为正号，而M为负号（顺时针向），即M与d^2y/dz^2符号相反，故

$$EI\frac{d^2y}{dz^2}=-M \qquad (4\text{-}18d)$$

式中，E为桩材弹性模量；I为桩截面惯性矩；EI为抗弯刚度（kN·m²）。

假定所分析的桩段EI为常数，求出式（4-18d）的二阶导数代入式（4-18c）则有：

$$EI\frac{d^4y}{dz^4}=-\bar{p}(z,y)+\bar{q}(z) \qquad (4\text{-}19)$$

这就是土中主、被动受力桩的基本挠曲微分方程。

式（4-19）中的分布荷载$\bar{q}(x)$表示挡土桩所受的土压力或围堰板桩所受的水压力，对于一般结构物基础的桩而言，$\bar{q}(z)=0$，故式（4-19）可写成：

$$EI\frac{d^4y}{dz^4}+\bar{p}(z,\ y)=0 \qquad (4\text{-}20)$$

这就是结构物基础主动桩的基本挠曲微分方程。

2.地基水平反力系数分布图式

设置于弹性介质中的弹性桩，可假定桩侧地基土为线弹性体或非线弹性体。由于后者计算繁复，工程实际中使用少，故这里只介绍实际中常用的线弹性地基反力法。

如前所述，线弹性地基反力法，假定桩侧土为温克尔（Winkler）离散线性弹簧，不考虑桩土之间的粘着力和摩阻力，任一深度z桩侧土反力与该点水平位移y成正比，表示为：

$$\bar{p}(z,\ y)=k_h(z)\cdot y\cdot d=k_h\cdot z^n\cdot y\cdot d \qquad (4\text{-}21)$$

式中，地基土水平反力系数$k_h(z)$随深度变化的图式有不同的假定（如图4-11）。根据不同假定推导出不同的计算公式（计算法），当$n=0$，$k_h(z)=k_hz^0=\text{const}=k$，即张氏法（张有龄，1936）[69]（图4-11a）；当$n=0.5$，且$z\leqslant 4.0/\lambda$时，$k_h(z)=k_hz^{0.5}=cz^{0.5}$；$z>4/\lambda$时，$k_h(z)=c\left(\frac{4}{\lambda}\right)^{0.5}$，即c法（图4-11$b$）；当$n=1$，$k_h(z)=k_hz=mz$，即$m$法（图4-11$c$）；当桩轴第一位移零点以上的$k_h(z)$为凹形抛物线，以下为常数时，即K法（安格尔斯基法）（图4-11d）。

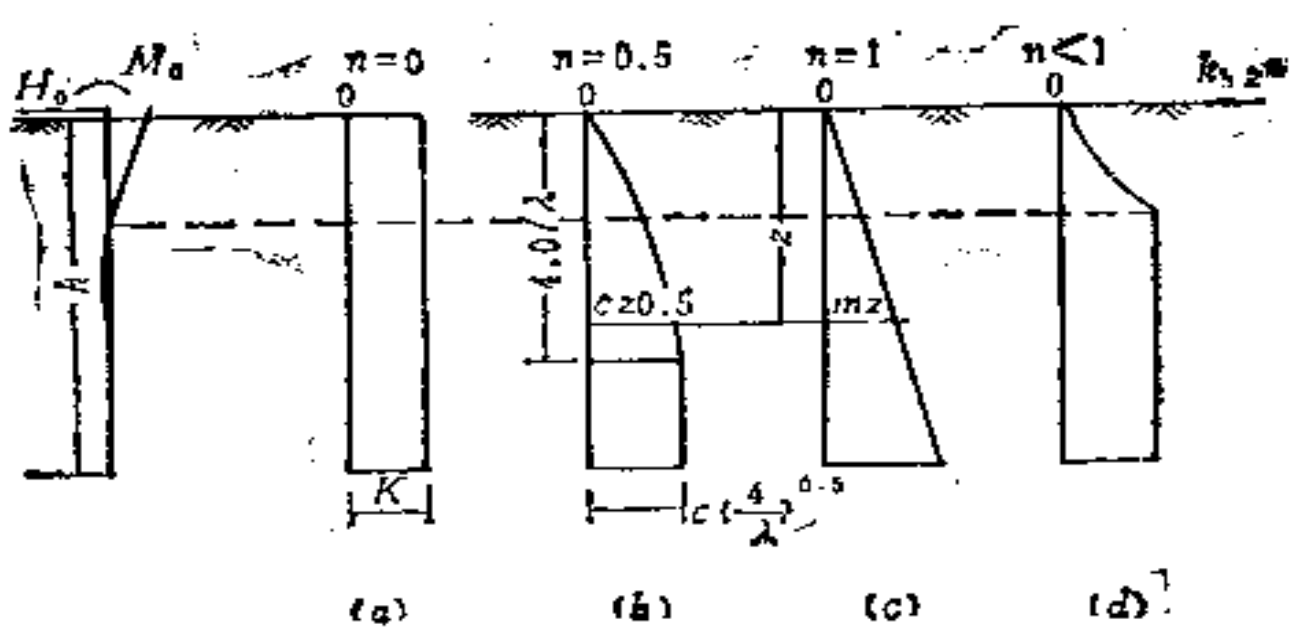


图 4-11　地基土水平反力系数分布图式

（a）张氏法；（b）C法；（c）m法；（d）K法

4·4·2　地基反力系数为常数的线弹性地基反力法—张氏法

1.计算公式推导

基本假定

（1）地基土水平反力系数为与深度无关的常数，故名常数法。

（2）当桩的入土深度很大（入土深度$l\geqslant\pi/\beta$）时，可当作半无限长桩处理，即$z\to\infty$，桩的弯矩$M\to 0$，剪力$Q\to 0$。

由假定（1）、$k_h(z)=k$，代入式（4-20）得：

$$EI\frac{d^4y}{dz^4}+dky=0 \qquad (4\text{-}22)$$

该式的通解为：

$$y = l^{\beta z}(C_1\cos\beta z + C_2\sin\beta z) + l^{-\beta z}(C_3\cos\beta z + C_4\sin\beta z) \qquad (4\text{-}23)$$

其中，$\beta = \sqrt[4]{\frac{kd}{4EI}}$称为桩的特征值，因次为长度的倒数$\left(\frac{1}{m}\right)$。$\beta$的倒数$1/\beta$称为特征长度(m)，它表征横向受力桩的重要特性。

k——地基水平反力系数(反力模量或基床系数)(kN/m³)。

EI——桩的横向抗弯刚度（kN-m²）；对于素混凝土桩$EI = E_h \cdot I$；对于钢筋混凝土桩，一般取$EI = 0.85E_h \cdot I_0$，E_h为混凝土的受压弹性模量，I_0为桩身换算截面惯性矩，$I_0 = W_0 d/2$，W_0为桩身换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩，对于圆形截面，$W_0 = \frac{\pi d}{32}\cdot[d^2 + 2(n-1)\mu_g d_0^2] \simeq \frac{\pi d^3}{32}$，其中，$d$为桩的直径；$d_0$为纵向钢筋圈环的直径，$\mu_g$为桩身配筋百分率，$n = E_g/E_h$；

C_1、C_2、C_3、C_4可由边界条件确定。

对式（4-23）逐次微分可得：

$$\left.\begin{aligned}
\frac{dy}{dz} &= \beta\cdot e^{\beta z}[C_1(\cos\beta z - \sin\beta z) + C_2(\cos\beta z + \sin\beta z)] \\
&\quad - \beta\cdot e^{-\beta z}[C_3(\cos\beta z + \sin\beta z) - C_4(\cos\beta z - \sin\beta z)] \\
\frac{d^2y}{dz^2} &= 2\beta^2\cdot e^{\beta z}(-C_1\sin\beta z + C_2\cos\beta z) + 2\beta^2\cdot e^{-\beta z}(C_3\sin\beta z - C_4\cos\beta z) \\
\frac{d^3y}{dz^3} &= 2\beta^3 e^{\beta z}[-C_1(\cos\beta z + \sin\beta z) + C_2(\cos\beta z - \sin\beta z)] \\
&\quad + 2\beta^3\cdot e^{-\beta z}[C_3(\cos\beta z - \sin\beta z) + C_4(\cos\beta z + \sin\beta z)]
\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}24)$$

考虑转角θ、弯矩M、剪力Q、地基反力p的正负号（参照前述规定和图4-10），有以下关系：

$$\left.\begin{aligned} Q &= -\frac{d_y}{d_t}, \qquad M = -EI\frac{dy^2}{dz^2} \\ Q &= -EI\frac{d^3y}{dz^3}, \qquad p = K\cdot y \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}25)$$

由$z\to\infty$，$M\to 0$，$Q\to 0$，可得$C_1=C_2=0$，因此式（4-23）变为：

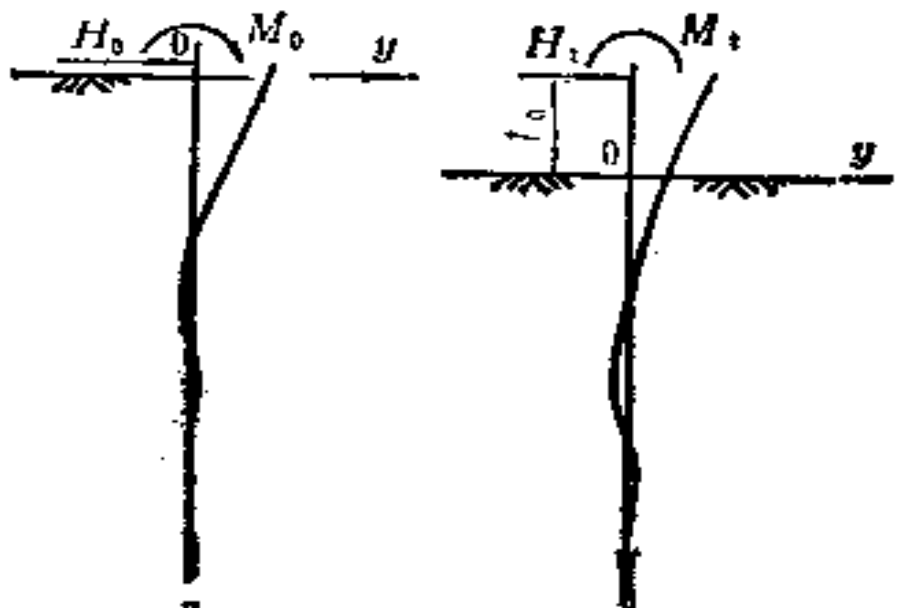
$$y = e^{-\beta z}(C_3\cos\beta z + C_4\sin\beta z) \qquad (4\text{-}26)$$

由作用于地面的横向力H_0、弯矩M_0（图4-12a），可得

$$M_{z=0} = -EI\left(\frac{d^2y}{dz^2}\right)_{z=0} = 2EI\beta^2C_4 = -M_0 \qquad (a)$$

$$Q_{z=0} = -EI\left(\frac{d^3y}{dz^3}\right)_{z=0} = -2EI\beta^3(C_3+C_4) = -H_0 \qquad (b)$$

解式(a)、(b)得：



(a) (b)

图 4-12

$$C_3 = \frac{H_0+\beta M_0}{2EI\beta^3}, \quad C_4 = -\frac{M_0}{2EI\beta^2} \qquad (c)$$

将M_0换算成作用于地面以上h_0高度的H_0，即

$$h_0 = \frac{M_0}{H_0} \qquad (4\text{-}27)$$

由此得桩的挠度曲线方程：

$$y = \frac{H_0}{2EI\beta^3} e^{-\beta z}[(1+\beta h_0)\cos\beta z - \beta h_0 \sin\beta z] \tag{4-28a}$$

当地面仅作用有水平力H_0，则上式简化为

$$y = \frac{H_0}{2EI\beta^3} e^{-\beta z} \cdot \cos\beta z \tag{4-28b}$$

当桩顶露出地面l_0高度，桩顶作用H_t，M_t（图4-12b），则以

$$H_0 = H_t,\quad h_0 = (M_t + H_t \cdot l_0)/H_t \tag{4-29}$$

代入式（4-28a）即可求得地面和地面以下的位移曲线y。

将完全埋置于土中的桩的位移、最大弯矩等有关计算式列于表4-4。

完全埋设于土中的长桩的计算式　　表 4-4

	桩顶自由（$M_0=0$）	桩顶嵌固（桩顶不产生转动）
挠度曲线	$y = \frac{H_0}{2EI\beta^3} \cdot e^{-\beta z} \cdot \cos\beta z$	$y = \frac{H_0}{4EI\beta^3} e^{-\beta z}(\cos\beta z + \sin\beta z)$
桩顶位移	$y_0 = \frac{H_0}{2EI\beta^3}$	$y_0 = \frac{H_0}{4EI\beta^3}$
桩顶转角	$\theta_0 = \frac{H_0}{2EI\beta^2}$	$\theta_0 = 0$
桩身弯矩	$M = -\frac{H_0}{\beta} e^{-\beta z}\sin\beta z$	$M = \frac{H_0}{2\beta} e^{-\beta z}(\cos\beta z - \sin\beta z)$
桩身剪力	$Q = -H_0 e^{-\beta z}(\cos\beta z - \sin\beta z)$	$Q = -H_0 e^{-\beta z}\cos\beta z$
桩顶弯矩	$\overline{M} = 0$	$\overline{M}_0 = \frac{H_0}{2\beta}$
桩身最大弯矩	$M_{max} = -0.3224\frac{H_0}{\beta}$	$M_{max} = -0.2079\frac{H_0}{\beta}$
桩身最大弯矩深度	$l_m = \frac{\pi}{4\beta}$	$l_m = \frac{\pi}{2\beta}$
第一位移零点	$l_0 = \frac{\pi}{2\beta}$	$l_0 = \frac{3\pi}{4\beta}$

【例题】 预应力混凝土管桩，外径50cm、内径32cm，桩入

土长$l=12\mathrm{m}$，桩弹模$E=40\mathrm{MPa}$，地基土水平反力系数$k=200$ KPa（不随深度而变）。试按张氏法求出表4-4所列参数。

【解】 惯矩$I=\frac{\pi}{64}(d^2-d_1^2)=\frac{\pi}{64}(50^2-32^2)$

$$=2.553\times10^5\mathrm{cm}^4=0.002553\mathrm{m}^4$$

抗弯刚度 $EI=40\times10^6\times0.002553=10200\mathrm{kN\cdot m}^2$

桩的特征值 $\beta=\sqrt[4]{\frac{dk}{4EI}}=\sqrt[4]{\frac{0.50\times200}{4\times10200}}=0.396\mathrm{m}^{-1}$

桩的换算入土长度 $\beta l=0.396\times12=4.75>\pi$

因此，可按半无限长桩计算。

（1）桩顶自由（或铰接）时

已知：竖向荷载$N=1000\mathrm{kN}$，水平荷载$H_0=100\mathrm{kN}$，$M_0=0$。

由表4-6各式求得：

$$y_0=\frac{H_0}{2EI\beta^3}=\frac{100}{2\times10200\times0.396^3}=0.0079\mathrm{m}$$

$$=0.79\mathrm{cm}$$

$$\theta_0=\frac{H_0}{2EI\beta^2}=\frac{100}{2\times10200\times0.396^2}=3.1\times10^{-3}\mathrm{rad}$$

$$M_{max}=-0.3224\frac{H_0}{\beta}=-0.3224\frac{100}{0.396}=-81.4\mathrm{kN\cdot m}$$

$$l_m=\frac{\pi}{4\beta}=\frac{3.1416}{4\times0.396}=1.98\mathrm{m}$$

$$l_0=\frac{\pi}{2\beta}=\frac{3.1416}{2\times0.396}=3.96\mathrm{m}$$

（2）桩顶嵌固时

已知：$N=800\mathrm{kN}$，$H_0=100\mathrm{kN}$。

由表4-6各式求得：

$$y_0=\frac{H_0}{4EI\beta^3}=\frac{100}{4\times10200\times0.396^3}=0.00395\mathrm{m}=0.395\mathrm{m}$$

$$\theta_0=0$$

$$M_{max}=-0.2079\frac{H_0}{\beta}=-2079\frac{100}{0.396}=-52.5\mathrm{kN\cdot m}$$

$$M_0 = \frac{H_0}{2\beta} = \frac{100}{2 \times 0.396} = 126.3\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$l_m = \frac{\pi}{2\beta} = \frac{3.1416}{2 \times 0.396} = 3.97\text{m}$$

$$l_0 = \frac{3\pi}{4\beta} = \frac{3 \times 3.1416}{4 \times 0.396} = 5.95\text{m}$$

2.地基土水平反力系数 k

如前所述，地基土水平反力系数一般宜通过桩的横向荷载试验确定。在无条件进行试验时，张氏法中的 k 值也可应用有关经验成果。

根据桩径大于30cm桩的横向荷载试验的H_0-y_0曲线取y_0=1cm对应的H_0反算出k值，并与地面以下$1/\beta$深度范围的标贯平均N值和土的单轴抗压强度q_u（粘性土）进行对比分析，得到以下经验关系[67]：

$$k \approx \frac{N}{5} \times 10^4 \ (\text{kN/m}^3) \qquad (4\text{-}30)$$

$$k \approx 1.5 \times 10^4 q_u \ (\text{kN/m}^3)$$

表4-5列出田重夫所著“桩基础的设计”中给出的k经验值。

张氏法地基土水平反力系数k　　表 4-5

土　　类	k(MN/m³)	土　　类	k(MN/m³)
极软淤泥及粘土	2.8～14	砂灰粘土	60～80
淤泥与软粘土	14～28	松　　砂	15～30
填　　土	10～20	密　　砂	80～100
饱和粘土	20～35	粗　　砂	100～150
可塑粘土	30～60	砂 卵 石	180～240
硬塑粘土	50～90		

4·4·3　地基反力系数随深度线性增长的线弹性地基反力法——m法

1.单桩挠曲微分方程的解

如前所述假定线弹性地基水平反力系数与深度呈幂函数变

化，$k_h(z)=k_h\cdot z^n$；当$n=1$时，$k_h(z)=k_h\cdot z=m\cdot z$；代入式（4-21）得$\bar{p}(z,\ y)=mzy$；以此代入式（4-20）得：

$$EI\frac{d^4y}{dz^4}+mb_0zy=0 \qquad (4\text{-}31a)$$

令 $\alpha=\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$，则上式变为：

$$\frac{d^4y}{dz^4}+\alpha^5zy=0 \qquad (4\text{-}31b)$$

方程（4-31b）的求解有以下几种方法：幂级数法、差分近似法、反力积分法（Levinton反力荷载法）、量纲分析法。求解精度都可满足工程实用的要求。求解的具体方法可参考文献[67][68]。这里列出幂级数法导出的计算式。其中规定位移y、剪力Q、地基反力σ_y的方向与y轴正方向一致时为正，桩的右侧纤维受拉时M为正，反之为负，φ_0逆时针方向为正，顺时针方向为负。

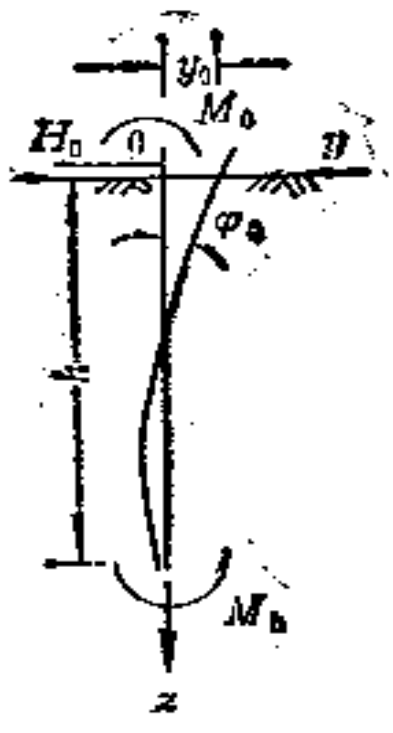
$$\left.\begin{aligned}
y&=y_0A_1+\frac{\varphi_0}{\alpha}B_1+\frac{M_0}{\alpha^2EI}\cdot C_1+\frac{H_0}{\alpha^3EI}\cdot D_1\\
\varphi&=\alpha y_0A_2+\varphi_0B_2+\frac{M_0}{\alpha EI}C_2+\frac{H_0}{\alpha^2EI}D_2\\
M&=\alpha EI(\alpha y_0A_3+\varphi_0B_3)+M_0C_3+\frac{H_0}{\alpha}D_3\\
H&=\alpha^2EI(\alpha y_0A_4+\varphi_0B_4)+\alpha M_0C_4+H_0D_4\\
\sigma_y&=mzy
\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}32)$$

式中 H_0、M_0——作用于地面处桩上的荷载，当荷载H、M作用于地面以上l_0处时（图4-13b），则$H_0=H$，$M_0=H\cdot l_0$；

y_0、φ_0——分别为地面处桩的水平位移和转角（见图4-13a）；

A_1、B_1、C_1…D_4——无量纲影响系数，根据不同换算深度$\bar{h}=\alpha h$编制成表，见附表4-1。

α——桩的特征值；$\alpha=\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$，



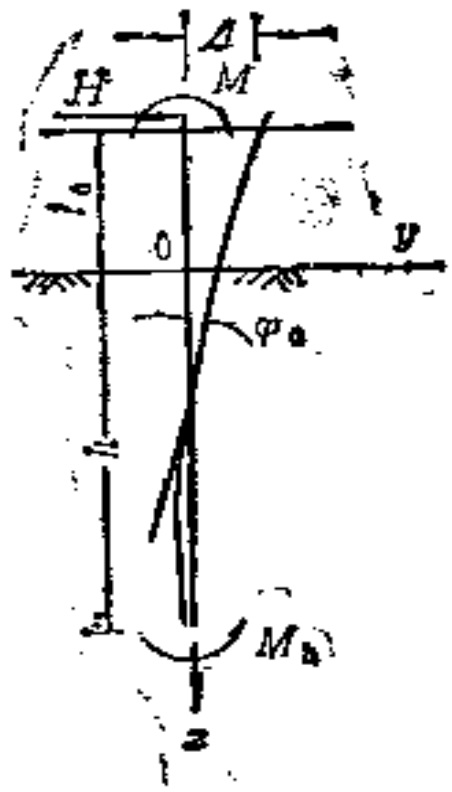


图 4-13

m——地基土水平反力系数k_h随深度成正比增长的比例系数（kN/m⁴）；$k_h=mz$；m值宜根据桩的水平静载试验确定，当无条件进行试验时可参考有关技术标准取经验值[26]；

b_0——桩的计算宽度（m）；

对于矩形桩：当边宽$b\leqslant 1$m，$b_0=1.5b+0.5$；

当$b>1$m，$b_0=b+1$；

对于圆形桩：当$d\leqslant 1$m，$b_0=0.9(1.5d+0.5)$；

当$d>1$m，$b_0=0.9(d+1)$。

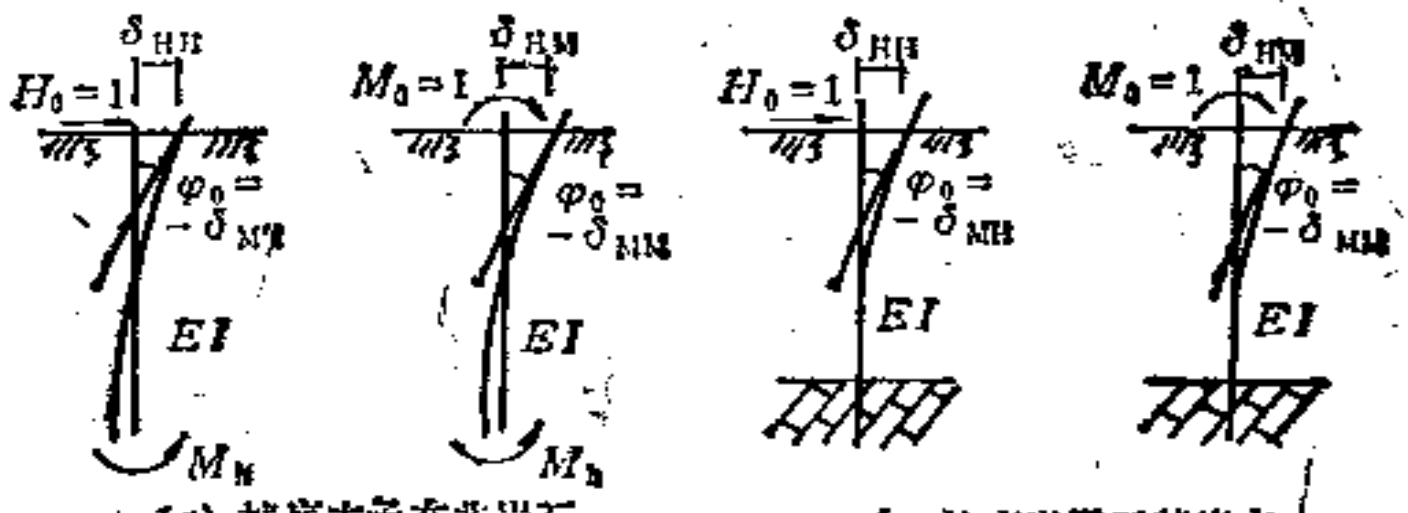
其余符号同前。

2.求单桩的柔度系数

式（4-32）中的初参数为已知，y_0、φ_0是未知的。为确定y_0、φ_0，需求出单桩的柔度系数。

横向荷载下单桩的柔度系数δ_{AB}定义为：作用于地面处桩上

B方向的单位荷载在A方向产生的变位，如图4-14所示。



(a) 桩底支承在非岩石类土中或基岩表面　　(b) 桩底嵌固于基岩中

图 4-14　柔度系数图示

由桩底出发利用其边界条件和式（4-32）便可求得$H_0=1$和$M_0=0$作用下桩身地面处的位移$y_0=\delta_{HH}(F^{-1}\cdot L)$，转角$\varphi_0=-\delta_{MH}(F^{-1})$（图4-14$a$）。$\delta_{HH}$、$\delta_{MH}$即水平力$H$作用下桩的柔度系数。

$$\left.\begin{aligned}\delta_{HH}&=\frac{1}{\alpha^3EI}\cdot\frac{(B_3D_4-B_4D_3)+K_h(B_2D_4-B_4D_3)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}\\ \delta_{MH}&=\frac{1}{\alpha^2EI}\cdot\frac{(A_3D_4-A_4D_3)+K_h(A_2D_4-A_4D_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}\end{aligned}\right\}\tag{4-33}$$

用类似方法可求得$H_0=0$和$M_0=1$作用下桩身地面处的位移$y_0=\delta_{HM}$，（$F^{-1}\cdot L$）转角$\varphi_0=\delta_{MM}$（$F^{-1}\cdot L^{-1}$）。δ_{HM}，δ_{MM}即弯矩M作用下桩的柔度系数。

$$\left.\begin{aligned}\delta_{HM}&=\frac{1}{\alpha^2EI}\cdot\frac{(B_3C_4-B_4C_3)+K_h(B_2C_4-B_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}\\ \delta_{MM}&=\frac{1}{\alpha EI}\cdot\frac{(A_3C_4-A_4C_3)+K_h(A_2C_4-A_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}\end{aligned}\right\}\tag{4-34}$$

式(4-33)、(4-34)中　A_2、A_3……——无量纲影响系数见附表4-1；

K_h——桩底特征系数；

$$K_h=\frac{C_0 I_0}{\alpha EI} \qquad (4\text{-}35)$$

其中 C_0——桩底地基土竖向抗力系数，$C_0=m_0h$，m_0为桩底地基土竖向抗力系数的比例系数（kN/m⁴），一般可取$m_0=m$；h为桩入土深度，当$h<10$m时，以10m代入计算C_0；

I_0——桩底截面惯性矩，对于非扩底桩$I_0=I$；

其余符号同前。

由位移互等原理，有$\delta_{HM}=\delta_{MH}$ （4-36）

当桩支承于非岩石类土中，且$h>2.5/\alpha$，或当桩支承于基岩表面，且$h>3.5/\alpha$，K_h的影响很小，可令$K_h=0$，从而可使式（4-33）、（4-34）简化为：

$$\left.\begin{aligned}\delta_{HH}&=\frac{1}{\alpha^3EI}\cdot A_f\\ \delta_{MH}=\delta_{HM}&=\frac{1}{\alpha^2EI}\cdot B_f\\ \delta_{MM}&=\frac{1}{\alpha EI}\cdot C_f\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}37)$$

式中 A_f、B_f、C_f——无量纲影响系数，见附表4-1，由桩换算深度$\bar{h}=\alpha h$查表确定。

当桩端嵌固于基岩中，可采用上述方法，利用桩底边界条件：水平位移$y_h=0$，转角$\varphi_h=0$（见图4-14b）；求得相应的柔度系数为：

$$\left.\begin{aligned}\delta_{HH}&=\frac{1}{\alpha^3EI}\cdot\frac{B_2D_1-B_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2},\\ \delta_{MH}&=\frac{1}{\alpha^2EI}\cdot\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2},\\ \delta_{HM}&=\delta_{MH}\\ \delta_{MM}&=\frac{1}{\alpha EI}\cdot\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}38)$$

上述各式量纲：F—力；L—长度；rad—弧度。

3.求地面处桩的变位[确定式（4-55）中未知参数y_0、φ_0]

当地面处桩上作用H_0、M_0时，地面处的水平位移y_0(L)、转角φ_0(rad)为

$$\left.\begin{aligned} y_0 &= H_0\delta_{HH} + M_0\delta_{HM} \\ \varphi_0 &= -(H_0\delta_{MH} + M_0\delta_{MM}) \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}39)$$

当荷载作用点离地面l_0（桩的自由长度为l_0）时，桩顶的水平位移（L）为：

$$\left.\begin{aligned} \Delta &= y_0 - \varphi_0 l_0 + \Delta_0 \\ \text{其中}\quad \Delta_0 &= \frac{Hl_0^3}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI} \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}40)$$

4.求地面以下任一深度z桩身的位移和内力

将初参数H_0、M_0、y_0、φ_0代入式（4-32）经整理得：

$$\left.\begin{aligned} \text{位移}\quad y_z &= \frac{H_0}{\alpha^3 EI}A_y + \frac{M_0}{\alpha^2 EI}B_y \\ \text{剪力}\quad Q_z &= H_0 A_Q + \alpha M_0 B_Q \\ \text{弯矩}\quad M_z &= \frac{H_0}{\alpha}\cdot A_M + M_0 B_M \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}41)$$

式中，A_y、B_y、A_Q、B_Q、A_M、B_M——无量纲影响系数，列于附表4-2，按$\bar{h}=\alpha h$和$\bar{h}_z=\alpha z$确定。

5.求桩身最大弯矩位置及最大弯矩

由材料力学知，桩身最大弯矩的截面位于剪力为零处，即$Q_z=0$处。由式（4-41），令$Q_z=0$得：

$$Q_z = H_0\cdot A_Q + \alpha M_0 B_Q = 0$$

有

$$\frac{\alpha M_0}{H_0} = -\frac{A_Q}{B_Q} = C_z \qquad (4\text{-}42)$$

根据αh和C_z值查附表4-3得相应的αz，此z即为桩身最大弯矩的位置。故

$$\left.\begin{aligned} \text{最大弯矩位置为}\quad z_{\max} &= \frac{\alpha z}{\alpha} \\ \text{最大弯矩}\quad M_{\max} &= \frac{H_0}{\alpha}D_0 \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}43)$$

其中，D_0由附表4-3根据αh、αz_{max}查得。

【例题】 单柱单桩，$d=1.0\text{m}$，入土深$h=10\text{m}$，$l_0=0$，作用于桩顶的水平力$H_0=80\text{kN}$，弯矩$M_0=150\text{kN-m}$；桩侧地基土水平反力系数的比例系数$m=2\times10^4\text{kN/m}^4$；试计算桩顶位移$y_0$、转角$\varphi_0$、桩身最大弯矩。

【解】 设桩身混凝土为$C20$号，$\mu_g=0.4\%$

（1）求桩的特征值α

桩身截面抵抗矩：

$$W_0=\frac{\pi d}{32}[d^2+2(n-1)\mu_g d_0^2]$$

$$=\frac{3.14\times1.0}{32}[1^2+2(8.1-1)\times0.004\times0.9^2]$$

$$=0.1026\text{kN}\cdot\text{m}^3$$

$$I=w_0\cdot\frac{d}{2}=0.5W_0=0.0513\text{kN}\cdot\text{m}^4$$

（I可近似取$I=\frac{\pi}{64}d^4$）

$$EI=0.85E_hI=0.85\times2.3\times10^7\times0.0513$$

$$=1.003\times10^6\text{kN}\cdot\text{m}^2$$

$$\alpha=\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}=\sqrt[5]{\frac{2\times10^4\times0.9(1.5\times1+0.5)}{1.003\times10^6}}$$

$$=0.514\text{m}^{-1}$$

（2）求桩的柔度系数

因$\bar{h}=\alpha h=0.514\times10=5.14>4.0$，属柔性桩；由于$h=10\text{m}>2.5/\alpha=4.86\text{m}$，故可取$K_h=0$，由附表4-1查得：

$A_f=2.441$，$B_f=1.625$，$C_f=1.751$

由式（4-37）　$\delta_{HH}=\frac{1}{\alpha^3EI}A_f=\frac{2.441}{0.514^3\times1.003\times10^6}$

$$=1.792\times10^{-5}\frac{\text{m}}{\text{kN}}$$

$$\delta_{MH}=\delta_{HM}=\frac{1}{\alpha^2EI}B_f=\frac{1.625}{0.514^2\times1.003\times10^6}$$

$$= 6.132\times10^{-6}\frac{1}{\mathrm{kN}}$$

$$\delta_{MM}=\frac{1}{\alpha EI}C_f=\frac{1.751}{0.514\times1.003\times10^6}$$

$$= 3.397\times10^{-6}\frac{1}{\mathrm{kN\cdot m}}$$

（ 3 ）求地面处桩的变位

由式（ 4-39 ），桩的水平位移

$$y_0=H_0\delta_{HH}+M_0\delta_{HM}$$

$$\approx 80\times1.792\times10^{-5}+150\times6.132\times10^{-6}$$

$$=235.34\times10^{-6}\mathrm{m}=2.35\mathrm{mm}$$

转角 $\varphi_0=-(H_0\delta_{MH}+M_0\delta_{MM})$

$$\approx -(80\times6.132\times10^{-6}+150\times3.397\times10^{-5})$$

$$\approx -1000.1\times10^{-6}=-1.0\times10^{-3}\mathrm{rad}$$

（ 4 ）求桩身最大弯矩

由式（ 4-42 ） $C_x=\frac{\alpha M_0}{H_0}=0.514\times150/80=0.964$

由$\alpha h\geqslant4.0$，$C_x\approx0.964$，查附表4-3得$\alpha z\approx0.965$

故最大弯矩截面位置 $z_{max}=\frac{\alpha z}{\alpha}=\frac{0.965}{0.514}=1.88\mathrm{m}$

由$\alpha z_{max}\approx0.965$，$\alpha h\geqslant4.0$查附表4-3得$C_s\approx1.61$

故最大弯矩 $M_{max}=M_0\cdot C_s=150\times1.61=241.5\mathrm{kN\cdot m}$

由于M_0较大，致使最大弯矩点靠近地面。

4·4·4 地基反力系数随深度呈凸形和凹形抛物线变化的线弹性地基反力法—c法和K法

1.c法[70][71]

c法以“c”表示地基水平反力系数随深度变化的比例系数而得名。地基水及反力系数计算图式（见图4-11b）假定为：

桩入土深度$z\leqslant4.0/\lambda$部分，$k_h(z)=cz^{0.5}$（凸形抛物线）；

桩入土深度$z>4.0/\lambda$部分，$k_h(z)=c\left(\frac{4.0}{\lambda}\right)^{0.5}=\mathrm{const}$。

其中　桩的特征值　$\lambda=\sqrt[4.5]{\frac{cd}{EI}}\left(\frac{1}{m}\right)$

c——地基水平反力系数随深度变化的比例系数（kN/$m^{3.5}$）；

以$p(z,y)=k_h(z)dy$代入式（4-20），根据边界条件，导得桩的变位和内力公式，表示为类似式（4-41）形式。公式的推导与系数表格详见文献[70]。

2.K法存在的错误和问题

K法以其地基水平反力系数用“K”表示而得名。该法的两个基本假定是：（a）自地面至第一位移零点t这段内，地基水平反力系数随深度z成正比增大，即$k_h(z)=K\cdot z$，t点以下$k_h(z)$保持常量；相应的桩的特征值$\eta=\sqrt[5]{Kd/EI}$。（b）自地面至第一位移零点的土反力q_z随深度呈二次对称抛物线变化，即$q_z=4f\left(\frac{z}{t}-\frac{z^2}{t^2}\right)$，最大土反力$f$在$\frac{t}{2}$处。

根据K法的假定和导出的计算公式可以看出其存在的错误和问题有：

（1）上述第一、二条假定是相互矛盾的。如按t区段内土反力为二次对称抛物线，则地基水平反力系数应为图4-11d所示的凹曲线分布，而假定为线性分布，说明其推导结果是错误的。

（2）不符合位移互等原理。桩顶作用单位水平力的桩顶转角系数（柔度系数）应等于桩顶作用单位弯矩的桩顶水平位移系数，即$\delta_{MH}=\delta_{HM}$。将$H_0=0$，$M=1$；$H_0=1$，$M_0=0$分别代入常数法、m法、c法、K法的y_z、φ_z公式得地面处($z=0$)的位移、转角（柔度系数）：

$$\delta_{HM}=y(z=0)=\frac{1}{\alpha_1^2EI}B_{0y}$$

$$\delta_{MH}=\varphi(z=0)=\frac{1}{\alpha_1^2EI}A_{0y}$$

由$\delta_{MH}=\delta_{HM}$应有$B_{0y}=A_{0\varphi}$。由表4-6看出，前三种方法都符合

地面处的无量纲影响系数　　表 4-6

计算方法	无量纲系数								
	A_{0y}	B_{0y}	$A_{0\varphi}$	$B_{0\varphi}$	A_{0M}	B_{0M}	A_{0Q}	B_{0Q}	桩的换算长度 $\overline{h}=\alpha h$
常数法	0.500	0.500	0.500	1.00	0	1	1	0	$\to\infty$
m 法	2.441	1.621	1.621	1.751	0	1	1	0	4.0
c 法	2.026	1.365	1.365	1.617	0	1	1	0	4.0
K 法	4.256	1.639	2.418	1.759	0	1	1	0	≥5.989

