

## 摘 要

强夯碎石墩在软弱地基加固工程中已得到越来越广泛的应用，但相关的理论研究还不深入，制约了该项技术的进一步发展和完善。

本文在总结分析强夯碎石墩基本特性的基础上，采用有限元数值分析方法对强夯碎石墩及其复合地基的破坏模式，以及强夯碎石墩墩体形状、墩体长度、置换率等因素对路堤稳定性的影响进行了分析，得出强夯碎石墩应以墩顶的鼓胀破坏为主导，强夯碎石墩复合地基是以地基上路堤稳定性不足而引起的滑动剪切破坏和因复合地基承载力不足而引起的复合地基整体剪切破坏两者并存。在总结已有强夯碎石墩单墩承载力计算方法的基础上，基于极限平衡法推导了墩体发生鼓胀破坏时变截面碎石墩承载力计算公式。结合内蒙海满公路二卡段强夯碎石墩地基处理实际工程的试验检测和施工，总结论述了强夯碎石墩复合地基的施工工艺和质量控制方法。

本文从破坏机理、稳定性分析方法、设计方法到施工工艺和质量控制等方面，对强夯碎石墩处治软基路堤的稳定性进行了分析，所得到的成果和结论对完善强夯碎石墩软基路堤处治技术，提升设计和施工质量具有重要意义。

**关键词：**强夯碎石墩 复合地基 路堤稳定性 承载力 有限元分析 破坏模式

## ABSTRACT

Dynamic Compacted Grave Pier has been widely used in the reinforcement project in the weak foundations, but the related theories are not in depth, which restricts the further development and the improvement of this technology.

Based on the analysis the basic characteristics of Dynamic Compacted Grave Pier, it analyzes the pier's failure mode of Dynamic Compacted Grave Pier and Composite Foundations, the pier shape, Pier length, replacement rates and other factors by Finite Element Analysis, which affect the stability of the embankments; it comes that Dynamic Compacted Grave Pier should be mainly based on the top of the inflated destruction, Composite foundations should be mainly based on the sliding shearing destruction, which will not cause the Composite Foundations' whole shearing destruction because of the lack of stability. Based on the already conclusions methods of the single pier of dynamic compacted grave pier's bearing capacity, it derives calculation methods of variable cross-section of pier's bearing capacity by limited balanced way, when the pier was damaged by expanding. Combining the engineering test with the actual construction of the second period road from Man Zhouli to Hai Laer, it analyzes and summarize the Dynamic Compacted Grave Pier's construction techniques and the controlling methods of quality.

This text summaries the embankments' stability on soft ground according to the failure mechanism, the analysis methods of stability, the way of design, the construction techniques, the controlling methods of quality and so on, which is surveyed by Dynamic Compacted Grave Pier. The results and conclusions are useful to improve the treatment technology, enhance the design and construction quality of Dynamic Compacted Grave Pier's soft embankments.

**Key words:** Dynamic Compacted Grave Pier      Composite Foundations  
Embankment Stability      Bearing Capacity      Finite Element Analysis  
Failure Model

## 重庆交通大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的作品成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者签名：崔相奎

日期：2007年4月2日

## 重庆交通大学学位论文授权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权重庆交通大学可以将本学位论文的全部内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

保密口，在\_\_\_\_年解密后适用本授权书。

本学位论文属于

不保密口。

(请在以上方框内打“√”)

学位论文作者签名：崔相奎

指导教师签名：张立群

日期：2007年4月2日

日期：2007年4月2日

## 第一章 前言

### 1.1 研究的目的意义

我国幅员辽阔,地质情况复杂多变,其中软土在我国分布广泛,给公路建设带来较大的影响,成为公路工程建设面临的关键问题之一。在软土地区修建公路,高路堤常存在稳定性差和沉降变形过大的问题,而低路堤在交通荷载反复作用下,常使道路产生沉陷变形,严重影响了道路的质量和使用寿命,由此造成重大的经济损失。因此,开展软基处理方法的研究是非常必要和紧迫的。

软基处理是一门古老而又新兴的技术,近40年来,国内外软基处理技术发展极为迅速,老方法得到改进,新方法不断地涌现。从施工方法、施工工艺到设计理论都有长足的发展,软基处理技术已成为土木工程等领域较有生命力的分支。目前,软土地基处理方法很多,归纳起来主要有换填法、土工合成材料加筋法、排水固结预压法、强夯法、碎石桩法和搅拌桩法等,各种处理方法都有优缺点,都具有自身的适用条件,需要根据所面对的软土地基性质和工程实际情况选择一种或几种方法合适的方法,进行软基处理。本文所研究的强夯碎(块)石墩复合地基法是其中之一。

强夯碎(块)石墩复合地基法是近年来国内提出的软基处理新方法<sup>[1]</sup>。其集抛石挤淤置换、排水固结、强夯技术于一体,施工简单、方便、经济实用,已在工程中得到越来越广泛的应用。但到目前为止,相关的研究还很不深入,理论远远落后于工程实践。在设计计算方法上,由于对强夯碎(块)石墩加固软土地基的机理、设计理论和方法缺乏系统研究,没有建立起符合强夯碎(块)石墩特点的设计理论和方法,仍沿用一般复合地基理论和经验方法进行设计计算;在施工质量检测和控制上,尚未建立起合适的控制指标体系,寻找到合适的检测手段和方法。因此,加强强夯碎(块)石墩复合地基处理软土地基的研究是非常必要的。

### 1.2 国内外研究现状及发展趋势

#### (1) 强夯碎石墩复合地基承载机理与破坏形态

强夯碎(块)石墩复合地基由碎(块)石墩及其它周围的土体共同组成,其形成及承重必须依靠周围土体的侧限阻力。墩体可以打到相对的硬层,形成端承桩,也可以不打到硬层形成浮式桩,两者的承载机理是完全不同的。通常认为,

对于端承桩，它主要起应力集中作用即桩体作用，由于碎石桩的模量远比软弱土基大，荷载主要由桩体承担；对于浮式桩，复合地基主要起垫层作用，浮式桩和桩间土一起构成一个刚度相对较大的人工垫层，将外荷载引起的应力向四周扩散，从而提高整个地基的承载力。此外，还认为碎（块）石墩具有较强的排水作用。

目前，对于强夯碎（块）石墩的破坏形态研究不多，通常按一般散体材料桩来认识其破坏形态。认为散体桩复合地基中单桩的破坏形式有三种<sup>[2]</sup>，即整体剪切破坏、刺入破坏、鼓胀破坏，其中鼓胀破坏是主要的破坏形式<sup>[3]</sup>，刺入破坏形式不易发生<sup>[4]</sup>。Hughes 和 Withers 指出<sup>[7][8]</sup>：只要桩长大于桩径的四倍（临界长度），将不会发生刺入破坏；而只要基础底面积不太小或桩周土面上有足够大的边载，便不会发生剪切破坏；桩体发生破坏的话，绝大多数将是鼓胀破坏。因此，目前散体桩复合地基承载力计算公式的研究多从径向应力入手。文献[6]根据对中国建筑科学研究院碎石桩的模型试验分析<sup>[5]</sup>，就强夯块石墩复合地基的破坏形式和承载力确定提出了不同看法，认为应以剪切破坏为出发点。文献[9]指出强夯块石墩常见的破坏模式有鼓胀式剪切破坏和墩底土的刺入式破坏，并提出两种破坏模式下的单墩极限承载的计算力公式，且根据计算值与实测值的对比得出强夯强夯块石墩复合地基承载力设计应以鼓胀式剪切破坏进行计算。而实际经验表明，鼓胀破坏分析结果和浅部剪切破坏分析的结果，散体桩复合地基承载力值相差并不是很大<sup>[10]</sup>。

## (2) 强夯碎石墩复合地基承载力确定方法

现有碎石墩复合地基承载力计算多沿用一般散体材料桩复合地基承载力计算方法。认为复合地基承载力由地基承载力和墩的承载力两部分组成，一部分是墩的贡献，一部分是墩间土的贡献，如何确定两者以及合理估计两者的贡献是复合地基承载力计算的关键。对此，通常有两种思路<sup>[11]</sup>：一种是先分别确定墩体的承载力和墩间土承载力，然后根据一定的原则，叠加这两部分承载力得到复合地基的承载力；另一种方法是把墩体和墩间土体作为整体来考虑，采用复合土体的综合指标，通过地基滑弧稳定分析法确定复合地基极限承载力。前者承载力计算公式又可分为面积比公式和应力比公式两类。

### a. 面积比公式

复合地基的极限承载力 $P_q$ 可用下式表示。

$$P_q = K_1 \lambda_1 m p_{pf} + K_2 \lambda_2 (1-m) p_q \quad (1.2-1)$$

式中： $P_{pf}$ 和 $P_q$ 分别为单桩和天然地基的极限承载力； $K_1$ 为反映复合地基中碎石桩桩体实际极限承载力与单桩极限承载力不同的修正系数； $K_2$ 为反映复合地基中桩间土实际极限承载力与天然地基极限承载力不同的修正系数； $\lambda_1$ 为复合地基破

坏时碎石桩极限强度的发挥度； $\lambda_2$ 为复合地基破坏时桩间土极限强度发挥度； $m$ 为面积置换率。

### b. 应力比公式

若能测定复合地基中在荷载作用下桩土应力比 $n$ 值，复合地基的极限承载力的可用下式表示。

$$p_d = K_1 \lambda_1 p_{df} [1 + m(n-1)] / n \quad (1.2-2)$$

$$p_d = K_2 p_{df} [1 + m(n-1)] \quad (1.2-3)$$

式中： $P_{df}$ 和 $P_{df}$ 分别为单桩和天然地基的极限承载力； $m$ 和 $n$ 为复合地基的面积置换率和桩土应力比； $K_1$ 、 $K_2$ 分别为反映复合地基中桩体和桩间土实际极限承载力的修正系数。

复合地基承载力也可用稳定分析法计算，将桩体和桩间土组成的复合体作为整体考虑确定复合地基的承载力<sup>[14][53]</sup>。目前的分析方法很多，一般采用圆弧分析法计算，如图1.2-1所示。

