

第5章 强夯法和强夯置换法

5.1 概述

强夯法是 20 世纪 60 年代末、70 年代初首先在法国发展起来的，国外称之为动力固结法，以区别于静力固结法。它一般是通过 10~40t 的重锤采用 10~40m 的落距，对地基土施加强大的冲击能，在地基土中形成冲击波和动应力，使地基土压实和振密，以加固地基土，达到提高强度、降低压缩性、改善砂土的抗液化条件、消除湿陷性黄土地湿陷性的目的。

强夯法 1969 年首次应用于法国的 Riviera 夯实滨海填土。该场地是新近填筑的，地表下为 9m 厚的碎石填土，其下是 12m 厚疏松的砂质粉土，场地土要求建造 20 栋 8 层的住宅楼。由于碎石填土完全是新近填筑的，如使用桩基，将意味要产生占单桩承载力 60%~70% 的负摩擦力，十分不经济；且对较轻的结构如不同时使用桩基支承，则结构将产生差异沉降，可能导致结构的破坏。后用堆载预压，堆土 5m，在约 100kPa 压力下，历时 3 个月，沉降平均仅 20cm，承载力仅提高 30%，加固效果不显著。后由法国工程师 L. Menard 提出用锤重 80kN，落距 10m，每击冲击能 800kN·m，总能量 1200kJ/m² 夯击一遍，地面沉降了 50cm。夯后检测表明土工指标得到改善，旁压仪的资料证明土的强度提高了 2~3 倍。建造的 8 层住宅楼竣工后，其平均沉降仅为 13cm，而差异沉降可忽略不计。

1971 年后该方法在法国、英国、德国、瑞典等国家得到了推广，各届国际土力学及基础工程学会会议及世界各地区域性土力学会议上，都有大量论文发表。我国于 1978 年 11 月至 1979 年初首次由交通部一航局科研所及其协作单位，在天津新港三号公路进行了强夯试验研究。在初次掌握了这种方法的基础上，于 1979 年 8 月又在秦皇岛码头堆煤场细砂地基进行了试验并正式使用，其效果显著。此后，强夯法在全国各地迅速推广，据不完全统计，迄今全国已有十几个省市在数百项工程中采用，发表了大量论文，取得了明显得社会效益。

强夯法经过 30 余年的发展，它已广泛应用于工业与民用建筑、仓库、油罐、公路、铁路、飞机场跑道及码头的地基处理中，它主要适用于加固砂土和碎石土、低饱和度粉土与粘性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基。

对于饱和粘性土地基，近年来发展了强夯置换法，这是利用夯击能将碎石、矿渣等材料强力挤入地基，在地基中形成碎石墩，并与墩间土形成碎石墩复合地基，提高地基承载力和减小沉降。强夯置换法适用于高饱和度的粉土与软塑~流塑的粘性土等地基上对变形要求不严的工程。强夯置换法在设计前必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。

5.2 加固机理

5.2.1 概述

关于强夯法加固地基的机理，虽然国内外学者从不同的角度进行了大量的研究，但至今未形成成熟和完善的理论。对强夯法加固地基的机理认识，首先应分宏观机理和微观机理。宏观机理从加固区土所受冲击力、应力波的传播、土的强度对土加密的影响作出解释。微观机理，则对冲击力作用下，土微观结构的变化，如土颗粒的重新排列、连接作出解释。宏观机理是外部表现，微观机理是内部依据。其次应对饱和土和非饱和土加以区别，饱和土存在孔隙水排出土才能压实固结这一问题。还应区分粘性土和无粘性土，它们的渗透性不同，粘性土存在固化内聚力，砂土则不然。另外对一些特殊土，如湿陷性黄土、填土、淤泥等，由

于它们具有各自的特殊性能，其加固机理也存在特殊性。强夯机理研究中还有一个必须研究的内容就是夯击能量的传递，即确定夯击能量中真正用于加固地基的那部分能量和该部分能量如何加固地基。

Leon 认为，强夯加固作用应与土层在被处理过程中的三种不同机理有关。其一是加密作用，以空气和气体的排出为特征；其二是估计作用，以孔隙水的排出为特征；其三是预加变形作用，以各种颗粒成分在结构上的重新排列以及颗粒结构和形态的改变为特征。由于加固地基土地复杂性，他认为不可能建立对各类地基具有普遍意义的理论。

目前普遍一致的看法认为，经强夯后，土强度提高过程可分为四个阶段：①夯击能量转化，同时伴随强制压缩或振密（包括气体的排出、孔隙水压力上升）；②土体液化或土体结构破坏（表现为土体强度降低或抗剪强度尚失）；③排水固结压密（表现为渗透性能改变土体裂隙发展、土体强度提高）；④触变恢复并伴随固结压密（包括部分自由水又变成薄膜水，土的强度继续提高）。其中第①阶段是瞬时发生的，第④阶段是强夯终止后很长时间才能达到的（可长达几个月以上），中间两个阶段则介于上述两者之间。

5.2.2 饱和土的加固机理

目前对于饱和粘性土主要是用 Menard 提出的动力固结模型来分析土强度的增长过程、夯击能量的传递机理、在夯击能量作用下孔隙水的变化机理以及强夯的时间效应等。

一、动力固结模型

Menard 提出的动力固结模型（图 5-1）主要有以下几个方面特点：

（1）有摩擦的活塞。夯击土被压缩后含有空气的孔隙具有滞后现象，气相体积不能立即膨胀，也就是夯坑较深的压密土被外围土约束而不能膨胀，这一特征用有摩擦的活塞表示。

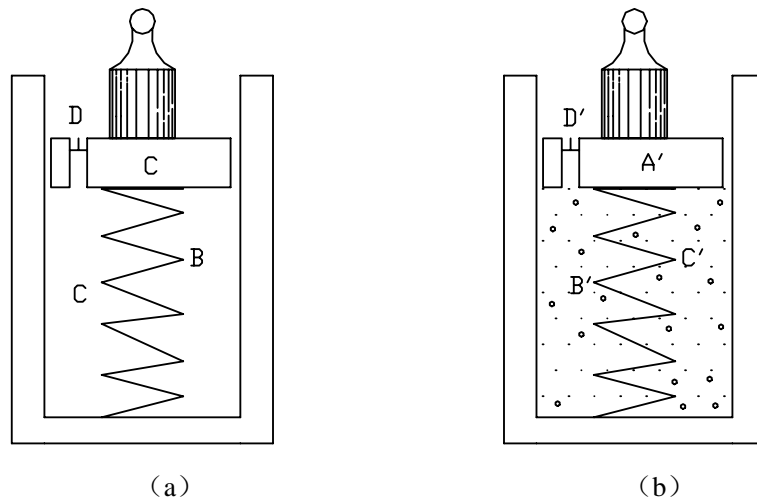


图 5-1 太沙基模型和动力固结模型对比图

a) 太沙基模型 b) 动力固结模型

A—无摩擦活塞；A'—有摩擦活塞；B—不可压缩的液体

B'—含有少量气泡，液体可压缩；C—一定比弹簧；C'—不定比弹簧；

D—不变孔径；D'—可变孔径

（2）液体可压缩。由于土体中有机物的分解，土中总是有微小气泡，其体积约为土体积的 1%~3%，这是强夯时土体产生瞬间压密变形的条件。

(3) 不定比弹簧。夯击时土体结构破坏，土颗粒周围弱结合水由于振动和温度影响变成自由水，孔压上升，土的强度降低。随着孔隙水压力降低，结构恢复，强度增加，因此弹簧强度是可变的。