$B_{0y}=A_{0\infty}$，唯K法不符，即不符合位移互等原理。

（3）不能应用叠加原理。由于计算假定以第一位移零点作为地基水平反力系数变化的分界点，使得桩顶在水平力和弯矩作用下的地基水平反力系数分布图式不同。因而对于水平力和弯矩同时作用下的内力和变位，不能分别计算然后叠加。

（4）桩的入土深度愈大，桩顶水平位移和转角反而愈大，这与桩的实际工作性状不符。

（5）计算弯矩偏大。这主要是由于凹形地基水平反力系数图式过低估计了近地面的桩侧土抗力。

有关K法的述评详见文献[68]、[71]、[72]。

4·4·5　几种线弹性地基反力法的应用问题

1.应用范围：线弹性地基反力法的基本假定之一是桩侧地基土符合土反力随水平位移成正比线性增加，因此当荷载水平较高，桩侧土出现较大塑性区时，应用这种方法进行计算出现的偏差就较大。一般说来，在桩的工作荷载下，桩侧土的塑性区是较小的，因此，采用线弹性地基反力法计算桩在工作荷载下的变位和内力是可行的。虽然在工作荷载范围内的 H_0-y_0 关系不一定是线性的，但此时的地基水平反力系数按H_0-y_0割线取值，其计算结果仍是满意的。

2.由于地基水平反力采用了温克勒假定，即任一点土反力只

与该点位移有关，忽略了桩侧土介质的连续性和相互影响。因此，这种方法用于分析埋设于连续性很强的岩体或高强度粘土中的桩（特别是群桩）就不太合适。

3.对桩的变位和内力起主要影响的土层深度一般为特征长度（$1/\beta$或$1/\alpha$、$1/\lambda$、$1/\eta$）。从上述四种线弹性地基反力法的$k_h(z)$分布图式看，以常数法（矩形分布）对上部土层的作用反映最高，c法次之，m法再次之，K法最低。再看图4-15不同土质中桩身计算弯矩与实测比较可见，四种方法计算值大小正好与上述顺序相反。这说明，应根据土质特性来选择恰当的计算方法（K法除外）。对于超固结粘土和地面为硬壳层的情况，可考虑选用常数法；对于其它土质一般可选用m法或c法；当桩径大、容许位移小时宜选用c法。

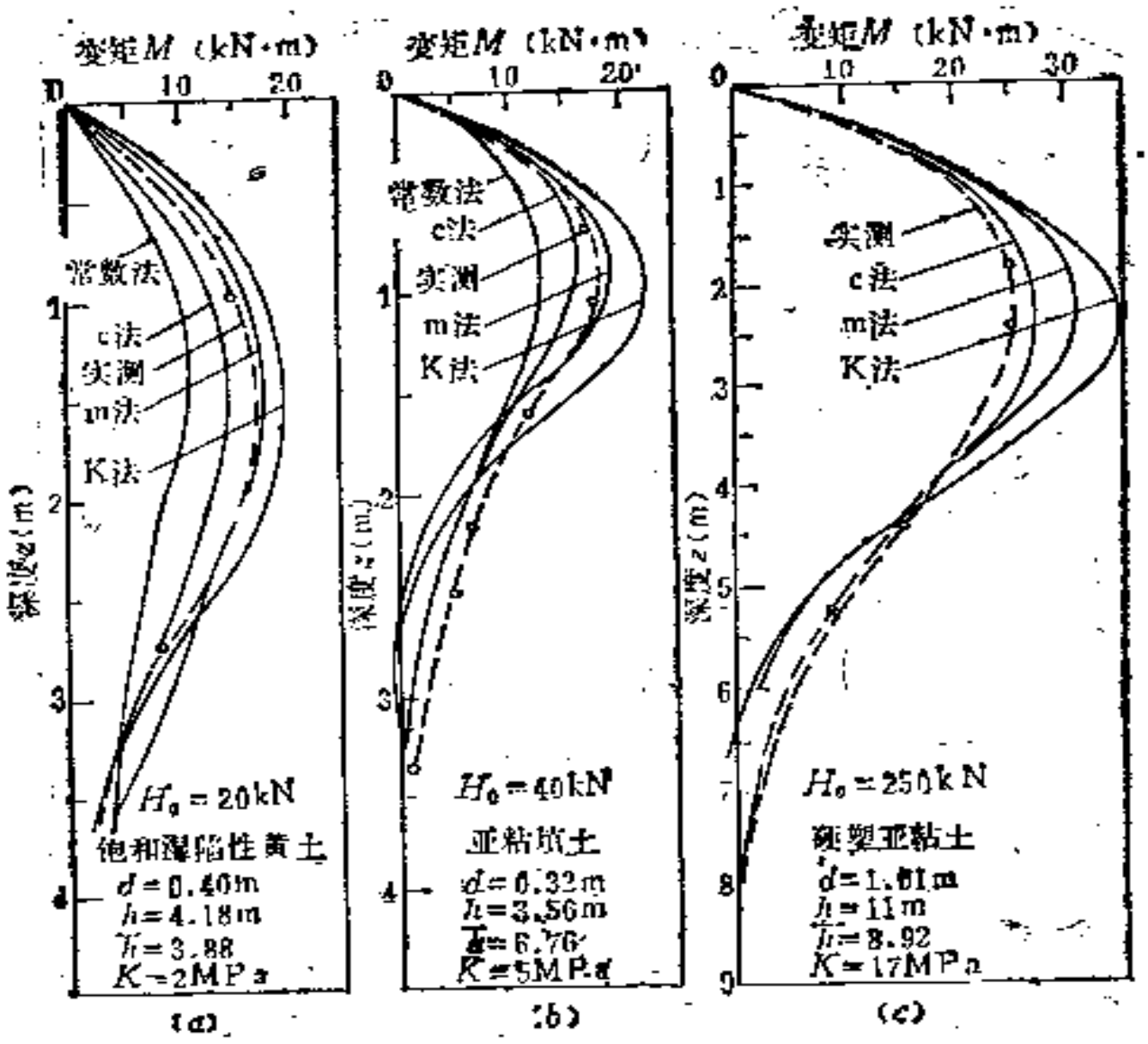


图 4-15 不同土质桩身弯矩计算值与实测值比较

4·5 灌注桩横向承载力的特性[73][74]

4·5·1 灌注桩在横向荷载下的破坏特性

对不同土质不同桩径的灌注桩，桩长在弹性桩范围的大量横向荷载试验结果表明，桩的破坏都表现为桩身受弯强度破坏而丧失承载能力，桩侧土不显示明显的塑性挤出和失稳现象。究其原因，一是由于灌注桩的配筋率较小（一般为0.3～0.6%），桩身抗弯强度较低；二是由于土的体积压缩影响，桩侧土不可能形成连续滑动面；三是随着桩侧上部土层的屈服，其土反力沿深度发生重分布，即上部维持常量，下部逐渐增大，桩身内力分配也随之向下转移。

由此可见，灌注桩的横向承载力不是由桩侧土的强度和稳定性控制（当桩的入土深度过浅或桩侧有临空面的情况除外），而多数由桩身强度控制，在软弱土层中则应考虑水平位移问题。

4·5·2 灌注桩的容许横向承载力

灌注桩单桩容许横向承载力沿用苏联的预制桩标准，取10mm位移对应的荷载是不合适的。因在10mm位移下，一般非软弱土层中的灌注桩已接近于破坏。因此，应根据上述灌注桩的工作和破坏特性来确定容许横向承载力。

如4·2节所述，根据单桩横向静载试验所得 H_0-T-y_0、$H-\frac{\Delta y_0}{\Delta H}$、$H_0$-$\sigma_g$曲线可确定出横向临界荷载$H_{cr}$和极限荷载$H_u$。对于灌注桩而言，由于桩径大、配筋率低，桩身一旦开裂，桩身抗弯刚度明显降低，因而其H_{cr}特征点一般能清楚地反映出来。

建议以横向临界荷载作为抗震桩基单桩横向容许承载力，这是由于横向临界荷载具有以下特点：一是桩身裂缝宽度小，卸荷后可再闭合；二是临界荷载下的横向位移较小，对于中等压缩性土一般为3～6mm，对于大多数高压缩性土一般为10mm左右，处

于一般建筑物水平变位的容许范围； 三是横向临界荷载H_{cr}的安全系数约为1.4～1.5，大于抗震规范规定的强度设计安全系数[(1.40－1.55)×0.8≈1.12－1.24]。

当横向静载试验已加载到破坏，能明确定出横向极限荷载时，也可采用横向极限荷载除以安全系数作容许横向承载力，并与临界荷载相互校验。

在长期横向荷载或反复出现的横向荷载下，由于地基水平反力系数有所降低（试验表明，反复循环加载100次时位移可趋于稳定，此时的位移约为第五次加载时位移的1.4倍，而实际常规试验多采用五次循环加卸载法，由此得出的横向荷载特征值和地基土水平反力系数偏高），因此，应对上述方法确定的容许承载力乘以0.8，予以折减。

4·5·3 灌注桩横向临界荷载（容许横向承载力）的计算

由于横向临界荷载是土中桩身抗弯强度的特征值，按上述临界荷载的定义，对应于临界荷载的桩身最大抵抗弯矩为：

$$M = \gamma K_f W_0 \qquad (4\text{-}44)$$

按m法，桩身的最大弯矩计算值为：

$$M_{max} = \frac{H_0}{\alpha} A_{M\,max} \qquad (4\text{-}45)$$

令式（4-44）、（4-45）相等，求得横向临界荷载：

$$H_{cr} = \frac{\alpha \gamma R_f W_0}{A_{M\,max}} \qquad (4\text{-}46)$$

式中 α——桩的特征值，$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$，(1/m)；

W_0——桩身截面受拉边缘的弹性抵抗矩（m^3），计算见4·3·2节；

γ——截面抵抗矩的塑性系数，圆截面$\gamma = 2$；

R_f——混凝土的抗裂设计强度（kPa）；

$A_{M\,max}$——桩身（顶）的最大弯矩系数，按桩的换算入土深度（αh）由表4-7取值。

桩身(顶)最大弯矩系数$A_{M\max}$和水平位移系数A_{0y}　表 4-7

桩顶约束情况	桩的换算长度 (αh)	$A_{M\max}$	A_{0y}
自由(铰接)	4.0	0.768	2.441
	3.5	0.750	2.502
	3.0	0.703	2.727
	2.8	0.675	2.905
	2.6	0.639	3.163
	2.4	0.601	3.526
嵌固(承台无转动)	4.0	0.926	0.940
	3.5	0.934	0.970
	3.0	0.967	1.028
	2.8	0.990	1.055
	2.6	1.018	1.079
	2.4	1.045	1.095

注：桩顶自由(铰接)情况的$A_{M\max}$系桩身的最大弯矩系数，嵌固的$A_{M\max}$系桩顶的最大弯矩系数。

式（4-46）计算结果与实测对比，实测值一般偏大10～30%，且离散性较大。其原因，一是计算假定和实际有出入，$\gamma R_f W_0$系桩身开裂前的桩身抵抗矩，而临界荷载下桩身已有微细裂纹对40根$d=300\sim600$mm的弹性桩（$h\geqslant 4.0/\alpha$）的实测值与按式（4-46）计算值进行回归分析，取H_{cr}预测概率为97.7%（即$\overline{H}_{cr}-2\sigma_{H_{cr}}$）。并对嵌固情况下的桩顶弯矩系数$A_{M\max}$乘以0.8折减，式（4-46）变成：

$$H_a=H'_{cr}=\frac{\alpha\gamma R_f W_0}{\xi_M\cdot A_{M\max}}(1.25+22\mu_g) \qquad (4\text{-}47)$$

式中　ξ_M——桩身（顶）弯矩调整系数，桩顶自由时取$\xi_M=1$，桩顶嵌固时取$\xi_M=0.8$。

当验算长期或经常出现的横向荷载下的承载力时，应将式（4-47）计算值乘以0.8折减。

4·5·4　竖向荷载对灌注桩横向承载力的影响与计算

桩顶竖向荷载对横向承载力的影响，取决于横向荷载下桩的

破坏机理。对于桩身强度较高的钢管桩、预制钢筋混凝土桩而言，由于这类桩在横向荷载下的承载能力往往是以水平位移控制，因而桩顶竖向荷载的影响一般可予忽略。对于配筋率较低的灌注桩而言，其横向承载力以桩身强度控制，竖向荷载的影响就较明显。由于竖向下压荷载的压应力会抵消很大一部分弯曲拉应力，使桩身由受弯状态转变为偏压状态（如图4-16），从而提高桩的横向临界荷载和横向极限荷载。

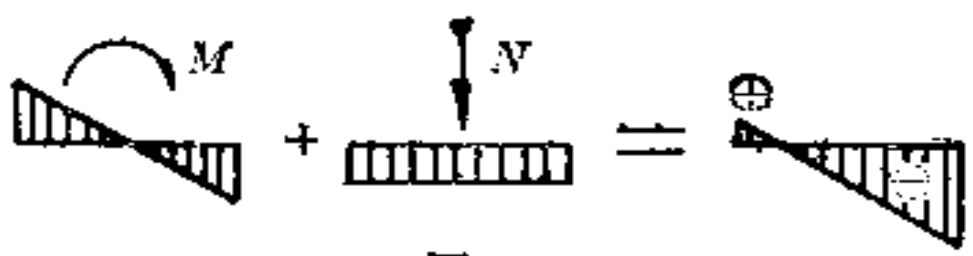


图 4-16

根据中等压缩性的粘性土、粉土中的灌注桩的试验表明（桩身配筋率0.5%左右，直径25～30cm，桩长大于$4.0/\alpha$），当桩顶竖向下压荷载为90%设计荷载时[73]，其横向临界荷载比桩顶无竖向荷载提高70%以上，横向极限荷载提高40%以上；当竖向荷载为60%设计荷载时[75]，H_{cr}和H_u提高40%；对于承台伏地的群桩，当竖向荷载为设计荷载的80%时，H_{cr}和H_u提高20～30❶%。

在竖向下压荷载和横向荷载联合作用下，桩身处于偏压状态，其临界开裂的强度验算公式为

$$\frac{\eta \cdot M}{W_0} - \frac{N}{A_n} \leqslant \gamma R_t$$

$M_{max} = \frac{H_{cr}}{\alpha} \cdot A_{M\,max}$代入上式中的$M$，经整理得：

$$H_{cr} = \frac{\alpha \gamma R_t W_0}{\eta A_{M\,max}} \left(1 + \frac{N}{\gamma R_t A_n}\right) \qquad (4\text{-}48)$$

由式（4-47）（4-48）得相应的半经验公式：

$$H_a = H'_{cr} = \frac{\alpha \gamma R_t W_0}{\xi_M \cdot \eta \cdot A_{M\,max}} (1.25 + 22\mu_g)\left(1 + \frac{0.6N}{\gamma R_t A_n}\right) \qquad (4\text{-}49)$$

---

❶ 黄河洛口桩基试验研究组(1983)：水平承载力分析，黄河洛口桩基试验研究报告，1983.10。

式中　考虑到竖向荷载N_0和混凝土强度的变异，故将其乘以0.6，以策安全。

A_n——桩身换算截面面积（m^2），$A_n=\frac{\pi}{4}d^2[1+(n-1)\mu_g]$，其中$n$为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

η——偏心距增大系数，参照文献[25]确定，一般可似取$\eta=1$；其余符号同前。

当桩顶同时受轴向拔力和水平力时，使桩身处于偏拉状态，类似上述轴压影响，可得

$$H_a=H_{cr}=\frac{\alpha\gamma R_f W_0}{\xi_M\cdot A_{M\max}}(1.25+22\mu_g)\left(1-\frac{N}{\gamma R_f A_n}\right) \tag{4-50}$$

4·6　横向荷载作用下的群桩

4·6·1　群桩效应

横向荷载下的群桩效应表现在以下几方面。

1.桩的相互影响

通过土介质传递的桩与桩的相互影响主要表现为桩侧土水平反力系数的降低。

桩距愈小，桩数愈多，桩与桩的相互干涉影响愈显著，这种影响沿荷载方向远大于垂直于荷载方向。美国混凝土学会1973年推荐的《钻（挖）孔桩基础设计与施工规范》第3、5、6条规定，当沿荷载方向的桩距大于8d，垂直于荷载方向的桩距大于2.5d时，地基土水平反力系数不予折减。文献[67]报导，由试验得知，沿荷载方向不产生群桩效应的临界桩距，桩顶自由时为5.5B（B为桩宽），桩顶完全嵌固时为7.8B。而日本公路桥下部结构设计规范及条文解释（1976）中则规定，只是在桩中心距小于2.5d的情况才需将单桩试验求得的地基土水平反力系数k_h乘

以按下式算出的群桩效应系数：

$$\eta_k = 1 - 0.2(2.5 - s_a/d) \qquad (4\text{-}51)$$

2.桩的嵌固影响

群桩中各桩桩顶若理想嵌固于承台中，当承台不发生偏转，同桩顶自由（单桩静载试验时的状态）相比，在相同荷载下，其位移明显减小。

对于群桩承载力以位移控制的情况（钢管桩、预制钢筋混凝土桩一般属于此例），群桩的嵌固效应导致承载力提高。

以常数法为例，桩顶嵌固与桩顶自由条件下，地面处水平位移分别为：

$$y_0^r = \frac{H_0^r}{4\beta^3 EI}, \qquad y_0^f = \frac{H_0^f}{2\beta^3 EI}$$

令 $y_0^r = y_0^f$ 得位移比 $R_y = H_0^r/H_0^f = 2.0$

在相等水平力作用下桩顶嵌固状态的最大弯矩(发生在桩顶)大于桩顶自由的最大弯矩（发生在桩身），分别为：

$$M_{max}^r = -0.5\frac{H_0^r}{\beta}, \qquad M_{max}^r = 0.3224\frac{H_0^f}{\beta}$$

令桩的抵抗弯矩相等，$M_{max}^r = M_{max}^f$

则强度比 $R_M = H_0^r/H_0^f = 0.645$

表4-8为在地基土水平反力系数分布图式不同 情况下 线弹性地基反力法的群桩承载力理论比值。

桩顶嵌固与自由条件下的位移比和强度比　　表 4-8

计　算　法	常　数　法	m　法	c　法
位移比 R_y	2.00	2.60	2.32
强度比 R_M	0.645	0.829	0.739

注：表中桩顶嵌固状态下的最大弯矩系数处的弯矩为桩顶的弯矩。

3.承台底摩阻的影响

对于工程中常见的低承台群桩，当基土不致因震陷、湿陷、

自重固结而与承台脱离时，群桩在横向荷载作用下，承台底与基土间将产生摩阻力，导致群桩承载力提高。

4.承台侧向土抗力的影响

当低承台群桩受横向荷载而产生水平位移，在面对位移方向的承台侧面土体将产生弹性土抗力。承台两侧实际上也存在一定摩阻力，但数值较小可予忽略。

由于承台位移一般较小，不足以使侧面土发挥出被动土压力，因此承台侧向土抗宜按计算桩侧土抗力的相同方法——线弹性地基反力法进行计算。

4·6·2 群桩横向承载力的特性

群桩的横向承载力由于受承台、桩、土相互作用的影响而变得较为复杂，加之原型试验资料也不多，因而对其工作性状和破坏机理尚不十分清楚，这也是造成群桩横向承载力计算方法不够完善的基本原因。

这里主要介绍第三章所述及的济南洛口系统群桩试验结果有关横向承载力的特性❶。

1.群桩效率

将实测的群桩横向临界荷载H_{cr}、横向极限荷载H_u除以相应的桩顶自由单桩的H_{cr1}、H_{u1}和桩数n得：

临界荷载下的群桩效率 $$\eta_{Hcr}=\frac{H_{cr}}{n\cdot H_{cr1}}$$

极限荷载下的群桩效率 $$\eta_{Hu}=\frac{H_u}{n\cdot H_{u1}}$$

将η_{Hcr}、η_{Hu}与桩距比s_a/d关系绘于图4-17。从中看出，η_{Hcr}、η_{Hu}随桩距增大而近似线性增加。低承台（承台侧面临空）群桩的群桩效率普遍高于高承台群桩，临界荷载下的群桩效率高于极限荷载。这些现象反映了桩距对于地基土水平反力系数的影响和承台底摩阻对于横向承载力的影响。从群桩效率数值看，无论小桩距（$s_a=2d$）、高承台，其η_{Hcr}、η_{Hu}均大于1；当桩距增至$6d$，

❶ 黄河洛口桩基试验研究组(1983)：群桩水平荷载试验研究报告。

对于低承台，其η_{Hcr}、η_{Hu}高达2.6以上，即使是高承台，η_{Hcr}、η_{Hu}也超过1.8。

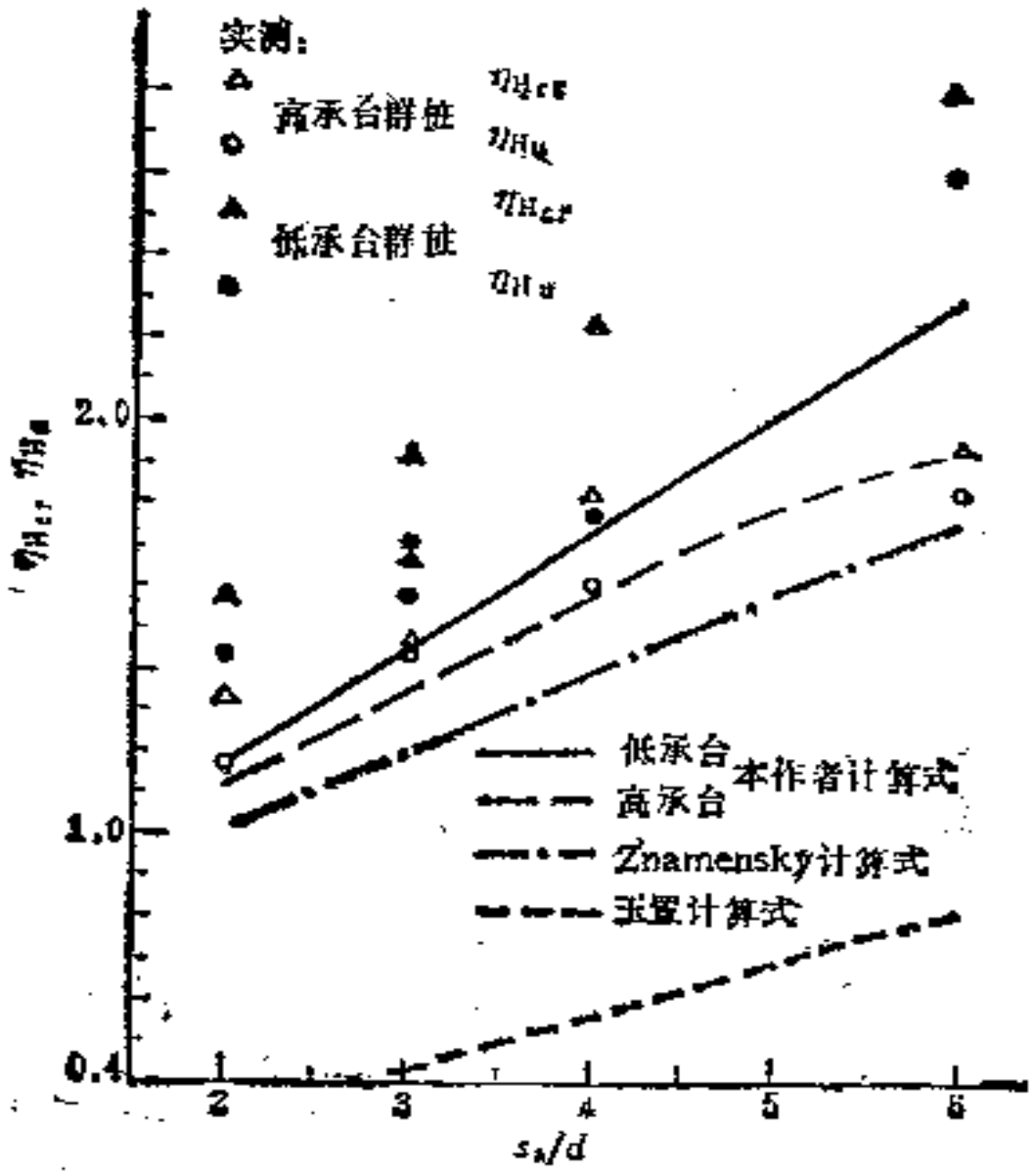


图 4-17

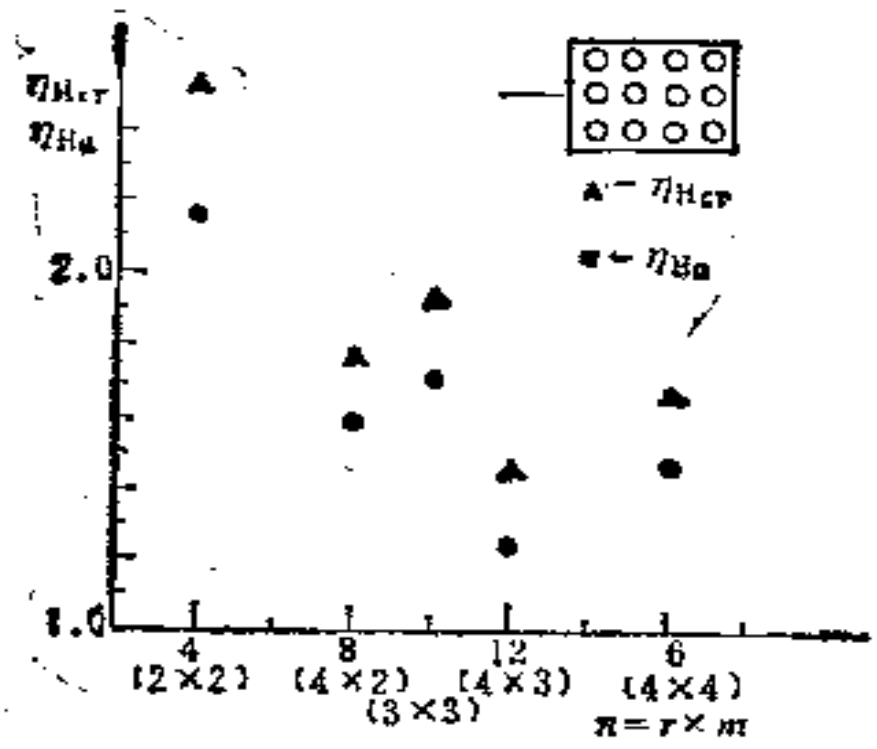


图 4-18 群桩横向承载力效率与桩数和排列的关系

图4-18所示为η_{Her}、η_{Hu}与桩数、排列$r\times m$的关系。图中表明，群桩效率随桩数增加而迅速降低。对于矩形排列沿荷载方向的桩数多于另一方向，效率系数低于桩数相近的方形排列群桩，这说明沿荷载方向桩的相互影响大于垂直于荷载的方向。

2.竖向荷载的影响

表4-9列出有无竖向荷载条件下，群桩的横向承载力。从中看出，当承台上作用竖向荷载（约相当80%设计荷载）时，其横向临界荷载和极限荷载的提高幅度一般为20～30%。

有无竖向荷载群桩横向承载力比较①　　表 4-9

竖向荷载 N_0(kN)	d (mm)	l/d	s_a/d	$n=r\times m$	承台设置	临界荷载下		极限荷载下	
						H_{cr} (kN)	y_0 (mm)	H_u (kN)	y_0 (mm)
0	250	18	3	3×3	低	213	2.4	325	11.1
1000	250	18	3	3×3	低	282	3.3	392	19.6
0	250	18	3	2×1	低	67.9	2.7	86.8	18.3
200	250	18	3	2×1	低	61.9	2.6	100.8	19.3

① 黄河洛口桩基试验研究组，水平荷载下群桩的破坏特性，群桩水平荷载试验研究报告，1983.10。

3.水平力在桩群中分配的不均匀性

根据桩身内力的实测结果和破坏时各桩钢筋的断裂顺序，水平力在桩群中的分配是不均匀的。沿水平位移方向的最前面一排桩（图4-19）受力最大，也最先断裂。

如果完全按相邻桩应力重迭效应进行分析，位移方向的最末一排桩不存在后排桩传递来的应力的重迭影响，所分担的水平力应是最大的。然而，实际正好相反，末排桩比首排桩分担的荷载小。因此，桩与桩的相互影响主要表现为：一是前一排桩向前位移使后一排桩桩前区出现应力松弛，在位移较大时甚至在桩土间出现缝隙，从而使后一排桩桩前地基土水平反力系数随承台位移增大而递减。二是前一排桩桩前应力扩散区的出现，也会使后

一排桩地基反力系数因土中应力、变形的迭加效应而降低。前后桩距愈小，后排桩地基反力系数因相互影响而降低就愈大。垂直于位移方向桩的相互影响相对较小。由于位移方向上的首排桩地基水平反力系数基本不受相互影响而削弱（只受左右桩的一定影响），在桩顶位移协调的情况下分配的水平力就较大(图4-19a中1-B桩）。

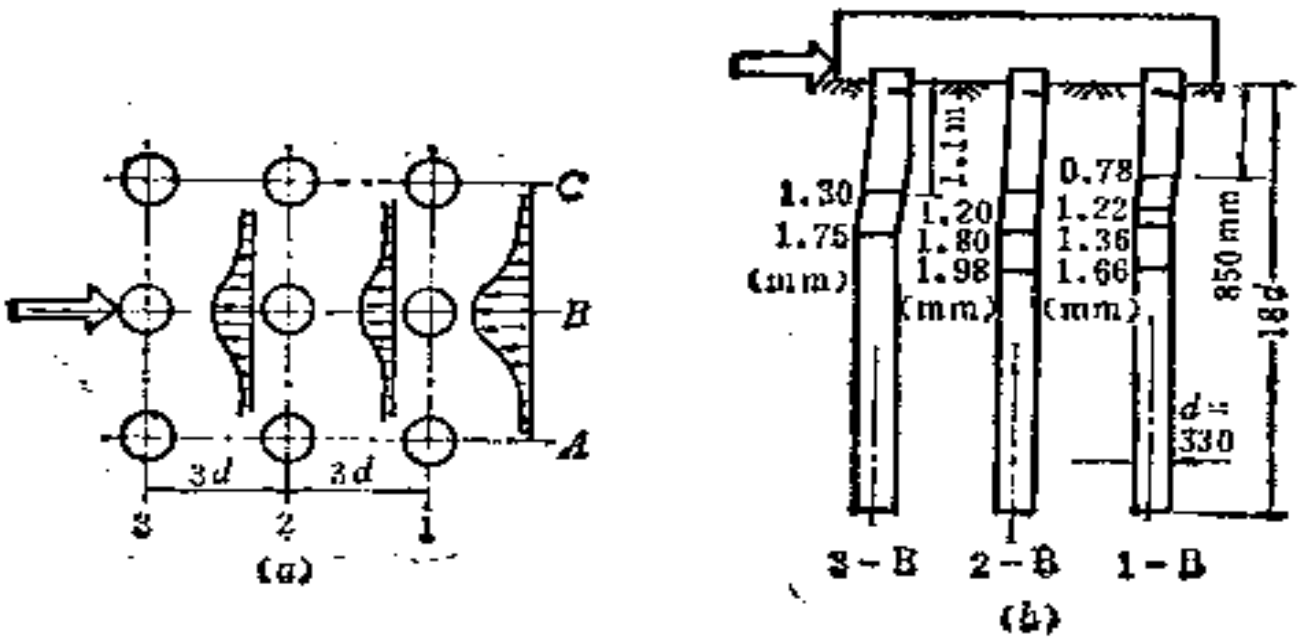


图 4-19

另外，从图4-19b所示中间一行桩桩身裂缝位置看，首排中间桩（1-B）的第一条裂缝高于后二排桩，这也说明首排桩的地基反力系数较大。

从水平力在桩群中分配的不均这一特性出发，对于受定向横向荷载的桩基，受荷载最大的位移方向的首排桩的配筋宜适当加强；对于变向水平荷载（如地震、风载）的桩基，所有边桩均应加强配筋。

4.群桩的破坏特性

横向荷载下群桩的破坏模式大体可分成整体破坏和非整体破坏。整体破坏的特征是：桩与桩间土无相对位移，承台、桩、土三者呈整体平移和偏转，位移的反方向于桩身配筋的末端断裂或在桩底处桩土间被拉裂，桩身上部无裂缝出现。非整体破坏的特征是：桩与桩间土产生相对位移，桩上部出现裂缝，最终于离承台一定深度处（桩身最大弯矩点）折断。无论是整体破坏或非整体破坏，位移方向一侧的土无明显挤出现象。

试验表明，群桩在横向荷载下的破坏模式，不是取决于以往文献所报导的相对桩距（桩中心距与桩径之比s_a/d），而是桩的净距。表4-10列出了不同桩径、不同桩距群桩的试验结果。从中看出，相对桩距$s_a=2d$的G-11号群桩并未出现整体破坏，而$s_a=3d$、$d=125\text{mm}$的群桩发生整体破坏（根据破坏后进行开挖观测）。对于$d=125\text{mm}$群桩，其桩净间距为250mm，但对于$S_a=2d$、$d=250\text{mm}$的群桩，虽其桩净距也为250mm，但未出现整体破坏。这可能主要由于后者桩的刚度较$d=125\text{mm}$群桩大得多之故。

以上试验结果说明，小比例模型桩的试验结果同原型桩的工作机理是有区别的，应用其试验研究成果宜慎重。对于实际工程而言，由于其桩距一般大于$2d$，桩径也较大，桩净距大，因此，一般不必考虑横向荷载下出现整体破坏问题。

4-6-3 根据单桩横向承载力计算群桩横向承载力

应用群桩效率，根据单桩横向承载力计算群桩横向承载力是较为简便的一种方法，其群桩横向承载力为单桩承载力H_1乘以桩数n和群桩效率η_H。

$$H_0=\eta_H\cdot n\cdot H_1 \qquad (4\text{-}52)$$

问题的关键是如何确定群桩效率η_H。

1.现有群桩效率计算式的比较

（1）玉置、三桥、今井计算式（1971）

玉置等通过对较多模型试验结果的统计分析，提出如下群桩效率公式：

$$\eta_H=1-5\left[1-(0.6-0.25k)\cdot\frac{s_a}{d}^{(0.3+0.2k)}\right]\times\left[1-m^{-0.22}\cdot n^{-0.09}\right] \qquad (4\text{-}53)$$

式中 m——沿荷载方向的每排桩的桩数；

n——垂直荷载方向的每排桩的桩数；

$\frac{s_a}{d}$——桩距与桩径比；

k——桩顶嵌固度 $= M/M_f$；桩顶完全嵌固时 $k=1$，桩顶自由时，$k \approx 0$；

M——桩顶实际约束力矩；

M_f——完全嵌固时桩顶的约束力距。

式（4-53）主要考虑桩距，桩数和排列对桩土相互作用的影响，并适当考虑了桩顶约束条件的影响，其效率值均小于1（见图4-17）。

（2）斯纳明斯基（Znamensky）和科诺夫(Konnov)（1985）计算式[76]

$$\eta_H = \eta_i \cdot \eta_r \qquad (4\text{-}54)$$

式中 η_i——桩的相互作用系数，见表4-10；

η_r——桩顶嵌固影响系数，见表4-11。

桩的相互作用系数η_i 表 4-10

桩数 n	桩距 s_a			
	$3d$	$4d$	$5d$	$6d$
3	0.649	0.737	0.813	0.881
4	0.626	0.713	0.800	0.858
6	0.585	0.673	0.751	0.821
9	0.539	0.628	0.708	0.781
12	0.504	0.596	0.678	0.755
16	0.470	0.566	0.654	0.736
20	0.446	0.546	0.640	0.729

该式未区分纵横向桩影响的不同，同时未考虑承台底和侧向土抗作用。

山东河务局灌注桩试验小组根据粉土中的大量现场模型群桩（$d=42\sim170$mm，$l/d \approx 18$，$s_a/d \approx 3$，$n=9\sim18$）试验结果进行统计分析得到以桩数n为参数的经验计算式[77]。

此外，文献[78]还按照桩侧土体处于极限平衡状态下考虑应力的重叠效应水平力在群桩中分配的不均性，柱顶的嵌固效应，承台底摩阻和承台侧面静止土压力作用提出了群桩横向承载力综

桩顶嵌固系数 η_r　　表 4-11

$\overline{h}$	η_r	$\overline{h}$	η_r	$\overline{h}$	η_r
2.6	2.92	3.0	2.48	3.4	2.32
2.7	2.80	3.1	2.42	3.6	2.23
2.8	2.67	3.2	2.38	3.8	2.23
2.9	2.57	3.3	2.35	4.0	2.22

注：表中$\overline{h}$为桩的换算埋深，$\overline{h}=\alpha\cdot h$；　$\alpha=\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$；$\alpha$按4·4·3节确定。

合效率计算式。

为比较上述（1）、（2）种计算式与实测间的差别，将其绘于图4-17。从中看出，第（1）种计算式计算结果过于偏低，第（2）种计算式计算结果比实测值低20～60%。

2.建议群桩效率计算式

根据前述群桩效应的分析可知，在影响群桩横向承载力的诸因素中，除桩与桩的相互影响，以及由桩身强度控制条件下桩顶理想嵌固导致群桩效率降低外，其余因素均起提高作用。

（1）桩的相互影响系数η_i：

根据前述分析，除考虑桩距、桩数因素外，尚应考虑沿荷载方向的桩与垂直于荷载方向的桩影响的差异，即考虑排列形式的影响。根据前述粉土中接近于原型的群桩系统试验结果得到桩的相互影响系数：

$$\eta_i=\frac{\left(\frac{s_a}{d}\right)^{0.015m+0.45}}{0.15r+0.10m+1.9} \qquad (4\text{-}55)$$