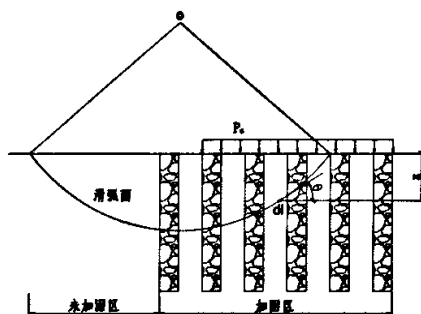


图1.2-1 圆弧分析法  
Fig1.2-1 Analysis of circular arc

我国《地基处理技术规范》(JGJ79-2002, J220-2002)采用式(1.2-2)或式(1.2-3)计算，只是要求单桩极限承载力和桩间土的极限承载力必须通过载荷试验来确定，再加上一些可靠度方面的改进。最新的《建筑地基基础技术规范》(JGJ79-2002)对散体桩复合地基承载力的确定，首推进行复合地基载荷试验，在没有条件的时可采用计算方法，并推荐用式(1.2-1)计算，其原因是参数少，简单且偏于保守。以上两个公式中的墩土应力比、墩间土强度发挥系数都是相当难确定的参数，因此按以上两式计算时存在着很大的不确定性。

上述承载力确定方法中，涉及到桩体承载力、桩间土承载力、桩土应力比  $n$

等,为此,国内外相关学者展开了较多的研究。

国内外提出的估算散体材料桩单桩极限承载力的计算有 Brauns 法<sup>[12]</sup>、Hughes-Withers 法<sup>[13]</sup>、Wong H.Y 法、被动土压力法、修正被动土压力法、Vesic 圆孔扩张理论法<sup>[14]</sup>、计算承载力的塑性方法、经验计算公式等十几种。在这些方法中, Brauns 法是被推荐的方法,以后的学者对它做过改进(如盛崇文<sup>[16]</sup>、何广讷<sup>[18]</sup>等)。这些计算方法都建立在假设基底光滑,桩体处于弹性极限平衡状态的基础上,其实质均是先求出桩间土对桩体的径向围限力,然后由桩体的侧压力系数求得桩体的极限承载力。对同一个问题用不同的方法计算得到的结果有很大的差别。文献[17]归纳了几种不同方法计算的承载力值,其结果可相差 3 倍之多。

桩间土的承载力与天然地基的承载力有联系也有区别。大量的试验和现场实测表明,桩体的设置使桩间土的承载力有所提高,但对提高的程度至今还没有较为完善的计算方法。实际中,通常采用现场桩间土的载荷试验、静力触探、十字板等方法来确定。

无论采用哪一种理论进行承载力和沉降计算,桩土应力比是一个关键的参数<sup>[31]</sup>。桩土应力比  $n$  受诸多因素的影响和制约,如模量比、置换率、墩—土应力应变关系、荷载水平等<sup>[32]</sup>。在实际工程中往往很难确定,常用经验假设值。对于碎石桩  $n$  值由 1.0~6.0 不等,由此计算的承载力和沉降值可因此相差 2 倍以上,对于强夯块石墩目前连经验值都没有。张迎春<sup>[33]</sup>根据质量相近的不同墩的单墩静载试验曲线和单墩复合地基的静载试验曲线的相似性来推求强夯块石墩的墩土应力比,得出一定压力范围内墩土应力比在 1.5~2.7 之间。《建筑地基处理技术规范》提供的桩土应力比计算式,具有计算简单,便于应用的优点,但不能反映桩的置换率、荷载水平等的影响,另外,该式是建立在假设桩土之间无侧向挤压的基础上,这与强夯碎(块)石墩实际情况存在着较大的差别。

由于复合地基承载特性的复杂性,理论公式无法反映复合地基的实际情况,许多学者致力于用数值计算方法来研究复合地基问题。1979 年 Balaam 把土、桩看成弹塑性体,用有限元对对复合地基中的单桩的承载力进行了研究,得出桩体内凝聚力对复合地基承载力有显著影响的结论<sup>[20]</sup>。后来 Balaam 又用有限元对碎石桩加固大面积复合地基受垂直荷载作用进行了分析,并用 Biot 固结理论进行了复合地基固结沉降的研究<sup>[21]</sup>。郭尉东<sup>[22]</sup>对饱和黄土碎石桩的承载力特性进行了有限元分析,认为由实测小承压板推求地基特性参数,然后用有限元对复合地基进行线形分析可以有效地解决复合地基承载力问题。韩杰<sup>[23]</sup>采用平面有限元对碎石桩复合地基,应用 Biot 固结理论来计算和分析碎石桩复合地基固结问题。李宁<sup>[24]</sup>通过数值试验方法,对各类复合地基进行了全面的数值仿真,得到了各类复合地基在不同情况下的承载机理。杨涛<sup>[25]</sup>通过对桩土样的三轴试验,得到了桩土复合试样

的本构关系,并探讨了本构关系中的参数,以复合本构为基础对复合地基进行了有限元分析。Yamamoto<sup>[26]</sup>也采用有限元法对复合地基进行数值分析,得到采用刚塑性有限元分析结果与模型试验结果相当一致的结论。

以上学者的分析说明数值计算是分析复合地基承载机理的一种有效的方法,通过数值计算,可以确定复合地基的应力、变形场,可以确定桩、土之间的相互作用,从而可以从本质上反映出复合地基的承载机理。

与承载力确定方法相比,对稳定性分析方法的研究要少得多。目前国内外最为常用的稳定性分析为圆弧滑动分析法,在圆弧分析法中,假定滑动面成圆弧形并经过加固区和未加固区。其计算方法与一般稳定性计算方法相同,只是加固区和未加固区取用不同的强度指标。另外还有学者提出了其它一些稳定性分析方法,例如文献[27]提出了碎石桩复合地基上路堤稳定性分析的混合遗传算法,采用混合遗传算法来搜索临界滑动面的位置和相应的最小安全系数,并应用实例证明了其方法的可行性;文献[28]提出了碎石桩复合地基稳定性计算的塑性极限分析法,将条分法与塑性极限分析结合起来处理碎石桩复合地基稳定性问题,考虑了土体内应力—应变关系,应用Mohr—Coulomb材料相关联的流动法则,根据极限分析上限定理推导了碎石桩复合地基稳定系数计算公式。

### (3) 强夯碎石墩复合地基设计参数

强夯碎石墩复合地基的设计包括强夯工艺设计和复合地基设计两部分内容。所谓的强夯工艺设计,实际上是确定强夯参数,其合理与否直接影响夯击能的有效利用和夯击效果。强夯虽然在工程中得到了广泛的应用,但至今为止还没有一套成熟的理论和设计计算方法,一直是凭借现场经验而定,选取的强夯参数必须通过试夯来验证其加固效果,这一过程非常烦琐。有时大型的强夯工程,由于地质状况变化很大,对地质状况不同的区域要确定不同的强夯参数,试夯过程往往要花上几个月,试夯的费用也比较高。因此,强夯参数的确定以及如何缩短试夯过程一直是困扰工程师们的最主要的问题。强夯参数主要有有效加固深度、夯击能、夯击次数、夯击遍数、间隔时间、夯点布置、加固范围等等。在这些参数中有效加固深度是评价地基加固效果的指标,国内外对其的研究也比较多,无论是在经验上还是理论上都得到了不少的研究成果<sup>[47]~[52]</sup>。而对于其它参数大多是通过经验确定,相比之下对其的研究也甚少。对复合地基的设计,一般按规范中散体材料桩的有关规定和步骤进行,只是直径比一般的砂桩、碎石桩的直径要大,垂直深度要短一些。

### (4) 强夯碎石墩复合地基施工工艺和质量检验方法

强夯碎石墩复合地基采用的施工机械与一般强夯法相同,主要有起重设备、夯锤、脱钩装置等,如图 1.2-2 和图 1.2-3 所示。施工工艺也与一般强夯法基本相



同，所不同的是强夯碎石墩法在夯击过程中不断的向夯坑内填入和夯实符合要求的散体材料，直到墩体形成并达到加固深度为止。在软土层较厚时，采用强夯碎石墩复合地基加固，墩着底很困难，有人提出采用变夯击能进行施工，当墩底到达一定深度后提高夯锤高度，利用高夯击能进行夯击。对于强夯碎石墩复合地基上垫层，可以先铺设垫层再成墩或先成墩后再铺设垫层，对于二者的区别及效用目前还未见相关的研究。



图 1.2-2 强夯机械及施工过程  
Fig1.2-2 Dynamic compaction machinery  
and the construction process



图 1.2-3 夯锤及脱钩装置  
Fig1.2-3 Rammer and separating device

强夯碎石墩复合地基的质量检验可分为墩体的质量检验和复合地基的质量检验。对墩体，主要是检测墩体形状和墩的着底情况，目前大多采用斜钻和地质雷达两种方法进行对比检测。对于复合地基主要检测其承载力和变形特性，静载试验是检验复合地基承载力的最好方法，但是由于强夯碎石墩墩径较大，需要做大承压板试验，其时间长，费用高。为此，提出了快速载荷试验法<sup>[29]</sup>、瑞利波承载力检测与载荷试验相结合<sup>[30]</sup>等方法。对变形的检测，主要是通过埋设深层沉降标、地表沉降标、分层沉降仪等进行施工期和完工后的观测。另外，强夯过程中的孔隙水压力检测、墩与墩间土上的土压力检测也是重要检测内容。

综上所述，对于强夯碎（块）石墩复合地基，还存在许多问题需要研究解决，概括起来，主要有以下几个方面：

(1) 虽然强夯碎（块）石墩也属于散体材料桩的范畴，但由于其成桩工艺和形状与规则墩体有较大的区别，墩体及复合地基的破坏模式是否也与一般散体材料桩相同，值得进一步探讨。

(2) 强夯碎（块）石墩复合地基承载能力受多种因素影响，这些因素的影响程度如何？哪些是主要因素？是需要掌握的问题之一。

(3) 目前应用的承载力设计理论和方法基于刚性基础而得到，对于路堤这样

的柔性荷载,或采用碎(块)石墩加固的软基路堤工程,究竟是应当按复合地基承载力思路还是按路堤稳定性思路来分析路堤稳定性,需要进一步研究。

(4) 强夯碎(块)石墩处理软弱地基在施工中应当控制哪些关键环节?怎样控制?采用什么样的检测手段和方法进行质量控制?等等,都是工程人员普遍关心的问题。

### 1.3 本文研究的主要内容

由上述分析可以看出,对强夯碎(块)石墩处理软弱地基路堤,需要研究探讨的问题很多,本文不可能逐一研究,侧重进行了以下几方面的工作。采用有限元分析手段,对强夯碎石墩复合地基进行系统的分析,其本文主要工作如下:

(1) 通过阅读国内外现有资料,总结分析了强夯碎石墩复合地基的基本特性、成墩条件、成墩影响因素等。

(2) 采用有限元数值分析方法,强夯碎石墩墩体及复合地基的破坏模式,墩体形状、墩体长度、置换率等因素对强夯碎石墩复合地基上路堤稳定性的影响等进行了分析,得出了一些重要的结论,为类似工程提供参考。