(4) 变孔径排水活塞。夯击能转换成波的形式向土中传递，使土中的应力场重新分布。当土中某点拉应力大于土体的抗拉能力时，该点出现裂隙，形成树根桩排水网路，孔隙水得以顺利逸出，这是变孔径排水的理论基础。强夯时夯坑及邻近夯坑的涌水冒砂现象说明了这点。

二、夯击能的传递机理

由弹性波的传播理论知，强夯法产生的巨大能量，将转化为压缩波（P波）、剪切波（S波）和瑞利波（R波）在土中传播（图 5-2）。体波（压缩波与剪切波）沿着一个半球波阵面径向地向外传播，而瑞利波则沿着一个圆柱波阵面径向地向外传播。

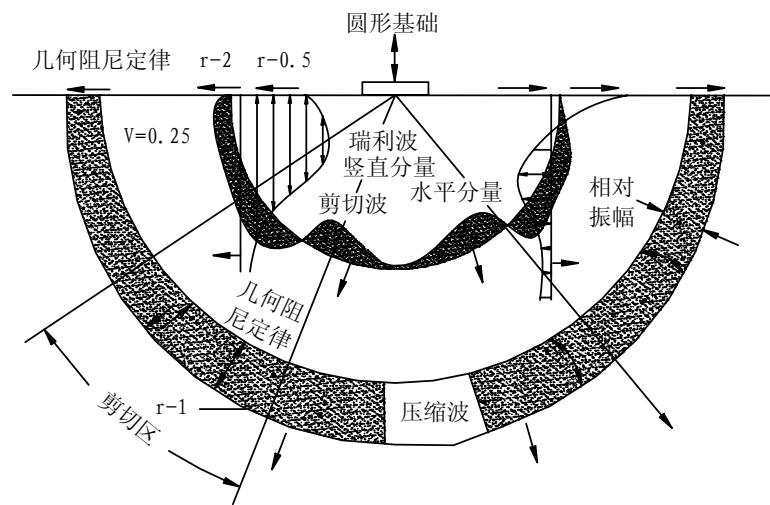


图 5-2 强夯在地基中产生的波场

压缩波传播速度最快，但它仅携带振动能量的 7% 左右，其质点运动是属于平行于波阵面方向的一种推拉运动，这种波使孔隙水压力增大，同时还使土粒错位；随后到达的剪切波占振动能量的 26%，其质点运动引起和波阵面方向正交的横向位移；瑞利波传播速度最慢，携带振动能量的 67%，瑞利波的质点运动是由水平和竖向分量所组成。剪切波和瑞利波的水平分量使土颗粒间受剪，可使土得到密实。

对于位于均质各向同性弹性半空间表面上竖向振动的、均布的原形振动源，由于瑞利波占了来自竖向振动的总输入能量的 $2/3$ ，且瑞利波随距离的增加而衰减要比体波慢得多，所以对于位于或接近地面的地基土，瑞利波的竖向分量起到松动作用。但最新研究表明，瑞利波的传播也有利于深层地基土地压实。

三、土强度的增长过程机理

在重复夯击作用下，施加土体的夯击能，迫使土结构破坏，孔隙水压上升，使孔隙水气体逐渐受到压缩。因此，土体的沉降量与夯击能成正比。当气体按体积百分比接近零时，土体便变成不可压缩的。当施加到相应于孔隙水压上升到覆盖压力相等地能量时，土体即产生液化。图 5-3 所示为强夯阶段土体的强度增长过程。图中表明当土体出现液化或接近液化时，土体中将产生裂隙，土的渗透性骤增，孔隙水得以顺利排出。随着孔隙水压的消散，土中裂

隙闭合，土颗粒间接触将较夯击前紧密，土的抗剪强度和变形模量会有大幅度增长。孔隙水压完全消散后，土的抗剪强度与变形模量仍会缓慢增加，此阶段为触变恢复阶段。经验表明，如以孔隙水压力消散后测得的数值作为新的强度基值（一般在夯后1个月），则6个月后，强度平均增加20%~30%，变形模量增加30%~80%。实际上这一现象对所以细颗粒土都是明显的，仅是程度不同而已。

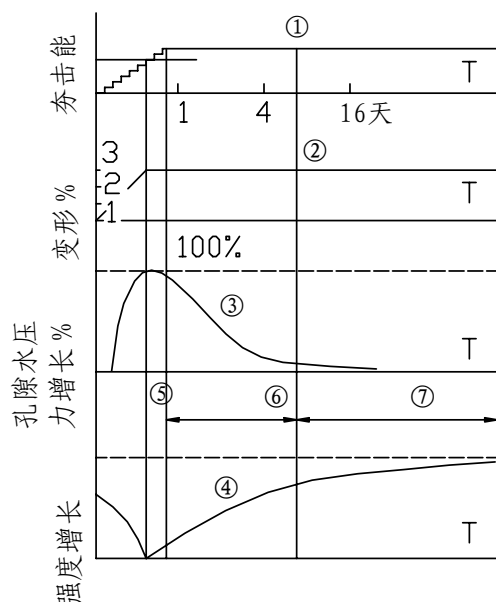


图 5-3 强夯阶段土强度增长过程

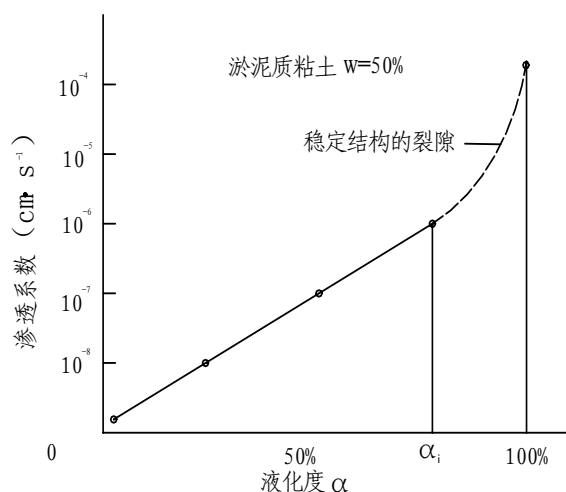


图 5-4 土的渗透系数与液化度关系曲线

四、孔隙水压力变化机理

在强大夯击能作用下，土中孔隙水压上升，随着时间推移，土中孔隙水压会逐渐消散。消散过程中，土的渗透性不断变化，图 5-4 是土的渗透系数与液化度关系曲线。图中液化度为孔隙水压力与压力之比，当液化度小于 α_i 时，渗透系数随液化度成比例增长；当液化度超过 α_i 时，渗透系数骤增，这是因为当出现的孔隙水压力大于颗粒间侧向压力时，土颗粒间出现裂隙，形成了良好的排水通道。故在有规则网格布置夯点的现场，通过积聚的夯击能量，在夯坑四周会形成有规则的垂直裂隙，夯坑附近出现涌水现象。因此现场夯击前测定的渗透系数，不能反映夯击后孔隙水压力迅速消散的特性。