式中　r——沿荷载方向每排桩中的桩数；

m——垂直于荷载方向每排桩中的桩数；

s_a/d——桩中心距与桩径之比。

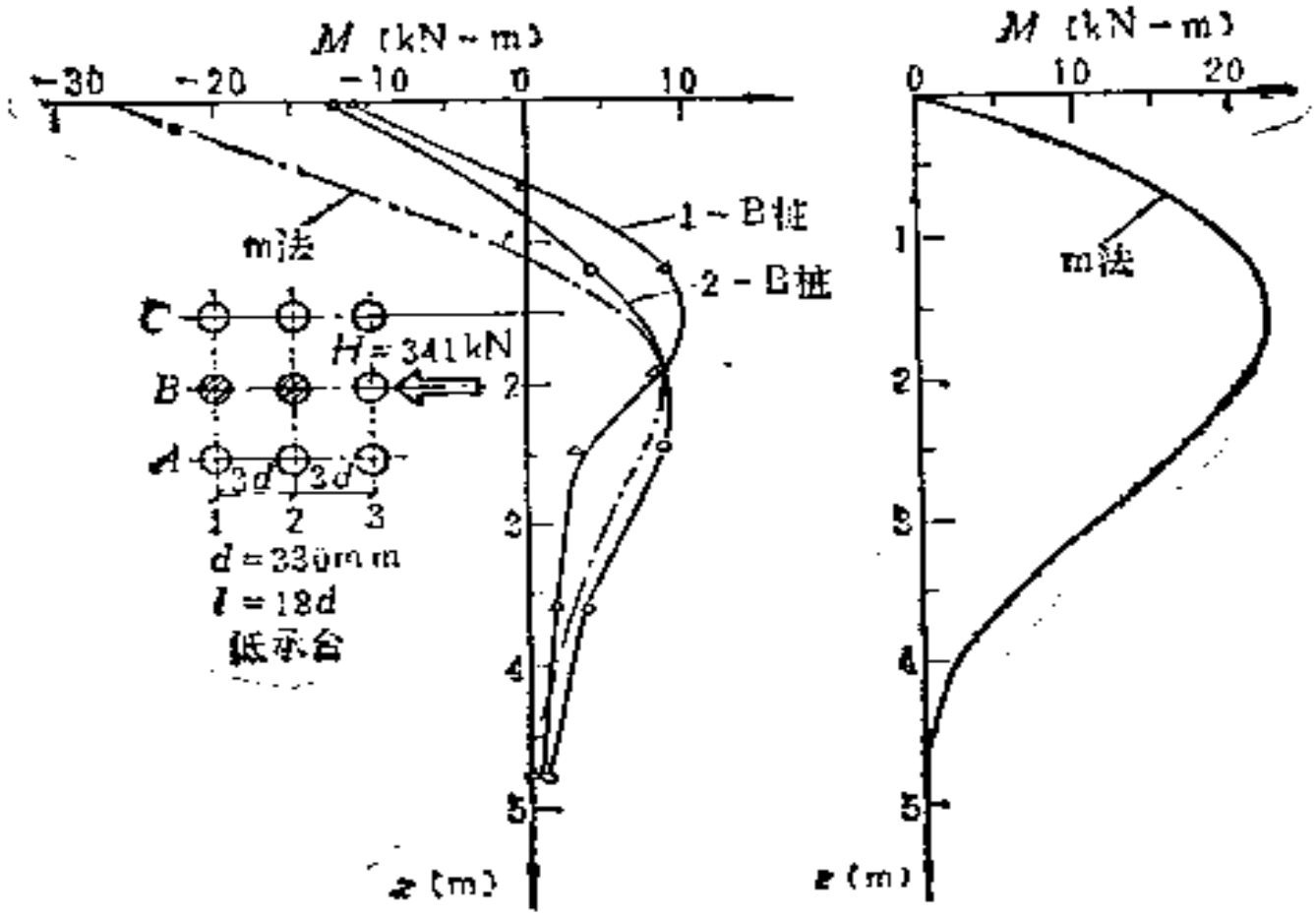
表4-12列出按式（4-55）计算的η_i值。

（2）桩顶嵌固影响系数η_r

桩的相互影响系数 η_r　　表 4-12

s_a/d / $r\times m$	2	3	4	5	6
1×2	0.620	0.753	0.865	0.962	1.00
1×4	0.581	0.715	0.828	0.927	1.00
1×6	0.549	0.683	0.798	0.900	0.993
2×1	0.600	0.725	0.828	0.919	1.00
2×2	0.581	0.706	0.810	0.902	0.983
2×3	0.564	0.689	0.794	0.887	0.971
2×4	0.548	0.674	0.780	0.874	0.959
3×1	0.563	0.680	0.778	0.863	0.939
3×2	0.547	0.664	0.763	0.849	0.927
3×3	0.532	0.650	0.750	0.837	0.916
3×4	0.518	0.637	0.737	0.826	0.907
3×6	0.493	0.614	0.717	0.808	0.892
4×1	0.531	0.641	0.733	0.813	0.885
4×2	0.517	0.639	0.720	0.802	0.875
4×3	0.503	0.615	0.709	0.792	0.867
4×4	0.491	0.604	0.699	0.783	0.860
4×6	0.459	0.584	0.682	0.769	0.849
5×1	0.502	0.606	0.693	0.769	0.836
5×2	0.489	0.594	0.682	0.760	0.829
5×3	0.478	0.584	0.673	0.752	0.823
5×4	0.467	0.574	0.665	0.745	0.818
5×5	0.457	0.565	0.657	0.739	0.813
5×6	0.447	0.557	0.650	0.734	0.810
5×8	0.430	0.542	0.639	0.725	0.805
6×1	0.476	0.575	0.657	0.729	0.793
6×2	0.465	0.565	0.648	0.722	0.788
6×3	0.455	0.556	0.641	0.715	0.783
6×4	0.445	0.547	0.634	0.710	0.779
6×6	0.428	0.532	0.622	0.701	0.774
6×8	0.412	0.520	0.612	0.695	0.771

如前所述，对于以桩身强度控制的灌注桩群桩，其低承台的实际群桩效率一般为1.23～2.0（不同桩距、不同排列、不同桩数），对于高承台，群桩效率也达1.2～1.8。这同桩顶理想嵌固强度比R_M为0.645～0.829不符，其原因主要是：一、桩顶与承台连接由于构造（桩顶嵌入承台长度、短施工）、二次浇注等的影响不可能形成理想嵌固；二、桩顶在水平力和固端弯矩作用下，混凝土产生塑变和微裂，其嵌固作用明显降低。因此桩顶与承台的连接实际是介于嵌固与铰接状态之间。这种约束可兼起减小位移，分配和减小桩身弯矩（使桩顶弯矩减小，桩身弯矩增大）的作用。由图4-20*a*所示实测弯矩与*m*法计算值比较可见，实测桩顶反向弯矩仅为计算值的约50%，而桩身弯矩略有增大。由图4-20*a*、*b*对比可见，桩顶自由的最大弯矩计算值为嵌固实测值的2倍多。



(a)　　(b)

图 4-20　实测弯矩与理论值比较

(*a*)桩顶嵌固群桩；(*b*)桩顶自由

此外，图4-20*a*还表明，首排桩的最大弯矩大于中排桩，且其最大弯矩截面高于中排桩，这是前述桩的相互影响导致中后排桩地基反力系数明显降低所致。

综上所述，桩顶嵌固对于以位移控制和桩身强度控制的桩基均能起到提高群桩水平承载力的作用。考虑到实际建筑工程桩基桩顶的非理想嵌固，使得实际位移略大于理想嵌固值，实际桩顶弯矩远小于理想嵌固值。因此，参照上述实测与计算的对比，将嵌固与自由约束条件的位移比R_y乘以嵌固度系数0.8，以此作为嵌固对群桩承载力的影响（提高）系数：

$$\eta_r = 0.8R_y \qquad (4\text{-}56)$$

表4-13列出不同桩长的群桩嵌固影响系数（按m法计算）。

嵌固影响系数 η_r 表 4-13

换算深度 $\overline{h}$	2.4	2.6	2.8	3.0	3.5	4.0
η_r	2.58	2.34	2.20	2.13	2.06	2.08

注：$\overline{h}$为桩的换算深度；$\overline{h} = \alpha h$，$\alpha = \sqrt[5]{\frac{\overline{mb_0}}{EI}}$；

（3）承台底摩阻影响系数η_f

如前所述，对承台底基土不产生自重固结、湿陷、震陷、液化等情况下，可考虑基底摩阻对群桩承载力的影响系数：

$$\eta_f = \frac{\Delta H_0^f}{r \cdot m \cdot H_1} \qquad (4\text{-}57)$$

式中 ΔH_0^f——承台底总摩阻力；

$$\Delta H_0^f = f \cdot \xi_0 \cdot N \qquad (4\text{-}57')$$

r、m——分别为群桩中桩的排数，和每排中的桩数；

H_1——单桩的水平承载力；

f——承台底与土之间的摩阻系数，按有关规范确定；

ξ_0——承台底基土分担的竖向荷载比；

$$\xi_0 = N_0/N$$

N_0——承台底基土分担的荷载；

N——外加竖向荷载。

（4）承台侧面（包括地下室侧墙）土抗力影响系数η_0

当承台侧面土密实度质量可靠的情况下，按线弹性地基反力法估算其土抗力，由此得承台（包括地下室侧墙）的土抗力对群桩承载力的影响系数：

$$\eta_c = \frac{\Delta H_0^c}{r \cdot m \cdot H_1} \qquad (4\text{-}58)$$

式中 ΔH_0^c——承台侧向总土抗力；按下式计算：

$$\Delta H_0^c = y_0 \cdot B_c \cdot \int_0^{h_c} k_h(z)\,dz \qquad (4\text{-}59a)$$

当$k_h(z)$沿深度不变——常数法：

$$\Delta H_0^c = k y_0 B_c h_c \qquad (4\text{-}59b)$$

当$k_h(z)$沿深度线性增大——m法：

$$\Delta H_0^c = \frac{1}{2} m y_0 B_c' h_c^2 \qquad (4\text{-}59c)$$

式中 B_c——承台受侧向土抗力一面的宽度（m）；B_c'为计算宽度，$B_c' = (B_c + 1)$（m）；

h_c——承台高度（m）；

y_0——承台水平位移（m），当以位移控制容许承载力时，可取容许水平位移值($y_0 = 6$mm，或10mm)；当以桩身强度控制承载力时，则可近似按前述单桩桩顶位移公式计算y_0，或按以下将述及的群桩位移计算公式计算y_0。

关于桩顶水平力在桩群中分配不均的问题，实际上已在桩的相互影响系数式（4-54）中部分得到反映。

关于竖向荷载对于横向承载力的影响，对于以位移控制群桩容许承载力的预制桩、钢桩等，一般可忽略不计；对于以桩身强度控制容许承载力的低配筋率灌注桩，可通过提高单桩承载力H_1予以考虑[可参照式（4-49）]。

（5）群桩横向承载力计算式

综合以上分析结果，我们得到如下群桩横向承载力效率计算式：

$$\eta_H = \eta_i \eta_r + \eta_f + \eta_e \qquad (4\text{-}60)$$

群桩横向承载力为：

$$H_e = \eta_H \cdot n \cdot H_1 \qquad (4\text{-}61)$$

式（4-60）中，桩的相互影响系数η_i、桩顶嵌固影响系数η_r、承台底摩阻影响系数η_f、承台侧向土抗力影响系数η_e分别由式（4-54）～（4-59）确定；单桩横向极限承载力或横向临界承载力H_1可通过试验或计算确定；n为群桩中的桩数。

（6）计算与实测比较

4·6·2节中所述群桩试验，地基土水平反力系数$m = 3 \times 10^4$ kN/m⁴；$d = 250\text{mm}$，$l = 18d$；单桩静载试验得：$H_{cr} = 12.3$ kN，$H_u = 21.3\text{kN}$

以$d = 250\text{mm}$，$l = 18d$，$s_a = 3d$，$n = 3 \times 3$，低承台群桩为例，分别计算η_i、η_r、η_f、η_e和η_H

$$\eta_i = \frac{\left(\frac{s_a}{d}\right)^{0.015m+0.45}}{0.15+0.10m+1.9} = \frac{3^{0.15\times3+4.5}}{0.15\times3+0.1\times3+1.9} = 0.650$$

$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$；桩身为混凝土：C15、$\mu_g = 0.5\%$；

$$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5) = 0.9(1.5\times0.25+0.5) = 0.788\text{m}$$

$$EI = 0.85E_h \cdot I = 0.85\times2.3\times10^7\times\frac{3.14}{64}\times0.25^4$$

$$= 0.3744\times10^4\text{kN}\cdot\text{m}^2$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{3\times10^4\times0.788}{0.3744\times10^4}} = \sqrt[5]{0.5262} = 1.446\text{m}^{-1}$$

$$\bar{h} = \alpha l = 1.446\times18\times0.25 = 6.51$$

由表4-14查得　　$\eta_r = 2.08$

$$\eta_f = \frac{\Delta H_0'}{r\cdot m\cdot H_1}$$

由式（4-57）$\Delta H_0' = fN\cdot\xi_e$

参照JGJ4—80规程附录二取$f = 0.30$；

由于承台系现浇，而承台上无其它竖向荷载，故承台底基土分担承台自重比按面积比计算

$$\xi_c=\left(A_c-9\times\frac{\pi d^2}{4}\right)\Big/Ac$$

$$=\frac{(2.2\times2.2-9\times0.785\times0.25^2)}{2.2\times2.2}=0.91$$

承台自重 $N_c=2.4\times2.2\times2.2\times0.6=69.7\text{kN}$

$\therefore\quad \Delta H_G^t=f_c\text{N}\cdot\xi_c=0.3\times69.7\times0.91=19.1\text{kN}$

极限水平荷载下：$\eta_t=\dfrac{\Delta H_G^t}{r\cdot m\cdot H_1}=\dfrac{19.1}{3\times3\times21.3}=0.100$

由于该试验承台侧面临空，故侧面土抗$\Delta H_G^c=0$，$\eta_c=0$

故 $\eta_H=\eta_i\cdot\eta_r+\eta_t=0.650\times2.08+0.100=1.45$

为检验承台侧面土抗力的作用大小，现假定承台侧面土水平反力系数$m=3\times10^4\text{kN/m}^4$计算其土抗力。由式（4-59$c$）：

$$\Delta H_G^c=\frac{1}{2}y_0\cdot B_c'\cdot h_c^2\cdot m$$

其中，y_0近似按桩顶嵌固单桩计算

$$y_0=\frac{\eta_H\cdot H_1}{\alpha^3EI}A_y=\frac{1.4\times21.3}{1.446^3\times3.744\times10^3}\times0.940$$

$$=2.48\times10^{-3}\text{m}$$

$$B_c'=B_c+1.0=2.20+1.00$$

$$h_c=0.6\text{m}$$

$\therefore\quad \Delta H_G^c=\dfrac{1}{2}\times2.48\times10^{-3}\times3.2\times0.6^2\times3.0\times10^4$

$$\simeq42.9\text{kN}$$

$$\eta_c=\frac{\Delta H_G^c}{r\cdot m\cdot H_1}=\frac{42.9}{3\times3\times21.3}=0.224$$

由此可知，承台侧向弹性土抗作用是较大的。

按建议的群桩效率计算式（4-60）计算结果与实测对比表示于图4-17。从中看出，计算值接近实测值且略小于实测值，安全稳妥。

4·6·4 按线弹性地基反力法计算群桩的变位和内力

1.传统计算方法述评

在竖向与横向荷载联合作用下，传统的群桩桩顶荷载的计算

与验算是按以下公式进行的。

任一桩 i 的桩顶竖向荷载和横向荷载分别为：

$$\left.\begin{aligned} Q_i &= \frac{N+G}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum_j^n y_j^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_j^n x_j^2} \leqslant Q_a \\ H_i &= \frac{H}{n} \leqslant H_{1a} \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}62)$$

式中 N、G——分别为作用于承台的荷载和承台与承台上土重（kN）；

n——群桩中的桩数；

M_x、M_y——分别为桩基承台底面上的外力对通过桩群形心的x、y轴的力矩（kN·m）；

x_i、y_i——分别为第 i 桩至 y、x 轴的垂直距离（m）；

$\sum x_j^2$、$\sum y_j^2$——分别为各桩至y、x轴垂直距离的平方和（m^2）；

H——作用于承台底面的水平力（kN）。

Q_a、H_{1a}——分别为单桩容许竖向承载力和横向承载力（kN）。

式（4-62）在四项假定下才成立，即：（a）承台为绝对刚性，受弯矩作用时呈平面转动，不产生挠曲。（b）桩与承台为铰接相连，只传递轴向力和横向力，不传递弯矩；如图 4-21a。（c）各桩的桩身截面相等，刚度相等。（d）承台发生变位时，承台与土的接触面不承受法向抗力和切向抗力（摩阻力），即相当于承台与地面不接触。

在上述四项假定前提下，假定 i 桩桩顶应力均匀分布，则有

$$\sigma_i = \frac{N+G}{nA_p} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}$$

$$= \frac{N+G}{nA_p} \pm \frac{M_x}{\sum_{j=1}^{n} A_p y_j^2 / y_i} \pm \frac{M_y}{\sum_{j=1}^{n} A_p \cdot x_j^2 / x_i}$$

$$= -\frac{N+G}{n \cdot A_p} \pm \frac{M_x y_i}{A_p \sum_{j=1}^{n} y_j^2} \pm \frac{M_y x_i}{A_p \sum_{j=1}^{n} x_j^2}$$

两边同乘A_p得

$$Q_i = \frac{N+G}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^{n} y_j^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{j=1}^{n} x_j^2}$$

对于假定（a），一般桩基是满足的，对于一些刚度小的筏式基础由于上部结构的共同作用也可近似视为刚性的。对于假定（b），桩与承台形成铰接是难以实现的，除非桩顶嵌入承台很浅，且配较多的连接钢筋，并将其交于一点，既能传递剪力又能自由转动（如图4-21b）。工程中桩与承台连接一般近似于刚接。因此，按传统方法计算，对于承受弯矩较大的桩基，带来的误差较大。对于假定（c），一般情况下是相符的。对于假定（d），忽略承台侧向和底部土抗力，计算偏于安全。可见，按传统的式（4-62）计算只能得到桩顶荷载的近似值。此外，该法无法确定桩基的变位，这也是一大缺陷。不过对于受横向荷载不大的桩基采用此式计算是可行的。

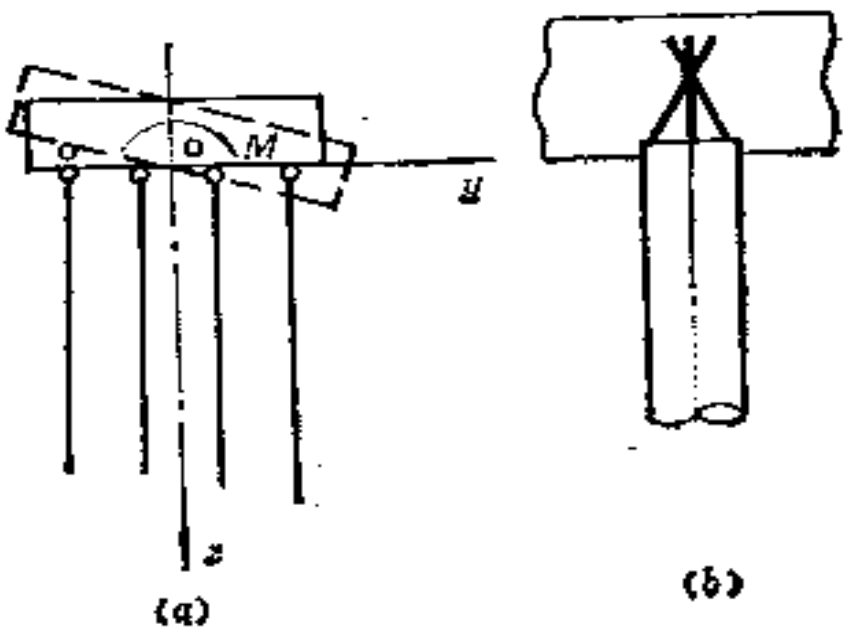


图 4-21

2.考虑承台、桩、土共同作用按线弹性地基反力法计算群桩内力和变位

以建筑工程中常见的低承台群桩为例进行分析。视桩为埋设于弹性介质中的弹性杆件，视承台刚度为无穷大，桩与承台刚性连接，承台侧面承受水平弹性土抗力，承台底面承受竖向弹性土抗力和切向土抗力（水平摩阻）。承台、桩、土形成一个共同承受竖向、横向和弯矩荷载的结构体系，群桩则相当设置于温克尔

弹性介质中的框架。

运用位移法并考虑土的弹性抗力求解该超静定结构体系的承台变位、承台土抗、以及各基桩桩顶荷载，并运用 4·4·3 节m法计算单桩的柔度系数、位移、内力公式。

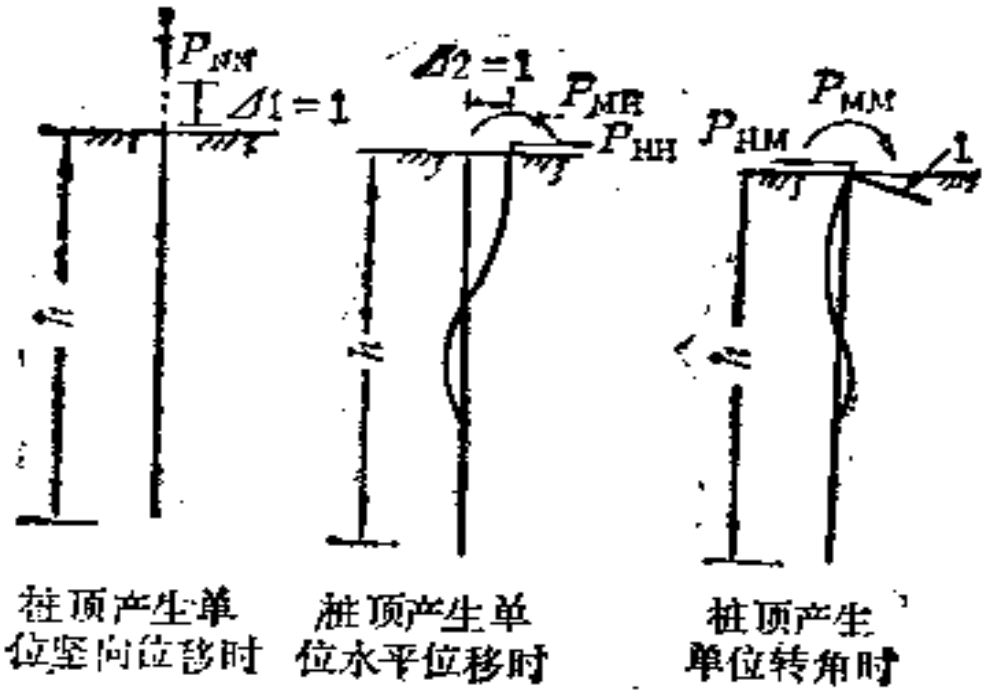


图 4-22　基桩刚度系数计算图式

（1）位移法求解群桩承台的变位、土抗力和桩顶荷载

1）求承台发生单位变位时任一基桩桩顶所受到的力—基桩刚度系数（图4-22）

承台发生单位竖向位移时在桩顶引起的轴向力

$$\rho_{NN}=\frac{1}{\frac{\xi_N h}{EA}+\frac{1}{C_0 A_0}} \qquad (4\text{-}63a)$$

承台发生单位水平位移时在桩顶引起的水平力（剪力）

$$\rho_{HH}=\frac{\delta_{MM}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-\delta_{MH}^2} \qquad (4\text{-}63b)$$

弯矩

$$\rho_{MH}=\frac{\delta_{MH}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-\delta_{MH}^2} \qquad (4\text{-}63c)$$

承台发生单位转角时在桩顶引起的水平力（剪力）

$$\rho_{HM}=\rho_{MH} \qquad (4\text{-}63d)$$

弯矩
$$\rho_{MM}=\frac{\delta_{HH}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-\delta_{MH}^2} \qquad (4\text{-}63e)$$

式（4-63$a\sim e$）中 ξ_N——当桩侧阻力沿桩身均匀分布时，$\xi_N=(1+\alpha')/2$；当桩侧阻力沿桩呈正三角形分布时，$\xi_N=(2+\alpha')/3$；当为端承桩时，$\xi_N=1$；其中α'为桩端荷载占桩顶荷载的比例；

C_0——桩底平面地基土的竖向反力系数；确定方法详见式（4-35）说明；

A_0——桩侧阻力扩散至桩底平面所围成的圆面积；$A_0=\pi\left(\frac{d}{2}+h\cdot\mathrm{tg}\frac{\varphi}{4}\right)^2$

$\leqslant\frac{\pi}{4}s_a^2$，当该面积超过以相邻桩底中心距$s_a$为直径的面积时，则$A_0$取后者；$\varphi$为桩侧土内摩擦角加权平均值；$h$为桩入土深度；

E、A——分别为桩身弹性模量和桩身截面积；

δ_{HH}、$\delta_{MH}\cdots\delta_{MM}$——单桩的柔度系数，见式（4-33）～（4-38）。

2）求承台发生单位变位时承台所受到的抗力

承台发生单位竖向位移时，承台受到的

$$\left.\begin{aligned}&\text{竖向抗力}\quad \gamma_{vv}=n\cdot\rho_{NH}+c_b\cdot A_b\\&\text{水平抗力}\quad \gamma_{uv}=fc_bA_b\\&\text{反弯矩}\quad \gamma_{sv}=0\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}64)$$

承台发生单位水平位移时，承台受到的

$$\left.\begin{aligned}&\text{竖向抗力}\quad \gamma_{vu}=0\\&\text{水平抗力}\quad \gamma_{uu}=n\rho_{HH}+B_0F^\circ\\&\text{反弯矩}\quad \gamma_{su}=-n\rho_{MH}+B_0S^\circ\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}65)$$

承台发生单位转角时，承台受到的

$$\left.\begin{aligned}&\text{竖向抗力}\quad \gamma_{vB}=0\\&\text{水平抗力}\quad \gamma_{uB}=\gamma_{Bu}\\&\text{反弯矩}\quad \gamma_{BB}=n\rho_{MM}+\rho_{NH}\cdot\Sigma K_i y_i^2+B_0I^\circ+c_bI_b\end{aligned}\right\}\qquad(4\text{-}66)$$

式（4-64）～（4-66）中 c_bA_b——承台发生单位竖向位移时，承台底所受到的竖向抗力；其中c_b为承台底地基土的竖向抗力系数，$c_b=mh_n$，h_n为承台埋深（m），当$h_n<1$ m时按1 m计算；m_0为地基土竖向反力系数的比例系数，$m_0\doteq m$；A_b为承台底与土接触的总面积；

fc_bA_b——承台发生单位竖向位移时，承台底所受到的水平向抗力（摩阻）；$\gamma_{uv}=fc_bA_b\neq\gamma_{vu}=0$，这是由于承台底摩阻力是一种特殊形式的抗力，承台发生水平位移时在竖向不引起摩阻力（忽略承台侧壁摩阻）；

$\gamma_{Bv}=\gamma_{vB}=0$，是由于所有基桩系竖直桩且对称布置之故；

B_0F°——承台发生单位水平位移时，承台侧面所受到的水平土抗力；$B_0=B+1$，B为垂直于承台位移方向的承台宽度；

F°、S°、I°——分别为承台底以上侧向土水平反力系数c_n图形的面积、对于底面的面积矩、惯性矩；

$$\left.\begin{aligned}F^\circ&=\frac{c_nh_n}{2}\\S^\circ&=\frac{c_nh_n^2}{6}\\I^\circ&=\frac{c_nh_n^3}{12}\end{aligned}\right\}\qquad(4\text{-}67)$$

B_0S°——承台发生单位水平位移时，承台侧面受到的土抗反弯矩，或承台发生单位转角时承台所受到的水平土抗力；

B_0I°——承台发生单位转角时，承台侧面所受到的土抗反弯矩；

C_0I_0——承台发生单位转角时，承台底面所受到的土抗反弯矩；I_0为承台底与地基土接触面的惯性矩；$I_0=I_P-\Sigma AK_i-y_i^2$，其中$F$为承台底面积，$nA$为各基桩桩顶截面积和；

y_i——座标原点至各桩的距离；

K_i——第i排桩的桩数。

3）求承台的水平位移u，竖向位移v、转角β

取承台（包括地下墙体）隔离体的平衡（见图4-23图中所表示的荷载$N+G$，H，M，承台变位u、v、β均规定为正值），写出如下三个平衡方程。

$$\left.\begin{aligned}
&\Sigma y=0 \qquad u\gamma_{uu}+v\gamma_{uv}+\beta\gamma_{u\beta}-H=0\\
&\Sigma z=0 \qquad u\gamma_{vu}+v\gamma_{vv}+\beta\gamma_{v\beta}-(N+G)=0\\
&\Sigma M=0 \qquad u\gamma_{\beta u}+v\gamma_{\beta v}+\beta\gamma_{\beta\beta}-M=0
\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}68)$$

解式（4-68）得

$$\left.\begin{aligned}
v&=\frac{N+G}{\gamma_{vv}}\\
u&=\frac{\gamma_{\beta\beta}H-\gamma_{u\beta}M}{\gamma_{uu}\gamma_{\beta\beta}-\gamma_{u\beta}^2}-\frac{(N+G)\gamma_{uv}\gamma_{\beta\beta}}{\gamma_{vv}(\gamma_{uu}\gamma_{\beta\beta}-\gamma_{u\beta}^2)}\\
\beta&=\frac{\gamma_{uu}M-\gamma_{u\beta}H}{\gamma_{uu}\gamma_{\beta\beta}-\gamma_{u\beta}^2}+\frac{(N+G)\gamma_{uv}\gamma_{u\beta}}{\gamma_{vv}(\gamma_{uu}\gamma_{\beta\beta}-\gamma_{u\beta}^2)}
\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}69)$$

d）求桩顶内力（各基桩荷载）

$$\left.\begin{aligned}
\text{轴向力}\quad N_{0i}&=(v+\beta y_i)\rho_{NN}\\
\text{水平力}\quad H_0&=u\rho_{HH}-\beta\rho_{HM}\\
\text{弯矩}\quad M_0&=\beta\rho_{MM}-u\rho_{MH}
\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}70)$$

（2）求桩身内力

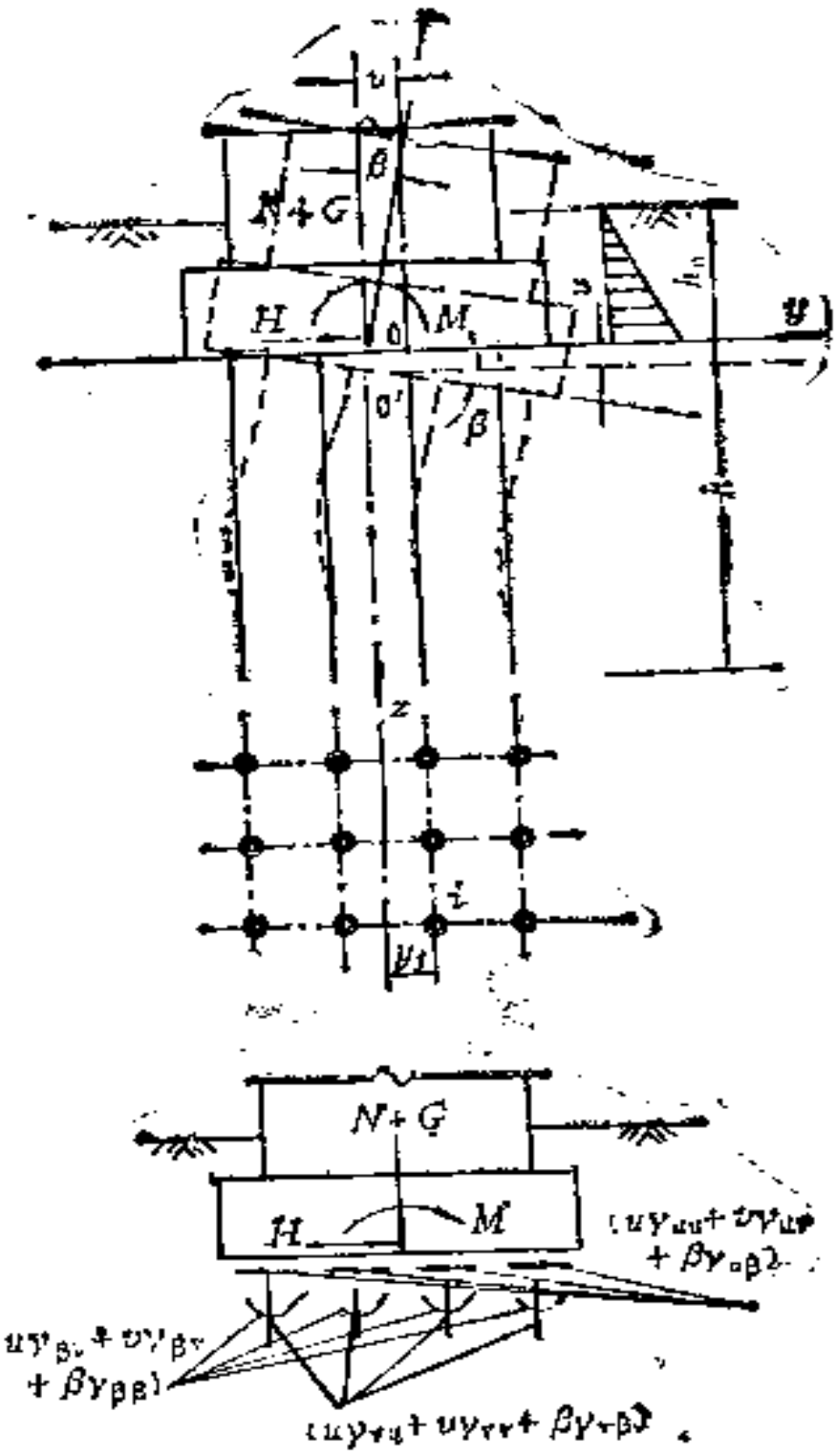


图 4-23　群桩基础计算图式

以桩顶内力H_{0i}、M_0作为外荷载作用于桩顶，利用4·4·3节中的式（4-41）便可求得任一截面的位移。剪力和弯矩。对于一般桩基工程往往只需按最大弯矩配筋，因此按式（4-42）、（4-43）确定最大弯矩位置和数值即可。

（3）承台（包括地下墙体）承载作用的验算和水平力计算结果校核

为了检验桩基各部分的承载作用，以便调整设计和采用相应

的技术措施（如承台底面和侧面土体的加固等），可按下式检验承台抵抗横向荷载的作用。

承台（包括地下墙体）侧面的弹性抗力：

$$\left.\begin{aligned} &\text{水平抗力} && H_c = uB_0F^\circ + \beta B_0S^\circ \\ &\text{反弯矩} && M_c = uB_0S^\circ + \beta B_0I^\circ \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}71)$$

承台底的弹性抗力：

$$\left.\begin{aligned} &\text{竖向抗力} && N_b = vc_bA_b \\ &\text{水平抗力（摩阻）} && H_b = ufc_bA_b \\ &\text{反弯矩} && M_b = \beta \cdot c_bA_b \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}72)$$

可按下式校核水平力计算结果：

$$\Sigma H_{0i} + H_c + H_b = H \qquad (4\text{-}73)$$

式（4-73）中 ΣH_{0i}——各基桩桩顶水平力之和。

若式（4-73）成立，说明计算结果无误。

3.考虑承台、桩、土共同作用按线弹性地基反力法计算群桩的讨论

上述考虑承台、桩、土共同作用，按线弹性地基反力法计算横向荷载下的群桩，具有这样几个优点：一是计算的理论系统比较完整严密；二是考虑的因素比较全面，包括承台侧面和底面抵抗横向荷载的作用，特别是对于承台埋深大且有地下室的情况，承台和地下侧墙的承载作用能得到合理考虑。这是符合实际的，并能取得明显的技术经济效果。因此，这一方法用于计算高烈度区的抗震桩基或计算受风载等横向荷载较大的高耸建筑物桩基是较合适的。

该方法也存在两点不足：一是计算中未考虑桩与桩的相互影响；不过这一点可通过对地基土水平反力系数进行修正予以弥补，但修正方法目前还未趋完善。二是对于桩与承台连接的非理想嵌固未予考虑。这两个问题有待进一步试验研究。

该法手算较繁，宜编成程序电算。

m 法 影 响

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	A_1	B_1	C_1	D_1
0	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	1.00000	0.10000	0.00500	0.00017
0.2	1.00000	0.20000	0.02000	0.00133
0.3	0.99998	0.30000	0.04500	0.00450
0.4	0.99991	0.39999	0.08000	0.01067
0.5	0.99974	0.49996	0.12500	0.02083
0.6	0.99935	0.59987	0.17998	0.03600
0.7	0.99860	0.69957	0.24495	0.05716
0.8	0.99727	0.79927	0.31988	0.08532
0.9	0.99503	0.89852	0.40472	0.12146
1.0	0.99167	0.99722	0.49941	0.16657
1.1	0.98658	1.09508	0.60384	0.22163
1.2	0.97927	1.19171	0.71787	0.28758
1.3	0.96908	1.28660	0.84127	0.36536
1.4	0.95523	1.37910	0.97373	0.45588
1.5	0.93681	1.46839	1.11484	0.55997
1.6	0.91280	1.55346	1.26403	0.67842
1.7	0.88201	1.63307	1.42061	0.81193
1.8	0.84313	1.70575	1.58362	0.06109
1.9	0.79467	1.76972	1.75190	1.12637
2.0	0.73502	1.82294	1.92402	1.30801
2.2	0.57491	1.88709	2.27217	1.72042
2.4	0.34691	1.87450	2.60882	2.19535
2.6	0.03315	1.75473	2.90670	2.72365
2.8	−0.38548	1.49037	3.12843	3.28769
3.0	−0.92809	1.03679	3.22471	3.85838
3.5	−2.92799	−1.27172	2.46304	4.97982
4.0	−5.85333	−5.94097	−0.92677	4.54780