(3) 对强夯碎石墩复合地基承载力计算方法和路堤稳定性分析方法进行了对比分析,探讨了强夯碎石墩复合地基上路堤的稳定性分析方法。

(4) 基于极限平衡法,推导了散体材料变截面墩墩体极限承载力计算公式,并通过工程实际验证其合理性。

(5) 结合内蒙海满公路二卡段强夯碎石墩地基处理实际工程的试验检测和施工,总结论述了强夯碎石墩复合地基的施工工艺和质量控制方法。

## 第二章 强夯碎石墩的基本特性

强夯碎石墩是采用巨大的夯击能量将碎石或块石强力夯入淤泥层并使之形成墩柱体，并与周围的土体形成复合地基达到加固软基的目的。强夯碎石墩复合地基墩柱的形成是靠夯锤下落产生的巨大夯击能量，以波的形式向地基传播，使地基土体密实，经过反复的夯击—填料，从而形成及不规则的墩柱体。其继承了振冲碎石桩及强夯压实法的优点，成墩工艺与碎石桩完全不同。本章总结分析强夯碎石墩复合地基的成墩机制、墩形、成墩影响因素等基本特性，为其后的破坏机理、承载特性分析奠定基础。

### 2.1 强夯碎石墩的成墩机制

#### 2.1.1 强夯在地基中产生的波场

强夯时，重锤自由下落的过程，也就是势能转化为动能的过程，即随着重锤的下落，势能越来越小，动能越来越大，在落到地面以前的瞬间，势能的极大部分转化为动能。重锤击地面时，这部分动能除一部分以声波的形式向四周传播，一部分由于重锤和土体摩擦而变成热能外，其余的大部分冲击动能则使土体产生剧烈振动并形成强大的冲击波，以波的形式向地基传播。这种振动波可以分为体波和面波两大类。体波包括压缩波(P波)和剪切波(S波)，可在土体内部传播；而面波如瑞利波、乐甫波，只能在地表土层中传播。见图 2.1-1。

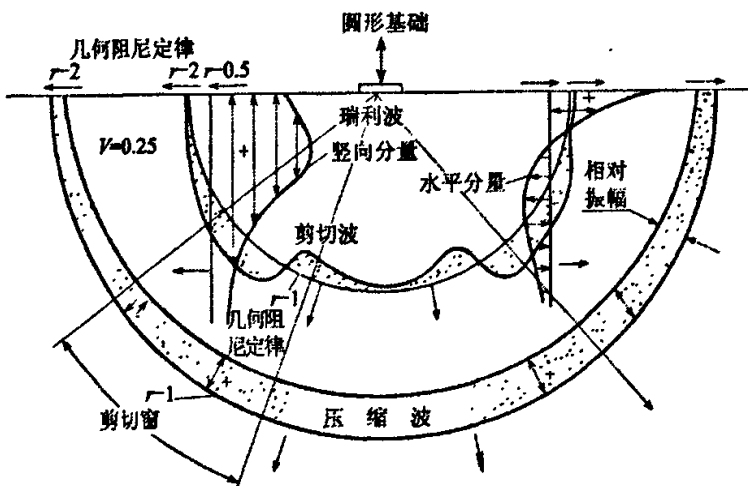


图 2.1-1 重锤夯击在地基中产生的波场

Fig 2.1-1 Wave field of heavy tamper hitting in the ground

根据表 2.1-1 波的传播特性可见,瑞利波携带了约三分之二的能量,以夯坑为中心沿地表向四周传播,使周围物体产生振动,对地基压密没有效果,而使地基表层松动;而余下的能量则有剪切波和压缩波携带向地下传播,当这部分能量释放在需加固的土层时,土体就得到压密加固。从波的性质可知,压缩波可以在固体和液体中传播,从而使孔隙水压力逐渐增加,使土体骨架解体;而剪切波的波速仅为压缩波的  $1/2 \sim 1/3$ ,而且仅能在固体中传播,因此它在压缩波后面到达,使解体的土颗粒处于更密实的状态,达到加固土体的目的(如图 2.1-2)。因此,强夯的结果,在地基中沿深度常形成性质不同的三个作用区。在地基表层受到界面波和剪切波的干扰形成松动区;在松动区下面某一深度,受压缩波的作用,土层产生沉降和土体的压密,形成加固区;在加固区下面,冲击波逐渐衰减,不足以使土产生塑性变形,对地基不起加固作用,称为弹性区。

表 2.1-1 冲击波的性质  
Tab2.1-1 The nature of shock wave

波的类型	占总能量的百分比 (%)	波的性质	波传播特点	波在土中的传播速度 (m/s)		
				沙类土	黏性土	岩石
压缩波	7	系由振源向外传播的纵向波质点的振动方向和波的前进方向一致,属一种推动运动。振动的破坏力较小	振动周期短,振幅小,能在固体与液体中传播,速度快	300~700	800~1500	1000~6000
剪切波	26	系由振源向外传播的横向波,质点运动方向和波的前进方向垂直,做横向位移。振动破坏力较大	波动周期较长,振幅较大,只能在固体传播,波速仅为压缩波的 $1/2 \sim 1/3$	150~260	110~250	500~2500
瑞利波	67	系在半空间边界附近的一个区域内运动的波。它向外传播时,质点在波的前进方向和地表面法向组成的平面内作椭圆运动,转动方向与波的传播方向相反,在地面上呈滚动形式,速度随深度的增加而减小	周期长,振幅大,波速比压缩波小,与剪切波相近,只能在固体中传播,不能在叶土中传播	5~300		

### 2.1.2 强夯产生的冲击波在土中的传播

地基土通常是由数层性质不同的土层组成，土层中的孔隙又为空气、水或其他液体所充填。地下水的存在更使地基土具有成层性。当波在成层地基的一个弹性介质中传播而又遇到另一个弹性介质的分界面时，入射波能量的一部分将反射回到另一个弹性介质，另一部分能量则传递到第二个介质，如图 2.1-3。当反射波回到地表面又被重锤挡住再次反射进土体，遇到分层面时又一次反射回地面，因此在一个很短的时间内，波被多次上下反射，这就意味着夯击能的损失，因此，在相同夯能的情况下，单一均质土层的加固效果要比多层非均质土的加固效果好。另外，多次反射波会使地面某一深度内已被夯实的土层重新破坏而变松动，这就是在强夯过程中，地表会有一层土反而变松的原因。其次，地基土实际上是一种黏弹塑性体，在重锤夯击下，地面发生大量瞬时沉降，其中包括塑性变形和弹性变形。塑性变形是一种永久变形，不可恢复；而弹性变形在冲击能量消散或重锤提起后即迅速恢复，使地面发生回弹。如此反复不断的夯实一回弹也会使地表形成一层松动层。

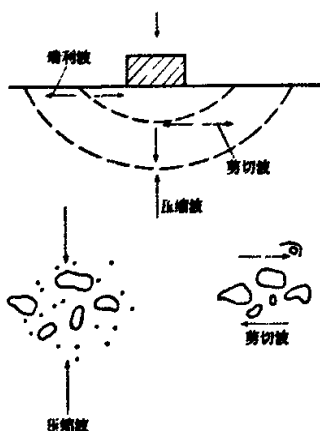


图 2.1-2 震动波对土的加固效果

Fig 2.1-2 The reinforcing effect of the shock wave

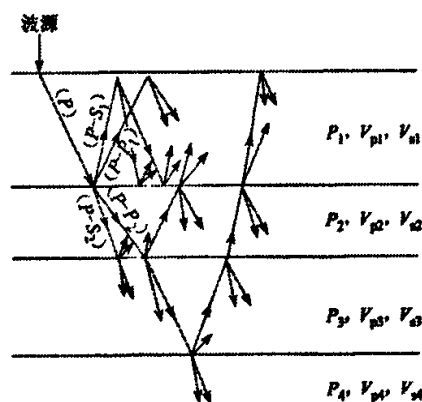


图 2.1-3 波在成层土中的反射和折射

Fig 2.1-3 Wave of reflection and refraction in layered soil

### 2.1.3 强夯碎石墩的成墩过程<sup>[34]</sup>

第一击(初夯): 夯锤产生的冲击波通过抛石层向下及四周传播, 并伴随着能量的衰减, 界面变化形成如图2.1-4(左)所示块石墩的锥形, 它将对进一步夯击能量的分配起到控制作用。

第二击: 取第一击形成的墩体锥形曲线的一半来分析, 按曲线斜率变化最大

的点(A、B、C、O)分三段(见图2.1-4),分析各段变化规律。**AB段**:平缓且长度较大,入射强度相对较低,由A到B入射、反射、透射角逐渐变小,反射及透射强度变大。因透射角较小,AB段界面将发生向下为主的偏转推进而成为 $A_1B_1$ 段,界面稳定性加强。**BC段**:两端附近倾斜度不大,但中间大部分倾斜较大,因此,在两端呈现较大幅度下沉;中间部分入射角较大,透射强度高,且以水平透射为主,反射强度低,界面十分不稳定。因此,此段将发生水平扩张,并产生明显的伸长,造成倾斜度不断增大,界面变为 $B_1C_1$ 。**CO段**:入射、反射及透射角都很小,透射及反射强度最大,因此,不仅界面下沉幅度大,而且界面稳定性强。

**多击**:AB段缓倾,B点沿水平外移,长度缩短。由于此段下沉幅度不大,因而在多次夯击下的变化越来越不明显;BC段不断外推拉长,倾斜度越来越大,因而不断增大且水平扩展变缓,界面趋于稳定。BC段墩体近似呈柱状,墩径趋于稳定(2倍 $\overline{CO}$ )。