当孔隙水压力消散到小于颗粒间侧向压力时，裂隙即自行闭合，土中水的运动重新恢复常态。国外资料报道，夯击时出现的冲击波，也将土颗粒间吸附水转化为自由水，因而促进了毛细管通道横截面的增大。

总之，动力固结理论与静力固结理论相比，有如下不同之处：

- (1) 荷载与沉降的关系具有滞后效应；
- (2) 由于土中气泡的存在，孔隙水具有压缩性；
- (3) 土颗粒骨架的压缩模量在夯击过程中不断改变，渗透系数亦随时间而变化。

此外 Gambin 认为，强夯法与一般固结理论不同之处还在于强夯作用下（冲击荷载）土的应力—应变曲线也是不同的，图 5-5 为一般情况下的应力—应变曲线（预压荷载），图 5-6 为冲击荷载（强夯）作用下的应力—应变曲线。

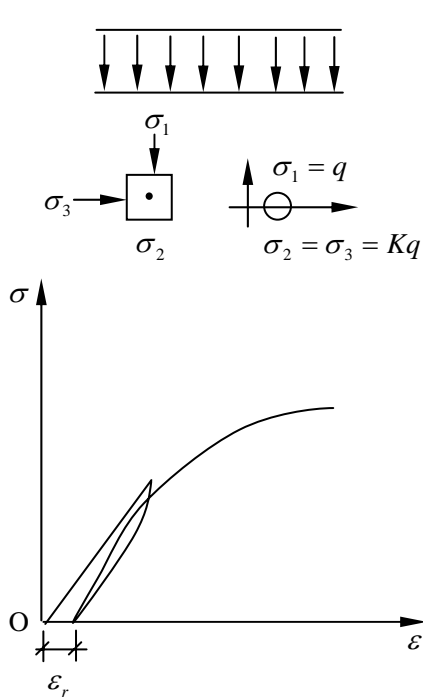


图 5-5 静荷载下的应力应变曲线

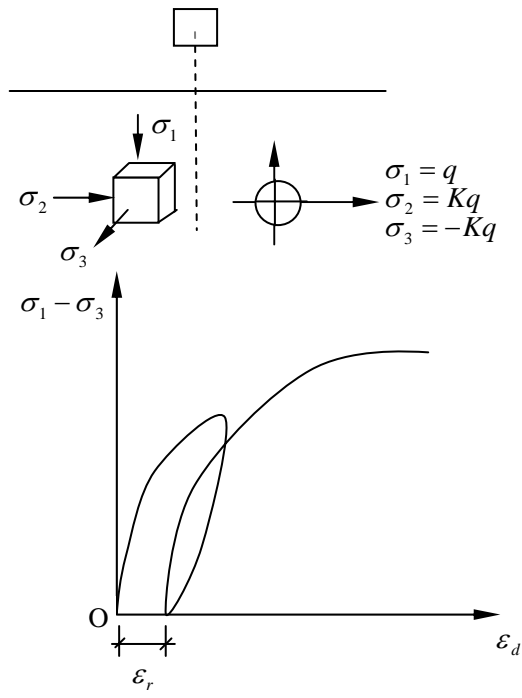


图 5-6 冲击荷载作用下的应力应变曲线

5.2.3 非饱和土的加固机理

采用强夯加固多孔、粗颗粒、非饱和土是基于动力密实的机理，即冲击型动力荷载使土体的孔隙体积减少，土体变得密实，从而提高地基土强度。非饱和土夯实过程就是土中气相（空气）被挤出的过程，其夯实变形主要是由于土颗粒的相对位移引起的。

日本学者板口旭曾对夯击土作出一地基固结模式图，认为地基土夯实后，地基土可分为四层：第一层，在夯实底以上，是受扰动的松弛膨胀区；第二层，土中应力超过地基上的极限强度，固结程度高；第三层，土中应力在土的极限强度和屈服值之间，是固结效果迅速下降的区域；第四层，土中应力在土的屈服线内，基本没有固结。据此，建立计算加固深度的方法，首先根据锤击能原理，计算锤底压力，即设锤重为 M ，落距为 h ，单位夯沉量为 Δh ，效率系数为 η （振动、回弹等损耗）， η 可取 $0.5 \sim 1.0$ ，则冲击能 E_0 为

$$E_0 = \eta Mh \quad (5-1)$$

设锤底动压力为 P_d ，锤底面积为 A ，则地基吸收能量 E 为

$$E = \frac{1}{2} P_d A \Delta h \quad (5-2)$$

设 $E = E_0$ ，则：

$$P_d = \frac{2\eta Mh}{\Delta h A} \quad (5-3)$$

其次，将求得的 P_d 作为静荷载，利用半无限弹性地基公式计算土中动应力 σ_d 分布，与旁压试验测得的屈服强度 P_u 比较，土中动应力与屈服强度线交点的深度，即为计算加固深度。该法虽与地基变形在夯击时已处于弹塑性状态不符，也与动应力与静荷应力的传播不一致，但对压实区是土破坏区的解释则从宏观上解释了夯击能的加固作用。

根据大量国内外试验资料，从土动应力场、干密度变化、土体产生较大的瞬时沉降，锤底土形成土塞向下运动，因锤底下的土中压力超过土的极限强度，土结构破坏。由于土结构

破坏，使土软化，侧压力系数增大，侧压力增大，土不仅被竖向压密而且侧向挤密，这一主压实区就是图 5-7 中的 A 区，即土的破坏压实区。这一区的土应力 σ （动应力加自重应力）超过土的压实区，该区土应力小于土的极限强度 σ_f ，土被破坏后压实。由于土被破坏，侧挤作用加大，因此水平向加固宽度也大，故加固区不同于静载土中应力椭圆形分布而变成水平宽度大的苹果形。在该区外为次压实区，该区土应力小于土的极限强度 σ_f ，而大于土的弹性极限 σ_L ，即图 5-7 中 B 区，该区土可能被破坏，但未被充分压实，或仅被破坏而未被压实，其原位测试结果表现为数据波动（增长、下降或不变），故也可称为破坏削弱区。由于动应力远大于原来土的自重应力，坑底土在侧向挤出时，坑侧土在侧向分力作用下将隆起，形成被动破坏区，这就是图 5-7 中的 C 区。夯坑越深，则被动土压力越大，在 B 区外为 D 区，这一区由于土动应力影响小，已不能破坏土结构，故不再压密或挤密，但强夯引起的振动可使这一区产生效应，对粘性土，因其具有内聚力，土粒在振动影响下难以错动落入新的平衡位置，故振动影响不足以改变土的结构而产生振密作用。对砂土、粉土及粉质粘土，其内聚力低，在振动波的作用下，土粒受剪而错动，落入新的平衡位置，松砂类土可振密，而密砂可能变松。因此这类土除夯点加固深度较大外，邻近的地面也可震陷，甚至危害邻近建筑，使其产生震陷或裂缝。