注：表中z为桩身计算截面深度；α为桩的特征系数。

函 数 值 表　　附表 4-1

A_z	B_z	C_z	D_z
0.00000	1.00000	0.00000	0.00000
−0.00000	1.00000	0.10000	0.00500
−0.00007	1.00000	0.20000	0.02000
−0.00034	0.99996	0.30000	0.04500
−0.00107	0.99983	0.39998	0.08000
−0.00260	0.99948	0.49994	0.12499
−0.00540	0.99870	0.59981	0.17998
−0.01000	0.99720	0.69951	0.24494
−0.01707	0.99454	0.79891	0.31983
−0.02733	0.99016	0.89779	0.40462
−0.04167	0.98333	0.99583	0.49921
−0.06096	0.97317	1.09262	0.60346
−0.08632	0.95855	1.18756	0.71716
−0.11883	0.93817	1.27990	0.84002
−0.15973	0.91047	1.36865	0.97163
−0.21030	0.87365	1.45259	1.11145
−0.27194	0.82565	1.53020	1.25872
−0.34604	0.76413	1.59963	1.41247
−0.43412	0.68645	1.65867	1.57150
−0.53768	0.58967	1.70468	1.73422
−0.65822	0.47061	1.73457	1.89872
−0.95616	0.15127	1.73110	2.22299
−1.33889	−0.30273	1.61286	2.51874
−1.81470	−0.92602	1.33485	2.74972
−2.38756	−1.75483	0.84177	2.86653
−3.05319	−2.82410	0.06837	2.80406
−4.98062	−6.70806	−3.58647	1.27018
−6.53316	−12.15810	−10.60840	−3.76647

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4
0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000
0.1	−0.00017	−0.00001	1.00000	0.10000	−0.00500
0.2	−0.00133	−0.00013	0.99999	0.20000	−0.02000
0.3	−0.00450	−0.00067	0.99994	0.30000	−0.04500
0.4	−0.01067	−0.00213	0.99974	0.39998	−0.08000
0.5	−0.02083	−0.00521	0.99922	0.49991	−0.12499
0.6	−0.03600	−0.01080	0.99806	0.59974	−0.17997
0.7	−0.05716	−0.02001	0.99580	0.69935	−0.24490
0.8	−0.08532	−0.03412	0.99181	0.79854	−0.31975
0.9	−0.12144	−0.05466	0.98524	0.89705	−0.40443
1.0	−0.16652	−0.08329	0.97501	0.99445	−0.49881
1.1	−0.22152	−0.12192	0.95975	1.09016	−0.60268
1.2	−0.28737	−0.17260	0.93783	1.18342	−0.71573
1.3	−0.36496	−0.23760	0.90727	1.27320	−0.83753
1.4	−0.45515	−0.31933	0.86575	1.35821	−0.96746
1.5	−0.55870	−0.42039	0.81054	1.43680	−1.10468
1.6	−0.67629	−0.54348	0.73859	1.50695	−1.24808
1.7	−0.80848	−0.69144	0.64637	1.56621	−1.39623
1.8	−0.95564	−0.86715	0.52997	1.61162	−1.54728
1.9	−1.11796	−1.07357	0.38503	1.63969	−1.69889
2.0	−1.29535	−1.31361	0.20676	1.64628	−1.84818
2.2	−1.69334	−1.90567	−0.27087	1.57538	−2.12481
2.4	−2.14117	−2.66329	−0.94885	1.35201	−2.33901
2.6	−2.62126	−3.59987	−1.87734	0.91679	−2.43695
2.8	−3.10341	−4.71748	−3.10791	0.19729	−2.34558
3.0	−3.54058	−5.99979	−4.68788	−0.89126	−1.96928
3.5	−3.91921	−9.54367	−10.34040	−5.85402	1.07408
4.0	−1.61428	−11.73070	−17.91860	−15.07550	9.24368

注：表中z为桩身计算截面的深度；α为桩的特征值。

续表

B_4	C_4	D_4	$B_3D_4-B_4D_3$	$A_3B_4-A_4B_3$	$B_3D_4-B_4D_2$
0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	1.00000
−0.00033	−0.00001	1.00000	0.00002	0.00000	1.00000
−0.00267	−0.00020	0.99999	0.00040	0.00000	1.00004
−0.00900	−0.00101	0.99992	0.00203	0.00001	1.00029
−0.02133	−0.00320	0.99966	0.00640	0.00006	1.00120
−0.04167	−0.00781	0.99896	0.01563	0.00022	1.00365
−0.07199	−0.01620	0.99741	0.03240	0.00065	1.00917
−0.11433	−0.03001	0.99440	0.06006	0.00163	1.01962
−0.17060	−0.05120	0.98908	0.10248	0.00365	1.03824
−0.24284	−0.08198	0.98032	0.16426	0.00738	1.06893
−0.33298	−0.12493	0.96667	0.25062	0.01390	1.11679
−0.44292	−0.18285	0.94634	0.36747	0.02464	1.18823
−0.57450	−0.25886	0.91712	0.52158	0.04156	1.29111
−0.72950	−0.35631	0.87638	0.72057	0.06724	1.43498
−0.90954	−0.47883	0.82102	0.97317	0.10504	1.63125
−1.11609	−0.63027	0.74745	1.28938	0.15918	1.89349
−1.35042	−0.81466	0.65156	1.68091	0.23497	2.23776
−1.61346	−1.03616	0.52871	2.16145	0.33904	2.68296
−1.90577	−1.29909	0.37368	2.74734	0.47951	3.25143
−2.22745	−1.60770	0.18071	3.45833	0.66632	3.96945
−2.57798	−1.96620	−0.05652	4.31831	0.91158	4.86824
−3.35952	−2.84858	−0.69158	6.61044	1.63962	7.36356
−4.22811	−3.97323	−1.59151	9.95510	2.82366	11.13130
−5.14023	−5.35541	−2.82106	14.86800	4.70118	16.74660
−6.02299	−6.99007	−4.44491	22.15710	7.62658	25.06510
−6.76460	−8.84029	−6.51972	33.08790	12.13530	37.38070
−6.78895	−13.69240	−13.82610	92.20900	36.85800	101.36900
−0.35762	−15.61050	−23.14040	266.06100	109.01200	279.99600

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	$A_1B_1-A_4B_4$	$A_1D_1-A_4D_4$	$A_1D_4-A_4D_4$	$A_1C_4-A_4C_4$	$A_1C_4-A_4C_4$
0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	0.00500	0.00033	0.00003	0.00500	0.00050
0.2	0.02000	0.00267	0.00033	0.02000	0.00400
0.3	0.04500	0.00900	0.00169	0.04500	0.01350
0.4	0.07999	0.02133	0.00533	0.08001	0.03200
0.5	0.12504	0.04167	0.01302	0.12505	0.06251
0.6	0.18013	0.07203	0.02701	0.18020	0.10804
0.7	0.24535	0.11443	0.05004	0.24559	0.17161
0.8	0.32091	0.17094	0.08539	0.32150	0.25632
0.9	0.40709	0.24374	0.13685	0.40842	0.36533
1.0	0.50436	0.33507	0.20873	0.50714	0.50194
1.1	0.61351	0.44739	0.30600	0.61893	0.66965
1.2	0.73565	0.58346	0.43412	0.74562	0.87232
1.3	0.87244	0.74650	0.59940	0.88991	1.11429
1.4	1.02612	0.94032	0.80887	1.05550	1.40059
1.5	1.19981	1.16960	1.07061	1.24752	1.73720
1.6	1.39771	1.44015	1.39379	1.47277	2.13135
1.7	1.62522	1.75934	1.78918	1.74019	2.59200
1.8	1.88946	2.13853	2.26933	2.06147	3.13039
1.9	2.19944	2.58362	2.84909	2.45147	3.76049
2.0	2.56664	3.11583	3.54638	2.92905	4.49999
2.2	3.53366	4.61846	5.38469	4.24806	6.40196
2.4	4.95288	6.57004	8.02219	6.28800	9.09220
2.6	7.07178	9.62890	11.82060	9.46294	12.97190
2.8	10.26420	14.25710	17.33620	14.40320	18.66360
3.0	15.09220	21.32850	25.42750	22.06800	27.12570
3.5	41.01820	60.47600	67.49820	64.76960	72.04850
4.0	114.72200	176.70600	185.99600	190.83400	200.04700

续表

$A_f=\frac{B_3D_4-B_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$B_f=\frac{A_3D_4-A_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$C_f=\frac{A_3C_4-A_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{B_3D_3-B_3D_3}{A_3B_3-A_3B_3}$	$\frac{A_3D_3-A_3D_3}{A_3B_3-A_3B_3}$	$\frac{A_3C_3-C_3A_3}{A_3B_3-A_3B_3}$
∞	∞	∞	0.00000	0.00000	0.00000
3770.490	54098.400	81967.200	0.00033	0.00500	0.10000
424.771	2807.280	21028.600	0.00269	0.02000	0.20000
196.135	869.565	4347.970	0.00900	0.04500	0.30000
111.936	372.930	1399.070	0.02133	0.07999	0.39996
72.102	192.214	576.825	0.04165	0.12495	0.49988
50.012	111.179	278.134	0.07192	0.17893	0.59962
36.740	70.001	150.236	0.11406	0.24448	0.69902
28.108	46.884	88.179	0.16985	0.31867	0.79783
22.245	33.009	55.312	0.24092	0.40199	0.89562
18.028	24.102	36.480	0.32855	0.49374	0.99179
14.915	18.160	25.122	0.43351	0.59294	1.08560
12.550	14.039	17.941	0.55589	0.69811	1.17605
10.716	11.102	13.235	0.69488	0.80737	1.26199
9.265	8.952	10.049	0.84855	0.91831	1.34213
8.101	7.349	7.838	1.01382	1.02816	1.41516
7.154	6.129	6.268	1.18632	1.13380	1.47990
6.375	5.189	5.133	1.36088	1.23219	1.53540
5.730	4.456	4.300	1.53179	1.32058	1.58115
5.190	3.878	3.680	1.69343	1.39688	1.61718
4.737	3.418	3.213	1.84091	1.43979	1.64405
4.032	2.756	2.591	2.08041	1.54549	1.67490
3.526	2.327	2.227	2.23974	1.58566	1.68520
3.161	2.048	2.013	9.32965	1.59617	1.68665
2.905	1.869	1.889	2.37119	1.59262	1.68717
2.727	1.758	1.818	2.38547	1.58606	1.69051
2.502	1.641	1.757	2.38891	1.58435	1.71100
2.441	1.625	1.751	2.40074	1.59979	1.73218

桩尖置于非岩石土中或支立于岩石面上　　附表 4-2a

m法位移系数A_y

换算深度 $\overline{h}=az$	$ah=4.0$	$ah=3.5$	$ah=3.0$	$ah=2.8$	$ah=2.6$	$ah=2.4$
0.0	2.441	2.502	2.727	2.905	3.163	3.526
0.1	2.279	2.338	2.551	2.718	2.958	3.293
0.2	2.118	2.175	2.376	2.533	2.754	3.062
0.3	1.959	2.014	2.204	2.349	2.553	2.832
0.4	1.803	1.856	2.034	2.168	2.354	2.605
0.5	1.650	1.702	1.868	1.991	2.159	2.382
0.6	1.503	1.552	1.707	1.818	1.968	2.164
0.7	1.360	1.407	1.550	1.650	1.782	1.950
0.8	1.224	1.269	1.400	1.488	1.602	1.742
0.9	1.094	1.137	1.255	1.333	1.428	1.539
1.0	0.970	1.011	1.118	1.183	1.260	1.342
1.1	0.854	0.893	0.987	1.041	1.099	1.152
1.2	0.746	0.782	0.863	0.905	0.944	0.967
1.3	0.645	0.679	0.746	0.776	0.795	0.788
1.4	0.552	0.583	0.637	0.653	0.652	0.615
1.5	0.466	0.494	0.533	0.537	0.515	0.446
1.6	0.388	0.413	0.437	0.426	0.383	0.282
1.7	0.317	0.339	0.347	0.322	0.257	0.122
1.8	0.254	0.272	0.262	0.222	0.134	−0.035
1.9	0.197	0.211	0.183	0.127	0.015	−0.190
2.0	0.147	0.156	0.108	0.036	−0.101	−0.342
2.2	0.065	0.063	−0.029	−0.137	−0.326	−0.644
2.4	0.003	−0.012	−0.153	−0.301	−0.547	−0.943
2.6	−0.040	−0.073	−0.270	−0.460	−0.766	
2.8	−0.069	−0.122	−0.383	−0.618		
3.0	−0.087	−0.165	−0.494			
3.5	−0.105	−0.259				
4.0	−0.108					

注：表中h为桩的入土全长。当$ah>4.0$时，按$ah=4.0$计算。

续表

m法位移系数B_r

换算深度 $\overline{h}=az$	$ah=4.0$	$ah=3.5$	$ah=3.0$	$ah=2.8$	$ah=2.6$	$ah=2.4$
0.0	1.621	1.641	1.758	1.869	2.048	2.327
0.1	1.451	1.470	1.581	1.686	1.852	2.109
0.2	1.291	1.309	1.414	1.512	1.666	1.901
0.3	1.141	1.159	1.257	1.348	1.489	1.704
0.4	1.001	1.018	1.110	1.194	1.323	1.516
0.5	0.870	0.887	0.973	1.050	1.166	1.338
0.6	0.750	0.766	0.846	0.915	1.019	1.169
0.7	0.639	0.654	0.728	0.790	0.882	1.010
0.8	0.537	0.552	0.619	0.675	0.754	0.860
0.9	0.445	0.458	0.520	0.568	0.634	0.719
1.0	0.361	0.374	0.429	0.470	0.523	0.586
1.1	0.286	0.298	0.346	0.380	0.420	0.461
1.2	0.219	0.230	0.272	0.298	0.325	0.343
1.3	0.160	0.170	0.205	0.223	0.236	0.231
1.4	0.108	0.118	0.145	0.155	0.154	0.125
1.5	0.063	0.072	0.091	0.093	0.078	−0.024
1.6	0.024	0.032	0.043	0.037	0.007	−0.071
1.7	−0.008	−0.002	0.001	−0.015	−0.060	−0.164
1.8	−0.036	−0.030	−0.036	−0.062	−0.123	−0.253
1.9	−0.058	−0.054	−0.070	−0.105	−0.183	−0.340
2.0	−0.076	−0.073	−0.099	−0.145	−0.240	−0.425
2.2	−0.099	−0.101	−0.149	−0.217	−0.349	−0.593
2.4	−0.110	−0.116	−0.190	−0.283	−0.454	−0.758
2.6	−0.111	−0.122	−0.226	−0.345	−0.557	
2.8	−0.105	−0.123	−0.259	−0.407		
3.0	−0.095	−0.120	−0.292			
3.5	−0.057	−0.106				
4.0	−0.015					

注：表中h为桩的入土全长。当$ah>4.0$时，按$ah=4.0$计算。

桩尖置于非岩石土中或支立于岩石面上　　附表 4-2b

m法剪力系数A_Q

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	$\alpha h=4.0$	$\alpha h=3.5$	$\alpha h=3.0$	$\alpha h=2.8$	$\alpha h=2.6$	$\alpha h=2.4$
0.0	1	1	1	1	1	1
0.1	0.988	0.988	0.987	0.986	0.985	0.983
0.2	0.956	0.954	0.950	0.947	0.942	0.936
0.3	0.905	0.902	0.893	0.886	0.876	0.862
0.4	0.839	0.835	0.819	0.807	0.790	0.767
0.5	0.761	0.755	0.731	0.714	0.689	0.655
0.6	0.675	0.665	0.633	0.609	0.576	0.530
0.7	0.582	0.569	0.528	0.497	0.454	0.397
0.8	0.485	0.469	0.417	0.379	0.327	0.259
0.9	0.387	0.367	0.304	0.259	0.199	0.119
1.0	0.289	0.265	0.192	0.140	0.071	−0.017
1.1	0.193	0.165	0.081	0.023	−0.053	−0.148
1.2	0.102	0.069	−0.025	−0.088	−0.170	−0.270
1.3	0.015	−0.022	−0.125	−0.193	−0.278	−0.379
1.4	−0.066	−0.107	−0.218	−0.289	−0.376	−0.474
1.5	−0.140	−0.185	−0.303	−0.375	−0.460	−0.550
1.6	−0.206	−0.255	−0.378	−0.450	−0.530	−0.607
1.7	−0.264	−0.317	−0.442	−0.11	−0.582	−0.640
1.8	−0.313	−0.370	−0.496	−0.559	−0.616	−0.647
1.9	−0.355	−0.415	−0.537	−0.591	−0.630	−0.626
2.0	−0.388	−0.450	−0.565	−0.607	−0.621	−0.574
2.2	−0.432	−0.495	−0.581	−0.584	−0.531	−0.366
2.4	−0.447	−0.506	−0.538	−0.483	−0.329	0
2.6	−0.437	−0.484	−0.431	−0.292	0	
2.8	−0.406	−0.431	−0.255	0		
3.0	−0.361	−0.347	0			
3.5	−0.200	0				
4.0	0					

注：表中h为桩的入土全长。当$\alpha h>4.0$时，按$\alpha h=4.0$计算。

续表

m法剪力系数B_0

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	$\alpha h=4.0$	$\alpha h=3.5$	$\alpha h=3.0$	$\alpha h=2.8$	$\alpha h=2.6$	$\alpha h=2.4$
0.0	0	0	0	0	0	0
0.1	−0.008	−0.008	−0.008	−0.009	−0.010	−0.011
0.2	−0.028	−0.028	−0.031	−0.033	−0.036	−0.041
0.3	−0.058	−0.059	−0.064	−0.068	−0.075	−0.086
0.4	−0.096	−0.097	−0.105	−0.112	−0.124	−0.142
0.5	−0.137	−0.140	−0.152	−0.163	−0.180	−0.206
0.6	−0.182	−0.185	−0.202	−0.217	−0.240	−0.275
0.7	−0.227	−0.231	−0.252	−0.272	−0.301	−0.345
0.8	−0.271	−0.276	−0.303	−0.327	−0.363	−0.415
0.9	−0.312	−0.319	−0.351	−0.379	−0.422	−0.482
1.0	−0.351	−0.358	−0.396	−0.429	−0.476	−0.544
1.1	−0.384	−0.393	−0.437	−0.473	−0.526	−0.599
1.2	−0.413	−0.424	−0.472	−0.512	−0.568	−0.645
1.3	−0.437	−0.449	−0.502	−0.544	−0.603	−0.681
1.4	−0.455	−0.468	−0.525	−0.570	−0.630	−0.704
1.5	−0.467	−0.482	−0.542	−0.588	−0.646	−0.715
1.6	−0.474	−0.489	−0.553	−0.597	−0.653	−0.711
1.7	−0.475	−0.492	−0.556	−0.599	−0.648	−0.692
1.8	−0.471	−0.489	−0.553	−0.592	−0.632	−0.655
1.9	−0.462	−0.481	−0.543	−0.577	−0.603	−0.600
2.0	−0.449	−0.468	−0.526	−0.553	−0.562	−0.526
2.2	−0.412	−0.431	−0.474	−0.476	−0.438	−0.311
2.4	−0.363	−0.381	−0.395	−0.361	−0.253	0
2.6	−0.307	−0.321	−0.291	−0.203	0	
2.8	−0.249	−0.255	−0.160	0		
3.0	−0.191	−0.184	0			
3.5	−0.067	0				
4.0	0					

注：表中h为桩的入土全长。当$\alpha h>4.0$时，按$\alpha h=4.0$计算。

桩尖置于非岩石土中或支立于岩石面上　　附表 4-2C

m法弯矩系数A_M

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	$\alpha h=4.0$	$\alpha h=3.5$	$\alpha h=3.0$	$\alpha h=2.8$	$\alpha h=2.6$	$\alpha h=2.4$
0.0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.100	0.100	0.100	0.100	0.099	0.099
0.2	0.197	0.197	0.197	0.196	0.196	0.196
0.3	0.290	0.290	0.289	0.288	0.287	0.286
0.4	0.377	0.377	0.375	0.373	0.371	0.367
0.5	0.458	0.456	0.452	0.449	0.445	0.439
0.6	0.529	0.527	0.521	0.515	0.508	0.498
0.7	0.592	0.589	0.579	0.571	0.560	0.544
0.8	0.646	0.641	0.626	0.614	0.599	0.577
0.9	0.689	0.683	0.662	0.646	0.625	0.596
1.0	0.723	0.715	0.687	0.666	0.638	0.601
1.1	0.747	0.736	0.700	0.675	0.639	0.593
1.2	0.762	0.748	0.703	0.671	0.628	0.572
1.3	0.768	0.750	0.696	0.657	0.606	0.539
1.4	0.765	0.743	0.678	0.633	0.573	0.497
1.5	0.755	0.729	0.652	0.600	0.531	0.445
1.6	0.737	0.707	0.618	0.558	0.481	0.387
1.7	0.714	0.638	0.577	0.510	0.426	0.325
1.8	0.685	0.644	0.530	0.456	0.365	0.260
1.9	0.651	0.604	0.478	0.399	0.303	0.196
2.0	0.614	0.561	0.423	0.339	0.240	0.136
2.2	0.532	0.466	0.308	0.218	0.123	0.039
2.4	0.443	0.365	0.195	0.110	0.035	0
2.6	0.355	0.266	0.097	0.031	0	
2.8	0.270	0.174	0.027	0		
3.0	0.193	0.095	0			
3.5	0.051	0				
4.0	0					

续表

m法弯矩系数B_M

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	$\alpha h=4.0$	$\alpha h=3.5$	$\alpha h=3.0$	$\alpha h=2.8$	$\alpha h=2.6$	$\alpha h=2.4$
0.0	1	1	1	1	1	1
0.1	1	1	1	1	1	1
0.2	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998
0.3	0.994	0.994	0.993	0.993	0.992	0.991
0.4	0.986	0.986	0.985	0.984	0.982	0.980
0.5	0.975	0.974	0.972	0.970	0.967	0.962
0.6	0.959	0.958	0.954	0.951	0.946	0.939
0.7	0.938	0.937	0.932	0.927	0.919	0.907
0.8	0.913	0.912	0.904	0.897	0.886	0.869
0.9	0.884	0.882	0.871	0.861	0.847	0.824
1.0	0.851	0.848	0.834	0.821	0.802	0.773
1.1	0.814	0.811	0.792	0.776	0.751	0.716
1.2	0.774	0.770	0.747	0.727	0.697	0.654
1.3	0.732	0.726	0.698	0.674	0.638	0.587
1.4	0.687	0.680	0.646	0.618	0.576	0.518
1.5	0.641	0.633	0.593	0.560	0.512	0.447
1.6	0.594	0.584	0.538	0.501	0.447	0.375
1.7	0.546	0.535	0.483	0.441	0.382	0.305
1.8	0.499	0.486	0.427	0.381	0.318	0.237
1.9	0.452	0.437	0.372	0.322	0.256	0.174
2.0	0.407	0.390	0.319	0.266	0.198	0.118
2.2	0.320	0.300	0.218	0.163	0.097	0.033
2.4	0.243	0.218	0.131	0.078	0.027	0
2.6	0.176	0.148	0.062	0.021	0	
2.8	0.120	0.090	0.016	0		
3.0	0.076	0.046	0			
3.5	0.014	0				
4.0	0					

续表

m法桩身最大弯矩截面系数C_z

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	$\alpha h=4.0$	$\alpha h=3.5$	$\alpha h=3.0$	$\alpha h=2.8$	$\alpha h=2.6$	$\alpha h=2.4$
0.0	∞	∞	∞	∞	∞	∞
0.1	131.252	129.489	120.507	112.954	102.805	90.196
0.2	34.186	33.699	31.158	29.090	26.326	22.939
0.3	15.544	15.282	14.013	13.003	11.671	10.064
0.4	8.781	8.605	7.799	7.176	6.368	5.409
0.5	5.539	5.403	4.821	4.385	3.829	3.183
0.6	3.710	3.597	3.141	2.811	2.400	1.931
0.7	2.566	2.465	2.089	1.826	1.506	1.150
0.8	1.791	1.699	1.377	1.160	0.902	0.623
0.9	1.238	1.151	0.867	0.683	0.471	0.248
1.0	0.824	0.740	0.484	0.327	0.149	−0.032
1.1	0.503	0.420	0.187	0.049	−0.100	−0.247
1.2	0.246	0.163	−0.052	−0.172	−0.299	−0.418
1.3	0.034	−0.049	−0.249	−0.355	−0.465	−0.557
1.4	−0.145	−0.229	−0.416	−0.508	−0.597	−0.672
1.5	−0.299	−0.384	−0.559	−0.639	−0.712	−0.769
1.6	−0.434	−0.521	−0.684	−0.753	−0.812	−0.853
1.7	−0.555	−0.645	−0.796	−0.854	−0.898	−0.925
1.8	−0.665	−0.756	−0.896	−0.943	−0.975	−0.987
1.9	−0.768	−0.862	−0.988	−1.024	−1.043	−1.043
2.0	−0.865	−0.691	−1.073	−1.098	−1.105	−1.092
2.2	−1.048	−1.148	−1.225	−1.227	−1.210	−1.176
2.4	−1.230	−1.328	−1.360	−1.338	−1.299	0
2.6	−1.420	−1.507	−1.482	−1.434	0.333	
2.8	−1.635	−1.692	−1.593	0.056		
3.0	−1.893	−1.886	0			
3.5	−2.994	−1.000				
4.0	−0.045					

注：表中h为桩的入土全长。当$\alpha h>4.0$时，按$\alpha h=4.0$计算。

附表 4-3

m法桩身最大弯矩系数D_m

换算深度 $\overline{h}=\alpha z$	$\alpha h=4.0$	$\alpha h=3.5$	$\alpha h=3.0$	$\alpha h=2.8$	$\alpha h=2.6$	$\alpha h=2.4$
0.0	∞	∞	∞	∞	∞	∞
0.1	131.318	129.555	120.573	113.020	102.870	90.262
0.2	34.317	33.829	31.289	29.221	26.457	23.070
0.3	15.738	15.476	14.207	13.197	11.866	10.259
0.4	9.037	8.861	8.055	7.433	6.625	5.666
0.5	5.856	5.720	5.139	4.703	4.148	3.502
0.6	4.138	3.973	3.519	3.188	2.778	2.310
0.7	2.999	2.900	2.525	2.263	1.944	1.588
0.8	2.282	2.190	1.870	1.655	1.398	1.119
0.9	1.784	1.698	1.417	1.235	1.024	0.800
1.0	1.424	1.342	1.091	0.935	0.758	0.577
1.1	1.157	1.077	0.848	0.713	0.564	0.416
1.2	0.952	0.873	0.664	0.546	0.420	0.299
1.3	0.792	0.714	0.522	0.418	0.311	0.212
1.4	0.666	0.588	0.410	0.319	0.229	0.148
1.5	0.563	0.486	0.321	0.242	0.166	0.101
1.6	0.480	0.402	0.250	0.181	0.118	0.067
1.7	0.411	0.333	0.193	0.134	0.082	0.043
1.8	0.353	0.276	0.147	0.097	0.055	0.026
1.9	0.304	0.227	0.110	0.068	0.036	0.014
2.0	0.263	0.186	0.081	0.047	0.022	0.007
2.2	0.196	0.122	0.040	0.019	0.006	0.001
2.4	0.145	0.076	0.016	0.005	0.001	0
2.6	0.105	0.043	0.005	0.001	0	
2.8	0.074	0.021	0.001	0		
3.0	0.049	0.008	0			
3.5	0.010	0				
4.0	0					

注：表中h为桩的入土全长。当$\alpha h>4.0$时，按$\alpha h=4.0$计算。

第五章　桩基工程中的几个特殊问题

5·1　桩基负摩阻力

5·1·1　负摩阻力的发生机理与发生条件

在正常情况下，桩顶受竖向荷载下沉，桩侧土体对桩产生与桩的位移方向相反的摩阻力，即正摩阻力。当桩侧土体因某种原因而下沉，且其沉降量大于桩的沉降时，桩侧土体将对桩产生与位移方向一致的摩阻力，即负摩阻力。负摩阻力对桩形成下曳荷载，相当于在桩顶荷载之外，又附加了一分布于桩侧表面上的荷载。

在以下几种条件下可能发生负摩阻力。

1.当桩穿过欠固结的松散填土或新沉积的欠固结土层而支承于较硬土层中，桩侧土因固结而产生的沉降大于桩的沉降时；

2.桩侧存在自重湿陷性黄土或季节性冻土层或可液化土层的条件下，当黄土浸水湿陷或冻土融沉时，或当可液化土受地震或其他动力荷载而液化，液化土重新固结而出现大量下沉时；

3.当桩侧土层因抽水或其他原因而出现大面积地下水位下降，土的有效应力增加而导致地面下沉时；

4.桩侧地面因大面积堆载或大面积填土而大量下沉时；

5.饱和软土中打入密集的桩群，引起超孔隙水压力，土体大量上涌，随后重塑土体因超孔隙水压力消散而重新固结时。

桩基负摩阻力可能发生在施工过程、使用前或使用过程，发生在使用过程最为不利。对于摩擦桩，负摩阻力会引起附加下沉，当建筑物的部分基础或同一基础中部分桩发生负摩阻力，将出现不均匀沉降，以致使上部结构损坏，如图5-1a所示，车间大面积

堆载引起柱子对倾，图5-16所示局部填土下沉引起建筑物过大差异沉降。对于端承桩，负摩阻力会导致桩身荷载增大，以致使桩身强度破坏，或桩端持力层破坏。

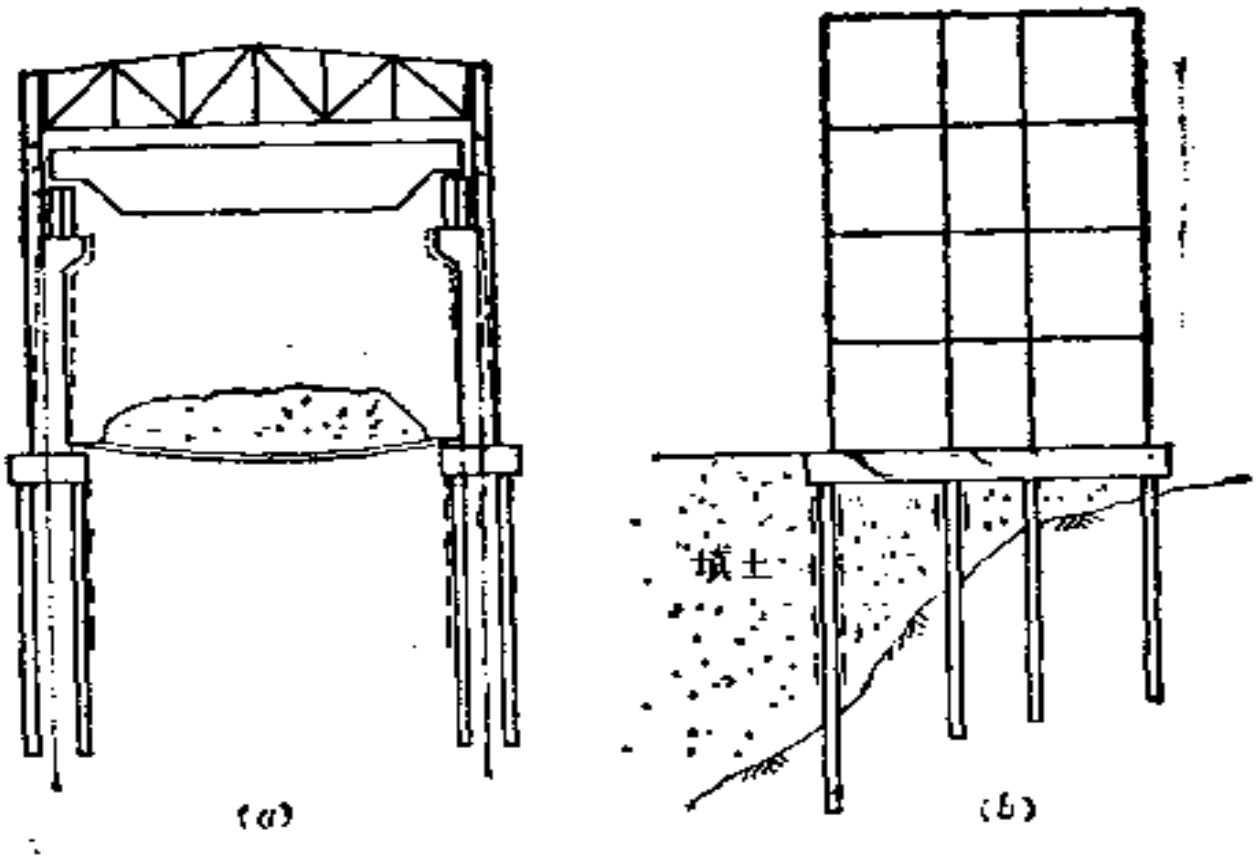


图 5-1　负摩阻力引起的工程事故

5·1·2　负摩阻力的若干特性

1.中性点

在同一根桩上由负摩阻力过渡到正摩阻力，存在一摩阻力为零的断面（图5-2a、b），该断面称之为中性点。中性点是摩阻力、桩、土相对位移和轴向压力沿桩身变化的特征点。中性点以上桩的位移小于桩侧土的位移，中性点以下桩的位移大于桩侧土的位移，因此中性点是桩、土位移相等的断面。中性点以上轴向压力随深度递增，中性点以下轴向压力随深度递减，如图5-2。

中性点位置一般可根据桩的沉降$\delta(z)$与桩侧土沉降$s(z)$相等的条件确定（图5-2e）：

$$\delta(z)=s(z)$$

桩的沉降$\delta(z)$包含桩的弹性压缩$\delta_e(z)$和桩端贯入沉降$\delta_p(z)$。对于l/d较小的桩，$\delta_e(z)$可忽略。

影响中性点深度l_n的因素较多，主要有：（1）桩底持力层的刚度：持力层愈硬，中性点l_n愈深；端承桩的l_n大于摩擦桩；

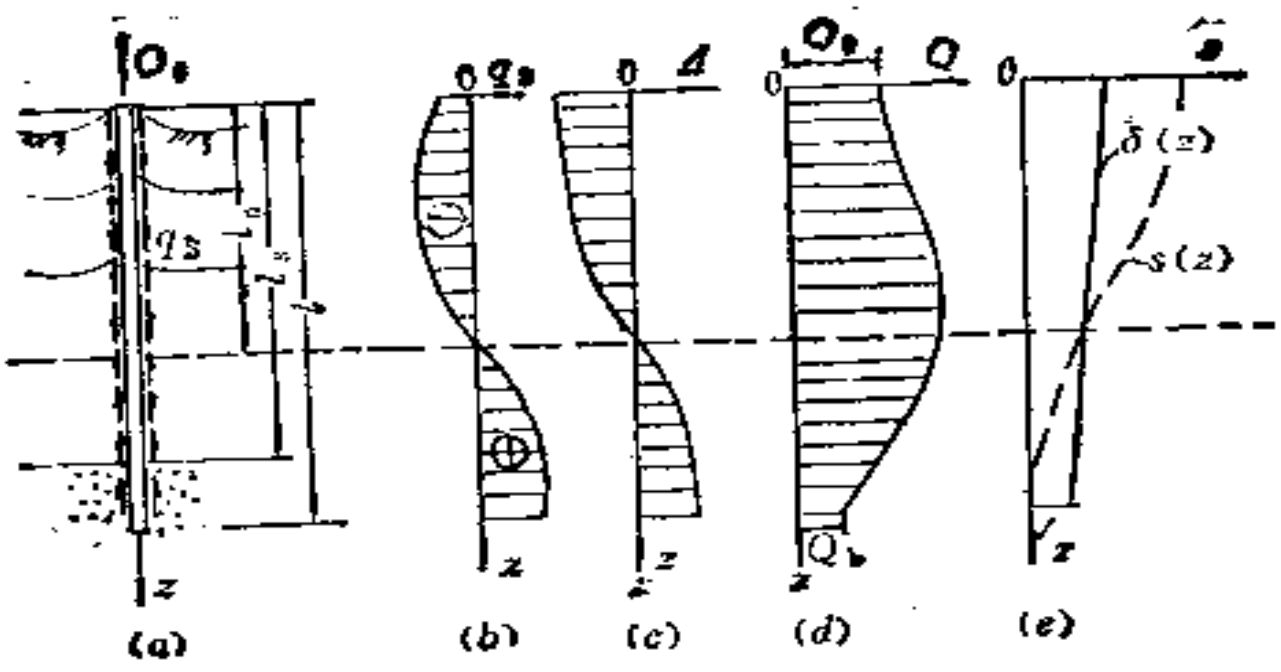


图 5-2　负摩阻力图示

(a)中性点示意；(b)摩阻力q_s沿深度变化；(c)桩土相对位移随深度变化；(d)桩轴力随深度变化；(e)中性点确定

（ 2 ）桩周土层的变形性质和应力历史：桩周土层压缩性愈高，欠固结度愈大，欠固结土层愈厚，中性点深度l_n愈大；（ 3 ）当负摩阻力系由沉桩后外部条件变化引起时，在桩顶荷载作用下的沉降已完成的情况下，则l_n较大；当堆载强度和面积愈大，地下水降低幅度和面积愈大，则l_n愈大；（ 4 ）桩的长径比愈小、截面刚度愈大，则l_n愈大。

根据某些实测结果表明，对于穿过软土、自重湿陷性黄土，支承于基岩、砂卵石层上的端承桩，其中性点接近于硬持力层顶面，$l_n \simeq l_0$（l_0为硬持力层以上土层厚度）。对于欠固结软弱土层中的摩擦桩，$l_n = 0.7 \sim 0.8 l_0$。