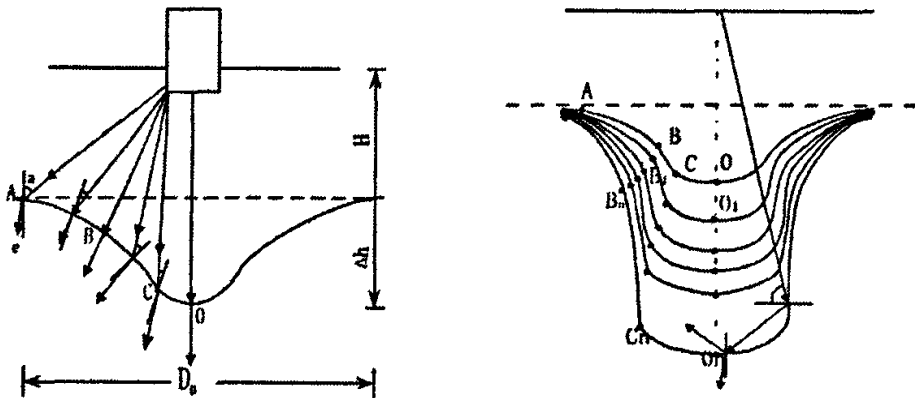


图 2.1-4 成墩过程及理论墩形

Fig 2.1-4 The formation process of Pier and the theory of Pier's shape

墩柱体形成后,由于作用于BC界面的反射强度大、反射角小,因而反射波继续作用于墩体,使墩体加密及下沉。由于墩柱体的形成限制了夯击能向淤泥中扩散,减小了几何阻尼,使墩体中波的传播近于一维波,有利于墩的下沉及加密。由图2.1-4可知,在某一深度以上墩径较大、墩形呈花盆状,以下近似呈柱状,这与实测的墩形是相符的。

## 2.2 强夯碎石墩的墩形

与碎石桩复合地基相比,强夯碎石墩由于在成墩工艺上的不同所形成的墩柱体与碎石桩体存在着较大的区别。强夯所形成的碎石墩是一种墩径较大、形状极

其不规则的墩体。其墩体形状与被加固土体的性质、夯锤的形状、采用的夯击能等多种因素有关。工程实际表明，强夯碎石墩形状依所采用的夯锤形状（圆锥和圆柱状）和被加固土体性质不同而不同，常见的墩形为鼓状和漏斗状两种<sup>[35][36][37]</sup>，如图 2.2-1 所示。

一般情况下，块石墩的外胀系数（块石墩的直径和锤径之比）为 1.5~2.0<sup>[38]</sup>，外胀系数和土的抗剪强度及锤的形状有关，土的抗剪强度越小，外胀系数越大；尖底锤的外胀系数比平底锤的外胀系数大。

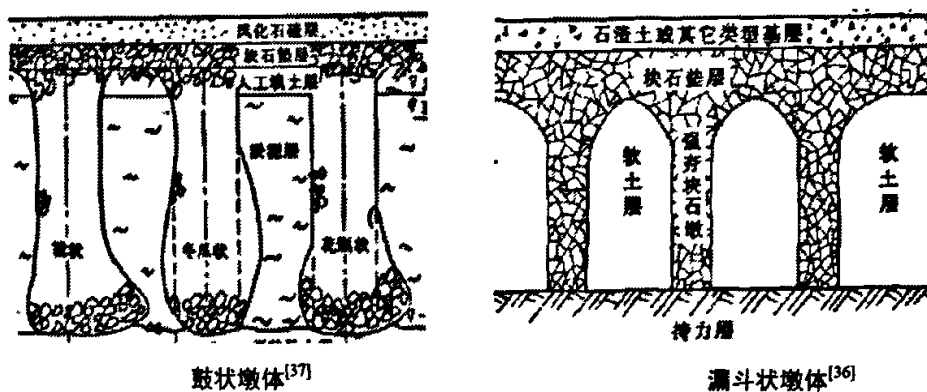


图 2.2-1 强夯碎石墩复合地基常见的墩体形状

Fig 2.2-1 The Common shapes of Dynamic Compacted Grave Pier Composite Foundations

### 2.3 成墩影响因素

置换墩柱体的形成，减小了夯击能量传播的几何阻尼，使夯击能量大部分通过墩体向墩底传播。因此，在强夯过程中，墩柱体形成的早晚，对成墩质量及成墩效率都有影响。在夯击总能量相同的情况下，如墩柱体形成较早，就有较多的能量消耗于墩体的密实与下沉，有利于提高成墩质量及成墩效率。

#### (1) 界面下沉范围 $D_0$ 的影响

在初夯时，如界面下沉的范围大，能量扩散的范围也大，对墩柱体形成不利，因此，应适当减小界面下沉范围。界面下沉范围 $D_0$ 可用下式表示：

$$D_0 = 2H \tan \alpha + d \quad (2.3-1)$$

式中： $H$ —锤底作用面到垫层底的距离；

$\alpha$ —强透射冲击波最大入射角，可取 $70^\circ$ ；

$d$ —夯锤直径。

由上式可以看出，为减少界面下沉范围，应尽量减小 $H$ 和 $d$ ，即尽量降低锤底

作用面到垫层底的距离，采用长径比较大的夯锤。

#### (2) 界面下沉幅度 $\Delta h$ 的影响

界面下沉幅度 $\Delta h$ 由透射波强度及淤泥的性质决定，当淤泥性质一定时，由透射波的强度决定。提高透射波的强度可通过加大夯击能、缩短传播途径及提高传播介质的密度来实现。因此，应通过适当加大夯击能、减少锤底作用面到垫层底的距离以及选取密度较大的抛填石料。

#### (3) 界面形状的影响

界面形状主要反映在墩中心周围界面的倾斜度（即界面突出程度）上，主要由透射波方向决定。根据Snell定律，两种介质的波速比控制透射波的方向，波速比越大，下沉界面越突出，越有利于墩柱体的形成。

#### (4) 碎石垫层厚度和采用的夯击能量的影响

从上面的分析可以看出：垫层厚度与碎石墩墩柱体形成早晚有着密切的关系，在垫层较厚的情况下可以根据情况适当提高第一击的落距，以保证足够的夯击能击穿软土上覆盖的碎石垫层，使墩柱体尽早的形成，以后夯击落距可根据第一击夯击的情况选择，从而达到提高夯击效率，保证碎石墩成墩质量的目的。

由此可知，提高夯击能、减小锤底作用面至垫层底的距离以及选取密度与波速较大的抛填石料，有利于提高块石墩的成墩质量与成墩效率。

## 2.4 小结

通过对强夯碎石墩复合地基基本特性的分析总结，可以得出如下结论：

(1) 强夯所形成的碎石墩是一种不规则的墩体，墩体形状大体上为鼓状和漏斗状两种。

(2) 在相同的夯击能量下，采用长径比较大的夯锤，成墩效果更好。

(3) 确定合理的垫层厚度，在能保证施工作业面的情况下，尽量采用较薄的垫层，更有利于墩体的尽快形成，提高夯击效果。

(4) 选取密度与波速较大的抛填石料，有利于提高成墩质量与成墩效率。



## 第三章 强夯碎石墩复合地基的破坏形态

本章采用有限元数值分析方法，对路堤荷载作用下强夯碎石墩复合地基的破坏模式进行分析，同时分析路堤稳定性及有关因素如墩体形状、墩体长度、置换率等对路堤稳定的影响。

### 3.1 有限元分析的基本理论和方法

#### 3.1.1 采用的计算模型

##### (1) 土体和碎石墩模型

对于土体和碎石墩，采用了常规的理想弹塑性本构模型，破坏采用 Mohr-Coulomb 破坏准则。Mohr-Coulomb 模型的破坏准则为：

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = c \cdot \cos \varphi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi \quad (3.1-1)$$

式中， $c$  和  $\varphi$  分别为土、碎石墩的粘聚力和内摩擦角。

上式为平面应力状态的 Mohr-Coulomb 屈服函数，在应力空间中，Mohr-Coulomb 屈服函数可表示为

$$\frac{1}{3} I_1 \sin \varphi - \left( \cos \theta_\sigma + \frac{\sin \theta_\sigma \sin \varphi}{\sqrt{3}} \right) \sqrt{J_2} + c \cdot \cos \varphi = 0 \quad (3.1-2)$$

式中， $I_1$  为应力张量第一不变量， $J_2$  为应力偏张量第二不变量， $\theta_\sigma$  为 Lode 角。

上式所表达的 Mohr-Coulomb 破坏面在  $\pi$  平面上是一个不等角的等边六边形；在主应力空间，Mohr-Coulomb 屈服条件的屈服面为一不规则的棱锥面，其中心轴线与等倾线重合，如图 3.1-1 所示。

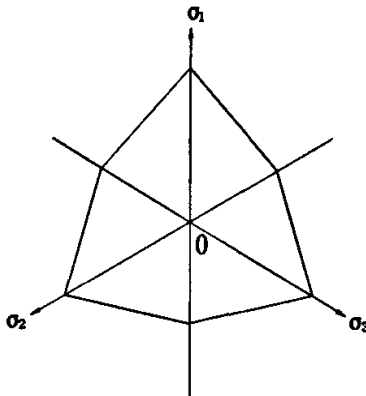


图 3.1-1 Mohr-Coulomb 屈服面

Fig3.1-1 The Mohr-Coulomb of yielding surface

采用 Boit 固结理论, 考虑地基土的固结。比奥 (Biot) 固结理论从比较严格的固结机理出发推导了准确反映孔隙压力消散与土骨架变形相互关系的三维固结方程, 一般称为“真三维固结理论”。

在土体中取一微分体, 若体积力只考虑重力,  $z$  坐标向上为正, 应力以压为正, 则三维平衡微分方程为:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= -\gamma \end{aligned} \right\} \quad (3.1-3)$$

式中:  $\gamma$  为土的容重, 应力为总应力。

比奥固结理论严格按照弹性理论, 使饱和粘土在固结过程中必须满足应力平衡方程、几何方程及虎克定律, 因此对于三维固结问题可导出如下三个方程:

$$\left. \begin{aligned} -G\nabla^2 \bar{u} + \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G\nabla^2 \bar{v} + \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \\ -G\nabla^2 \bar{w} + \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\gamma \end{aligned} \right\} \quad (3.1-4)$$

同时考虑在一个元素体中, 在一定时间内土体积的变化量等于流进和流出该元素体的水量差, 并引进达西定律, 从而推出如下连续方程:

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{1}{\alpha} \left( \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) = -\frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u \quad (3.1-5)$$

以上共有四个方程, 其中含有  $\bar{u}$ ,  $\bar{v}$ ,  $\bar{w}$  和  $u$  共四个未知函数。按理, 在一定的边界条件和初始条件下, 可以解出在任何时间及任何一点的  $\bar{u}$ ,  $\bar{v}$ ,  $\bar{w}$  和  $u$ 。要解上述偏微分方程, 在数学上是很难的。对于轴对称和平面应变中某些简单情况, 边界条件稍微复杂一些, 便无法求得解析解。因此, 从方程建立以来, 一直没有在工程中广泛应用。随着计算技术的发展, 特别是有限元法的发展, 真三维固结理论才开始应用于工程中。