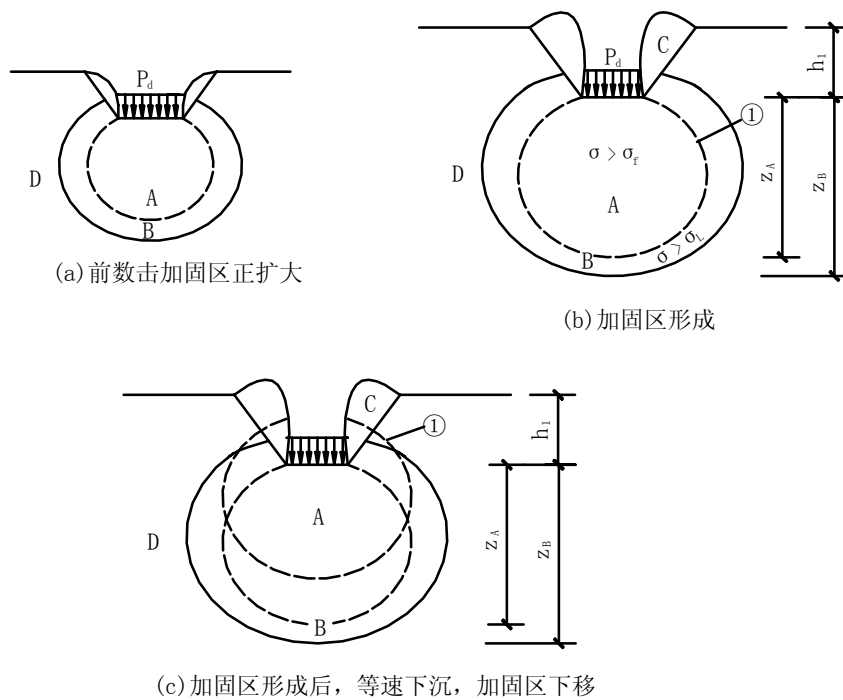


图 5-7 强夯地基加固模式图

A—主压实区， $\sigma > \sigma_f$ ；B—次压实区， $\sigma < \sigma_f, \sigma > \sigma_L$ ；C—压密、挤密、松动区；
 D—振动影响区； σ —土应力； σ_f —土的极限强度； σ_L —土弹性极限强度； z_A —主压实区深度范围；
 z_B —次压实区深度范围； P_d —锤底动应力；①—加固区形成时主加固区位置

5.3 饱和粘性土以及非饱和土的强夯加固微观机理

5.3.1 饱和粘性土

关于饱和粘土，Menard 提出的动力固结模型是可以作为理论根据的，但他对饱和粘性土在强夯作用下渗透系数的变化以及强夯作用下饱和粘性土的触变机理，只作了宏观上的解

释，而未作进一步深入的探讨。

Osipov 做了一系列试验来观察高岭土、蒙脱土试样微观结构的变化规律。试验内容有：在不同条件下的压缩所引起的各向异性。直剪试验，该试验研究表明，要使微观组构充分发挥作用，就需要另外附加能量；触变试验研究发现，触变后强度恢复过程中伴随着微观结构的重新组合。

图 5-8 阐明了饱和粘性土在强夯作用下触变恢复的微观机理，其中：

OA 段为静荷下不扰动土样的抗剪强度；

CD 段为土体在结构破坏情况下，土体有附加振动荷载的抗剪强度；

AB 段为土体在结构破坏时的抗剪强度（即残余强度）；

BC 段为振动时抗剪强度急剧下降（触变）；

DE 段为振动停止后抗剪强度恢复（触变恢复）；

EF 段为触变恢复后土体结构的抗剪强度（在振动停止后）。

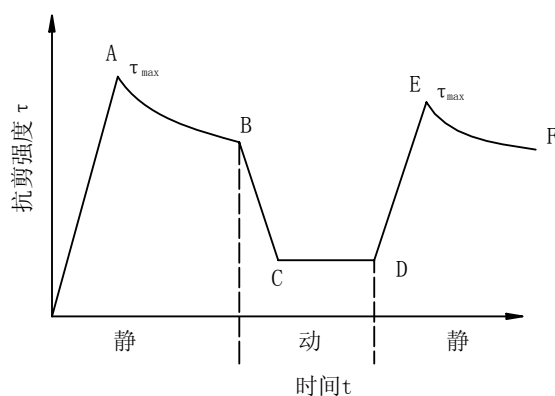


图 5-8 土在承受静荷载及动荷载条件下抗剪强度与时间的关系

5.3.2 非饱和土

陈东佐通过 X 光衍射和扫描电子显微镜试验，分析研究了山西路城湿陷性黄土的全矿物成分及其强夯前后主要物理力学指标的变化规律后，提出黄土湿陷是包括架空孔隙的存在和胶结程度差等在内的各种内因和外因共同作用的结果。通过微观结构的研究发现，强夯所产生的冲击能打破了土颗粒间的连接，因而也就破坏了原来的土体结构，改变了土中各类孔隙的分布状态以及它们之间的相对含量，土颗粒由夯前的任意排列变成明显的定向排列，并且垂直剖面上土颗粒排列的定向性似乎更强些，形成片麻状构造，这反映了垂直向的压缩变形大于水平向的挤压变形这一宏观现象的本质。进一步观察，可以看到垂直剖面上的一些粉粒和砂粒等较大的颗粒由于其刚性大，在强大夯击能的作用下，切入周围刚性较小的细小颗粒，使得这些细小颗粒在侧围土体的挤压下，沿着这些大颗粒成环向排列，从而形成一个个旋涡状结构。几个旋涡状结构通过外层土粒连接起来，形成了马鞍状图形。土颗粒定向排列后，较夯前更为密实。随着土强度的恢复，处于更密实状态中的粘粒、胶粒和结晶盐胶结物由于粒间距离的缩小，更好地发挥了它们的胶结作用，其结果是提高了土体的抗变形能力和剪切强度。这或许是强夯机理在微观方面的解释。