2.时间效应

由于负摩阻力系由桩侧土层的固结沉降所引起，因此负摩阻力的产生和发展要经历一时间过程。这一过程的长短取决于桩侧土固结完成的时间和桩自身沉降完成的时间。当后者先于前者完成，则负摩阻力达峰值后稳定不变；反之，当桩的沉降迟于桩侧土完成时，则负摩阻力达峰值后又会有所降低。固结土层愈厚、渗透性愈低，负摩阻力达峰值所需时间愈长。

图5-3所示为日本鹿岛1976年对钢管桩的测试结果，桩直径

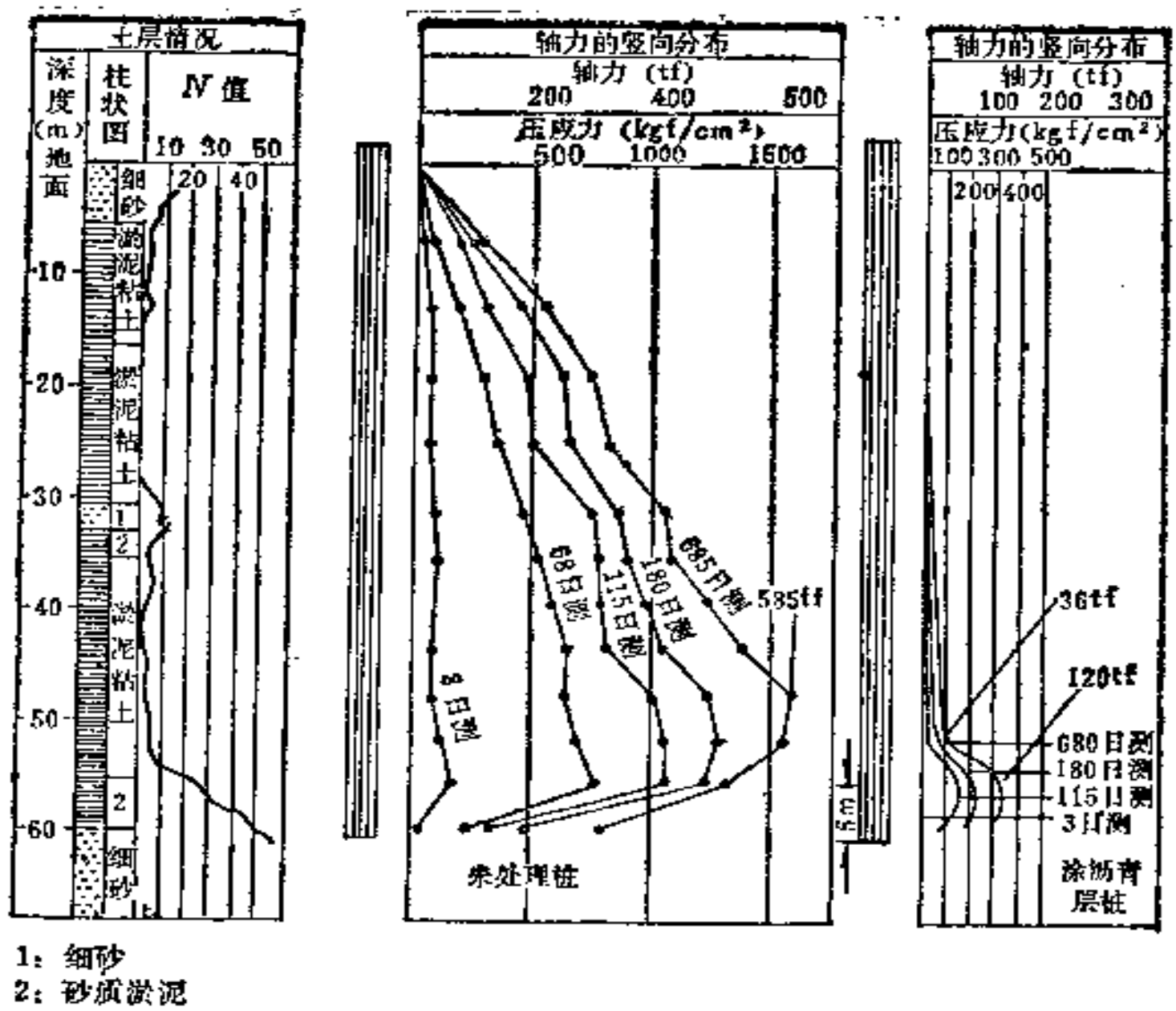


图 5-3　负摩阻力的测定结果

ϕ711.2mm、壁厚t为12.7mm、长60m，穿过欠固结的年沉降量为20～30cm的淤泥质粘土，支承于细砂层[67]。由图看出对于表面未处理的桩，沉桩后第685天，由负摩阻力产生的下曳荷载达585tf（桩顶荷载为零），并仍在随时间继续增长。

此外，中性点位置也同样存在时间效应。如七十年代在兰州进行的穿过自重湿陷性黄土、桩端支承于砂卵石层上、长10m的人工挖孔桩，浸水湿陷负摩阻力的试验表明，浸水40天时中性点$l_n=(0.74\sim0.90)l_s$，46天后稳定于$l_n=0.9l_s$。

5·1·3　单桩负摩阻力的计算

负摩阻力的大小受桩侧和桩底土层的强度、变形性质、应力历史，地面堆载的强度、面积、历时，地下水的降低幅度、面积、历时，桩的类型、尺寸、设置方法，外界条件（堆载、降

水、浸水等）变化与桩设置时间的先后关系等因素的影响。因此，负摩阻力的计算甚为复杂，要在计算中考虑各种因素几乎是不可能的，只能进行简化。对于桩基设计而言，除确定单位负摩阻力的大小外，尚应确定中性点位置，计算下曳荷载，因此使问题进一步复杂化。目前的计算方法，一般仍限于计算负摩阻力和下曳荷载的最大值。实际应用时，要根据具体情况进行分析和处理。

1.单位负摩阻力

各种负摩阻力计算方法中以下列两种方法使用较多。

（1）有效应力法

单位负摩阻力按下式确定：

$$q_n = K\mathrm{tg}\varphi' \cdot \sigma_z' \qquad (5\text{-}1)$$

式中 σ_z'——桩侧土深度z处的竖向有效应力；

$$\sigma_z' = p_0 + \overline{\gamma'} z - u_z \qquad (5\text{-}2)$$

p_0——桩顶平面以上的土重或堆载（kPa）；

$\overline{\gamma'}$——深度z以上土的平均有效重度（kN/m^3）；

z——自桩顶至计算深度z的距离（m）；

u_z——深度z处的超孔隙水压力(kPa)；工程中不予测定时，取$u_z = 0$，即为有效应力最大值；

K——水平有效应力与竖向有效应力之比；可近似取静止土压力系数值K_0；

$K\mathrm{tg}\varphi'$——与土质、桩型、成桩工艺有关的系数，由试验或实测确定；远腾和毕杰隆（Bjerrum）给出的$K\mathrm{tg}\varphi'$经验值分别列于表5-1、表5-2。

（2）按室内、外测定的土的力学参数确定单位负摩阻力

对于粘性土 $q_n = q_u/2$

或 $q_n = c_u$

其中，q_u为土的无侧限抗压强度；c_u为土的不排水抗剪强度，可采用十字板现场测定；

对于固结土层中的砂夹层或上复砂层

远腾给出的 $K\ tg\varphi'$　　表 5-1

土　　类	土中含砂量	$Ktg\varphi'$
粘土、粉土	<20	0.25～0.35
砂质粘土、粉土	20～50	0.35～0.55
砂土(*N<10)	50～70	0.55～0.65

* N为标准贯入击数。

Bjerrum给出的$Ktg\varphi'$　　表 5-2

土　　类	φ'	K	$Ktg\varphi'$
粉质粘土	30°	0.45	0.25
低塑性粘土	20°	0.50	0.20
塑性粘土	15°	0.55	0.15
高塑性粘土	10°	0.60	0.10

$$q_n = \frac{N}{5} + 3$$

其中，N为标准贯入击数。

（3）负摩阻力经验值

波兰PN-83/B-02482建筑物基础、桩和桩基础的承载力规范列出的负摩阻力经验值如表5-3。该规范并规定在计算桩的极限承载力公式中，将沉降土层内相应的摩阻力代以表中负摩阻力值。对于相同土层，规范给出的负摩阻力经验值明显低于正摩阻力经验值。

2.下曳荷载的计算

在综合有效应力法和经验方法的基础上，建议按以下方法计算当桩侧土因自重固结、自重湿陷、震陷、降低地下水、大面积地面堆载等影响而使地面产生大于桩的沉降时所出现的下曳荷载极限值和各土层的负摩阻力极限值(图5-4)。

波兰PN-83/B-02482规范负摩阻力经验值　　表 5-3

序　号	土　的　种　类	负摩阻力q_n (kPa)
1	新填土和砂(相对密度$I_d \geqslant 0.2$)	5～10
2	粉质砂($I_d \leqslant 0.2$)，砂质粉土($I_L \geqslant 0.75$)	10
3	粘土质砂，砂质粘土($I_L \geqslant 0.75$)	5～10
4	泥炭，淤泥	5～10

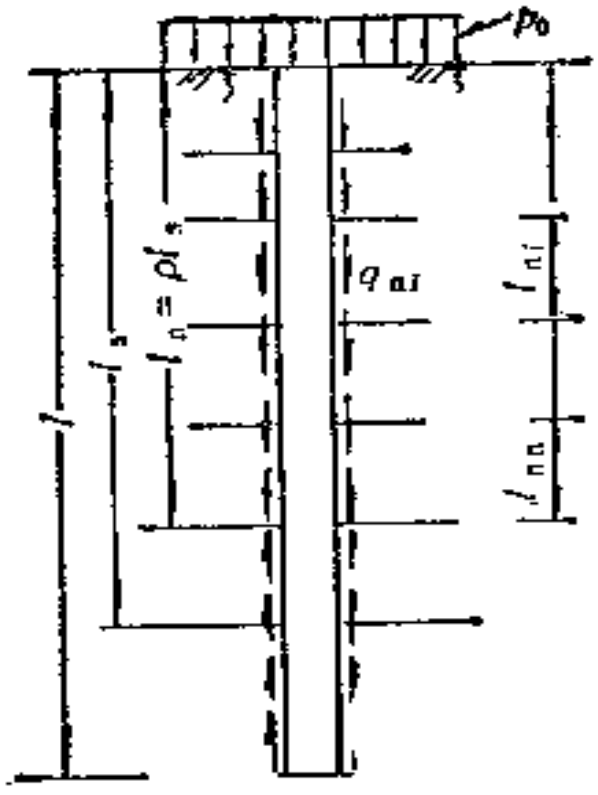


图 5-4　下曳荷载计算图示

下曳荷载

$$Q_n = U \sum_{i=1}^{n} \Delta l_{ni} \cdot q_{ni} \qquad (5\text{-}3)$$

第i层土的负摩阻力

$$q_n = \xi_{ni}\left(p_0 + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta l_{nj}\gamma_j' + \frac{\Delta l_{ni}}{2}\gamma_i'\right) \qquad (5\text{-}4)$$

式中　U——桩的周长（m）；

Δl_{ni}——第i层土的厚度（m）；

γ_i'、γ_j'——第i、j层土的有效重度（kN/m^3）；地下水位以下，$\gamma_i' = \gamma_i - 1$；

p_0——作用于桩顶标高的单位地面荷载（包括土重）

（kPa），

ξ_n——负摩阻力与竖向有效应力的比例系数，$\xi_n = K\mathrm{tg}\varphi'$，

按土层类别取以下数值：

淤泥、淤泥质土、粘土　　$\xi_n = 0.15 \sim 0.25$

粉质粘土、粉土　　$\xi_n = 0.25 \sim 0.40$

砂土　　$\xi_n = 0.35 \sim 0.50$

自重湿陷性黄土　　$\xi_n = 0.20 \sim 0.35$

负摩阻力的计算深度l_n即中性点深度，原则上应根据桩沉降与桩侧土沉降相等的条件确定。参照现有经验，中性点深度主要随桩侧总阻力与桩极限承载力的比例Q_{su}/Q_u而变，l_n可按下式确定：

$$l_n = \zeta l_0 \qquad (5\text{-}5)$$

式中　l_0——桩顶至固结土层底部的深度（m）；对于新填土取填土厚度；当新填土层下有软卧层时，应算至软卧层底面；对于自重湿陷性黄土和冻土融层取自重湿陷性土层和冻土融层厚度；对于地下水位下降和大面积堆载，取桩顶至桩侧坚硬土层（坚硬夹层例外）顶部的厚度；

ζ——中性点深度系数，按表5-4采用。

中性点深度系数ζ　　表5-4

桩总极限侧阻Q_{su}与桩极限承载力Q_u之比	$0 \leqslant \frac{Q_{su}}{Q_u} < 0.05$	$0.05 \leqslant \frac{Q_{su}}{Q_u} \leqslant 0.5$	$0.5 \leqslant \frac{Q_{su}}{Q_u} < 0.9$	$0.9 \leqslant \frac{Q_{su}}{Q_u}$
ζ	1.0	0.9	0.8	0.7

图5-5表示按有效应力法计算负摩阻力和下曳荷载与实测结果的比较[77]。该试验为由3根、桩距$4d$组成的钢管桩群桩，穿过砂卵石填土坝打入粘质粉土层中，经六年半的观测，得到桩身轴力沿深度的变化。图中表明，初期负摩阻力较小（桩顶无荷载），

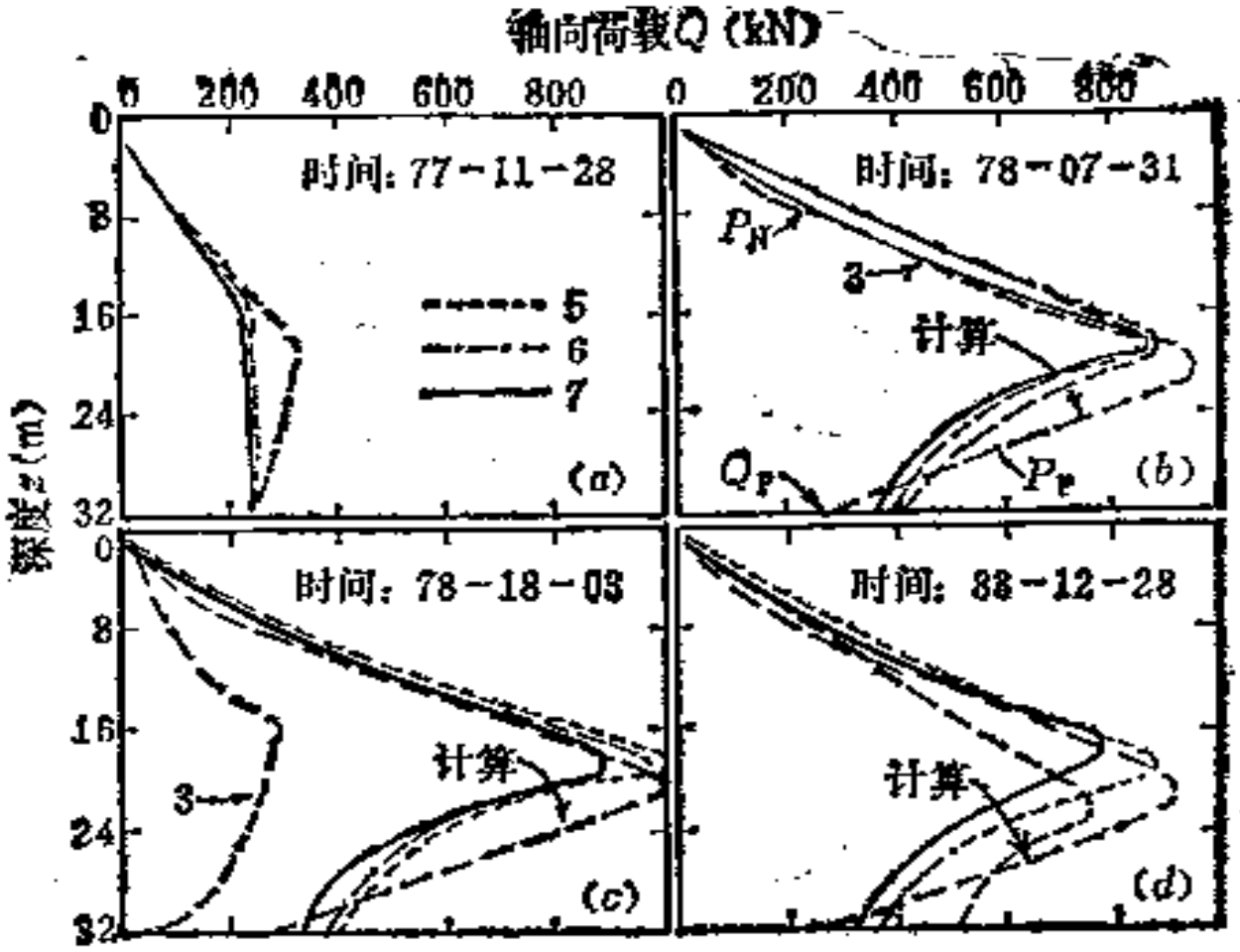


图 5-5　钢管桩（$d=324\text{mm}$，$l=32\text{m}$，$s_a=4d$，3 根一组群桩）下曳荷载实测与有效应力计算值比较

中性点约在16m深处，8 个月后桩身最大轴力由 250kN 发展到850kN，10个月后增至1000kN，5 年 2 个月后衰减至900kN。按有效应力法估算的下曳荷载与实测是接近的。

工程实际中，引起负摩阻力的因素是多变的，设计者应根据实际情况作具体分析。如当地下水降低幅度不大，地面堆载强度较小，填土层厚度较小时，便无需对负摩阻力进行计算和考虑。

3.考虑负摩阻力验算桩的承载力

参考日本的建筑基础结构设计规范和公路桥下部结构设计规范的有关规定，结合我国工程经验，对于考虑负摩阻力作用时桩承载力的验算可按下式进行。

$$F_d+Q_n\leqslant(R_{su}+R_{pu})/K_a \qquad (5\text{-}6)$$

桩身强度按下式验算

$$\frac{F_d+Q_n}{A_p}\leqslant S_p \qquad (5\text{-}7)$$

式中 F_d——作用于桩顶的长期设计荷载（kN）；

Q_n——由负摩阻力引起的下曳荷载（kN）；

R_{su}、R_{pu}——分别为桩侧总正极限摩阻力和桩端总极限阻力（kN）；

A_p——桩身横截面面积（m^2）；

S_p——桩身短期容许强度（kPa）。

K_n——考虑负摩阻力的承载力安全系数，K_n可取1.2～1.3，依建筑物重要性和对沉降的敏感性而定。这里采用较低的安全系数，是由于以负摩阻力极限值引起的下曳荷载Q_n作为外荷载考虑，而出现极限值的概率是较小的。而且根据大量的工程观测，取较低的安全系数可确保建筑物安全使用。

5·1·4 群桩负摩阻力的计算

1.群桩效应

负摩阻力的群桩效应表现为以下两方面：

（1）受桩间土体积、重量的限制影响而可能使群桩的负摩阻力降低。由于负摩阻力是由桩侧土体的沉降引起，若桩群中各桩表面单位面积所分担的土体重量小于单桩的负摩阻力极限值，则会导致群桩的负摩阻力降低，即显示群桩效应。

（2）外围桩对于地面堆载附加应力起遮挡作用而使群桩的负摩阻力降低。

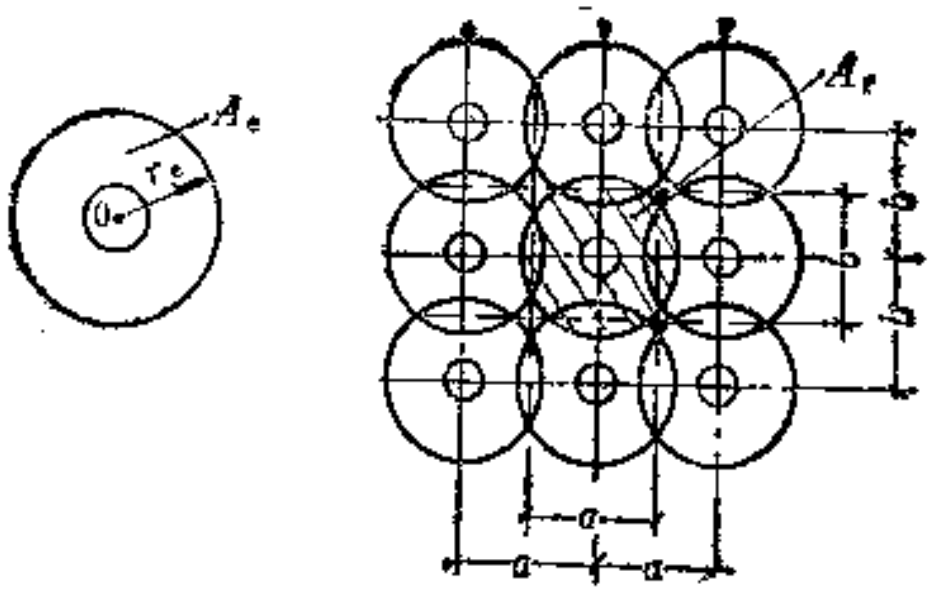
可见，负摩阻力的群桩效应是使群桩所发生的负摩阻力降低，即小于相应的单桩值。

2.负摩阻力的计算

对于上述第一种群桩效应可按下述等效圆方法(远腾，1969)计算其群桩负摩阻力。

假定单位长度的单桩负摩阻力由相应长度范围内半径r_s形成的土体重量与之等效（图5-6a），则有：

$$\pi d\bar{q}_s = (\pi r_s^2 - \frac{\pi}{4} d^2)\overline{\gamma' }$$



(a)　　(b)

图 5-6

解此式得　　$$r_e=\sqrt{\frac{d\bar{q}_0}{\bar{\gamma}'}+\frac{d^2}{4}}\qquad(5\text{-}8)$$

式中　r_e——等效圆半径（m）；

d——桩身直径（m）；

$\bar{q}_0$——单桩平均极限负摩阻力（kPa）；

$\bar{\gamma}'$——桩侧土体平均有效重度（kN/m^3）。

以群桩中各桩中心为圆心，以r_e为半径作圆，由各圆相交点作矩形（图5-6b）（或以二排桩之间的中点作纵横向中心线形成以各桩为重心的矩形），矩形面积A_r（$A_r=a\times b$）与圆面积A_e（$A_e=\pi r_e^2$）之比η_n，即负摩阻力的群桩效应系数

$$\eta_n=A_r/A_e\qquad(5\text{-}9)$$

因此群桩的极限负摩阻力为

$$q_{ng}=\eta_n\cdot q_u\qquad(5\text{-}10)$$

式中　q_u——单桩的极限负摩阻力，可按式（5-4）计算。

对于上述第二种群桩效应，尚无合适的方法来计算其群桩负摩阻力。该群桩效应的负摩阻力折减系数η_n随桩距减小、桩数增多而降低，并明显低于第一种群桩效应系数式（5-9）计算值。作为一种近似方法可只计外围桩各单桩负摩阻力之和。

5·1·5　减小负摩阻力的措施

1.预制混凝土桩和钢桩

对于预制混凝土桩和钢桩，一般采用涂层的办法以减低负摩阻力，即对位于欠固结土层、湿陷性土层、冻融土层、液化土层、地下水位变动范围内的土层中的桩身部分，以及受地面堆载影响发生沉降的土层的桩身部分，涂以软沥青涂层。图5-2所示为有无沥青涂层的长60m的钢管桩的负摩阻力测试结果，由负摩阻力引起的下曳荷载，有涂层桩仅为无涂层桩的约1/5，即前者为1200kN，后者为5850kV。说明涂层对减低负摩阻力的作用是显著的。

涂层所用沥青要求软化点较低，一般为50～65°C；在25°C时的针入度为40～70mm。施工时，将沥青加热至150～180°C，喷射或浇淋在桩表面上，喷浇厚度为6～10mm左右。在涂层之前，应将桩表面清洗干净。喷浇时还应注意不要将涂层扩展到需利用桩侧正摩阻力的桩身部分。国际上使用一种沥青复合材料SL，其效果甚佳。

2.灌注桩

对穿过欠固结等土层支承于坚硬持力层上的灌注桩，可采用以下两种措施之一以减低其负摩阻力。

一是在沉降土层范围内插入比钻孔直径小5～10cm的预制混凝土桩段，预制桩段外围充填以稠度较高的膨润土泥浆以形成隔离层。对于泥浆护壁成孔的情况下，可在浇注完下段混凝土后，填入高稠度膨润土泥浆，然后插入预制混凝土桩段。

二是在干作业成桩条件下，可采用双层筒形塑料薄膜预先置于钻孔沉降土层范围内，然后在其中浇注混凝土，使塑料薄膜在桩身与孔壁之间形成可自由滑动的隔离层。

5.2 摩擦桩承载力的时间效应

5·2·1 饱和软土中挤土摩擦桩的时间效应

1.简述

饱和软土中的打入式摩擦桩，其承载力随沉桩后休止时间而

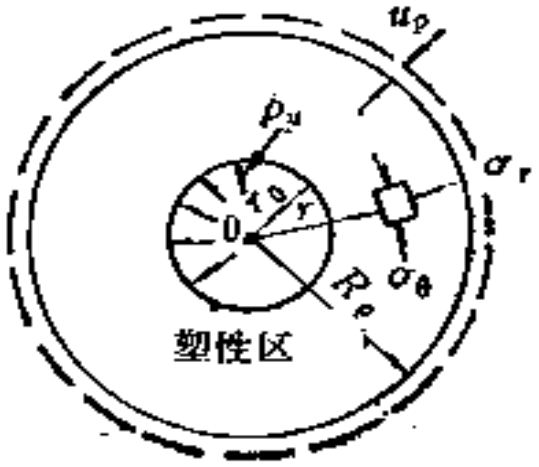
变化的现象早在三十年代就被人们发现。半个世纪以来许多学者对此进行了大量的观测、试验工作，所取得的成果和认识大体是一致的，即桩的竖向极限承载力随时间而呈一定程式增长。其总的变化规律是初始增长速度很快，随后逐渐变缓，某一段时间后趋于某一极限值。

我国软土地区积累了一些挤土桩承载力随时间增长的试验资料。如1959年，天津新港，45×45cmR.C预制桩，入土深 10m者，240天承载力比42天增长37%，210天承载力比14天增长42%。1960年，上海张华浜，50×50R.C预制桩，入土深21m者，210天承载力比14天增长93%，入土深27m者，276天承载力比10天增长52%。

根据不同土质、不同桩型、不同尺寸的桩承载力时效的试验观测结果，其最终单桩极限承载力比初始值增长约 40～400%，达到稳定值所需时间由几十天到数百天不等，而实际工程由开始打桩到投入使用约需 1 ～ 3 年。因此，桩基设计中考虑承载力的时效，对节约工程造价具有很大的实际意义。

2.沉桩挤土效应的理论计算

低渗透性饱和软土中的沉桩挤土效应可当作半无限土体中小孔扩张课题，应用弹塑性理论求解其瞬时的应力、变形[82]、[83]、[84]。



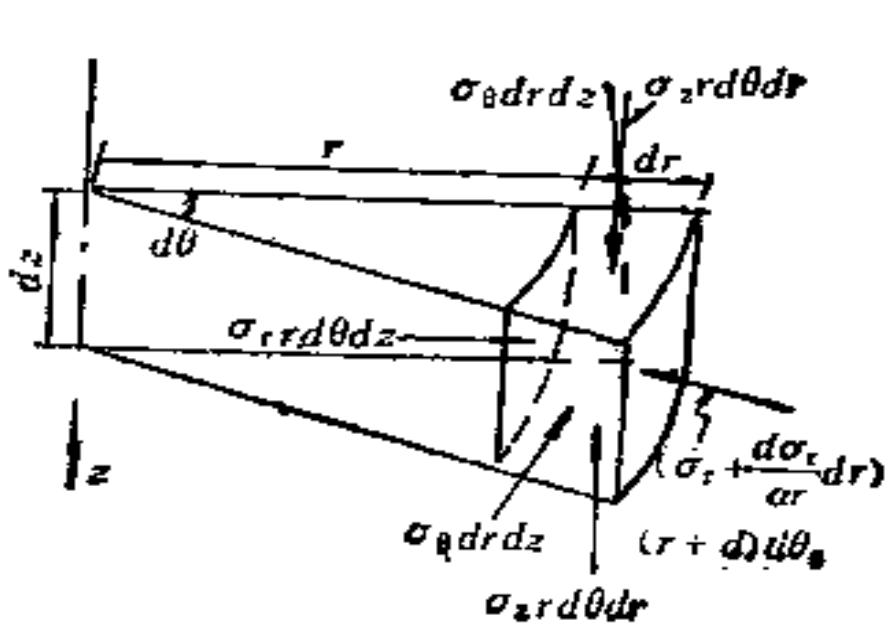


图 5-7

假定：（a）土是均匀的各向同性的理想弹塑性材料；（b）饱和软土是不可压缩的（无排水的瞬时挤土）；（c）土体符合库仑—摩尔强度准则；（d）小孔扩张前，土体各向的有效应力均等。

由图5-7可写出微单元体的平衡方程：

$$\frac{d\sigma_r}{dr}+\frac{\sigma_r-\sigma_\theta}{r}=0 \qquad (5\text{-}11)$$

土体屈服条件　　$\sigma_r-\sigma_\theta=2c_u$　　（5-12）

解式（5-11）、（5-12）得：

塑性区（Ⅱ区）半径　　$R_p=r_0\sqrt{\dfrac{E}{2(1+\mu)c_u}}$　　（5-13）

塑性区外边界的径向位移　　$u_p=-\dfrac{1+\mu}{E}c_uR_p$　　（5-14）

塑性区的附加应力：

径向　　$\sigma_r=c_u\left(2\ln\dfrac{R_p}{r}+1\right)$

$$=p_u-2c_u\ln\frac{r}{r_0} \qquad (5\text{-}15)$$

切向　　$\sigma_\theta=c_u\left(2\ln\dfrac{R_p}{r}-1\right)$

$$=p_u-2c_u\left(\ln\frac{r}{r_0}+1\right) \qquad (5\text{-}16)$$

竖向　　$\sigma_z=2c_u\ln\dfrac{R_p}{r}$

$$=p_u-2c_u\left(\ln\frac{r}{r_0}+\frac{1}{2}\right) \qquad (5\text{-}17)$$

桩土界面上的最大扩张应力

$$P_u=c_u\left(\ln\frac{E}{2(1+\mu_s)c_u}+1\right) \qquad (5\text{-}18)$$

以上各式中，r_0——扩张孔（桩）的半径；

R_p——塑性区的半径；

r——离圆柱形扩张孔中心的距离；

c_u、E、μ_u——分别为桩周饱和软土的不排水抗剪强度、模量和泊桑比。

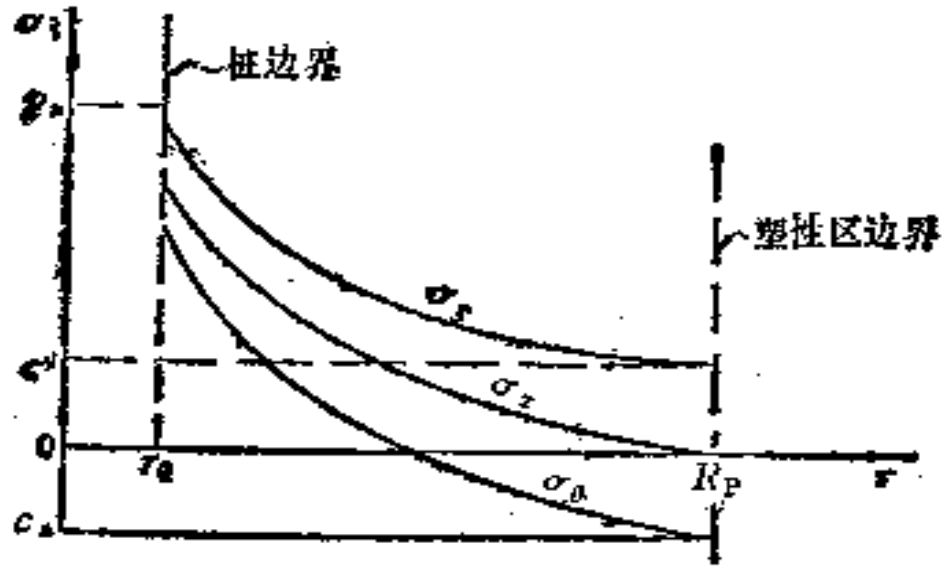


图 5-8　沉桩挤土塑性区附加应力沿径向的变化

由式（5-13）～（5-17）和图5-8可看出沉桩挤土塑性区有如下特性：

（1）塑性区半径R_p取决于土的模量和抗剪强度大小。根据大港电厂扩建区土的参数计算挤土塑性区半径如表5-5[84]。

（2）挤土应力随径向递减（如图5-6），其数值以径向应力σ_r最大，切向应力σ_θ最小；在塑性区外边界上，σ_r与σ_θ的绝对值相等（c_u），前者为压应力，后者转为拉应力。竖向应力σ_z在塑性区外边界递减为零。

（3）在沉桩瞬时挤土过程产生的超孔隙水压力最大值可近似取其等于桩侧最大挤压应力：

$$\Delta u = p_u = c_u\left[\ \ln\frac{E}{2(1+\mu)c_u}+1\ \right] \qquad (5\text{-}19)$$

大港电厂不同土层中的计算最大孔压（最大挤压应力p_u）列于表5-5。由式(5-19)看出，最大孔压只与土性参数有关，与土层埋深无关。当瞬时最大孔压略超过竖向或侧向有效应力便会产生裂缝而消散。因此，成桩过程超孔压一般稳定在土的有效自重压力范围内，瞬时偶而可超过土自重的20～30%。沉桩停止后，孔压消散初期较快，以后变缓，近表层土和近砂、砾土层孔压消散快。

大港电厂沉桩挤土塑性区半径R_p和
最大挤压应力p_0　　表 5-5

土名称	E (MPa)	c_u (kPa)	R_p	p_0 (kPa)
杂填土	2～4	15～20	$7.0d$～$8.3d$	78～98
粉质粘土	4～6	35～50	$5.7d$～$7.0d$	170～225
淤泥质粉质粘土	3～4	15～20	$7.4d$～$8.7d$	80～100

注：取$\mu=0.5$

3.挤土桩承载力时效的机理分析

（1）土的触变时效：桩周土经沉桩挤压扰动，强度降低，粘性土的触变作用使损失的强度随时间逐步恢复。图5-9所示为天津大港淤泥质粉质粘土经重塑后在饱和状态下，静置不同时间进行三轴不固结不排水剪切($\sigma_3=0$)试验的结果。由于重塑土样的静置触变过程是在无围压固结条件下进行的，其强度的增长幅度约为50%，比桩侧土强度实际增长幅度要小。

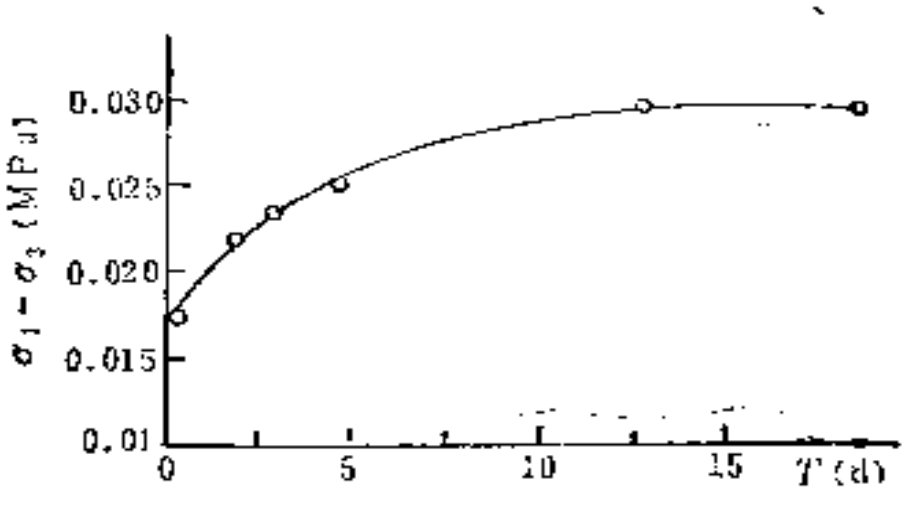


图 5-9　重塑土不排水剪切强度随时间的变化

（2）固结时效：沉桩引起的超孔隙水压力随时间而消散，桩侧土在自重应力和沉桩扩张应力共同作用下固结，超孔压逐渐消散，土的有效应力和密实度逐渐增大，强度逐渐恢复，甚至超过其原始强度。

（3）桩侧土在沉桩过程的变化按前述分析可划分为塑性区和弹性区，实际上按土的扰动程度的不同又可分为如图5-10所示

的三个区：重塑区Ⅰ；部分扰动区Ⅱ；非扰动区Ⅲ。重塑区由于受沉桩过程竖向剪切、径向挤压作用而完全重塑。由于桩土界面的挤压应力最大，超孔隙水压力也最大，因而在不断产生相对位移、粘聚力最小的桩土界面上将形成一“水膜”。该水膜不仅起到降低沉桩贯入阻力的作用（若打桩中途停歇、水膜消散，便会使沉桩阻力大大增加），而且在桩表面形成排水通道使重塑区土体快速固结，并随静置和固结时间延长，逐步形成一紧贴于桩表面的硬壳。该硬壳的厚度为3～20mm，随土性、桩表面粗糙程度而变化。由于该硬壳的剪切强度大于其外围土的强度，因此当桩受竖向荷载发生竖向位移时，其剪切面发生于Ⅰ、Ⅱ区的交界面，桩侧摩阻力也取决于Ⅱ区土的强度。摩擦桩的承载表面积也相应增大。