## (2) 墩土界面模型

桩土界面性状是否真实地模拟, 直接影响到桩土之间的应力传递。在有限元

数值分析中, 对此问题的处理通常有两种方式: 一是在界面上设置间隙—摩擦单元; 二是按接触问题进行处理。强夯碎石墩为散体材料桩复合地基, 墩周土在成墩过程中受到了强烈的振动和挤压, 并在墩周一定范围内有碎石挤入, 因此在桩土交界处不像刚性桩那样有一个清晰的交界面, 而是形成一层介于墩体和土体强度之间的过渡区。因此, 建模时在墩体与土体之间设置过渡区, 沿墩体轴线对称分布。并在碎石墩与过渡区, 过渡区和土体之间设置接触单元。

接触面采用最为常用的 Goodman 接触单元。其应力位移关系如下:

$$\begin{Bmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -K_s & 0 \\ 0 & -K_n \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} \quad (3.1-6)$$

式中,  $K_s$  为接触面切线方向的劲度系数,  $K_n$  为法向劲度系数。

一般设定法向应力  $\sigma_n < 0$  时为拉伸破坏, 剪切应力  $\tau_s$  大于剪切强度时为剪切破坏。剪切强度按下面公式确定:

$$\tau = c_i + \sigma_n \times \tan \varphi_i \quad (3.1-7)$$

式中,  $c_i$  为接触面凝聚力参数,  $\varphi_i$  为摩擦角。当接触面单元产生破坏时, 则进行破坏处理, 降低单元刚度。

在 PLAXIS 程序中, 用参数  $R_{\text{inter}}$  来描述接触面相应于所在土层的摩擦角和凝聚力的变化情况, 其具体的关系如下:

$$\tan \varphi_{\text{interface}} = R_{\text{inter}} \tan \varphi_{\text{soil}}, \quad c_{\text{interface}} = R_{\text{inter}} c_{\text{soil}} \quad (3.1-8)$$

式中,  $\varphi_{\text{interface}}$  和  $c_{\text{interface}}$  为接触面强度参数,  $\varphi_{\text{soil}}$  和  $c_{\text{soil}}$  为土层强度参数。

根据 Goodman 提出的本构模型, PLAXIS 中用如下公式来定义接触面的法向和切向位移:

$$\Delta u = \frac{\sigma_1}{E_i}, \quad \Delta v = \frac{\tau_1}{G_i} \quad (3.1-9)$$

其中,  $E_i = 2G_i \frac{1 - \nu_i}{1 - 2\nu_i}$ ,  $G_i = R_{\text{inter}}^2 G_{\text{soil}}$ ,  $\nu_i = 0.45$ ,  $t_i$  为接触面的有效厚度系数,  $G_i$  为接触面的剪切模量,  $E_i$  为接触面的压缩模量。

影响接触面刚度最主要的因素是有效厚度。有效厚度是一个用来定义接触面属性的设想参数。在 PLAXIS 中, 有效厚度系数由程序自动生成的, 由此也就确定了接触面的合适刚度系数。一般来说, 默认的接触面的有效厚度系数不能轻易改变, 除非接触面单元承受非常大的主应力, 在本论文分析中, 采用程序默认的接触面有效厚度。

### 3.1.2 基本假定

#### (1) 强夯碎石墩的平面转化

本论文研究的是路堤荷载下的复合地基，为计算方便，采用二维平面应变问题进行分析。强夯碎石墩的布设一般采用方形、梅花形，需要将碎石墩的三维问题转化为二维平面应变问题。为此，采用面积等效的原则，按下式进行转化，将碎石墩简化为沿路基纵向的碎石墙，如图 3.1-2。

$$d = \frac{m \cdot B}{2} \quad (3.1-10)$$

式中： $m$ —复合地基面积置换率；

$B$ —影响宽度；

$d$ —转换后的碎石墙宽度。

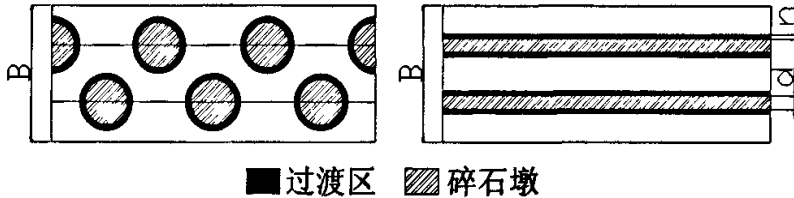


图 3.1-2 平面应变问题简化图式

Fig3.1-2 The simple chart of plane contingency questions

#### (2) 碎石墩、土体与过渡区

墩体、土体和过渡区都为弹塑性体，符合摩尔—库伦本构模型。碎石墩、过渡区和土体的交界面设置的接触单元，用弹塑性模型来模拟三者间的相互作用，在 PLAXIS 程序中用参数  $R_{\text{inter}}$  来反映他们之间的相互作用程度。并假设碎石墩与过渡区、过渡区与土体之间变形协调，无相对滑移。分析中用  $R_{\text{inter}}=1$  来实现。

当界面单元为弹性时，剪应力可用下式表示：

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_1 + C_1 \quad (3.1-11)$$

当界面单元为塑性时，剪应力可用下式表示：

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_1 + C_1 \quad (3.1-12)$$

其中， $\varphi_1$  和  $C_1$  分别为界面单元的摩擦角和凝聚力， $\sigma_n$  和  $\tau$  是作用在界面单元上的正应力和剪应力<sup>[39]</sup>。

#### (3) 过渡区的强度参数

在分析时，过渡区的强度参数按照墩体与周围土体的强度折中取值。

### 3.1.3 分析手段与方法

采用荷兰 Delft Technical University 研制的有限元软件 PLAXIS 进行分析, 并采用强度折减系数法 (Phi-c reduction) 分析路堤稳定性。所谓强度折减, 就是在弹塑性有限单元计算中将岩土体抗剪强度参数 (c、 $\varphi$ ) 逐渐折减降低, 直到使系统达到不稳定状态, 有限单元静力计算将不收敛, 路堤发生破坏。此时的折减系数就是边坡的稳定系数。

$$\tau' = \frac{\tau}{F_r} \quad (3.1-13)$$

对于 Mohr-Coulomb 准则, 有

$$\tau' = \frac{\tau}{F_r} = \int_0^l \left( \frac{c}{F_r} + \sigma \frac{\tan \varphi}{F_r} \right) \cdot dl = \int_0^l (c' + \sigma \tan \varphi') \cdot dl \quad (3.1-14)$$

故有

$$c' = \frac{c}{F_r} \quad \varphi' = \arctan \left( \frac{\tan \varphi}{F_r} \right) \quad (3.1-15)$$

式中,  $F_r$  为折减系数。

有限元强度折减法稳定系数的定义在本质上与传统方法是一致的。计算时, 首先取初始折减系数  $F_r$ , 对土体强度参数进行折减, 将折减后的参数作为新参数输入, 进行有限单元静力稳态计算, 并采用解的不收敛性作为破坏标准, 在指定的收敛准则下算法不能收敛, 表示应力分布不能满足 Mohr-Coulomb 破坏准则和总体平衡要求, 意味着出现破坏。若计算结果收敛, 则土体处于稳定状态, 然后再增加折减系数, 直到恰好不收敛为止, 此时的折减系数  $F_r$  即是路堤的稳定系数  $F$ , 即

$$F = \frac{c + \sigma_n \tan \varphi}{c_r + \sigma_n \tan \varphi_r} \quad (3.1-16)$$

式中,  $C$  和  $\varphi$  为实际土体的内聚力和内摩擦角,  $\sigma_n$  为实际正应力,  $C_r$  和  $\varphi_r$  为达到极限平衡时的内聚力与内摩擦角。

## 3.2 有限元分析几何模型和计算参数

有限元数值分析的计算模型如图 3.2-1 所示, 整个模型考虑范围为 80m×16m 的地基, 由于路堤的对称性, 取一半结构分析, 网格划分采用 6 节点三角形单元。两侧设定水平支撑, 底部固定支撑, 计算网格图见图 3.2-2。

为分析方便地基土分为两层，上层为 6m 厚的软弱土，下层为 10m 厚的强度相对较高的砂性土。路堤顶宽 20m、高 6m、坡比 1: 1.5，路堤分层填筑，填筑速率为 0.4m/d，分三层进行加载计算。强夯碎石墩按梅花形布置，沿路堤纵向墩距 5m，横向墩距 2.5m，置换率  $m$  为 39%，墩径 2.5m，过渡区厚度 25 cm，加固宽度  $B$  为 5m，根据式 (3.1-10) 折算，取碎石墙宽度为 0.6m，两边过渡区厚度为 0.2m。墩顶设置 50cm 垫层。路堤填土、垫层、软弱土、砂性土、过渡区及碎石墩的物理力学参数见表 3.2-1。

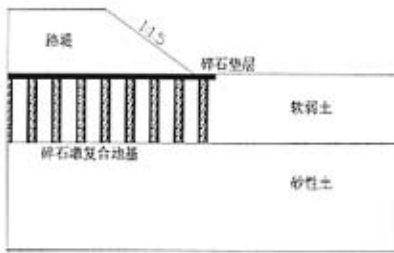


图 3.2-1 计算模型

Fig3.2-1 Calculation model

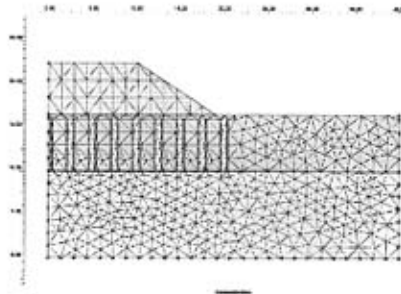


图 3.2-2 计算模型网格图

Fig3.2-2 Rid chart of calculation model

表 3.2-1 有限元计算参数

Tab3.2-1 The finite element calculation parameters

参数	符号	软弱土	砂性土	路堤填土	碎石墩	过渡区	垫层
密度 (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	17.0	17.0	17.0	20.0	19.0	18.0
	$\gamma_{sat}$	17.0	20.0	20.0	23.0	22.0	21.0
模量 (MPa)	$E_{ref}$	2.0	13.0	60.0	24.8	14.0	80.0
泊松比	$\nu$	0.35	0.3	0.3	0.2	0.27	0.27
粘聚力 (kPa)	$c_{ref}$	10.3	1.0	20.0	0.0	10.0	0.0
内摩擦角 (°)	$\phi$	5.0	31.0	34.0	38.0	20.0	38.0
剪胀角 (°)	$\psi$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
渗透系数 (m/d)	$K_x$	0.001	1.0	0.02	1.0	1.0	1.0
	$K_y$	0.001	1.0	0.02	1.0	1.0	1.0
界面强度系数	$R_{inter}$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