5.3.3 强夯置换法机理

强夯置换是利用强夯能量将碎石、矿渣等物理力学性能较好的粗粒强制挤入地基，主要通过置换作用来达到加固地基的目的，它主要用于处理饱和粘性土。

强夯置换可分为整式置换和桩式置换。用得较多的是桩式置换，其作用机理类似于砂石桩。在置换过程中，土体结构破坏，地基土体中产生超孔隙水压力，随着时间发展土体强度恢复，同时由于碎石墩具有较好的透水性，利用超孔隙水压力消散产生固结。这样，通过置换挤密及排水固结作用，碎石墩和墩间土形成碎石墩复合地基，提高地基承载力和减小沉降。整式置换是置换率要求较大时，以密集的群点进行置换，使被置换土体整体向两侧或四周排出，置换体连成统一整体，构成置换层，其作用机理类似于换土垫层。整式置换后的双层状地基，其变形和强度性状取决于置换材料的性质又取决于置换层的厚度和下卧层的性质。

5.4 设计

5.4.1 强夯法

一、有效加固深度

Menard 曾提出用下列公式估算有效加固深度

$$H \approx \sqrt{Mh/10} \quad (5-4)$$

式中 H ——有效加固深度 (m);

M ——夯锤重 (kN);

h ——落距 (m)。

影响有效加固深度的因素有单击夯击能、地基土的性质、不同土层的厚度、埋藏顺序和地下水位等，有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺少试验资料或经验时，《建筑地基处理技术规范》JGJ 79—2002 建议了其取值范围，见表 5-1。

表 5-1 强夯法的有效加固深度

(单位: m)

单击夯击能 (kN·m)	碎石土、砂土等粗颗粒土	粉土、粘性土、湿陷性黄土等细颗粒土
1000	5.0~6.0	4.0~5.0
2000	6.0~7.0	5.0~6.0
3000	7.0~8.0	6.0~7.0
4000	8.0~9.0	7.0~8.0
5000	9.0~9.5	8.0~8.5
6000	9.5~10.0	8.5~9.0
8000	10.0~10.5	9.0~9.5

注：强夯法的有效加固深度应从最初起夯面算起。

二、单击夯击能

在设计中，根据需要加固的深度初步确定采用的夯击能，然后再根据机具条件确定起重设备、夯锤尺寸，以及自动脱钩装置。

起重设备可用履带式起重机、轮胎式起重机，有的还制作了专用的三脚架和轮胎式强夯机。由于 1000kN 吊机的卷扬机能力只有 200kN 左右，所以当锤重超过吊机卷扬机能力时，

不能使用单缆锤施工工艺，需要利用滑轮组，并借助脱钩装置来起落夯锤。

夯锤的平面一般有圆形和方形，又分气孔式和封闭式。锤底面积宜按土的性质确定，对砂性土一般为 $3\sim 4\text{m}^2$ ，对粘性土不宜小于 6m^2 。锤底静接地压力可取 $25\sim 40\text{kPa}$ 。锤重一般 $10\sim 40\text{t}$ ，落距 $8\sim 25\text{m}$ 。对相同的夯击能量，常选用大落距方案，这样能获得较大的接地速度，将能量的大部分有效地传到地下深处，增加深层夯实效果，减小消耗在地表土层塑性变形的能量。

自动脱钩装置由工厂定型生产。夯锤挂在脱钩装置上，当起重机将夯锤吊到既定高度时，使锤自由下落进行夯实。

三、最佳夯击能

从理论上讲，在最佳夯击能作用下，地基土中出现的孔隙水压力达到土的自重压力，这样的夯击能称为最佳夯击能。在粘性土中，由于孔隙水压消散慢，当夯击能逐渐增大时，孔隙水压力相应地叠加，因此可根据孔隙水压力的叠加来确定最佳夯击能。在砂性土中，孔隙水压力增长及消散过程仅为几分钟，因此孔隙水压力不能随夯击能增加而叠加，可根据最大孔隙水压力增量与夯击次数关系来确定最佳夯击能。

夯点的夯击次数，可按现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定，并应同时满足下列条件：

(1)最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值：当单击夯击能小于 $4000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 50mm ；当单击夯击能为 $4000\sim 6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 100mm ；当单击夯击能大于 $6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 200mm 。

(2)夯坑周围地面不应发生过大的隆起；

(3)不因夯坑过深而发生提锤困难。

也可参照夯坑周围土体隆起的情况予以确定，就是当夯坑的竖向压缩量最大，而周围土体的隆起最小时的夯击数，为该遍夯击次数。对于饱和细粒土，击数可根据孔隙水压力的增长和消散来决定，当被加固的土层将发生液化时，此时的击数即为该遍击数，以后各遍击数也可按此确定。

四、夯击遍数

夯击遍数应根据地基土的性质确定。一般来说，由粗颗粒土组成的渗透性强的地基，夯击遍数可少些。反之，由细颗粒土组成的渗透性弱的地基，夯击遍数要求多些。根据工程实践经验，一般可采用点夯 $2\sim 3$ 遍，对于渗透性较差的细颗粒土，必要时夯击遍数可适当增加。最后再以低能量满夯 2 遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接。

五、间歇时间

两遍夯击之间的间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。但土中超静孔隙水压力的消散速率与土的类别、夯点间距等有关。有条件时最好能在试夯前埋设孔隙水压力传感器，通过试夯确定超静孔隙水压力的消散时间，从而决定两遍夯击之间的间隔时间。当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性确定，对于渗透性较差的粘性土地基，间隔时间不应少于 $3\sim 4$ 周；对于渗透性好的地基，超孔隙水压力消散很快，夯完一遍，第二遍可连续夯击。

六、夯击点布置

夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系。夯击点位置可根据基底平面形状，采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。对于某些基础面积较大的建（构）筑物，为便于施

工,可按等边三角形或正方形布置夯点;对于办公楼、住宅建筑等,可根据承重墙位置布置夯点,一般可采用等腰三角形布点,这样保证了横向承重墙以及纵墙和横墙交接处墙基下均有夯击点;对于工业厂房来说也可按柱网来设置夯击点。

夯击点间距的确定,一般根据地基土的性质和要求处理的深度而定。对于细颗粒土,为便于超静孔隙水压力的消散,夯点间距不宜过小。当要求处理深度较大时,第一遍的夯点间距更不宜过小,以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能往深层传递。此外,若各夯点之间的距离太小,在夯击时上部土体易向侧向已夯成的夯坑中挤出,从而造成坑壁坍塌,夯锤歪斜或倾倒,而影响夯实效果。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的2.5~3.5倍,第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间。以后各遍夯击点间距可适当减小。对加固深度较深或单击夯击能较大的工程,第一遍夯击点间距可适当增大。

图 5-9 表示两种夯击点布置及夯击次序。(a)中,13个击点分三次完成夯一遍。第一次夯5点,4.2m×4.2m正方形布置;第二次夯4点,4.2m×4.2m正方形布置;第三次夯4点,3m×3m正方形布置。三次完成后13个夯击点为2.1m×2.1m正方形布置。(b)中,9个击点分三次完成夯一遍。第一次夯4点,6m×6m正方形布置;第二次1点,6m×6m正方形布置;第三次4点,4.2m×4.2m正方形布置。三次完成后9个夯击点为3m×3m正方形布置。