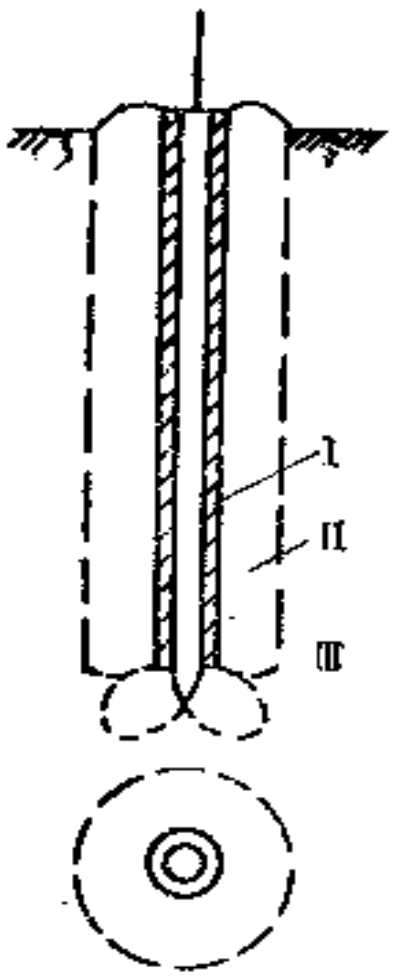


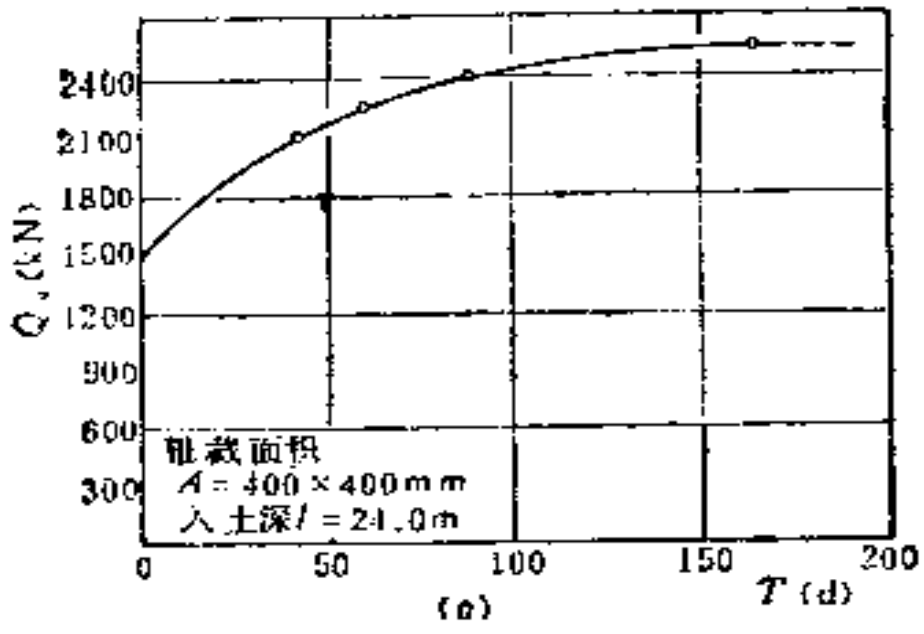
图 5-10　桩周土分区

部分扰动区Ⅱ的外边界在理想不排水不固结条件下等于上述塑性区的外边界，但由于实际沉桩并非瞬时，而是在某一定时间内完成，因此存在沿桩土界面的排水固结和地表、透水层的排水固结。这样，使Ⅰ、Ⅱ区的实际半径要比理论塑性区半径小，一般为$5\sim10r_0$（桩半径）。土的隆起量也由于沉桩过程的部分固结挤密，比桩自身体积小。桩侧摩阻力随时间的增长也因此更为显著。

4.挤土桩承载力随时间变化的估算

图5-11*ab*所示为不同桩径、桩长极限承载力随时间的变化。将任一时间的极限承载力Q_{ut}表示为如下关系[34]。

$$Q_{ut}=Q_{u0}(1+\alpha_t)$$



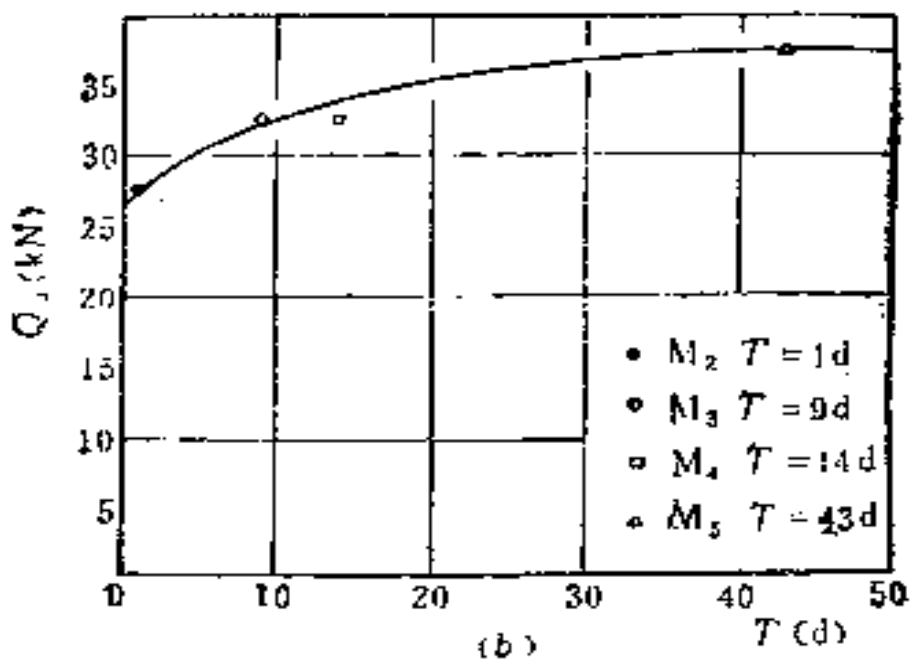


图 5-11　极限承载力随时间的变化Q_u—T

(a)混凝土预制桩(40×40×2400cm)；(b)钢管桩$d = 10$cm，$l = 450$cm

$$\alpha_t = \frac{t}{at + b} \qquad (5\text{-}20)$$

式中 Q_{u0}——桩的初始（$t = 0$）承载力（kN）；

α_t——任一时间t，桩的极限承载力Q_{ut}相对于初始极限承载力Q_{u0}的增长率，是休止时间t的函数；

$$\alpha_t = \frac{Q_{ut} - Q_{u0}}{Q_{u0}}$$

$$= \frac{t}{at + b}$$

其最大增长率为

$$\alpha_{max}=\lim_{t\to\infty}\frac{t}{at+b}=\lim_{t\to\infty}\frac{1}{a+\frac{b}{t}}=\frac{1}{a} \qquad (5\text{-}21)$$

其中，a、b为与桩径、桩长和土质有关的经验系数，根据图5-12中不同休止时间t对应的Q_{ut}值进行回归确定。

最终极限承载力

$$Q_{max}=Q_{u0}(1+\alpha_{max}) \qquad (5\text{-}22)$$

对于图5-11中的两种尺寸桩的承载力随时间变化关系式（5-20）～（5-22）中的有关参数列于表5-6。

式(5-20)～(5-22)中的有关参数　　表 5-6

桩 编 号	d (mm)	l (m)	Q_{u0} (kN)	a	b	α_{max} (%)	Q_{umax} (kN)
Y_1	400×400	24.0	1500	0.97	64.0	102.6	3039
$M_2\sim M_5$	$d=100$	4.4	26	2.09	15.2	47.8	38

由表5-6看出，在土质相近的情况下，最终极限承载力相对于初始值的增幅（α_{max}）与桩径、桩长有关，桩径愈大，桩愈长，增幅愈大。

为使桩的承载力随时间增长的特性能应用于工程设计，应在对一定地质条件下常用尺寸桩的承载力进行不同休止时间试验的基础上，统计确定式（5-20）中的参数。应用时，根据静载试桩t时的Q_{ut}确定Q_{u0}，然后便可推算出工程完工时的Q_{ut}，据此进行设计。

5·2·2　粘性土中非挤土灌注桩承载力的时间效应

非挤土灌注桩由于成桩过程不产生挤土效应，不引起超孔隙水压力，土的扰动范围较小，因此，桩承载力的时间效应相对于挤土桩要小。粘性土中非挤土灌注桩承载力随时间的变化，主要是由于成孔过程孔壁土受到扰动，由于土的触变作用，被损失的强度随时间逐步恢复。对于泥浆护壁成桩的情况下，附着于孔壁的泥浆也有触变硬化的过程。因此承载力的时效，泥浆护壁法成

桩比干作业要明显。干作业成桩的情况下，孔壁土扰动范围小，其承载力的时效一般可予忽略。

表5-7为上海饱和软土中泥浆护壁钻孔桩（$d=600\text{mm}$，$l=40.15\text{m}$）不同休止期静载试验所得极限承载力[35]。经桩身不同截面轴力观测表明，桩侧阻力随时间而增长，但桩端阻力基本不随时间而变化。由表5-7可看出，承载力前期增长快，108天后基本趋于稳定，171天相对于39天承载力的增幅为12%。这主要是由于非挤土桩承载力时效主要是桩侧扰动土和泥浆的触变恢复，其恢复速率相对是较快的。

泥浆护壁成桩灌注桩承载力随时间的变化　　表 5-7

休止期(天)	39	56	108	171
极限承载力(kN)	3750	3900	4200	4200
增长率(%)	100	104	112	112

5·2·3　饱和粘土中挤土群桩承载力的时效

图5-12所示为饱和粘土中截面为 $25\times25\text{cm}$、$30\times30\text{cm}$、

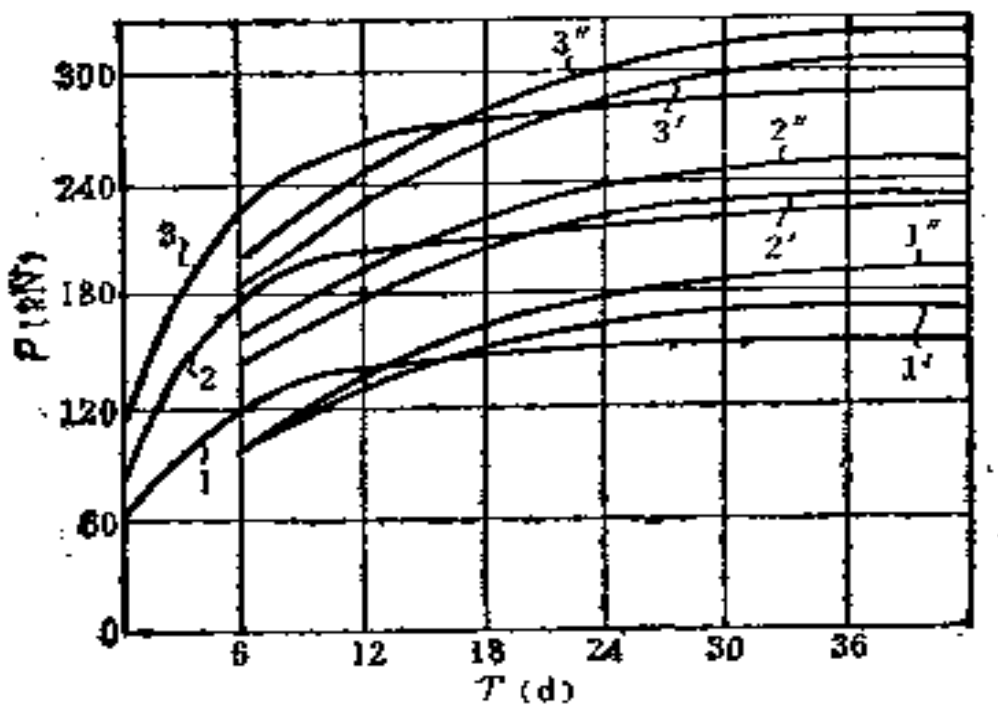


图 5-12　独立单桩和群桩中单桩承载力随时间的变化

1—5m长独立单桩；1′—5m长2×2群桩中的单桩；1″—5m长3×3群桩中的单桩；2—7m长独立单桩；2′—7m长2×2群桩中的单桩；2″—7m长3×3群桩中的单桩；3—9m长独立单桩；3′—9m长2×2群桩中的单桩；3″—9m长3×3群桩中的单桩

35×35cm，桩长5～15m，桩数2×2、3×3，桩距3d，打入式群桩和独立单桩承载力随时间的变化[61]。

从中看出，独立单桩的承载力随时间的增长速率初期比群桩快。群桩中单桩的初始承载力虽比相应的独立单桩低，但其增长延续时间长，休止15天后便超过独立单桩。群桩中桩数愈多，时效引起承载力的增量愈大。

图5-13为群桩基础总承载力随时间的变化。从中可看出，桩愈长，其群桩承载力随时间增长量愈大，前期增长速率愈大，趋于稳定值所需时间也愈长。在40～50天休止期里群桩基础承载力比休止期6天增长了65～70%。

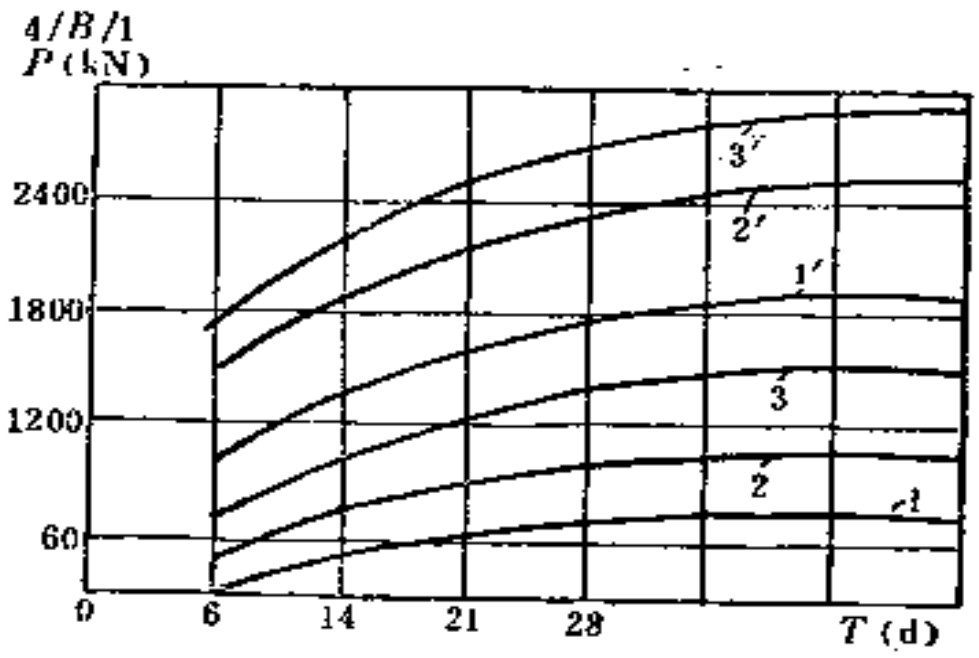


图 5-13　群桩基础总承载力随时间的变化

1，2，3—桩长5，7，9m的2×2群桩；1′，2′，3′—桩长5，7，9m的3×3群桩

以上试验结果说明：1.饱和粘土中打入式群桩承载力的时效远比单桩显著和复杂。这主要是由于桩群沉桩所产生的挤土效应受到桩群相互作用的影响而加强，土的扰动程度大，次生超孔压更大。2.摩擦型群桩的承载力随时间增长使得其群桩效率超过了1，这同以往以小比例尺模型试验为依据得出的群桩效率小于1的结论迥然不同。

5·3 桩 的 压 屈

5·3·1 概述

桩的压屈问题比较复杂，它受下列多方面因素的影响。

1.桩侧土的约束：桩压屈失稳前将发生侧向挠曲，从而受到侧向土抗力的约束。侧向土反力系数的大小及沿深度的分布图式均会明显影响压屈临界荷载的大小。

2.桩顶和桩端的约束条件：桩顶一般与刚度较大的承台相连接，对于嵌固于承台的多排桩群桩基础，其基桩压屈的长度因桩顶的嵌固效应而减小，压屈临界荷载随之提高。同样，当桩端嵌入基岩时，也会起到类似的作用。

3.由多根桩组成的群桩基础，刚性承台将对桩顶荷载起再分配作用。当其中受力较大的一根桩接近于压屈临界荷载时，其它桩将因承台的荷载再分配作用而分担较多的荷载而使受力较大的桩免受压屈。

4.端承桩比摩擦桩处于较不利的抵抗压屈失稳条件。对于摩擦桩，由于桩侧摩阻力作用而使桩身荷载随深度递减，使其受力状态同一般所讨论的柱体压屈问题不同。即使对于纯端承桩，只要存在桩侧土的约束，其压屈问题也与液态介质中的柱体不同。桩侧土的摩阻力和水平约束将使得压屈临界荷载大大提高。

5.桩顶往往不仅承受竖向压力还受弯矩和水平力，这与一般讨论的轴心受压杆件的压屈问题有所不同。当轴向压力与弯矩（包括水平力对桩身产生的弯矩）联合作用时，桩身轴线因弯矩而偏倚，而轴向压力又使这种偏倚增大，即产生附加弯矩。因此，对于压力与弯矩联合作用的桩，不仅应验算弯矩作用面外的压屈稳定，而且要考虑弯矩作用面内因纵向弯曲而使荷载偏心矩增大的情况下的桩身强度。

关于桩身的压屈分析许多学者进行了研究，但迄今所提出的计算分析方法都作了较多的简化，不能认为是完善的。此外，对

群桩基础的压屈分析目前还有困难，而只能对其中受力最大的桩按单桩的压屈问题进行分析，其分析结果是偏于安全的。

5·3·2 桩身压屈失稳的验算

1.关于压屈计算长度

在相同的侧向约束和相同的桩顶、桩端约束的条件下，桩越是细长越容易出现压屈失稳；反之，桩越是短粗越难出现压屈。因此，在进行桩的压屈分析计算时，正确确定其压屈计算长度l_c（如图5-19所示）直接影响到分析计算的准确程度。

压屈计算长度与下列因素有关。

（1）桩顶的约束条件：桩顶自由（或铰接）或桩顶可在外力作用平面内发生转动时，其压屈也就不受约束，压屈长度不应折减。当桩顶为不可转动的嵌固状态，压屈长度应予折减。

（2）桩露出地面的自由长度。

（3）桩在土层中的约束条件：土的水平反力系数愈大，桩在土中的嵌固点愈浅，桩的压屈长度相应缩短。当桩入土深度较浅时，桩端的约束条件则直接影响压屈长度。桩端嵌入基岩的情况下，桩端转动受到限制，压屈长度相应缩短。

表5-8所列桩的压屈计算长度确定办法[78][25]，综合反映了以上诸因素。

2.压屈失稳验算（轴心受压桩和弯矩作用平面外稳定性的验算）

当桩露出地面较长，或当桩侧为较厚的可液化土层，或当桩侧为较厚的超软土层（$c_u \leqslant 0.5\text{kPa}$）时，为避免桩在轴心受压状态下或弯矩作用平面以外因压屈而失稳，应按下式进行抗压屈强度的验算。

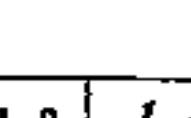
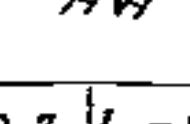
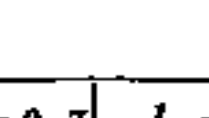
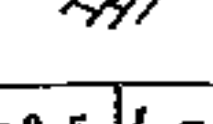
$$N \leqslant \varphi N'_{0a} \qquad (5\text{-}23)$$

式中 N_{0a}——桩身轴心抗压强度设计值；

φ——抗压屈折减系数，或称纵向弯曲系数，列于表5-9。

φ值是仅随桩的长细比l_c/i而变的系数，即随l_c/i的增大而减小。当l_c/i减小到某一定值时，$\varphi=1$，即不再发生压屈失稳。

桩身压屈计算长度 l_c　　表 5-8

桩顶铰接				桩顶固接			
桩底支于非岩石土中		桩底嵌于岩石内		桩底支于非岩石土中		桩底嵌于岩石内	
$h<\frac{4.0}{\alpha}$	$h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$	$h<\frac{4.0}{\alpha}$	$h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$	$h<\frac{4.0}{\alpha}$	$h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$	$h<\frac{4.0}{\alpha}$	$h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$
							
$l_c=1.0$ (l_0+h)	$l_c=0.7$ $\left(l_0+\frac{4.0}{\alpha}\right)$	$l_c=0.7$ (l_0+h)	$l_c=0.7$ $\left(l_0+\frac{4.0}{\alpha}\right)$	$l_c=0.7$ (l_0+h)	$l_c=0.5$ $\left(l_0+\frac{4.0}{\alpha}\right)$	$l_c=0.5$ (l_0+h)	$l_c=0.5$ $\left(l_0+\frac{4.0}{\alpha}\right)$

注：（1）表中 $\alpha=\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$；式中 m 为桩侧土的水平反力系数的比例系数；b_0 为桩的计算宽度；EI 为桩的弯曲刚度；均按第四章 4.4.3 节确定。

（2）当桩侧土为可液化土，在验算地震荷载组合下的压屈时，应视地基水平反力系数为零。

（3）当为低承台桩基时，$l_c=0$。

桩身轴心抗压强度设计值 N_{0u}，对于配置间断普通箍筋时，按下列公式计算：

$$N_{0u}=f_cA+f'_yA'_s \qquad (5\text{-}24)$$

式中　f_c——混凝土轴心抗压设计强度；

A——桩身截面面积；

f'_y——纵向钢筋的抗压设计强度；

A'_s——全部纵向钢筋的截面面积。

当桩身采用预应力纵向配筋和螺旋式或焊接环式间接钢筋时，桩身轴心抗压强度设计值 N_{0u} 应按《混凝土结构设计规范》

桩的纵向弯曲系数 φ　　表 5-3

l_c/i	≤28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
l_c/d	≤7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_c/b	≤8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
φ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_c/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
l_c/d	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_c/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注：（1）回转半径 $i=\frac{1}{2}\sqrt{r_0^2+r^2}$，$r$ 为桩的外半径，r_0 为桩的内半径。

（2）d 为圆形截面桩的直径，b 为矩形截面桩垂直于弯矩作用平面的边长。

（3）l_c 为桩的压屈计算长度，按表5-9确定。

中轴心受压构件的有关规定进行计算。

5·3·3　轴力与弯矩、水平力联合作用下，弯矩、水平力作用平面内桩身强度的验算

当桩露出地面较长，或当桩侧为较厚的可液化层，或当桩侧为较厚的超软土层（$c_u\leqslant 5\text{kPa}$）时，除按上一节验算弯矩、水平力作用平面外的压屈稳定外，尚应验算弯矩、水平力作用平面内的桩身强度。

1.轴向压力与弯矩联合作用下

在桩顶同时作用轴向压力和弯矩（即偏心受压）的情况下，当其轴向压力小于临界荷载时，桩身不致因压屈而失稳，但此时弯矩作用使桩身轴线发生偏倚，竖向压力又会产生附加弯矩，即偏心距增大。此时，应将外弯矩M或偏心距乘以下列偏心距增大系数η[86]，然后验算其强度。

$$\eta=1+\frac{1}{1400e_i/h}\left(\frac{l_o}{h}\right)^2\zeta_1\zeta_2 \qquad (5\text{-}25)$$

式中　l_o——桩的计算长度，按表5-8确定；

e_i——计算偏心距；

h——截面高度，对圆形截面取直径d，对环形截面取外直径d；

ζ_1——考虑偏心距对截面曲率的影响系数：

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N}$$

当$\zeta_1 > 1$时取$\zeta_1 = 1$；$\zeta_1 < 0.3$时，取$\zeta_1 = 0.3$此外，对矩形、圆形和环形截面，A为截面面积；对I字形截面，取$A = bh + 2(b_f' - b)h_f'$；

ζ_2——考虑桩的长细比对截面曲率的影响系数：

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01\frac{l_c}{h}$$

当长细比l_c/d（l_c/h）<15时，取$\zeta = 1.0$；当$l_c/d \leqslant 8$时，不考虑挠度对偏心距的影响，即取$\eta = 1$。

对于轴向压力与双向（两个正交方向）弯矩联合作用下即双向偏心受压的钢筋混凝土桩，其正截面强度可按下列公式计算：

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_{xu}} + \frac{1}{N_{yu}} - \frac{1}{N_{uu}}} \qquad (5\text{-}26)$$

式中 N_{uu}——桩身轴心抗压强度设计值，按全部纵向钢筋计算，但不考虑纵向弯曲系数φ；

N_{xu}、N_{yu}——分别为轴向压力作用于x轴及y轴，考虑相应的计算偏心距及偏心距增大系数后，按全部纵向钢筋计算的偏心抗压强度设计值，可参照《混凝土结构设计规范》GBJ10—89进行计算。

2.轴向压力与横向力联合作用下

桩顶在轴向压力和横向力联合作用下，桩身截面也处于偏压状态，因此同样要考虑由于纵向弯曲而使弯矩增大的效应验算桩身强度：

当按第四章受横向荷载桩基的分析方法求得桩身最大弯矩后，则可按式（5-26）验算桩身强度。

第六章　桩基的结构设计

6·1　桩的几何尺寸设计

6·1·1　桩径与桩长

桩径与桩长的确定应综合考虑以下因素确定，力求做到既满足使用要求又能最有效利用和发挥地基土和桩身材料的承载性能，既符合成桩技术的现实水平又能满足工期要求和降低造价。

1.考虑荷载大小—单桩承载力要求

上部结构传递给基础的荷载大小是控制单桩承载力要求的主要因素。单桩承载力需求值则还要考虑布桩的构造要求和合理性，如条基要考虑不致形成过大的桩距而使承台梁跨度过大，独立柱基不致形成大桩群而使承台板平面尺寸过大，满堂筏基、箱基要使桩能在有限的平面范围布置合理。

一般情况下，同一建筑物的桩基采用相同的桩径，但是当建筑物平面范围内荷载分布很不均匀，无论是独立柱基或桩筏、桩箱基础，均可根据荷载和地层土质条件采用不同直径的基桩，尤其是灌注桩更便于实现。

2.考虑土层、土质

根据土层的竖向分布特征大体确定桩端持力层，从而确定桩长。桩径的确定，首先要考虑各类桩型的最小直径要求（不包括微型桩），如：打入式预制桩不小于25×25cm，干作业钻孔桩不小于30cm，泥浆护壁钻孔桩和冲孔桩不小于50cm，人工挖孔桩不小于100cm等。其次，要根据桩土相互作用特性优选桩长、桩径。对于摩擦桩，宜选择具有较大比表面的尺寸（表面积与体积之比），即宜采用细长桩。这是由于桩侧表面积为桩径的一次

函数，而桩体积（材料消耗）为桩径的二次函数。因此，摩擦桩不宜采用短粗、大直径桩。对于端承桩，持力层强度低于桩身材料强度的情况下，一般应优先考虑采用扩底灌注桩。在基岩、砂卵石等坚硬持力层埋藏不太深的情况下，对于排架柱和框架柱基，可考虑采用单柱单桩，即一柱由一根大直径桩作为基础，以节约承台材料。但只有在能确保施工质量的条件下才适于采用。

3.考虑长径比

桩的长径比（l/d）主要根据桩身不产生压屈失稳和施工条件确定。

按不出现压屈失稳条件确定桩的长径比，一般说来，仅当高承台桩基露出地面的桩长较大，或桩侧土为可液化土、超软土的情况下才需考虑这一问题。

按施工垂直度偏差控制端承桩长径比，主要是考虑不致出现桩端交会而降低端阻力。端承桩的设计最小中心距一般为 $2.5d$，垂直度容许偏差为1%，容许孔径偏差为$d/4$。在保证两相邻桩桩端不交会的条件下（见图6-1），得：

$$2\times0.01l\leqslant2.5d-d-0.25d$$

由此得 $$l/d\leqslant60$$

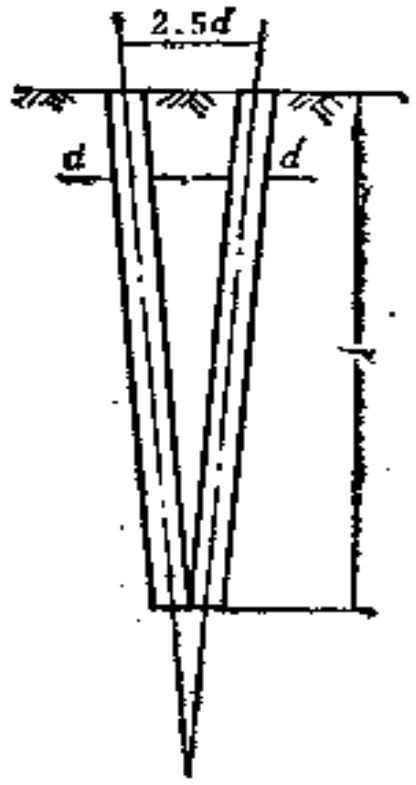


图 6-1

因此，JGJ4—80规程规定，一般情况下端承桩的长径比$l/d\leqslant60$。对于穿越可液化土、超软土、自重湿陷性黄土的端承桩，考虑到其桩侧土的水平反力系数很低，因此，将其最大长径比适当降低，规定$l/d\leqslant40$。《日本建筑基础结构设计规范》对于端承桩的最大长径比一律规定$l/d<60$。

4.考虑侧阻和端阻的深度效应

在确定桩长时，要参照第二章第二节所述侧阻力和桩端阻力

的深度效应的原理与有关数据，使侧阻和端阻能得到有效和合理利用。

桩端进入持力层的深度，一般不宜小于端阻临界深度h_{cp}，对于中、密砂层和砂砾层、硬粘性土持力层可近似取$h_{cp}=(5\sim10)d$，h_{cp}随砂、砾的密度和粘性土的坚硬程度提高而增大。桩端离软卧层的距离一般不要小于临界厚度t_c，t_c可近似取$t_c\approx h_{cp}$。当桩端持力层较薄时，则应按有关公式验算，使端阻不致因桩端进入持力层过浅或桩端以下硬层过薄而导致承载力明显降低或发生冲剪破坏。

对于摩擦桩，其入土最小深度不宜小于侧阻的临界深度h_{cs}，h_{cs}可近似取5m[19]。

对于打入式挤土桩，在考虑侧阻和端阻临界深度的同时，尚应考虑贯入硬层深度的可能性。

6·1·2 桩的中心距

群桩基础桩中心距的确定主要考虑以下诸因素。

1.考虑挤土桩成桩过程的挤土效应。

对于打入或压入式预制桩、沉管灌注桩等挤土桩，成桩过程的挤土效应是确定这类桩的最小中心距的主导因素。

饱和土中的挤土桩，成桩过程产生较大的超静水孔压，土体出现隆起和侧移，从而对已入土的桩产生拔力和水平推力。对于预制桩，可能向上抬起和倾斜，导致端阻力降低和桩身拉断、折断，这在软土地区施工中已屡见不鲜。天津塘沽某大楼预制桩由于桩距小、接头焊接质量差，沉桩挤土效应使243根桩中有237根接头拉断并脱离4～10cm。对于沉管灌注桩，当邻桩混凝土尚未初凝时，桩身将出现错移和颈缩；当邻桩混凝土已终凝但强度较低时，则将引起断裂。这类事故在桩距设计和施工流水不当的情况下比较常见。粉土和砂土中的挤土桩，当桩距过小，由于挤土效应可能使沉桩阻力逐步增大以致无法沉至设计标高。为此，对挤土桩的最小中心距宜严加限制。对于非饱和土中的挤土桩，由于沉桩过程桩周土可因压缩变形而减小侧移和隆起，且一般不会

引起超孔压，因此，最小桩距的限制可适当放宽。沉管桩的最小中心距应根据土性、排列，桩数选取（如表6-1）[25]。

沉管灌注桩的最小中心距　　表 6-1

成桩工艺与土质		一般情况	排列超过2排、桩数超过9根的群桩
沉管灌注桩	穿越非饱和土	3.0d	3.5d
	穿越饱和土	3.5d	4.0d

对于打入或压入式预制桩，可参照表6-1确定其最小中心距。

2.考虑群桩效应

如第三章第一节所述，群桩基础由于桩、土的相互作用，其桩侧阻力和桩端阻力将因群桩效应而出现比单桩降低或提高的现象，这种变化随土质、桩距、成桩方法而异。试验表明，各类土中的群桩效率明显降低的最小桩距为2d左右，高承台群桩的群桩效率峰值所对应的桩距，砂土中的挤土桩为3.5～4.0d，非挤土桩为3.0d～3.5d；粉土中的非挤土桩群桩为3d左右，挤土桩略高于此值；粘性土中，挤土与非挤土桩群桩效率峰值桩距约为4d左右。为获得较高的群桩效率，设计桩距以接近效率峰值桩距为佳。

3.考虑承台分担荷载的作用及承台的材料消耗

建筑物桩基绝大多数为低承台，除基底为可液化、湿陷性、欠固结土层外，承台都能分担一定份额的荷载。对于端承型群桩或基底为超软土层的情况，由于承台分担的荷载较小而予忽略，其他情况下不管设计中是否对这部分承载力加以计算都是实际存在的，若不加计算则是作为一种安全储备。因此，布桩确定桩距时应参照3.2节所述考虑桩距变化对于承台分担荷载的作用。独立柱基承台，其尺寸随桩距、排列、桩数而变；桩筏、桩箱和条形基础的承台，其尺寸大体固定。对于这两种承台，桩距优化的条件是不同的。对于独立柱基承台，其材料消耗随平面尺寸增大而迅速增加（承台弯矩与承台边长平方成正比），因此不宜为获

得较高的承台分担荷载比率而任意加大桩距，一般宜按施工要求和群桩效率（桩侧、桩端阻力的效率）峰值确定。对于尺寸固定式承台，可在其平面范围内调整桩距以提高承台分担荷载的作用，一般情况下可适当增加桩长、加大桩距以提高群桩基础的总承载力。

6·2 桩身构造与强度计算

6·2·1 灌注桩桩身构造的几个问题

1.箍筋

桩身钢筋笼的箍筋一般为ϕ6～8@200～300mm，宜采用螺旋式或焊接环式箍筋。

震害调查结果表明，桩基受地震破坏事例很少，个别震害大体都是在桩与承台连接处受剪破坏。因此，对于抗震桩基，为增强其抗地震水平剪力的能力，宜将桩身上部3～5d范围的箍筋加密（如图6-2）。

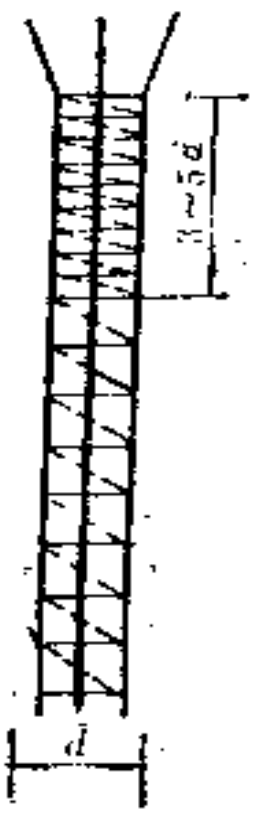


图 6-2

2.配筋率经验值

对于受水平力的Ⅰ、Ⅱ级建筑物桩基和受水平力较大（如8°地震设防区的地震水平力）的各类建筑物桩基应按经验配置抗弯纵向钢筋。由于配置于桩周的钢筋对抵抗矩的贡献随桩径增大而增加，故配筋率可随桩径增加而适当降低，其经验值列于表6-2。

灌注桩桩身配筋率经验值　　表 6-2

桩径d(m)	0.30～0.60	0.60～1.00	1.00～1.40
配筋率μ_g(%)	0.65～0.40	0.50～0.35	0.40～0.25

3.关于受横向荷载桩的桩身配筋长度

对于受横向荷载摩擦桩的配筋长度主要根据弯矩沿桩身的分布和桩身范围内土层土质的变化特征确定。当前各个国家灌注桩设计配筋长度颇为不一，有的按桩身弯矩确定受力筋长度，以下再配构造筋，或通长配筋(如日本)；有的只配定长钢筋，如美国加利福尼亚州（地震区）只于桩身上部配12英尺钢筋笼；又如委内瑞拉的加拉加斯，对于桩径40～80cm、桩长 10～15m，只于桩身上部配5～6m钢筋。我国工程实践中，桥梁桩基多数按弯矩配受力筋，以下配构造筋。对于水平力作用于桩顶的建筑桩基，一般情况下，钢筋可配至弯矩零点，配筋长度可取 $4.0/\alpha$（α 为桩的特征系数，详见第四章）。当地震区存在可液化层时，其配筋要相应加长，保证桩身配筋穿过可液化层伸入稳定土层足够深度。当近桩长$4.0/\alpha$以下存在软下卧层时，宜将桩身钢筋适当加长伸入较坚实土层中。对于高承台桩基，配筋长度要相应加长，加长部分为桩露出地面的长度。对于特别重要的需地震设防的高、重建筑物，除桩身 $4.0/\alpha$ 范围内配受力筋外，在下部宜配构造纵向钢筋。

6·2·2 预制钢筋混凝土桩构造的几个问题

1.普通钢筋混凝土预制桩桩身

在我国工程实际中采用的预制桩，最小断面为250×250mm，最大断面为600×600mm，最大桩长达60m。桩的分段长度视打桩机可打高度而定，目前国内打桩机最大可打高度为20m。若为工厂预制则还要考虑运输条件确定其最大预制长度。

为减轻桩的自重，节约材料，当前对于较大横断面的桩已发展采用空心断面。可采用离心旋转生产的管桩，或采用抽心工艺制成外方内圆的空心断面桩（其尺寸如表6-3所示）。对设置于饱和粘性土中的空心预制桩，为减小沉桩过程的挤土效应，常常将桩端设计成敞口式。但这种敞口式空心桩不宜用于短桩。

桩身钢筋主要依据起吊、运输、打桩受力状态配置。对于分段长度超过10m的桩，桩身配筋由起吊应力确定。主筋配筋率μ_g（主钢筋面积与全断面面积之比）一般为0.8～1.5%。主钢筋直

径一般采用12～28mm。箍筋一般采用 ϕ6～8@150～200mm，柱顶和桩端一定长度（2～3d）范围内箍筋适当加密（如图6-3）。为使桩顶能均匀传递锤击应力，提高抗冲击强度，桩顶需配置3～4层钢筋网片（如图6-3）。吊环钢筋直径按计算确定。