经计算，在未加固的地基上直接填筑路堤，其稳定性系数  $K=1.083$ ，基本上处于极限平衡状态，其最可能滑动面位置如图 3.2-3 所示。

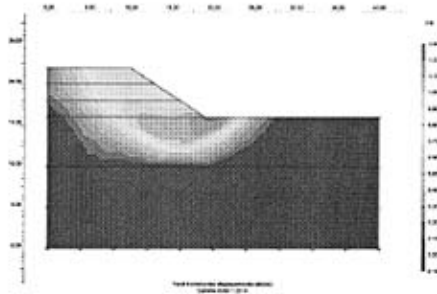


图 3.2-3 地基未加固时的最大可能滑动面 (K=1.083)

Fig3.2-3 The utmost sliding surface with no reinforcement of the foundations (K=1.083)

为考虑强夯碎石墩墩体的不规则性，将墩体分为鼓状墩体、漏斗状墩体和规则墩体三种形状，其墩体结构简图和路堤下复合地基有限元分析网格图如图 3.2-4 和图 3.2-5 所示。并提出了体积置换率的概念，碎石墩体积置换率为单墩加固范围内墩体体积与加固范围的体积之比。



图 3.2-4 强夯碎石墩复合地基墩体简图

Fig3.2-4 The pier's chart of Dynamic Compacted Grave Pier Composite Foundations

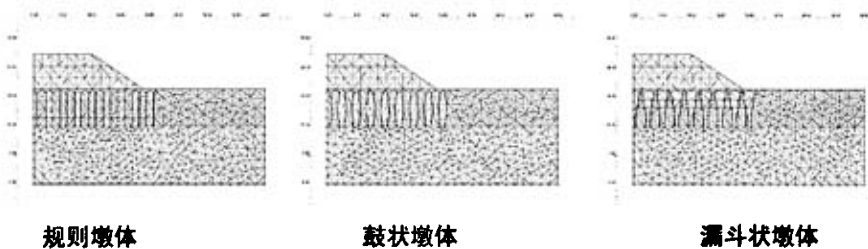


图 3.2-5 三种墩体形状复合地基计算网格图

Fig3.2-5 The calculation grid chart of three composite foundations's pier shape

### 3.3 强夯碎石墩破坏模式分析

根据强夯碎石墩墩底是否到达强度较高的持力层，将碎石墩分为端承墩和悬浮墩。端承墩的分析模型如前所述，为了得出强夯碎石墩墩体不规则性的影响，取墩体形状为鼓状墩体、漏斗状墩体、规则墩体三种情况，并统一取体积置换率为 40.0%，墩体尺寸形状如图 3.3-1 所示。对悬浮墩，墩底以下 3m 设定为软弱土层。

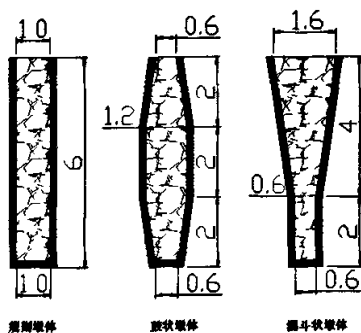


图 3.3-1 三种墩体形状分析尺寸图

Fig3.3-1 The analysis size chart of three piers' shape

#### 3.3.1 端承墩破坏模式

图 3.3-2 为路堤中心线处未加固地基的荷载与沉降曲线，从图可以看出当荷载超过 80kPa 以后，沉降积聚增加，以此判断未加固地基的承载力约为 80kPa。图 3.3-3、图 3.3-4、图 3.3-5 为三种墩体复合地基路堤中心线处墩体与墩间土体的 P-S 曲线。从图中结果可以看到：墩间土较墩体先进入极限状态，如以墩间土判断，三种墩体复合地基的极限承载力约为 200kPa 左右；如以墩体判断，则约为 210kPa 左右。相对而言，漏斗状墩体复合地基的承载力要高些。墩体的设置使墩间土体的承载力明显提高，是原来的两倍还多。不管是鼓状墩体还是漏斗状墩体，其 P-S 曲线与规则墩体是比较接近的。

图 3.3-6 为荷载  $P=120\text{kPa}$  时端承墩侧面随深度的横向变形曲线，从图中可以看出，三种墩体中规则墩体的横向变形比较大，最大可达 16mm，且发生在距墩顶 1.5m 左右，鼓状与漏斗状墩体的横向变形比较接近，最大变形虽然比规则墩体小，但也达 14mm，发生在距墩顶 2m 左右。由此可以看出墩体顶端的鼓胀变形主要发生在距墩体 0~2.0m 处，图 3.3-7 给出了规则墩体距墩顶 1.5m 处的水平变形与荷载之间的关系曲线，由图可以看出，当荷载  $P=210\text{kPa}$  时墩体的鼓胀变形迅速增加，将不能在承受更多的荷载，即产生鼓胀破坏。



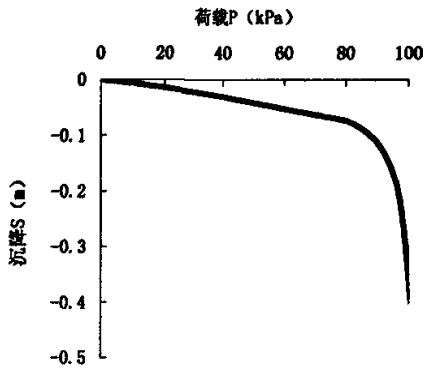


图 3.3-2 地基土 P-S 曲线图  
Fig3.3-2 The P-S curve of foundation

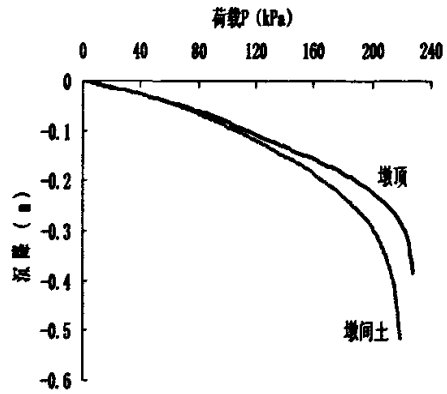


图 3.3-3 规则墩体复合地基 P-S 曲线  
Fig3.3-3 The P-S curve of standard pier of composite foundation

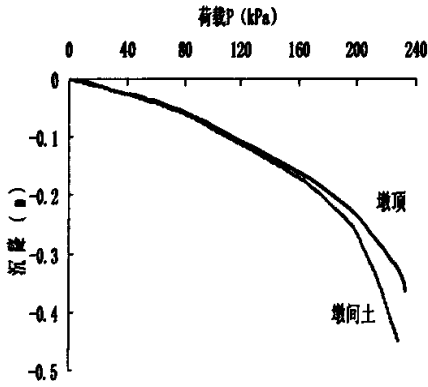


图 3.3-4 漏斗状墩体复合地基 P-S 曲线  
Fig3.3-4 The P-S curve of funnel-shap pier of composite foundation

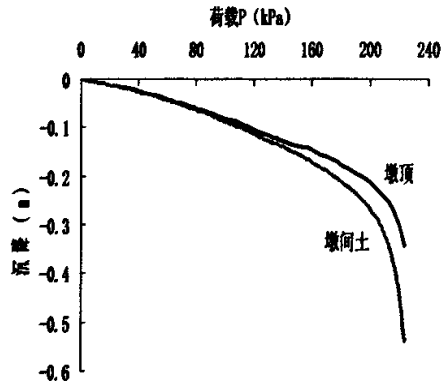


图 3.3-5 鼓状墩体复合地基 P-S 曲线  
Fig3.3-5 The P-S curve of drum-shap pier of composite foundation

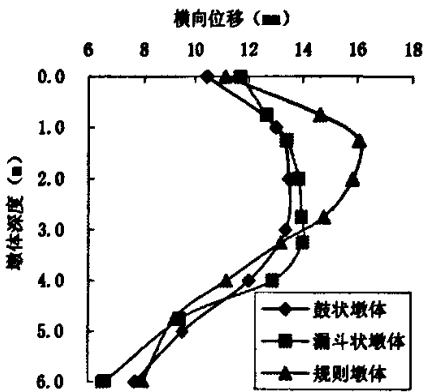


图 3.3-6 荷载 P=120kPa 时端承墩横向变形  
Fig3.3-6The ended pier's transverse deformation, when P=120kPa

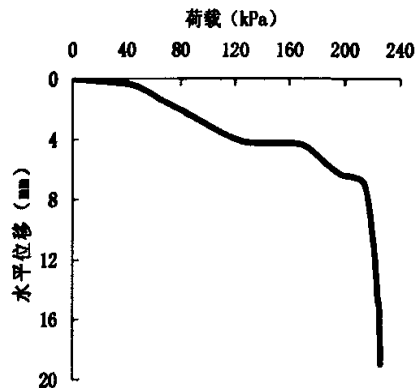


图 3.3-7 墩体水平变形与荷载之间的关系  
Fig3.3-7 The relationship between the transverse deformation and the load

图 3.3-9 和图 3.3-10 为荷载  $P=120\text{kPa}$  时强夯碎石墩复合地基底面和顶面墩体和墩间土体的沉降曲线。其中,距路基中心线  $0、2.5、5、7.5、10\text{m}$  处为墩体中心处的沉降,距路基中心线  $1.25、3.75、6.25、8.75\text{m}$  处为墩间土体中点处的沉降。从两图的结果可以看出,对于强夯碎石墩复合地基墩体不仅存在着墩底向下的刺入,还存在着墩顶相对于墩间土体的向上路堤土体的刺入。但从图中可以看出无论是向上还是向下的刺入都比较小,最大不超过  $10\text{mm}$ 。从两图中还可以看出不管是复合地基顶面还是底面鼓状和漏斗状墩体的沉降曲线基本相同,其与规则墩体存在着明显的差别,相比之下不难看出,鼓状和漏斗状墩体更有利于减少路堤的不均匀沉降,因此可以说相比规则墩体而言强夯碎石墩的不规则性是更有利于软基加固效果的。图 3.3-8 给出了墩体底部的竖向位移与荷载之间的关系,从图中可以看出当荷载  $P=240\text{kPa}$  时,竖向位移没有明显的增大趋势,即尚未出现墩体的刺入破坏形式。