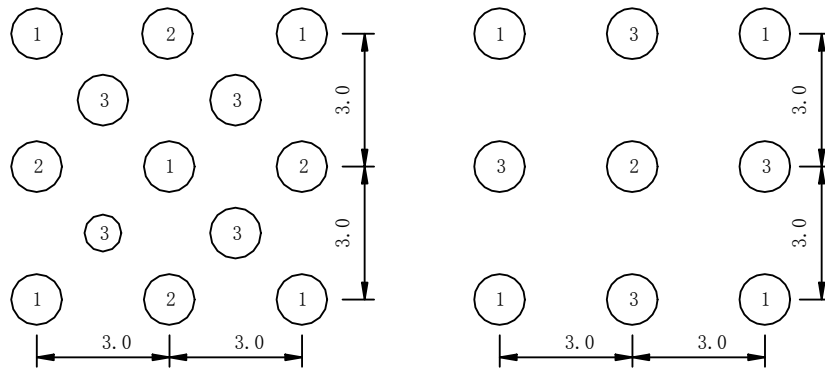


图 5-9 夯击点布置及夯击次序

七、处理范围

由于基础的应力扩散作用,强夯处理范围应大于建(构)筑物基础范围,具体放大范围可根据建筑结构类型和重要性等因素考虑确定。对于一般建筑物,每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的1/2至2/3,并不宜小于3m。

八、承载力确定

强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定,初步设计时也可根据夯后原位测试和土工试验指标按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定确定。

九、现场测试设计

现场测试主要包括下述内容:

(1) 地面沉降观测

每夯击一次应及时测量夯击坑及其周围地面的沉降、隆起。通过每夯击后夯击坑的沉降量控制夯击数。通过地面沉降观测可以估计强夯处理地基的效果。

(2) 孔隙水压力观测

沿夯击点等距离不同深度以及等深度不同距离埋设孔隙水压力测头,测量在夯击和间歇过程中地基土体中孔隙水压力沿深度和水平距离变化的规律。从而确定夯击点的影响范围,合理选用夯击点间距,夯击间歇时间等。

(3) 强夯振动影响范围观测

通过测试地面振动加速度可以了解强夯振动影响范围。通常将地表的 最大振动加速度 等于 0.98m/s^2 (即认为是相当于 7 度地震烈度) 的位置作为设计时振动影响的安全距离。强夯振动的周期比地震短得多,强夯振动作用范围也远比地震小,因此,强夯对建筑物振动影响肯定比地震小,上述采用的设计标准是偏于安全的。一般建议夯坑离建筑物的最小距离为 $15\sim 20\text{m}$,也有距离只有 3m (单击夯击能 $100\times 10\text{kN}\cdot\text{m}$) 进行强夯法处理的报道。为了减小强夯振动对建筑物的影响,可在夯区周围设置隔振沟。

(4) 深层沉降和侧向位移测试

为了了解强夯处理过程中深层土体的位移情况,可在地基中设置深层沉降标测量不同深度土体的竖向位移和在夯坑周围埋设测斜管测量土体侧向位移沿深度的变化。通过对地基深层沉降和侧向位移的测试可以有效地了解强夯处理有效加固深度和夯击的影响范围。

5.4.2 强夯置换法

(一) 处理深度

强夯置换墩的深度由土质条件决定,除厚层饱和粉土外,一般应穿透软土层,到达较硬土层上。深度不宜超过 7m 。

强夯置换锤底静接地压力可取 $100\sim 200\text{kPa}$ 。

(二) 单击夯击能

强夯置换法的单击夯击能应根据现场试验确定。

(三) 墩体材料

墩体材料可采用级配良好的块石、碎石、矿渣、建筑垃圾等坚硬粗颗粒材料,粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30% 。

(四) 夯击次数

夯点的夯击次数应通过现场试夯确定,且应同时满足下列条件:

- (1) 墩底穿透软弱土层,且达到设计墩长;
- (2) 累计夯沉量为设计墩长的 $1.5\sim 2.0$ 倍;
- (3) 最后两击的平均夯沉量不大于本节强夯法第 3 条最佳夯击能中的规定。

(五) 墩位布置

墩位宜采用等边三角形或正方形布置。对独立基础或条形基础可根据基础形状与宽度相应布置。

墩间距应根据荷载大小和天然地基土的承载力确定,当满堂布置时可取夯锤直径的 $2\sim 3$ 倍。对独立基础或条形基础可取夯锤直径的 $1.5\sim 2.0$ 倍。墩的计算直径可取夯锤直径的 $1.1\sim 1.2$ 倍。

墩顶应铺设一层厚度不小于 500mm 的压实垫层,垫层材料可与墩体相同,粒径不宜大于 100mm 。

（六）处理范围

处理范围应大于基础范围。每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的 1/2 至 2/3，并不宜小于 3m。

（七）承载力确定

确定软粘性土中强夯置换墩地基承载力特征值时，可只考虑墩体，不考虑墩间土的作用，其承载力应通过现场单墩载荷试验确定，对饱和粉土地基可按复合地基考虑，其承载力可通过现场单墩复合地基载荷试验确定。

5.5 施工

5.5.1 强夯法施工

强夯施工可按下列步骤进行：

- 1 清理并平整施工场地；
- 2 标出第一遍夯点位置，并测量场地高程；
- 3 起重机就位，夯锤置于夯点位置；
- 4 测量夯前锤顶高程；
- 5 将夯锤起吊到预定高度，开启脱钩装置，待夯锤脱钩自由下落后，放下吊钩，测量锤顶高程，若发现因坑底倾斜而造成夯锤歪斜时，应及时将坑底整平。
- 6 重复步骤 5，按设计规定的夯击次数及控制标准，完成一个夯点的夯击；
- 7 换夯点，重复步骤 3 至 6，完成第一遍全部夯点的夯击；
- 8 用推土机将夯坑填平，并测量场地高程；
- 9 在规定的间隔时间后，按上述步骤逐次完成全部夯击遍数，最后用低能量满夯，将场地表层松土夯实，并测量夯后场地高程。

5.5.2 强夯置换法施工

强夯置换法施工可按下列步骤进行：

- 1 清理并平整施工场地，当表土松软时可铺设一层厚度为 1.0~2.0m 的砂石施工层；
- 2 标出第一遍夯点位置，并测量场地高程；
- 3 起重机就位，夯锤置于夯点位置；
- 4 测量夯前锤顶高程；
- 5 夯击并逐击记录夯坑深度。当夯击过深而发生起锤困难时停夯，向坑内填料直至与坑顶平，记录填料数量，如此重复直至满足规定的夯击次数及控制标准完成一个墩体的夯击。当夯点周围软土挤出影响施工时，可随时清理并在夯点周围铺垫碎石，继续施工；
- 6 按由内向外，隔行跳打原则完成全部夯点的施工；
- 7 推平场地，用低能量满夯，将场地表层松土夯实，并测量夯后场地高程；
- 8 铺设垫层，并分层碾压密实。