普通钢筋混凝土空心断面桩尺寸　　表 6-3

方桩的边长 (mm)	空心直径 (mm)	方桩的边长 (mm)	空心直径 (mm)
450×450	200～240	550×550	260～300
500×500	240～280	600×600	320～360

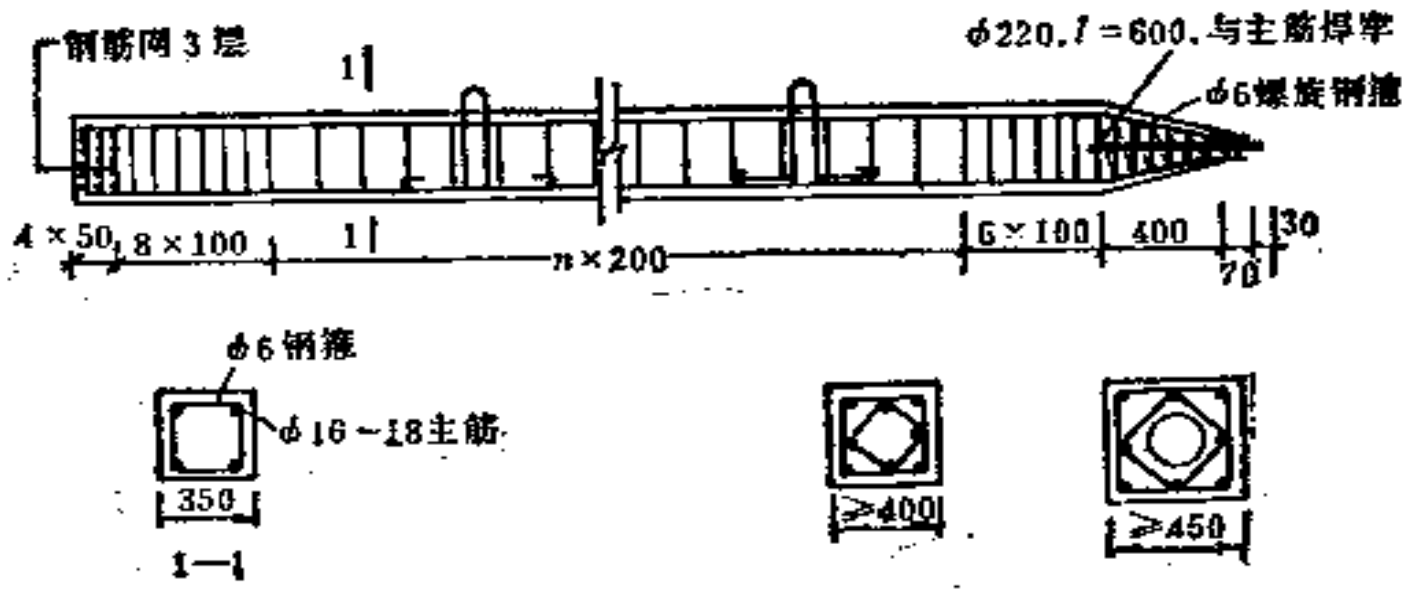


图 6-3

预制桩混凝土标号一般不低于C30级。

2.预制桩的接头

预制桩接头的构造形式直接影响沉桩效率和连接质量，以致于影响桩的承载力。接头的作用在沉桩过程既要传递锤击产生的压缩波，也要承受压缩波反射回来的拉力波产生的拉应力。当接头有缝隙时，还将减小应力波的长度，从而降低沉桩效能。当在饱和粘性土中打入群桩时，桩接头还要承受桩侧土体因挤土效应而隆起的拉应力。接头的抗拉和抗弯强度都不应低于桩身。当接头质量低，常常出现接头被拉断，甚至两节桩完全分离出现很大（大到10多厘米）间隙的现象。这样，就使接头以下部分桩失去

了承载作用。在使用阶段，桩接头既传递竖向压缩荷载，而且可能要承受拔力、弯矩、剪力。因此，接头的设计和施工是至关重要的。

（1）普通钢筋混凝土预制桩的接头

我国普通钢筋混凝土预制桩的接头形式长期来变化不大，大体有以下四种形式。

（a）角钢帮焊接头（图6-4a）

这种接头要进行角钢和焊缝的抗拉、抗剪强度的验算。沉桩过程，角钢焊接所需时间一般需15min以上，因此明显地影响沉桩效率。

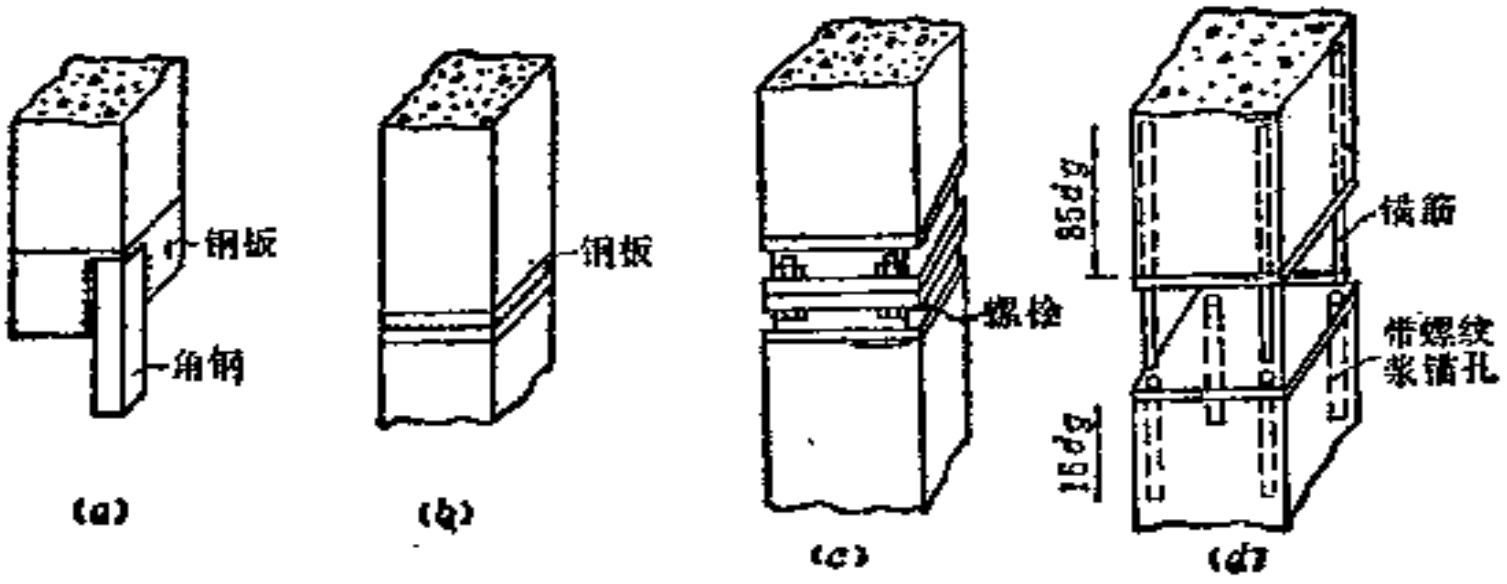


图 6-4

（b）钢板对焊接头（图6-4b）

预埋钢板对焊接头与角钢帮焊接头类似，焊接所需时间较长。

以上两种接头，均要求端头钢板与桩的轴线垂直，钢板平整，以使相连接的二桩段轴线相重合，连接后桩身保持竖直。若二端头钢板之间有缝隙，需用薄钢片填实焊牢，以保证上下桩段荷载均匀传递。

（c）法兰盘接头（图6-4c）

法兰盘接头的优点是连接操作时间相对较短，沉桩效率较高，但消耗钢材相对较多。螺栓拧紧后，一般需锤击数次，使两

桩段端部密合，然后再进一步拧紧螺帽，并将螺帽焊死。

（d）硫磺胶泥锚固接头（图6-4d）

硫磺锚固接头的优点是节省钢材，但只适用于软弱土层中的预制桩。

硫磺胶泥锚固长度需根据钢筋在带螺纹混凝土孔中的锚固力（约4MPa）设计锚筋长度和锚孔深度。硫磺胶泥的配比一般通过试验确定，无条件进行试验时，可参照如下重量配比。硫磺：水泥：砂：聚硫橡胶 = 44：11：44：1。

（2）装配式接头

这里介绍瑞典开发出来的装配式接头[38]，如图6-5a、b、c所示的赫可尔斯（Hercules）接头、ABB接头、JF接头。这些接头的特点是连接操作十分方便迅速，可大大提高沉桩效率，保证接头密合。但要求加工精细，同时使用较多的钢材。

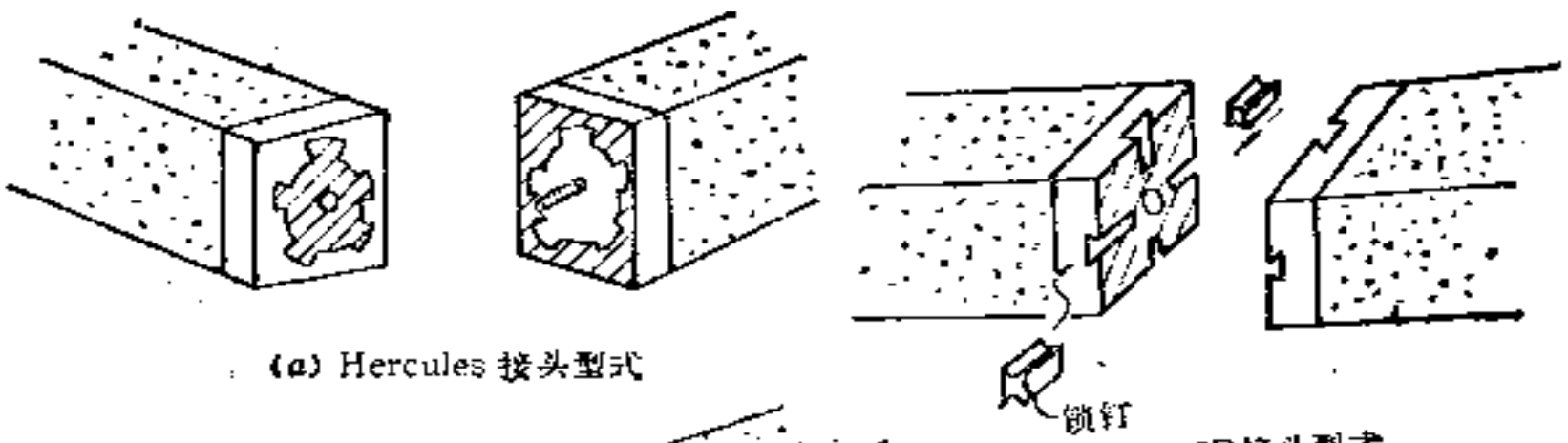


图 6-5　桩接头新型式

6·2·3　预制桩的装运、堆放、吊运过程的强度验算

预制桩的桩身强度和配筋量一般情况下由装运、堆放、吊立过程桩身自重引起的内力控制。因此确定其合理的吊点、支点位

置，对减少桩身内力节省配筋有实际意义。在吊运过程，可能产生振动、冲击和支点位置的变化，因此一般将桩身自重乘以1.5系数进行内力计算。

1.吊运、堆放的合理吊点（支点）位置及内力分析

预制桩起吊、运输、堆放时，一般为两个支点(如图6-6 a)。合理的吊点（支点）位置应根据跨中正弯矩与支点负弯矩绝对值相等的条件确定。设桩身单位长自重为 q，由图6-6 b，得

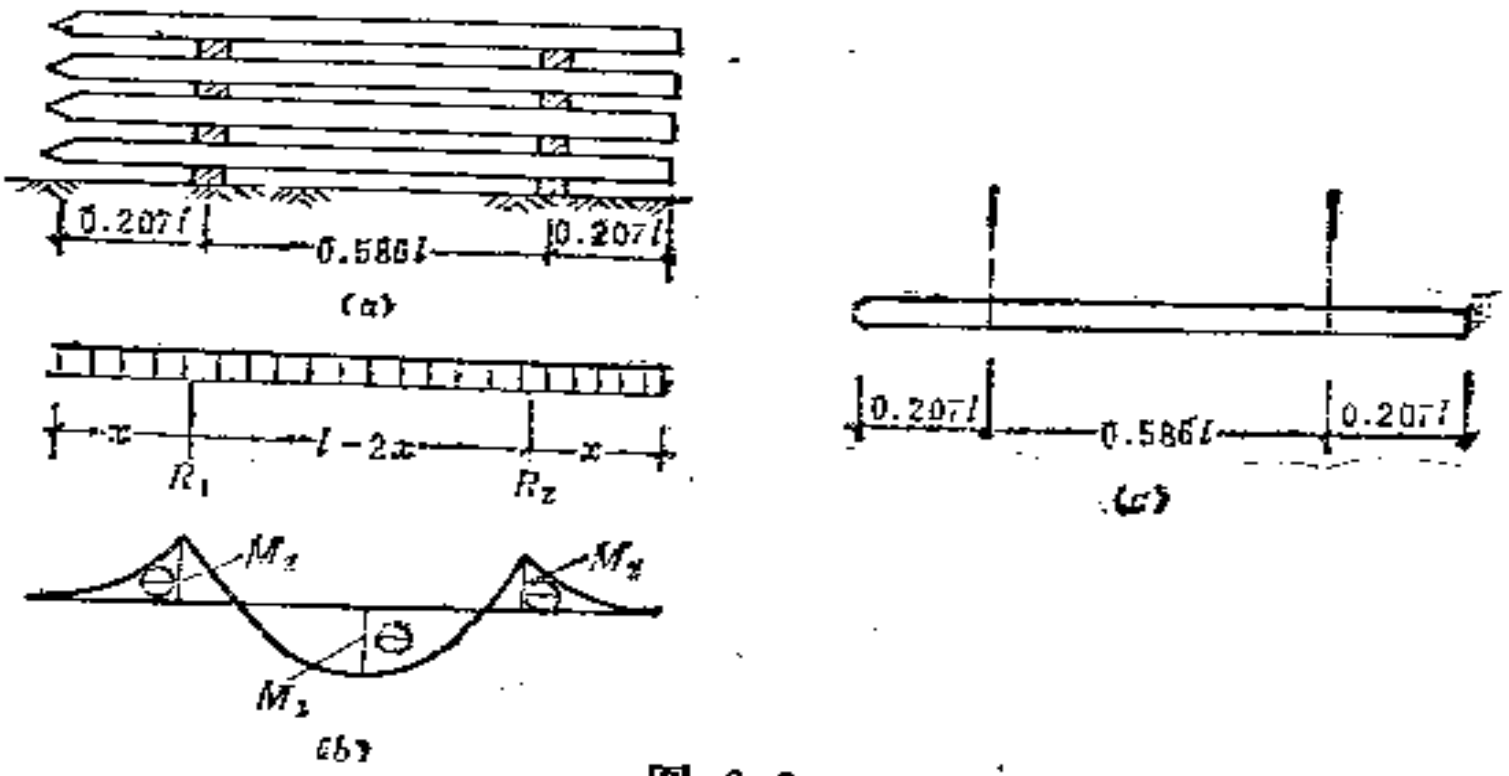


图 6-6

中点正弯矩 $$M_1 = k_1 \cdot \frac{l-2x}{2} - \frac{ql}{2} \cdot \frac{l}{4}$$

$$= \frac{ql}{2} \cdot \frac{l-2x}{2} - \frac{ql}{2} \cdot \frac{l}{4}$$

$$= \frac{ql^2}{8}\left(1 - \frac{4x}{l}\right)$$

支点负弯矩 $$M_2 = -\frac{qx^2}{2}$$

令 $$|M_1| = |M_2|$$

$$\frac{ql^2}{8}\left(1 - \frac{4x}{l}\right) = \frac{qx^2}{2}$$

$$4x^2 + 4xl - l^2 = 0$$

故 $$x = \frac{-4l + \sqrt{16l^2 + 16l^2}}{8} = 0.207l \qquad (6\text{-}1)$$

$$M_1 = 0.0214ql^2,\quad M_2 = -0.0214ql^2 \qquad (6\text{-}2)$$

2.吊立时合理吊点位置和内力分析

现场沉桩时，将预制桩吊立就位，一般采用单点吊立（如图6-7 *a*）。吊点的合理位置同样按吊点负弯矩与桩身下部正弯矩绝对值相等的条件确定。由图6-7 *b* 得：

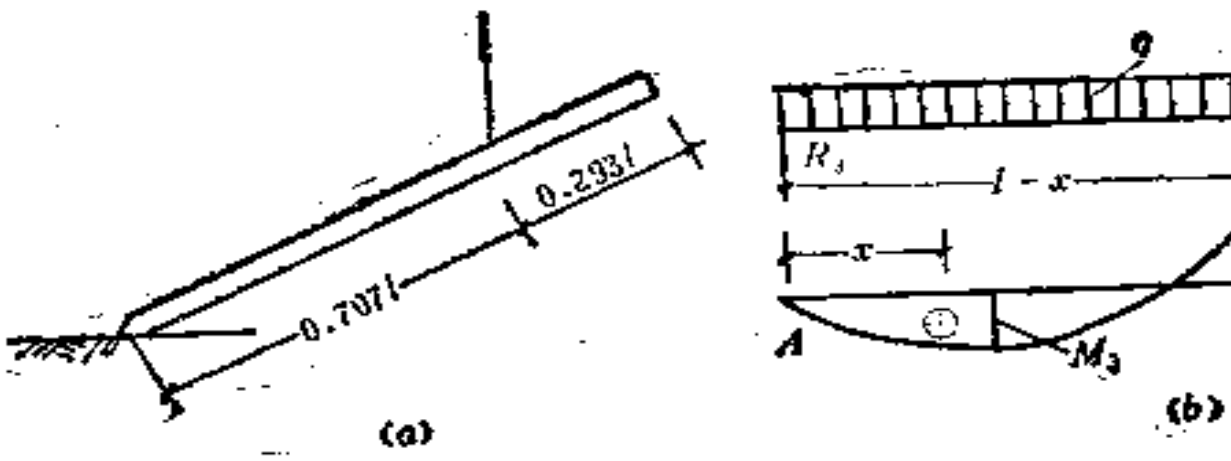


图 6-7

吊点处负弯矩 $M_4 = -\frac{1}{2}qx^2$

支点反力 $R_3 = \frac{ql}{2} \cdot \frac{(l-x)^2 - x^2}{(l-x)} = \frac{ql(l-2x)}{2(l-x)}$

求A、B点间的最大正弯矩M_3

$$M_3 = \frac{ql(l-2x)}{2(l-x)}u - \frac{qu^2}{2}$$

令
$$\frac{dM_3}{du} = 0$$

$$\frac{ql(l-2x)}{2(l-x)} - qu = 0$$

得
$$u = \frac{l(l-2x)}{2(l-x)}$$

故
$$M_3 = \frac{ql(l-2x)}{2(l-x)} \cdot \frac{l(l-2x)}{2(l-x)} - \frac{q}{2} \cdot \frac{l^2(l-2x)^2}{4(l-x)^2}$$

$$= \frac{ql^2}{8} \cdot \left(\frac{l-2x}{l-x}\right)^2$$

令最大正弯矩与负弯矩绝对值相等，即

$$\frac{qx^2}{2}=\frac{ql^2}{8}\left(\frac{l-2x}{l-x}\right)^2$$

解上式得

$$x=0.293l \tag{6-3}$$

故

$$\left.\begin{aligned}M_3&=0.429ql^2\\M_4&=-0.429ql^2\end{aligned}\right\} \tag{6-4}$$

$$\left.\begin{aligned}R_3&=\frac{ql(l-2\times0.293l)}{2(l-0.293l)}=0.293ql\\R_4&=ql-0.293ql=0.707ql\end{aligned}\right\} \tag{6-5}$$

3.装运、堆放、吊立时的桩身强度验算

预制桩两点水平起吊、运输、堆放时，桩身处于自重作用下的纯弯状态。倾斜吊立时，桩身处于偏压状态，但若忽略自重引起的轴向压力，仍按纯弯状态计算，偏于安全。

对于预应力和非预应力桩的正截面强度可参照现行《混凝土结构设计规范》有关实心、环形断面强度计算公式进行验算。

6.3 承台的构造与强度计算

6·3·1 承台构造的几个问题

1.承台的基本尺寸和形式

独立柱桩基和满堂桩基的承台，根据上部结构和布桩形式，可采用矩形、三角形、多边形、圆形和环形等现浇承台。承台的平面尺寸根据上部结构和布桩确定，周边与边桩的净距一般不小于0.5倍桩径，对于$d>1$m的大直径桩，不小于50mm。承台厚度一般不应小于30mm。

条形桩基的承台，一般采用现浇连续承台梁；对于防冻胀和防膨胀的承台梁为便于设置防胀措施，可采用预制承台梁。

对于满堂桩基承台板，为了避免因抗冲切强度不足而把板厚设计得过大，可将桩顶扩大成倒锥台形（图6-8a），类似无梁楼盖的构造形式，以提高其抗冲切能力。同样，柱底在不影响使用要求的条件下也可将其扩大成正锥台形（图6-8b）。对于柱下承

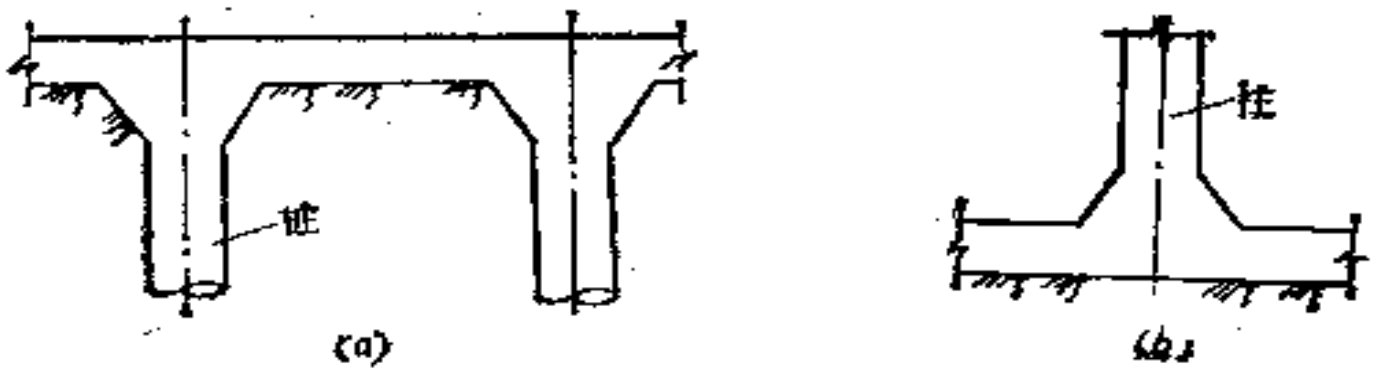


图 6-8

台梁，也可考虑按类似方法处理。

2.桩顶与承台的连接

上部结构的荷载借助承台传递到基桩桩顶，不同性质荷载的传递对桩顶与承台连接有相应要求。竖向下压荷载只要求桩顶与承台底紧密接触。上拔荷载要求桩顶与承台的连接抗拉强度不低于桩身。水平荷载要求桩顶与承台连接的抗剪强度不低于桩身，桩与承台之间形成铰接或固接。弯矩荷载则要求桩顶与承台固接相连，若为铰接则不能将弯矩直接传递于桩顶，而只能借助承台的刚性连杆作用将弯矩转变为拉、压荷载传给桩顶。

对于实际工程桩基，只受竖向下压荷载的情况较少，因此通常宜将桩顶嵌入承台，并以桩顶伸出的纵向钢筋锚固于承台中。在有素混凝土垫层的情况下，桩端嵌入承台长度不宜小于5mm，当无素混凝土垫层时，嵌入深度要适当加长。桩顶纵向钢筋锚入承台的长度一般不小于$30d_g$(d_g—钢筋直径)。

在桩顶与承台连接构造符合上述要求时，除垂直于外力作用平面的单排桩基础外，可按桩顶为固接进行计算。

实际桩基工程，很难从构造上使桩顶与承台形成铰接。

3.承台连系梁的设置

各独立柱桩基承台之间设置连系梁能起到传递和分布水平荷载的作用，增强各桩基之间的共同作用，从而避免某些受水平力较大的桩基因承载力不足而破坏。在传递水平力的过程中，承台之间连系梁既要承受拉力也要承受压力，因此连系梁的断面一般按可能的最大水平压力确定，配筋则按可能的最大拉力确定。

对于抗震桩基，连系梁往往按基底最大水平剪力确定，或取柱基竖向静荷载的1/10粗略估算。

根据实际经验，下列情况之一的抗震桩基或吊车水平制动力很大的桩基宜设置桩基承台连系梁：

（1）上部土层属可液化土层或土质很不均匀的地基上的框架柱独立桩基；

（2）框架柱采用独立的单桩或双桩基础时；

（3）上部土层属可液化土层的排架结构柱独立桩基。

对于框架柱桩基，应设置纵横向承台连系梁；对于排架柱，应沿厂房纵向设置连系梁，当有承墙梁时，可将承墙梁与承台连接，兼起拉梁作用。

6·3·2 承台板的计算

承台板包括柱下独立桩基的承台，柱和墙下满堂桩基的承台。

1.承台板的抗冲切计算

桩基承台板的冲切破坏有两种可能：一是柱或墙对承台板的冲切（图6-9），二是桩对承台板的冲切（图6-10）。冲切破坏时，沿柱（墙）底周边或桩顶周边以45°扩散线围成的锥体面上混凝土被拉裂。

（1）只配置底部受拉钢筋的承台板

独立柱桩基承台板中央部分的厚度一般由柱对承台板的冲切强度确定，承台板边缘部的厚度则由桩对承台板的冲切强度确定。后者一般由角桩对承台板的冲切起控制作用。

柱下独立桩基承台板一般只配置底部受拉钢筋，而不配置箍筋和弯起钢筋，纵向钢筋对承台的抗冲切强度的增强作用较小，一般予以忽略。因此，承台板的抗冲切强度按下列公式计算（图6-9、图6-10）[80]：

$$F_l \leqslant 0.6 f_t u_m h_0 \qquad (6\text{-}6a)$$

式中 F_l——冲切设计荷载；当验算柱对承台的冲切时，F_l为柱传给承台的竖向荷载减去冲切锥体范围内各桩的竖

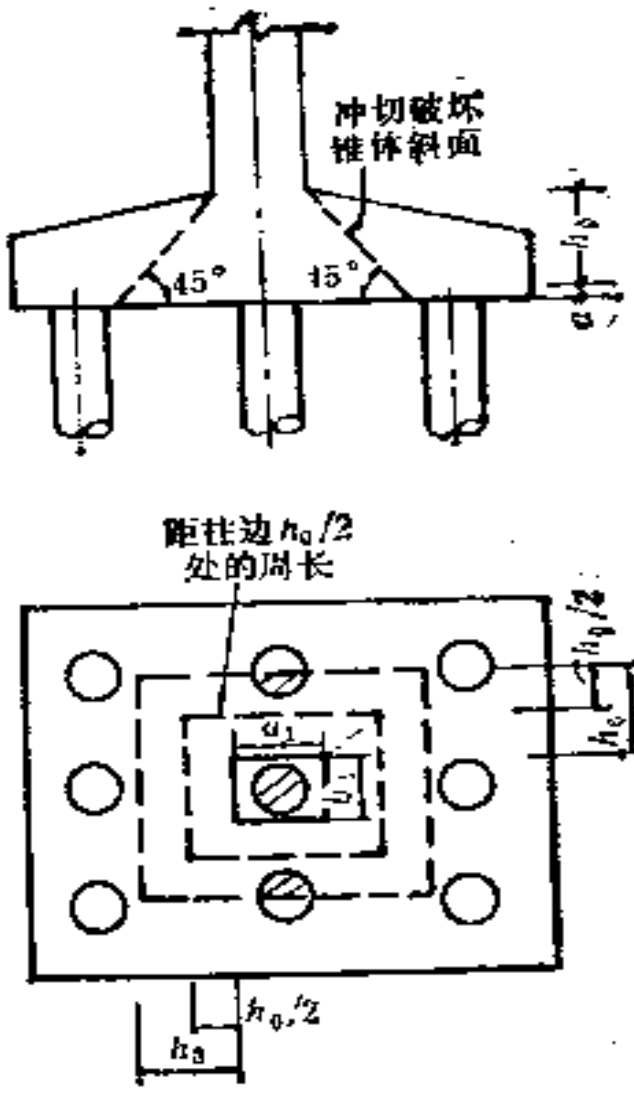


图 6-9　柱对承台的冲切破坏

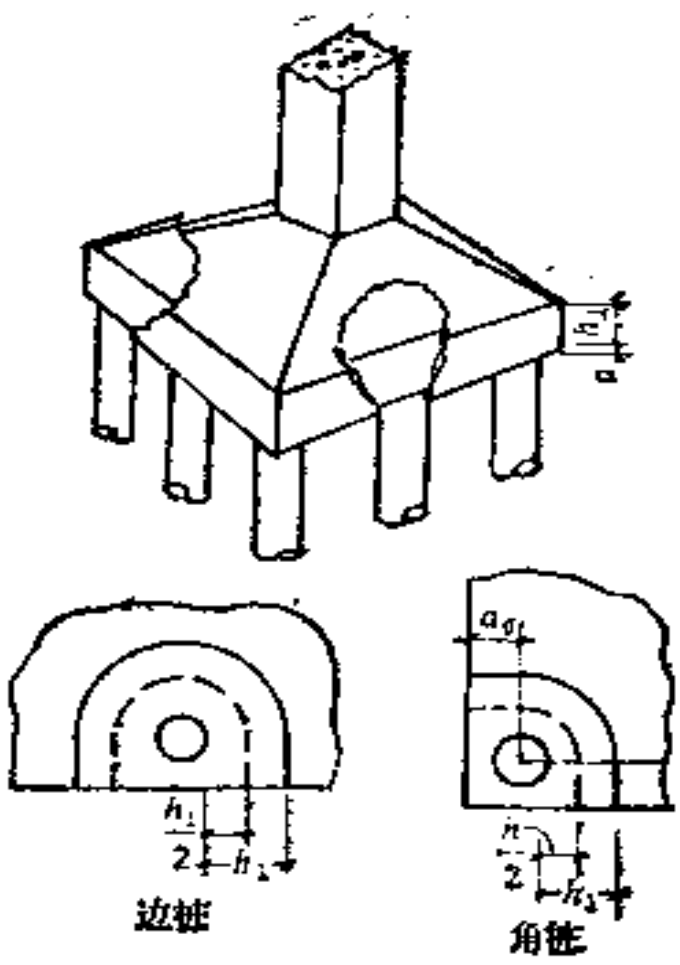


图 6-10　桩对承台的冲切破坏

向荷载之和；当验算桩对承台的冲切时，F_l为所验算桩的桩顶荷载；

f_t——混凝土轴心抗拉设计强度；

h_0——冲切破坏锥体的有效截面高度；

u_m——距柱底周边或桩顶周边$h_0/2$处的冲切破坏锥体的周长。

柱对承台的冲切破坏（图6-9），u_m可按下式计算：

对于矩形柱　$u_m = 2(a_1 + b_1 + 2h_0)$　　（6-6b）

对于圆形柱　$u_m = \pi(d_1 + h_0)$　　（6-6c）

式中　a_1、b_1——为矩形柱底截面的长度和宽度；

d_1——圆形柱底的直径；

桩对承台的冲切破坏（图6-10），u_m可按下式近似计算：

边桩　$u_m = \frac{\pi}{2}(d + h_1) + 2a_0$　　（6-6d）

角桩　　$$u_m = \frac{\pi}{4}(d + h_1) + 2a_0$$　　（6-6e）

式中　h_1——承台边部的有效高度。

（2）配置箍筋和弯起钢筋的承台板

柱和墙下的满堂桩基承台板，其板厚常受到限制，需配置箍筋和弯起钢筋，此时钢筋混凝土承台板的冲切强度可按下列公式计算：

$$F_l \leqslant f_y A_{sv} + f_y A_{sb} \sin\alpha$$　　（6-7a）

此外，尚应满足下式要求：

$$F_l \leqslant 0.8 f_t u_m h_0$$　　（6-7b）

式中　f_y——非预应力钢筋的受拉设计强度；

A_{sv}——穿过计算冲切破坏锥体斜截面的全部箍筋截面积；

A_{sb}——穿过计算冲切破坏锥体的全部弯起钢筋的截面面积；

α——弯起钢筋与承台板底面的夹角。

当无箍筋时，令式（6-7a）中$A_{sv} = 0$；无弯起筋时，令式（6-7a）中$A_{sb} = 0$。

2.承台板的抗弯计算

承台板抗弯计算的主要问题是如何确定外荷载引起的弯矩，在确定弯矩后，便可按混凝土结构设计规范计算承台板的配筋。

（1）柱下四桩以上独立桩基矩形承台板

关于四桩以上柱下独立桩基矩形承台板的抗弯强度计算方法，可划分为三种基本模式，即桁架法、板式法[24][26]和梁式法[87][88][89]。

1）桁架法

桁架法一般适用于桩数不超过5根的厚承台。这种情况在建筑桩基中少见，因此一般不予采用。该计算方法的基本原理是假定柱底荷载通过承台混凝土形成的斜向压杆传给桩顶，而由承台底部的钢筋承受斜压杆产生的向外推力，组成假想桁架平衡体系

（图6-11）。由此求得四桩承台底部钢筋的总拉力：

$$T = \frac{N(b_2 - 2a_0)}{8h_0} \qquad (6\text{-}8)$$

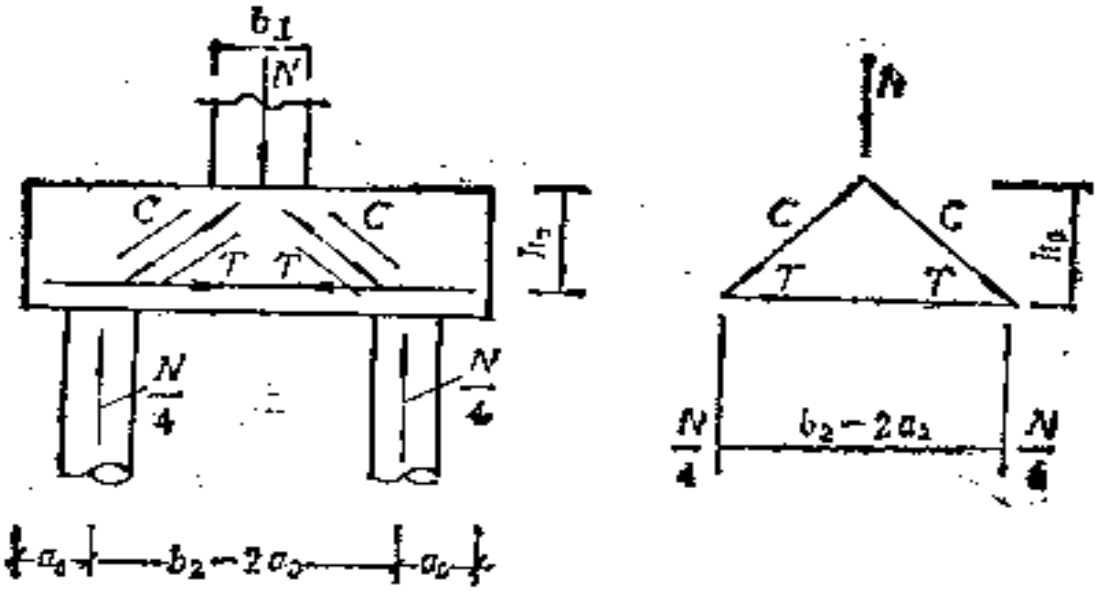


图 6-11

2）板式法

板式法被长期应用于我国建筑工程的桩基设计[24][26]。该法是基于承台板呈双向板式破坏的假定下建立起来的。取柱中心作为危险计算截面，任一基桩反力引起的弯矩在板的两个正交方向按距离成比例分配（图6-12）。求得通过柱中心的x、y轴设计弯矩M_x、M_y的计算公式如下：

$$\left.\begin{aligned} M_x &= \Sigma \eta_{xi} \cdot Q_i \cdot y_i \\ M_y &= \Sigma \eta_{yi} \cdot Q_i \cdot x_i \end{aligned}\right\} \qquad (6\text{-}9a)$$

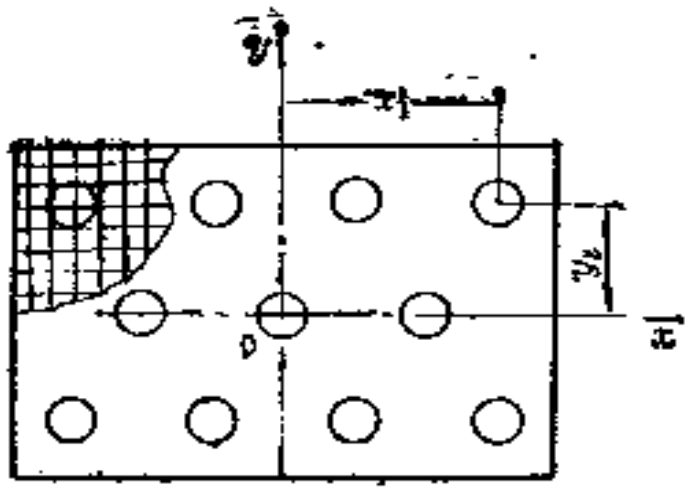
式中 η_{xi}、η_{yi}——分别为i桩对弯矩M_x、M_y的分配系数；表达式如下：

$$\left.\begin{aligned} \eta_{xi} &= \frac{y_i}{x_i + y_i} \\ \eta_{yi} &= \frac{x_i}{x_i + y_i} \end{aligned}\right\} \qquad (6\text{-}9b)$$