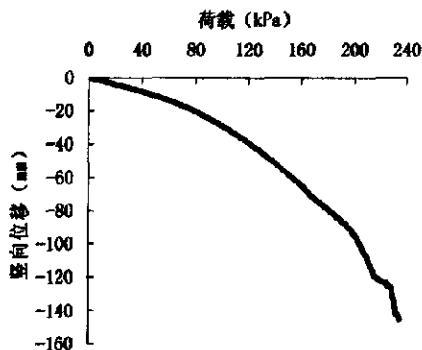


图 3.3-8 墩底竖向位移与荷载之间的关系曲线

Fig3.3-8 The curve relationship between pier's vertical displacement and lode

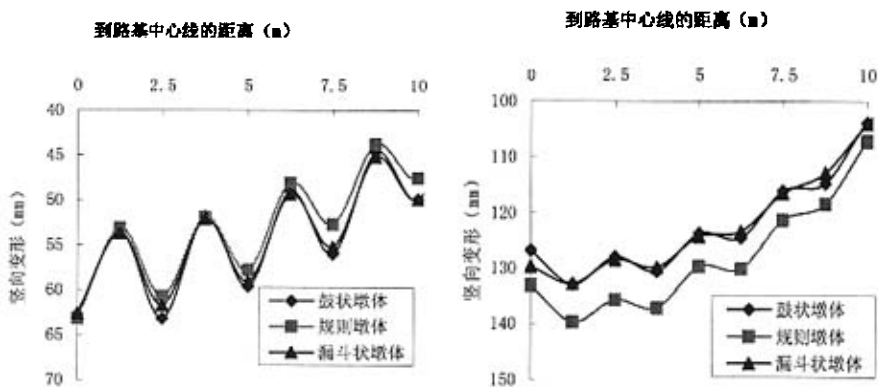


图 3.3-9 端承墩复合地基底面沉降曲线

Fig3.3-9 The bottom settlement curve of the

ended pier composite

图 3.3-10 端承墩复合地基顶面沉降曲线

Fig3.3-10 The top settlement curve of the

ended composite foundation

图 3.3-11、3.3-12 和 3.3-13 为三种墩体复合地基中墩体和墩间土体压缩变形与荷载之间关系曲线。从图中结果可以看出，当荷载  $P=120\text{kPa}$  时，墩体的压缩变形平均在  $90\text{mm}$  左右，平均每米压缩变形可达  $15\text{mm}$ ，墩顶  $2\text{m}$  范围内的压缩变形更大，约占总压缩变形的  $60\%$  以上（见表 3.3-1）；就三种形状墩体来看，在荷载为  $210\text{kPa}$  左右时，压缩变形均急剧增加，相对而言漏斗状墩体的极限承载力要大一些。因此在荷载作用下，墩体顶部由于本身强度不够产生过大的压缩变形而导致墩体发生剪切破坏的可能性极大。

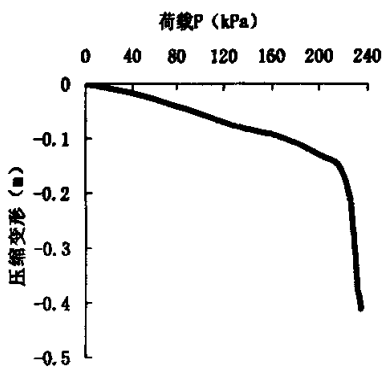


图 3.3-11 规则墩体压缩变形

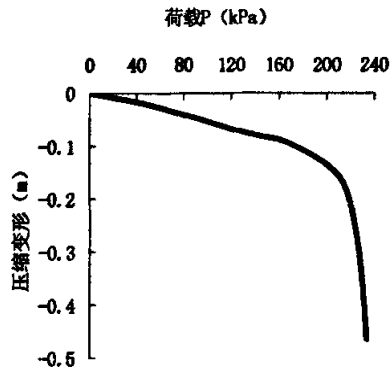


图 3.3-12 鼓状墩体压缩变形

Fig3.3-11 The standard pier's compression chart Fig3.3-12 The compression of drum-shap pier

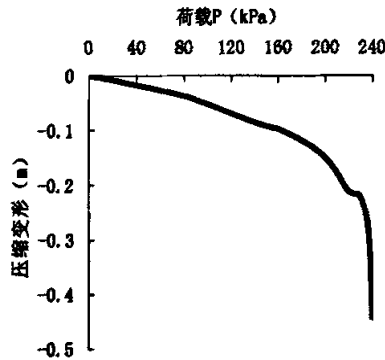


图 3.3-13 漏斗状墩体压缩变形

Fig3.3-13 The compression of funnel-shap pier

表 3.3-1 荷载  $P=120\text{kPa}$  时各段的压缩变形占总压缩变形的百分比

Tab3.3-1 When  $P=120\text{kPa}$ , compression of the percentage of the total compression

墩体深度 (m)	0~0.75	0.75~1.5	1.5~2.25	2.25~3	3~3.75	3.75~4.5	4.5~5.25	5.25~6
压缩变形 (mm)	7.2	21.8	14.2	10.1	8.7	7.7	6.4	5.2
占总变形的百分比 (%)	8.55	25.68	16.75	11.96	10.29	9.11	7.55	6.20

通过以上分析可知,地基整体进入极限状态(相应的荷载为 210kPa 左右)时,墩体的鼓胀变形和压缩剪切变形也进入极限状态,而刺入变形还处于弹性阶段,由此可认为,端承墩复合地基墩体的破坏主要是墩体顶部的鼓胀破坏和强度不足引起的剪切破坏,破坏的范围大致在距墩顶 0~2.0m 范围内。

### 3.3.2 悬浮墩破坏模式

图 3.3-14、图 3.3-15 和图 3.3-16 是悬浮墩情况下,三种形状墩体复合地基墩体与墩间土体的 P-S 曲线。从图中可以看出,悬浮墩表现出与端承墩相似的规律,即:三种墩体复合地基 P-S 曲线比较接近;墩间土较墩体先进入极限状态,与端承墩相比,这一现象更加明显,说明墩间土受到的作用更强烈。如以墩间土判断,三种形状悬浮墩复合地基的极限承载力约为 140kPa 左右,较端承墩低 60kPa;如以墩体判断,在 160kPa 的荷载下,尚未完全进入极限状态。

图 3.3-17 为荷载  $P=120\text{kPa}$  时悬浮墩横向变形曲线。从图中可以看出,三种形状墩体的横向变形曲线比较接近,在墩顶产生比较明显的鼓胀同时,墩底也出现了比较明显的鼓胀。最大横向变形约为 11mm,且发生在距墩顶约 2m 和距墩底 1.5m 范围内。图 3.3-18 是规则墩体距墩顶 1.5m 处的横向变形与荷载之间的关系曲线。从图中可以看出,当荷载  $P$  大于 120kPa 以后,墩体的横向变形加迅速增大,基本不能再承受更大的荷载,即产生了鼓胀破坏,可见悬浮墩复合地基墩体的鼓胀破坏也是存在的。

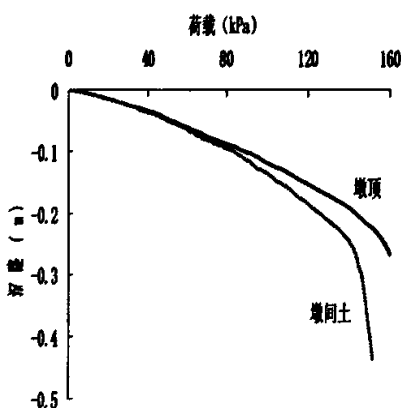


图 3.3-14 鼓状墩体复合地基 P-S 曲线  
Fig3.3-14 The P-S curve of composite foundation's drum-shap pier

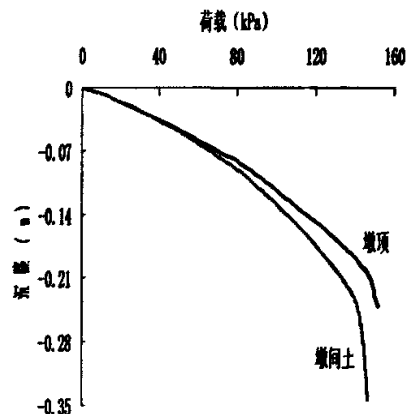


图 3.3-15 漏斗状墩体复合地基 P-S 曲线  
Fig3.3-15 The P-S curve of composite foundation's pier funnel-shap

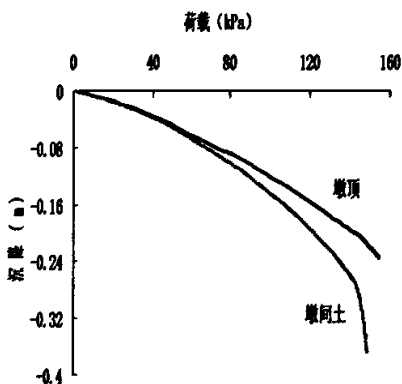


图 3.3-16 规则墩体复合地基 P-S 曲线  
Fig3.3-16 The P-S curve of composite foundation's standard pier

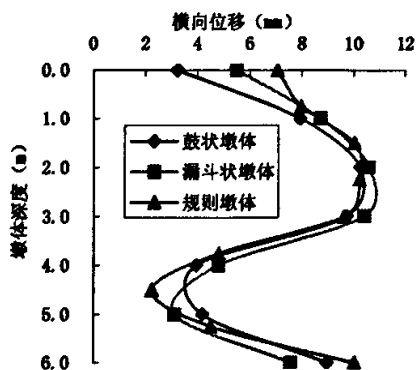


图 3.3-17 荷载  $P=120\text{kPa}$  时悬浮墩横向变形图  
Fig3.3-17 The suspended pier's transverse chart, when  $P=120\text{kPa}$

图 3.3-20 和图 3.3-21 为荷载  $P=120\text{kPa}$  时强夯碎石墩复合地基地面和顶面墩体和墩间土体的沉降曲线，其中距路基中心线 0、2.5、5、7.5、10m 处为墩体中心处的沉降，距路基中心线 1.25、3.75、6.25、8.75m 处为墩间土体中点处的沉降。从两图中可以看出，对于悬浮墩复合地基，墩体也同时存在着墩底向下的刺入和墩顶向上路堤土体的刺入，与端承墩相比，向下的刺入明显得多，最大可达 60mm，向上的刺入比较接近，最大只有 15mm。从两图中还可以得出与端承墩相同的结论：不管是复合地基顶面还是底面鼓状和漏斗状墩体的沉降曲线基本相同，其与规则墩体存在着明显的差别，鼓状和漏斗状墩体更有利于减少路堤的不均匀沉降，因此进一步说明了强夯碎石墩的优越性。图 3.3-18 是规则墩体墩底竖向变形与荷载之间的关系曲线，从图中也可以看出：当荷载  $P$  大于 100kPa 以后，墩底的竖向位移迅速增加，即产生了明显的刺入破坏。