5.5.3 施工监测

施工过程中应有专人负责下列监测工作：

- 1 开夯前应检查夯锤质量和落距，以确保单击夯击能量符合设计要求；
- 2 在每一遍夯击前，应对夯点放线进行复核，夯完后检查夯坑位置，发现偏差或漏夯应及时纠正；

3 按设计要求检查每个夯点的夯击次数和每击的夯沉量。对强夯置换尚应检查置换深度。

5.6 质量检验

强夯置换施工中可采用超重型或重型圆锥动力触探检查置换墩着底情况。

强夯处理后的地基竣工验收承载力检验，应在施工结束后间隔一定时间方能进行，对于碎石土和砂土地基，其间隔时间可取 7~14d；粉土和粘性土地基可取 14~28d。强夯置换地基间隔时间可取 28d。

强夯处理后的地基竣工验收时，承载力检验应采用原位测试和室内土工试验。强夯置换后的地基竣工验收时，承载力检验除应采用单墩载荷试验检验外，尚应采用动力触探等有效手段查明置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化，对饱和粉土地基允许采用单墩复合地基载荷试验代替单墩载荷试验。

对简单场地上的一般建筑物，每个建筑地基的载荷试验检验点不应少于 3 点；对复杂场地或重要建筑地基应增加检验点数。强夯置换地基载荷试验检验和置换墩着底情况检验数量均不应少于墩点数的 1%，且不应少于 3 点。

5.7 工程实例

5.7.1 强夯法工程实例

(1) 河北藁城热电厂松砂地基强夯法处理（聂海年、李最新，1992）

工程地质情况如下：自上而下第 1 层为黄褐色粉质粘土和粉土，夹有粉砂透镜体，层厚一般为 1.5~3.0m，最厚 4.0m，最薄 1.0m。第 2 层由灰褐色粉、细砂、中砂组成，夹有粉土透镜体，层厚一般为 4.4~7.4m，最厚为 8.4m，最薄 4.3m。第 3 层为黄褐色一灰褐色粉质粘土、粉土、夹粉、细砂透镜体，层厚 2~6m，最厚 8.5m。第 4 层由灰褐色粉、细砂、中砂组成，层厚 2~5m，最厚 7.5m，最薄 1.4m。地基承载力为 110~130kPa，在洪水期 6m 以上产生液化。

强夯法施工要素：夯锤直径 2.1m，高 1.2m，重 105kN。落距 10~12m。夯点采用三角形布置，夯点距离 5m。夯击点夯击数由最后三夯沉降量控制在 30~50mm 确定。采用一遍连夯方法施工。

加固效果检验采用标准贯入试验和静力触探试验。标准贯入锤击数，处理前为 7~12 击，处理后为 15~25 击，加固效果显著。静力触探试验 p_s 值处理后比处理前增加 23%~64%。加固深度达到 6m，消除了砂土地基液化，地基承载力提高到 170~190kPa。

(2) 前湾港煤对场轨道吹填砂土地基强夯法处理（杨进，1991）

工程地质情况如下：自上而下第 1 层为含贝壳松散黄色细砂，厚度 1.5m；第 2 层为含贝壳黄色粗砂，厚度 2.5m；第 3 层为含少量小石子和贝壳灰黄色粗砂，厚度 3.0m；第 4 层为含有机质黑色亚粘土，厚度 2.6m；第 5 层为风化岩。

强夯法施工要素：夯锤重 160kN，落距 12~14m。铺设 300mm 山皮石和 500mm 片石垫层，并用 90kN 振动碾压机将垫层碾压 4 遍。夯点布置以轨道轴线为中线，向两侧均匀布点，夯点布置以及每遍夯击顺序如图 5-10 所示。分三遍夯击，每夯击点分别夯 14 击、12 击和 10 击，以最后两夯下沉小于 100mm 为标准。最后以振动碾压机碾压 4 遍。

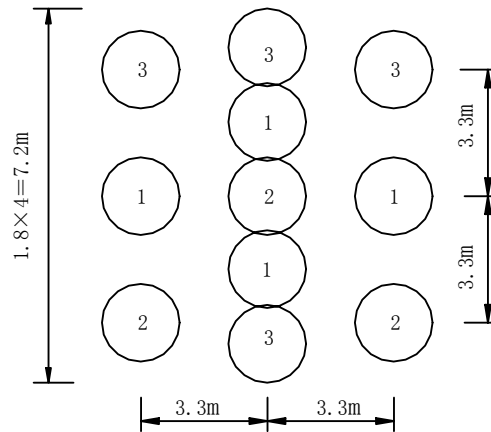


图 5-10 夯点布置及夯击顺序示意图

加固效果检验：采用荷载板试验，当 $p = 560\text{kPa}$ 时， $p-s$ 曲线未出现拐点，地基未破坏。夯点上地基变形模量 $E_0 = 48.3\text{MPa}$ ，夯点间 $E_0 = 41.3\text{MPa}$ 。分层沉降观测表面吹填砂层中的压缩量占总沉降 80% 左右。标准贯入试验贯入击数夯后比夯前平均提高了 167%。

(3) 兰州乳品厂杂填土地基强夯法处理（叶书麟，1994）

工程地质情况：第 1 层为以工业建筑垃圾为主的人工填土，厚度为 4.5m~5.7m。承载力为 37.5kPa，并具有较大的湿陷性；第 2 层为淤泥质亚粘土和粉细砂透镜体薄层，厚度 0.8m~2.0m；第 3 层为卵石层。地下水位深度为 4.8m~5.3m。

强夯施工要素：夯锤重 100kN，落距 18m。夯点正方形布置，夯点间距 3.5m。采用一遍顺次夯击方法，每夯击点 12 击，每夯平均下沉量为 50~80mm。

加固效果检验：浸水荷载试验表明处理后地基容许承载力为 300kPa。强夯前天然地基在 100kPa 压力时浸水附加沉降分别为 1.5mm 和 0.55mm，处理效果良好。

(4) 兰州市兰化公司 25 街区湿陷性黄土地基强夯法加固试验（叶书麟，1994）

工程地质情况：II 级自重湿陷性黄土，厚度 28m，其中湿陷性土层厚度为 13.1m。

强夯施工要素：夯锤重 104kN，落距为 18m。夯点正方形布置，夯点距 3m。试验区 18 个夯点。

强夯处理效果：有效处理深度 7.70m，干重度由夯前 $12.6\text{kN/m}^3 \sim 13.8\text{kN/m}^3$ 提高到 $14.5\text{kN/m}^3 \sim 17.2\text{kN/m}^3$ 。处理后地基土为非湿陷性土。粘聚力由夯前 14~20kPa，提高到 21~62kPa，内摩擦角无明显变化。