Q_i——扣除承台自重和承台上土重后i桩桩顶的设计轴向力。

3）梁式法

根据大量模型试验表明[89][90]，柱下矩形承台破坏的典型模



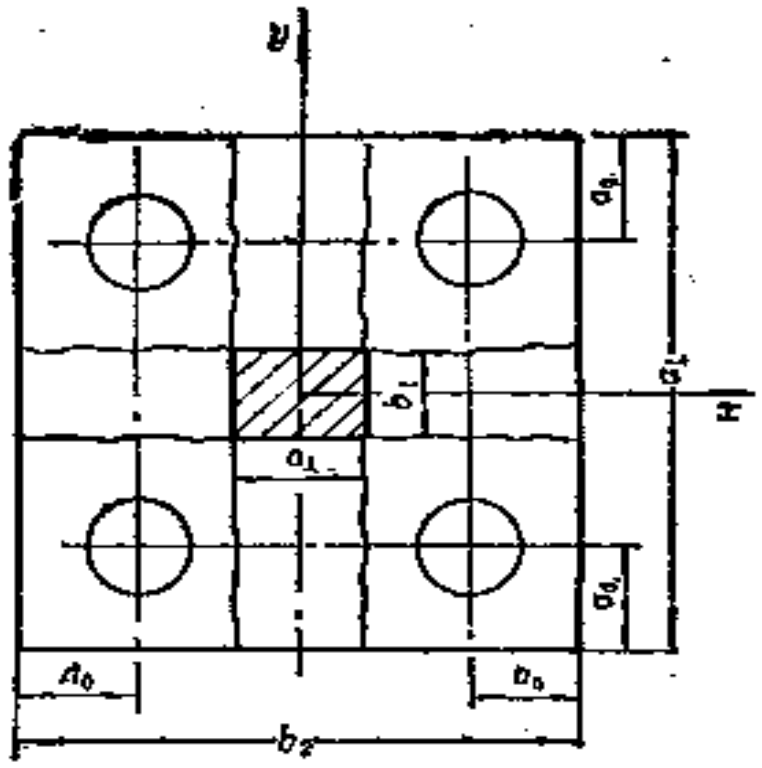


图 6-12　　图 6-13　四桩承台的破 坏模式

式如图6-13所示。其裂缝在两个方向呈梁式交替出现和开展，即承台在两个方向交替呈梁式承担荷载。设最大弯矩产生于屈服线处，利用极限平衡法导得如下弯矩计算公式：

$$\left.\begin{aligned} M_x &= \Sigma Q_i \cdot y_i \\ M_y &= \Sigma Q_i \cdot x_i \end{aligned}\right\} \qquad (6\text{-}10)$$

式（6-10）与目前英国、美国、日本等国规范推荐的计算方法相同，也是修订的我国建筑地基基础设计规范的推荐公式。

该法同板式法相比有两个不同点，一是计算截面取柱底边缘而不是柱中心线；二是基桩的反力只对单向取矩（梁式分配），而不在双向分配。显然，弯矩计算值略大于板式法，当柱截面尺寸加大而桩距变小，且桩数不多时，两者弯矩计算值趋于接近。总的说来，梁式计算法比板式计算法更接近于承台的实际破坏机理，计算结果更趋稳妥合理。

柱下三桩承台分等边和等腰两种形式，其受弯破坏模式有所不同，后者呈明显的梁式破坏特征。承台设计弯矩的计算详见[24][89]。

3.承台板的抗剪计算[88]

承台板由于其厚度较大，类似于深梁，混凝土临近（斜压）破坏，形成拱效应，抗剪性能与剪跨比大小关系密切。

（1）仅配有底部受拉钢筋时

其斜截面的抗剪强度按下列公式计算：

$$V \leqslant \frac{0.2}{\lambda+1.5} f_c b h_0 \qquad (6\text{-}11a)$$

式中 V——斜截面的最大设计剪力；

f_c——混凝土轴心抗压设计强度；

b、h_0——承台计算截面的宽度和有效高度；

λ——计算截面的剪跨比，$\lambda = a_p/h_0$；a_p为柱边至最近一排桩中心的距离，h_0为承台的有效高度；当$\lambda<1.4$时，取$\lambda=1.4$；当$\lambda>3$时，取$\lambda=3$。

（2）配有箍筋，但未配弯起钢筋时

斜截面的抗剪强度按下列公式计算：

$$V \leqslant \frac{0.2}{\lambda+1.5} f_c b h_0 + 1.25 f_y \frac{A_{sv}}{s} h_0 \qquad (6\text{-}11b)$$

式中 A_{sv}——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积；

f_y——非预应力钢筋的受拉设计强度；

s——垂直计算截面方向箍筋的间距。

（3）配有箍筋和弯起钢筋时

斜截面的抗剪强度按下列公式计算：

$$V \leqslant \frac{0.2}{\lambda+1.5} f_c b h_0 + 1.25 f_y \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.8 f_y A_{sb} \sin\alpha_s \qquad (6\text{-}11c)$$

式中 A_{sb}——同一弯起平面弯起钢筋的截面面积；

α_s——斜截面上弯起钢筋与承台底面的夹角。

6·3·3 承台梁的计算

承台梁有墙下承台梁和柱下承台梁两种基本形式。

1.承台梁的抗冲切计算

墙下承台梁由于其与墙体的共同工作，具有很高的抵抗桩的冲切破坏能力，因此无需验算桩对承台的冲切。

柱下承台梁（单向或交叉承台梁）的抗冲切计算可采用与前

述承台板相同的方法进行。

2.墙下承台梁的抗弯计算

墙下承台梁弯矩的确定问题主要是如何考虑墙体与承台梁的共同作用，即作用于承台梁上的有效竖向荷载的取值问题。

墙体与承台梁材料的性质不同（如弹性模量E_k、E_c不等），墙体的高度很大，而承台梁的截面尺寸较小，当承台梁受竖向荷载而挠曲时，墙体的跨中部分产生局部变形，而靠支座（桩顶部分）则不产生变形。此时墙体传递于承台梁上的荷载便发生重分布，跨中部分减小，支座部分加大。因此如何确定承台梁上的荷载分布仍是墙上承台梁弯矩计算的核心问题。荷载分布的形式同梁的跨度（桩距）、梁的截面尺寸、墙体的宽度和高度、门窗洞口的位置和尺寸等有关。工程设计中基于不同荷载分布假定，得到不同的弯矩计算方法。常用的有以下三种：

（1）均布全荷载连续梁法：不考虑墙体与承台梁的共同作用，将墙体传下的荷载均布于承台梁，按普通连续梁计算其弯矩和剪力。

（2）过梁荷载取值法：按《砖石结构设计规范》有关过梁荷载取值的规定确定连续承台梁上的荷载，即当承台上皮至首层门窗洞口下皮墙体高度$h_w \leqslant l/3$（l为桩的净距）时，取高度h_w范围全部墙体重作为均布荷载；当$h_w \geqslant l/3$时，则取$l/3$高度范围墙重作为均匀荷载（图6-14）。弯矩和剪力计算与连续梁法相同。

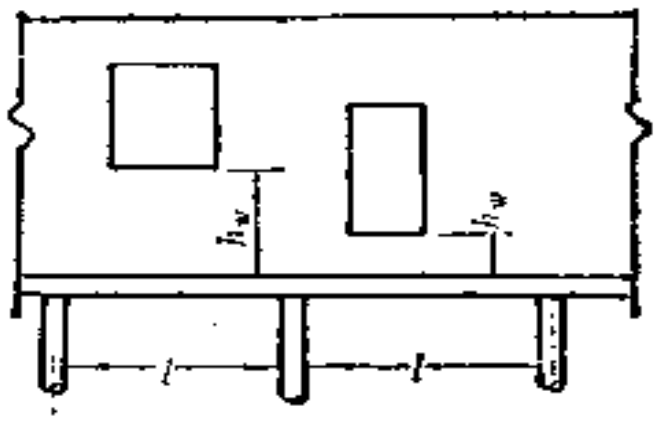


图 6-14　砖过梁荷载取值法

（3）倒置弹性地基梁法：将承台梁以上的墙体视为半无限平面弹性地基，承台梁视为桩顶荷载作用下的倒置弹性地基梁，按弹性理论求解承台梁的反力，经简化后作为作用于承台梁上的荷载，然后按普通连续梁计算其弯矩和剪力。作用于承台梁的荷载简图，分别根据（a）$a_0<l/2$；（b）$l>a_0\geqslant l/2$；（c）$l/2>a_0>l_0$；（d）$a_0\geqslant l$；由图6-15选取。承台梁弯矩和剪力计算式表示于表6-4[25]。

墙下连续承台梁内力计算公式 **表 6-4**

内　力	计算简图编号	内力计算公式	
支座弯矩	(a)、(b)、(c)	$M=-p_0\frac{a_0^2}{12}\left(2-\frac{a_0}{l_c}\right)$	(6-12a)
	(d)	$M=-\frac{ql_c^2}{12}$	(6-12b)
跨中弯矩	(a)、(c)	$M=p_0\frac{a_0^3}{12l_c}$	(6-12c)
	(b)	$M=\frac{p_0}{12}\left[l_c\left(6a_0-3l_c+0.5\frac{l_c^2}{a_0}\right)-a_0^2\left(4-\frac{a_0}{l_c}\right)\right]$	(6-12d)
	(d)	$M=\frac{ql_c^2}{24}$	(6-12e)
最大剪力	(a)、(b)、(c)	$V=\frac{p_0a_0}{2}$	(6-12f)
	(d)	$V=\frac{ql}{2}$	(6-12g)

注：当连续承台梁少于6跨时，其支座与跨中弯矩应按实际跨数和图6-15求计算公式。

图6-15和式（6-12）中　p_0——线荷载的最大值(kN/m)，按下式确定：

$$p_0=\frac{ql_c}{a_0} \qquad (6\text{-}13a)$$

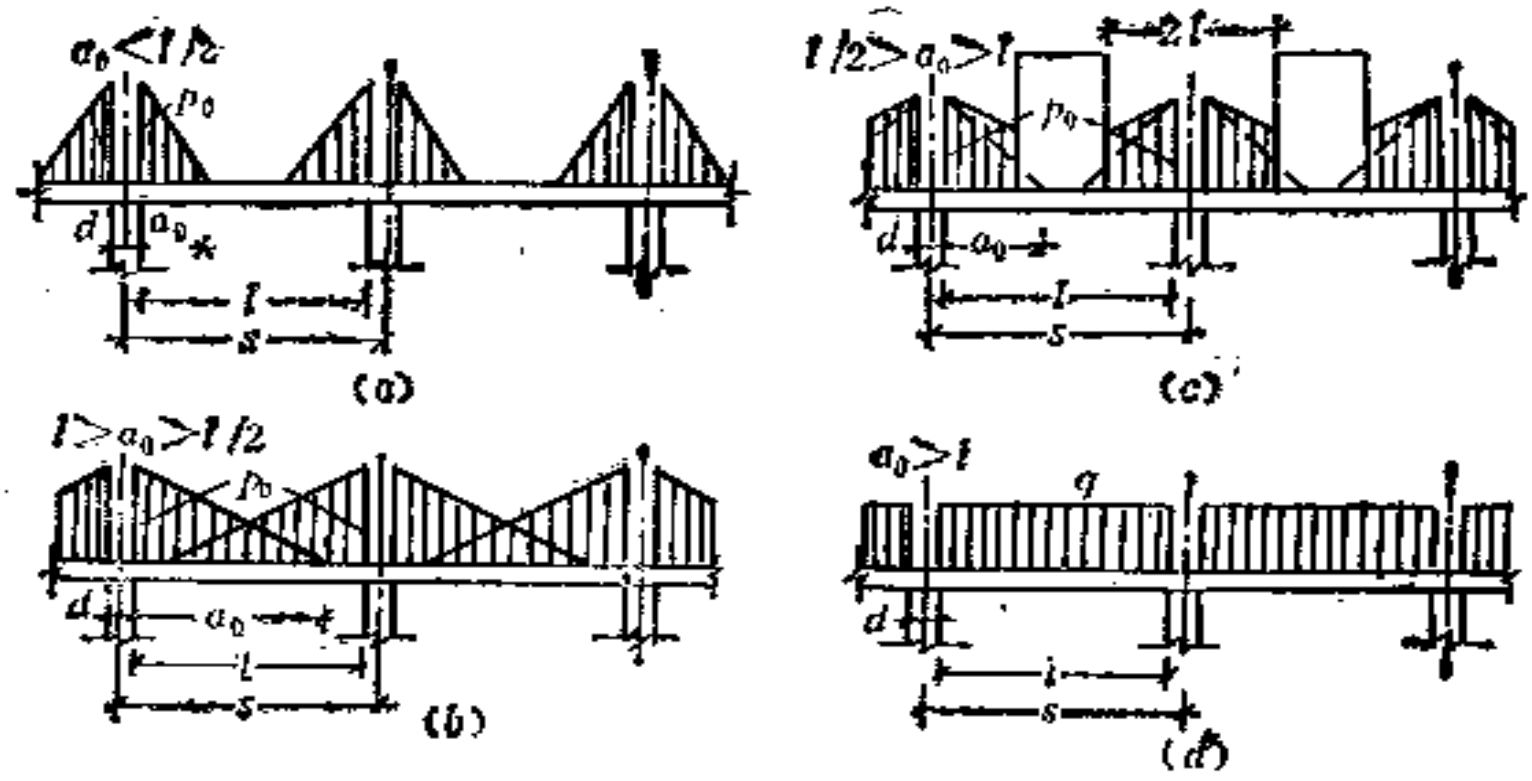


图 6-15　倒置弹性地基梁法

a_0——自桩边算起的三角形荷载图形的底边长度（m），分别按下式确定：

中间跨　　$$a_0 = 3.14\sqrt[3]{\frac{E_c I}{E_k b_x}} \qquad (6\text{-}13b)$$

边　跨　　$$a_u = 2.4\sqrt[3]{\frac{E_c I}{E_k b_k}} \qquad (6\text{-}13c)$$

l_c——计算跨度（m），$l_c = 1.05l$；

l——两相邻桩之间的净距（m）；

l_0——桩中心至门窗边的距离（m）；

q——承台梁顶面以上的均布荷载（kN/m）；

E_cI——承台梁的抗弯刚度（kN·m²）；E_c为混凝土弹性模量（kPa），I为承台梁横截面的惯性矩(m⁴)；

E_k, b_k——分别为墙体的弹性模量(kPa)和墙体的宽度(m)。

当门窗口下布有桩，且承台梁顶面至门窗口的砌体高度小于门窗口的净宽时，则应按倒置简支梁近似计算该段梁的弯矩，即取门窗净宽的1.05倍为计算跨度，取门窗口下桩顶荷载为计算集中荷载进行计算。

以上三种计算方法的计算结果的比较列于表6-5。从中看出，

墙下连续承台梁计算法比较　　表 6-5

条件与计算内容		计算方法		
		均布全荷载法	过梁法	倒置弹性地基梁法
第一种情况	桩中心距S_a(m)	1.65	1.65	1.65
	桩净距l(m)	1.33	1.33	1.33
	承台梁计算跨度l (m)	1.40	1.40	1.40
	承台梁截面$b\times h$(m)	0.40×0.30	0.40×0.30	0.40×0.30
	线荷载(kN/m)	$q=85$	$q=6.44$	$q=85$, $p_0=130$
	跨中弯矩(kN·m)	6.95	0.52	5.74
	支座弯矩(kN·m)	−13.9	−1.05	−12.3
第二种情况	桩中心距S_a(m)	3.30	3.30	3.30
	桩净距l(m)	2.98	2.98	2.98
	承台梁计算跨度l_c(m)	3.13	3.13	3.13
	承台梁截面$b\times h$(m)	0.40×0.30	0.40×0.30	0.40×0.30
	线荷载(kN/m)	$q=85$	$q=10.7$	$q=85$, $p_0=290$
	跨中弯矩(kN·m)	34.7	4.37	5.93
	支座弯矩(kN·m)	−69.4	−8.74	−34.8

弯矩计算值以均布全荷载法最大，过梁法最小，倒置弹性地基梁法次之；当承台梁跨度增大，均布荷载法计算弯矩值增加很快，与其它二法的差值也迅速增大。由此可见，不考虑墙体与承台梁的协同工作，使计算弯矩明显偏大，偏于保守，一般不宜采用。过梁法是在充分考虑墙体能充分发挥拱效应的假定下建立起来的，对砌体质量要求较高，可能存在不安全因素。倒置弹性地基梁法考虑到墙梁的协同工作、材料性质、门窗洞口的影响，较符合实际。因此，一般情况下宜采用倒置弹性地基梁法计算。在桩距较小的情况下，该法与均布全荷载法是接近的，这是因为此时承台梁的挠度小，墙体协同工作的卸载作用不明显。

墙下承台梁的设计弯矩求出后，便可按混凝土结构设计规范计算抗弯钢筋。

3.柱下承台梁的抗弯计算

柱下连续承台梁的弯矩可按倒置连续梁计算。即将桩顶反力

作为集中力作用于梁上，柱作为梁的支座，按普通连续梁分析其内力。桩顶反力按弹性地基梁计算确定，或近似视为均等。求得设计弯矩后，按混凝土结构设计规范计算抗弯钢筋。

4.墙下承台梁的抗剪计算

对于墙下承台梁，应配置箍筋，当跨度较大时，尚应配弯起钢筋。

墙下承台梁的最大剪力发生于靠近支座（桩）边缘，设计剪力按表6-4中式（12-f）、（12-g）确定，其斜截面的抗剪强度按式（6-11）计算。

5.柱下承台梁的抗剪计算

柱下承台梁的配筋模式类似于一般连续梁，其最大剪力发生于柱与最近一根桩之间，承台梁斜截面的抗剪强度按式（6-11）计算。

承台梁斜截面抗剪强度一般应计算以下几处截面：

（1）柱和桩边缘处；

（2）受拉区弯起筋弯起点处；

（3）受拉区箍筋数量与间距改变处；

（4）承台梁宽、高改变处。

6·4 提高桩基横向承载力的构造措施

6·4·1 桩身的构造措施

为提高单桩的横向承载力可采取如下措施[38]：

1.于地面围绕桩身开挖一深3～6d（d——桩径）的圆形坑，填以级配砂石或灰土等低压缩性材料并夯实，以提高桩侧地基土水平反力系数（图6-16a）。

2.于桩身上部约4～8d范围内将桩侧土挖除，浇注素混凝土（图6-16b）。

3.将桩身上部8～12d范围的桩径适当加大（图6-16c）。

4.于桩身上部侧向加设翼板（图6-16d）。

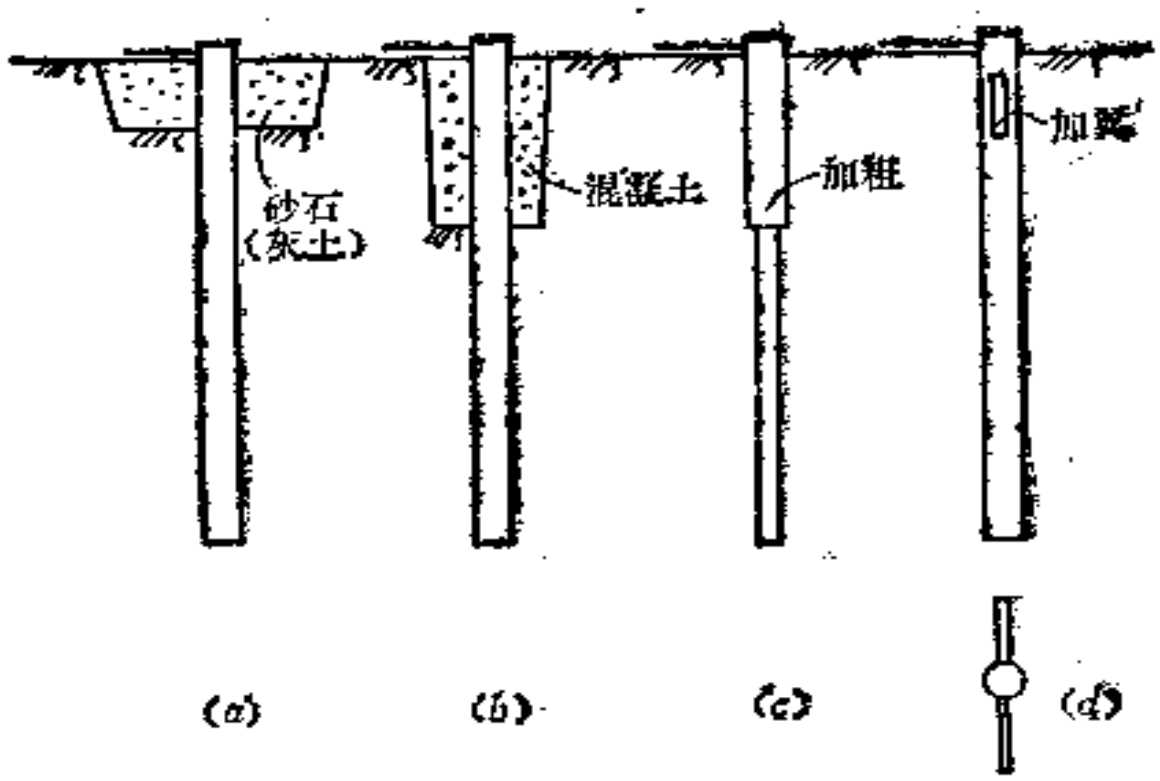


图. 6-16

以上第1～3种构造措施，适用于受变向横向荷载的桩，如受地震力的桩；第四种仅适用于受单向横向荷载的桩。

6·4·2　桩基承台及地坪的构造措施

1.增加承台底摩阻力

对于不存在土与承台底脱空可能性的低承台桩基，可采取于基底表层夯填10cm左右碎石垫层的办法（图6-17*a*），以提高承台底水平摩阻力，从而提高桩基的横向承载力。这种措施只适于在竖向荷载与横向荷载联合作用的情况，对于竖向荷载很小和受上拔荷载的桩基不宜采用。

2.增加承台侧向土抗力

承台和地下室墙体外侧的回填土可采用灰土或炉渣、砂石等材料，分层夯实（图6-17*b*），以提高土的水平反力系数，从而提高横向荷载下桩基和建筑物地下室的侧向抗力。

3.适当提高混凝土地坪的整体性和刚度

桩基承受横向荷载而产生侧向位移时与柱或承台相连的混凝土地坪，将与桩基共同作用而分担一部分横向荷载。因此，在桩基横向承载力不足时，可考虑适当增加混凝土地坪的刚度和整体性（图6-17*c*）。

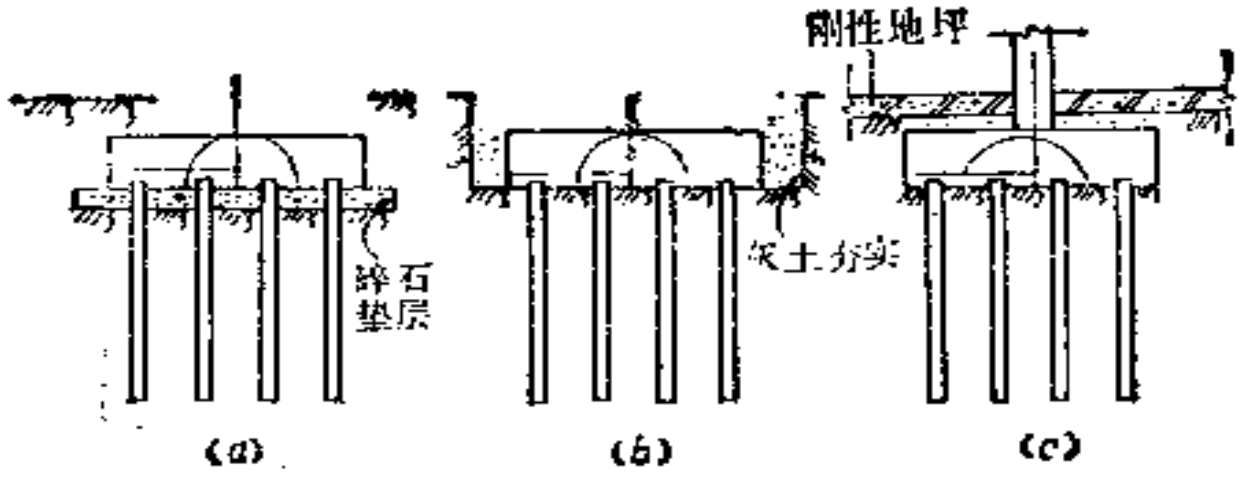


图 6-17

采取上述承台与地坪的构造措施的情况下可按4·6·4节考虑承台（包括地坪、地下室侧墙）、桩、土共同作用计算桩基的位移和内力。

参 考 文 献

[1] Tomlinson, M.J.(1977), Pile Design and Construction Practice,桩的设计和施工,朱世杰译,人民交通出版社出版,1984。

[2] Fujita, K(1986),Pile Constructiion and Related Problems (Japan), Proc.International Conference on Deep Foundations,Vol.2.PP.1137~1155.

[3] Seed, H.B. and Reese, L.C., The Action of Soft Clay along Friction Piles, Proc. ASCE, Vol.81, 1955.

[4] Coyle, H.M.and Reese, L.C.(1966), Load Transfer for Axially Loaded Pile in Clay, Proc.ASCE, SM2, 1966.

[5] 建筑结构设计统一标准GBJ68—84,中国建筑工业出版社。

[6] Foray, P.et Puech, A.(1976), Influence de la Compre-SSibilite Sur la force Portante a la rupture des pieux en milieu pulverulont,砂土压缩性对桩极限承载力的影响,刘祖德译。

[7] 陈强华、陈国铨、谢汝彬、宰金璋(1981),进入持力层不同深度对单桩承载力的影响,《岩土工程学报》,第三卷第二期,1981。

[8] 孙更生、郑大同主编(1984),软土地基与地下工程,中国建筑工业出版社。

[9] 刘祖德(1987),有限厚度砂层中桩基的冲剪阻力计算,《土工基础》,1987,第2、3期。

[10] 史佩栋、宰金璋(1988),一种新型沉管扩底短桩——平底大头桩的研究与应用,中国深基础工程协会,大直径桩及扩底桩学术讨论会论文,1988。

[11] Focht,JR,J.A.,Oneill, M.W.(1985),Piles and other Deep Foundations — Theme lectures, Proc.XI ICSMFE,Vol.1. PP.187~209.

[12] 杨家丽(1986),无桩靴夯扩桩(原名夯扩短桩)的试验、实践和设计初探,杭州市城建设计院、浙江省机械施工公司、杭州市下城区建筑工程公司,1986。

[13] 吴廷杰(1987),干法振动成孔灌注桩的试验研究,第五届全国土力学及基础工程学术会议论文。

[14] 赵志缙编著(1986),高层建筑基础工程施工,中国建筑工业出版社,1986。

[15] Terzaghi and Peck(1948), Soil Mechanics in Engineering

Practice，工程实用土力学，蒋彭年译。

[16] Winterkorn, H.F.,Fang, H.Y.(1975), Foundation Engineering Handbook,基础工程手册，钱鸿缙、叶书麟等译校，中国建筑工业出版社，1983。

[17] Bowles, J.E(1982), Foundation Analysis and Design，基础工程分析与设计，唐念慈等译，中国建筑工业出版社，1987。

[18] Lee, I.K. White, W. Ingles, O.G.(1983), Geotechnical Engineering，岩土工程，俞调梅、叶书麟、曹名葆等译校，中国建筑工业出版社，1986。

[19] Foundations, Bearing Capacity of Piles and Pile Foundations, PN-83/B-02482 VKD 624.154..624.042.波兰国家标准，建筑物基础，桩和桩基础的承载力，方福森译(内部资料)。

[20] Строительные Нормы и Правила, Свайные фундаменты, СНиП 2.02.03-85, Государственный Комитет СССР по Делаи Строительства, Москьа, 1986.

[21] Regles De Justification Des Fondations sur pieux, a partir dés resultats des essais pressiométriques, LCPC, SETRA.法国住房和运输城市规划部公路管理局，桩基础论证准则(根据旁压仪试验结果)1985年10月，卢世琛译(内部资料)。

[22] Frank, R.(1988)，用旁压试验结果预估单桩性能的新发展，《建筑科学》，1988.No.2。

[23] 铁路桥涵设计规范，TBJ2—85,铁道部第三勘测设计院主编，铁道出版社，1986。

[24] 建筑地基基础设计规范,GBJ7—89,中国建设部主编，中国建筑工业出版社，1990。

[25] 工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程，JGJ4—80；中国建筑科学研究院主编，中国建筑工业出版社。

[26] 黄河洛口桩基试验研究组(1983)，黄河洛口桩基试验研究报告，第四届全国土力学及基础工程学术会议论文，1983。

[27] 顾宝和(1988)，扩底墩的轴向承载力，扩底桩与大直径桩学术交流会，1988。

[28] 丁家华(1988)，扩底墩的试验研究，扩底桩与大直径桩学术交流会，1988。

[29] 费鸿庆(1987)，大直径扩底灌注桩垂直抗压承载性能分析，第五届全国土力学及基础工程学术会议论文，1987。

[30] 洪毓康、陈强华(1985),钻孔灌注桩的荷载传递性能,《岩土工程学报》，

1985年，第5期。

[31] Costa Nunes, A.J., Golombek, S., Okay, M., Tavora pinho, J.C., Bichara, M.(1985), Load Tests and Load Transfer on Short Bored Piles, Proc.XI.ICSMFE, Vol. 3, PP.1369~1372.

[32] Poulos, H.G.,Davis, E.H.(1968), The Settlement Behaviour of Single axially Loaded In compressible Piles and Piers, Geotechnigue, 18, 1968.

[33] Poulos, H.G., Davis, E.H.(1980), Pile Foundation Analysis and Design, 1980.Chapter5, 6.

[34] Cooke, R.W., Price, G.and Tarr, K.(1979), Jacked Piles in London Clay, a Study of Load Transfer and Settlement under Working Condition, 1979, Geotechnigue, Vol.29. No.2.

[35] Ellison, R.D.(1971), Load-Deformation Mechanism for Bored Pile, 1971, Proc.ASCE, SM4, Vol.97.译文载于《水利水运科技性报》，1978.增刊2。

[36] Broms, B.B.(1972), Settlements of pile Groups, Performance of Earth and Earth-Supported Structures,Vol.Ⅲ.

[37] Broms, B.B.(1976), Pile Foundations-Pile Groups, Sixth Europeon Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.Vol 2-1, 1976.

[38] Broms, B.B.(1981), Precast Piling Practice.预制桩的设计与施工，曾应斌、铁天石译，中国铁道出版社，1986。

[39] 日本土木工程手册，基础及土工结构，唐业清、孙明漳、周兰芳译，中国铁道出版社，1984。

[40] 佟世祥(1981)，亚粘土中群桩的承载力及变形特性的模型试验，第三届全国土力学及基础工程学术会议论文选集，中国建筑工业出版社，PP.374~384

[41] 刘金砺(1981)，粉土中钻孔群桩的承载特性，桩基工程学术会议论文选集，中国建筑学会地基基础学术委员会，1981。

[42] 刘金砺、袁振隆、张国平(1984)，钻孔群桩工作机理与承载能力的研究，建筑科学研究报告，No.2-1，中国建筑科学研究院。

[43] 刘金砺、袁振隆、张国平(1984)，钻孔群桩在垂直荷载下的破坏特性，第四届全国土力学及基础工程学术会议论文选集，中国建筑工业出版社，

[44] Liu Jin-Li, Yuan Zhenlong and Zhang Kuo-Ping(1985),

Cop-Pile-Soil Interaction of Bored Pile Groups, Proc. XI ICSMFE, Vol.3, PP.1433.~1436.

[45] Lin Jin-Li and Yuan Zhen-Long (1986), Time Effect of Bearing Behaviour of Bored Pile Group in Unsaturated Silty Soil, Proc. The Inlernational Conference on Deep Foundations, Vol. I, PP.256~261.

[46] 刘金砺(1986)，桩基础——参加第十一届国际土力学及基础工程会议技术汇报，《岩土工程学报》，第8卷，第3期，1986。

[47] 刘金砺、袁振隆(1987)，粉土中钻孔群桩承台-桩-土相互作用特性与承载力计算《岩土工程学报》，1987年第6期。

[48] 刘金砺、袁振隆(1987)，粉土中群桩承台土反力性状与有关设计问题，第五届全国土力学及基础工程学术会议论文选集，中国建筑工业出版社。

[49] 刘金砺(1988)，高层建筑工程中提出的若干土力学问题，《建筑科学》，1988年第2期。

[50] 刘金砺(1985)，城镇房屋建筑地基基础专题综合报告，与城镇建设有关的岩土力学工程实例讨论会会议录，中国力学学会岩土力学专业委员会，1985。

[51] Moyerhof, G.G (1976), Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation, Journal of Geot. Eng Div, Proc. ASCE, Vol.102, No.GT.3.

[52] Butterfield, R. and Banerjee, P.K. (1971), The Problem of Pile Group-Pile Cap Interaction, Geotechnique, 21, No.2.PP.135~142.

[53] Garg, K.G (1979), Bored Pile Groups under Vertical Load in Sand. Journap of Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 105, No.GT8.Aug.1979.P.P.939.

[54] Akinmusuru, J.O. (1980), Interaction of Piles and Cap in piled Footings, Journal of Geot.Eng.Div, ASCE, Vol.106 No.GT11.Nov.1980.P.P.1263

[55] 冯国栋、刘祖德、黄绍铿(1986)，铅直荷载下桩—台共同作用的计算模式探讨，第四届全国土力学及基础工程学术会议论文选集，中国建筑工业出版社。

[56] 黄绍铭、裴捷、贾宗元、魏汝辅(1986)，软土中桩基沉降估算，第四届全国土力学及基础工程学术会议论文选集，中国建筑工业出版社。

[57] Leung, C.F.,Radhakrishnan, R.(1985), The Behaviour

of a Pile-raft Foundation in Weak Rock, Proc. XI ICS MFE, Vol.3.P.P.1429～1432.

[58] 陈环、王成华（1987），桩间土承担荷载的分析，第五届全国土力学及基础工程学术会议论文。

[59] Whitaker, T.（1960）, Some Experiments on Model Piled Foundations in Clay, Proc. The Symposium on Pile Foundations, Stokoholm Sweden, 1960.

[60] Fredriksson, A. and Rosén, R.（1985）, Foundation on Creep Piles, Design Parameters, Graphical Presentation by Computer of Resultant Force Systems as well as an Analysis of Test Pile Results, Proc. ICSMFE. Vol.3. P.P. 1383～1386.

[61] Geddes, J.D.（1966）, Stresses in Foundation Soils due to Vertical Subsurface load, Geotechnique Vol.16, PP. 231～255.

[62] 刘金砺、黄强、生跃、郑凯（1988），Geddes 解计算摩擦群桩沉降的改进，深基础与地下建筑学术讨论会论文选集。

[63] 周镜（1985），单桩承载力及沉降，硕士研究生高等土力学与基础工程讲义第六章(内部资料)。

[64] Gong Yi-Ming, Zhang You-Nian, Liu Chun & Ma Guo-Dong(1988), Experimental Research on End Bearing Capacity of Bored and Drilled Piles, Deep Foundations on Bored and Anger Piles, P.P499.

[65] Broms, B.B.（1964）, Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Proc. ASCE, Vol.90 SM2.

[66] Broms, B.B.（1964）, Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Proc. ASCE, Vol.90, SM3.

[67] 横山幸满（1977），くい構造物の計算法と計算例，山海堂，桩结构物计算方法和计算实例，唐业清、吴庆荪合译，1984。

[68] 胡人礼（1976），桥梁桩基设计，人民铁道出版社。

[69] Chang, Y.L.（1937）, Discussion on "Lateral pile loading tests" by Feagin, Trans. ASCE, Paper No. 1959, PP. 272～278.

[70] 交通部科学研究院等(1978),公路桥梁钻孔桩,上册，人民交通出版社。

[71] 交通部科学研究院钻孔桩小组（卢世璨执笔）（1981），计算钻孔桩水平承载力的c法，桩基工程学术会议论文选集。

[72] 刘金砺（1987），K法计算受侧向荷载桩存在的问题，《建筑科学》，1987.3.

[73] 北京桩基研究小组（1976），钻孔灌注桩水平承载力的试验研究，《建筑技术》1976年，10～12期。

[74] 刘金砺、刘兴录、丁玉琴（1979），低配筋率灌注桩水平承载力特性与简化计算，第三届全国土力学及基础工程学术会议论文，1979。

[75] 北京桩基研究小组（1980），带承台的灌注桩水平承载力的研究，《科研情报》，1980年第4期。

[76] Znamensky, V.V., Konnov, A.V.（1985）, Calculation of Bearing Capacity of Laterally Loaded Pile Groups, Proc. 11th ICSMFE, Vol.3, P.P. 1511～1514.

[77] 黄委会山东河务局灌注桩试验研究组（1983），小钻孔灌注桩的试验研究，《岩土工程学报》，1983.No.1

[78] 韩理安（1986），群桩水平承载力的实用计算，《岩土工程学报》，1986.3。

[79] 胡人礼（1987），桩梁桩基础分析和设计；中国铁道出版社，1987。

[80] Keenan, G.H., Bozozuk, M.（1985）, Downdrag on a three-pile Group of Pipe Piles, Proc. XI ICSMFE Vol. 3. P.P 1407～1412.

[81] Bartolomey, A.A., Yushkov, B.S.（1985）, Variation in Time of Capacity of Pile Foundations in Clays, Proc. XI ICSMFE. Vol.3. P.P. 1517～1520.

[82] 徐芝纶（1980），弹性力学，人民教育出版社。

[83] 胡中雄、侯学渊（1987），上海软土中打桩的挤土效应，同济大学土力学及基础教研室。

[84] 李雄（1988），饱和软土中预制桩承载力时效问题的研究，硕士研究生论文。

[85] 陈强华、王天彪（1987），上海城建学院18层教工宿舍钻孔灌注桩静、动试验。

[86] 《混凝土结构设计规范》，GBJ10—88，中国建筑科学研究院主编。

[87] Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318—77.

[88] 日本土木工程手册—钢筋混凝土结构，中国铁道出版社，1984。

[89] 建筑地基基础规范修订专题组，桩基承台设计的计算方法，1986。

[90] 轻工业部设计院、同济大学（1983）桩基承台的研究报告（1）—二、三、四桩承台的小模型试验。