5.7.2 强夯法置换法工程实例

(1) 马鞍山钢厂堆场强夯置换法处理（陈友文、张孔修，1992）

工程地质情况：场地属于长江河漫滩阶地，地形平坦，地层皆为第四系河流相冲击层 Q_4^{al} ，具有明显的二元结构，上部为饱和软粘土，下部为砂，越靠近长江软粘土层越厚，由于长江水流的堆积和冲刷，形成了由粘土、淤泥质粉质粘土、粉土、砂所组成的地层，其主要地层为：第 1 层为粘土层，黄褐色，向下渐变为灰褐色，该层厚度 1.0~1.5m，呈湿一饱和，软塑一可塑状态，其上部为耕植层，土中孔隙肉眼可见。第 2 层为淤泥质粉质粘土层，灰褐一灰色，上部较纯，中下部常夹多层薄层粉土或粉细砂（厚度由数毫米至数厘米），越向下夹层越多，为千层饼状结构，呈饱和一流塑状态，该层厚度为：I 夯区约 6~7m，II 夯区约 7~8m，III 夯区约 19m，在 12m 左右夹有一层 1~5m 厚的粉细砂夹层。第 3 层为粉土层，

灰色，砂性强，含少量云母片，呈饱和一流塑状态，厚度为 1~2m，主要在 III 夯区。第 4 层为砂层，灰色、青灰色，上部以粉砂为主，而下部渐变为细砂，越下面颗粒越粗，变为中粗砂，到 50m 左右为侏罗纪砂岩。砂层埋藏深度，在 I 夯区为 0.8m 左右深度以下，II 夯区为 9.0m 左右深度以下，III 夯区为 20.0m 左右深度以下。

强夯置换法施工要素：夯锤重 200kN，落距 16m。夯击能量 3200kN·m，垫层厚度 1.5m~2.0m，夯点三角形布置，间距为 3.5m。在三角形中点设置塑料排水带一根。第一遍每夯点三夯后用钢渣或山皮石填满夯坑，第二遍和第三遍同第一遍，再填平后满夯一遍，形成碎石墩复合地基。

强夯置换法加固效果：强夯置换法加固前后各土层地基承载力及压缩模量见表 5-2。从表 5-2 可以看出，经强夯置换法处理后地基承载力和土体压缩模量有了较大幅度的提高。强夯置换加固前后地基土十字板抗剪试验结果见表 5-3。由表中可以看到，强夯置换后地基土强度有了较大幅度的增长。

表 5-2 地基承载力及压缩模量对比表

夯区	土层名称	状态	土层名称	状态	承载力特征(标准)值(kPa)		E_s (MPa) p=100~200kPa	
	夯前		夯后		夯前	夯后	夯前	夯后
I	粘土	可塑	渣层	稍密	117.6	220~240	3.7	13.5~15.0
		软塑		中密	98	300~320	3.0	20.5~22.0
	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	90	160~170	3.0	5.5
				软塑		120		4.0
	粉土夹层	流塑	粉土夹层	软塑	120	140	4.5	5.5
	粉砂	松散	粉砂	松散	110	110	11.0	11.0
稍密		稍密		130	130	13.0	13.0	
II	粘土	可塑	粉砂	稍密	117.6	225~270	3.7	14.5~17.5
		流塑		中密	98	315~335	3.0	21.3~23.5
	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	90	180~190	3.0	6.0~6.5
				软塑		120~130		4.0~4.5
	粉砂夹层	松散	粉砂夹层	稍密	110	130	11.0	13.0
	粉砂	可塑	渣层	松散	110	110	11.0	11.0
软塑		稍密		130	130	13.0	13.0	
III	粘土	可塑	渣层	稍密	117.6	185~260	3.7	11.0~16.5
		软塑		中密	98	310~320	3.0	21.0~22.0
	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	软塑	90	120	3.0	4.0
			淤泥质粉质粘土	流塑		90	3.0	3.0

	粉砂夹层	松散	粉砂夹层	松散	110	110	11.0	11.0
	粉土	流塑	粉土	流塑	120	120	4.5	3.5

表 5-3 加固前后十字板剪切试验结果

夯区	夯前		夯后		十字板强度 S_u (kPa)		
	土层名称	状态	土层名称	状态	夯前	夯后	
						夯点下	夯点间
I	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	42.90	84.7	127.6
		流塑		软塑	42.90	121.33	148.23
II	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	49.11	144.54	121.24
		流塑		软塑	49.11	136.77	136.25
III	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	软塑	50.11	77.15	108.23
		流塑	淤泥质粉质粘土	流塑	50.11	71.27	84.15

(2) 广东番禺莲花山软粘土地基强夯置换法处理 (王盛源、陈德中, 1993)

工程地质情况: 自上而下共有 4 层土。第 1 层为耕土填土层。耕植土厚度为 1m, 呈灰黑色, 饱和、软塑状; 填土层为吹填细砂, 厚度为 1.5m~2.0m。第 2 层为灰黑色淤泥, 饱和、软塑一流塑状, 含有一定量细砂、贝壳, 含水量高达 60%~80%, 厚度 5~8m; 第 3 层为砂土, 上部 3m 为中砂, 下部 8m 为中密状粗砂; 第 4 层为坚实的亚粘土, 直至红色砂岩。

强夯置换法施工要素: 夯锤重 130kN, 夯锤直径 2.1m, 落距 15.5m, 夯点间距为 2.5m, 一厂房柱基下夯点布置如图 5-11 所示。施工时按 1~9 号顺序进行夯实。第一遍控制落坑深度在 1.5m~2.0m, 此时一般为 6 击夯, 然后再夯坑内充填石渣, 石渣最大的粒径小于 30cm。将夯坑填满后, 在进行第二遍夯击, 在第二遍 6 击夯击后, 夯坑深度又出现 1.5~2.0m, 此时再充填石渣至与地面平, 再进行第三遍夯击, 这次进行 3 击夯击, 此时夯坑深度接近 1m, 再用石渣充填与地面平后, 停止夯击。如此将 9 个点夯填完成后由振动碾进行 3 遍碾压, 即完成充填夯的加固施工。

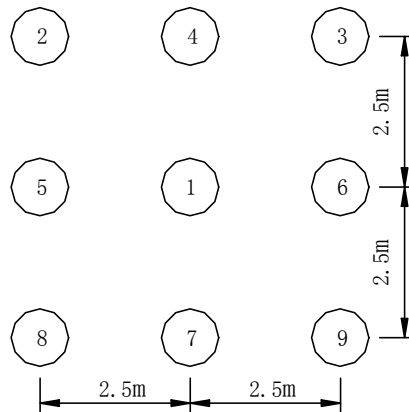


图 5-11 夯点布置及夯击顺序

强夯置换法处理效果: 处理前天然地基承载力为 40kPa, 处理后复合地基承载力为 220kPa。