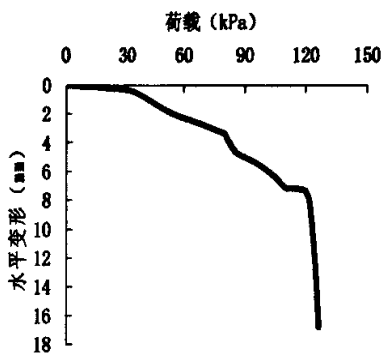
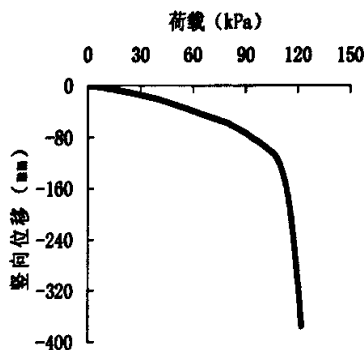


图 3.3-18 墩体水平变形与荷载之间的关系  
Fig3.3-18 The relationship between load and the pier's level transverse



3.3-19 墩底竖向位移与荷载之间的关系  
Fig3.3-19 The relationship between load and pier's vertical displacement

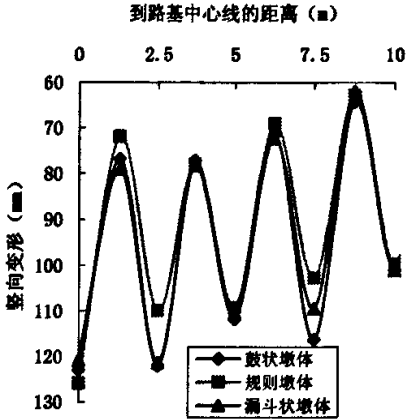


图 3.3-20 悬浮墩复合地基底面沉降曲线图  
Fig3.3-20 The bottom settlement curve of the suspended pier composite foundation

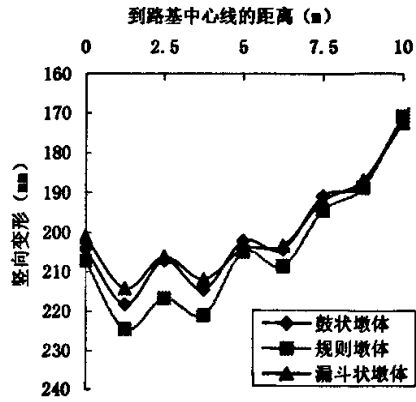


图 3.3-21 悬浮墩复合地基顶面沉降曲线图  
Fig3.3-21 The top settlement curve of the composite foundation's suspended pier

图 3.3-22、3.3-23 和 3.3-24 为三种墩体复合地基中墩体与荷载之间的压缩变形曲线，从图中结果可以看出，当荷载  $P=120\text{kPa}$  时，墩体的压缩变形平均在  $60\text{mm}$  左右，平均每米压缩变形可达  $10\text{mm}$ ，墩顶  $2\text{m}$  范围内的压缩变形更大，约占总压缩变形的  $50\%$  以上（见表 3.3-2），因此在荷载作用下，墩体顶部由于本身强度不够产生过大的压缩变形而导致墩体发生剪切破坏的可能性极大。

从以上分析可以看出，对于悬浮墩复合地基墩体产生鼓胀破坏和刺入破坏的可能性都存在。其具体的破坏模式与墩的着底（持力层性质）情况和墩体长度有关。

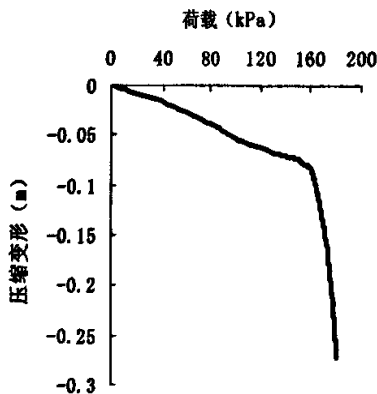


图 3.3-22 规则墩体压缩变形  
Fig3.3-22 The compression of the standard-shap pier

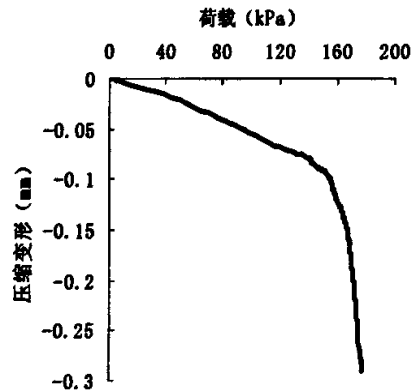


图 3.3-23 鼓状墩体压缩变形  
Fig3.3-23 The compression of drum-shap pier

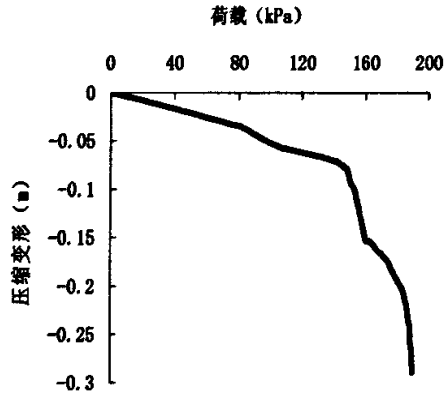


图 3.3-24 漏斗状墩体压缩变形

Fig3.3-24 The compression of the funnel-shape pier

表 3.3-2 荷载 P=120kPa 时各段压缩变形占总压缩变形的百分比

Tab3.3-2 When P=120kPa, compression of the percentage of the total compression

墩体深度 (m)	0~0.75	0.75~1.5	1.5~2.25	2.25~3	3~3.75	3.75~4.5	4.5~5.25	5.25~6
压缩变形 (mm)	7.0	10.0	11.0	9.0	8.0	5.0	5.0	5.0
占总变形的百分比 (%)	11.67	16.67	18.33	15.00	13.33	8.33	8.33	8.33

### 3.3.3 墩体破坏模式与墩的着底情况、墩体长度的关系

图 3.3-25 为墩体长度分别为 3m、4m、5m、6m 且墩底持力层为砂土情况下，规则墩体的横向变形和墩底的刺入变形与荷载之间的关系。从图中可以根据墩体顶端的鼓胀变形和墩底的刺入变形分别得出两种破坏形式下的墩体承载力，见表 3.3-3。从表中可以看出当墩底持力层土的物理性质较好时，墩体的破坏模式与墩体长度无关，大都以墩顶鼓胀破坏为主，且都发生在墩顶 2m 范围内。因此端承墩墩体承载力计算应以鼓胀破坏破坏进行分析。

表 3.3-3 有限元计算承载力值及可能破坏模式的预测

Tab3.3-3 The forecasts of the capacity fingers by finite element and possible distruction model

墩长 (m)		3	4	5	6
墩端持力层厚度 (m)		13.0	12.0	11.0	10.0
承载力 (kPa)	鼓胀式	350	375	390	415
	刺入式	未破坏	未破坏	未破坏	未破坏
预测破坏模式		鼓胀式	鼓胀式	鼓胀式	鼓胀式

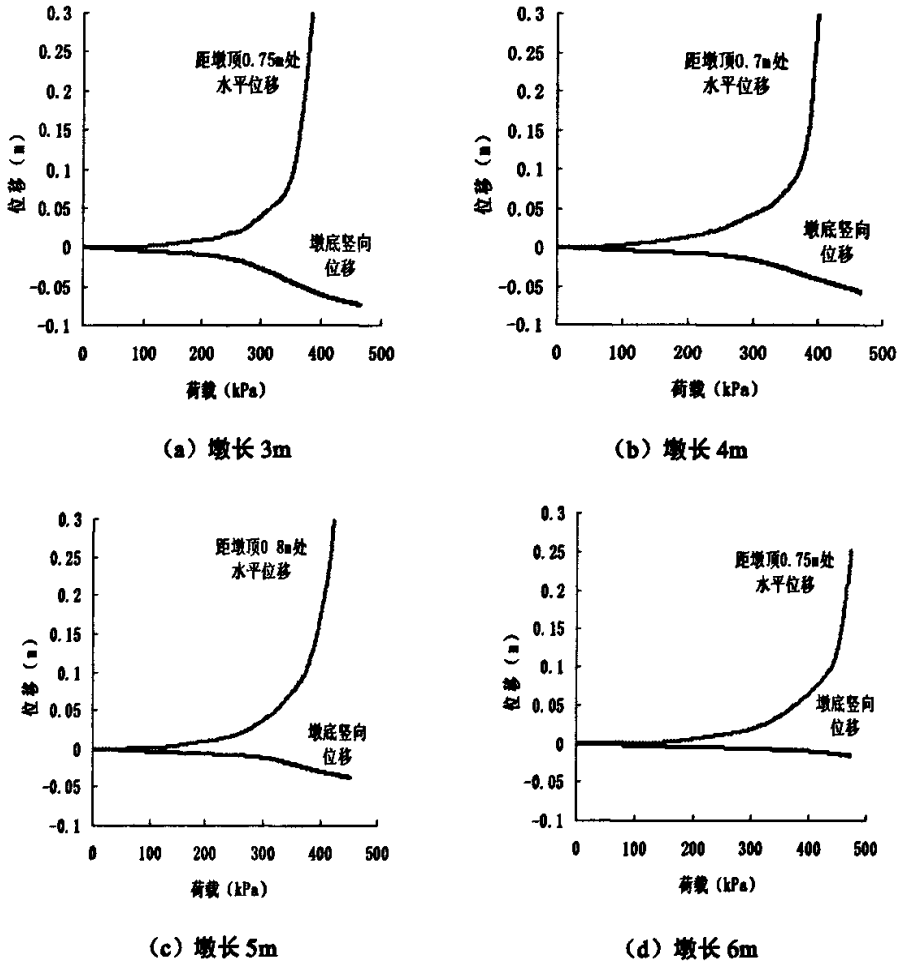


图 3.3-25 端承墩墩体横向变形、墩底位移与荷载的关系曲线

Fig3.3-25 The curve of the relationship between the ended pier's transverse deformation, the bottom's displacement and load

图 3.3-26 为墩体长度分别为 2m、3m、4m、5m、6m、7m 且墩底持力层均为 3m 厚的软土情况下, 规则墩体的横向变形和墩底刺入变形与荷载之间的关系曲线。根据墩体顶端的鼓胀变形和墩底的刺入变形分别得出墩体承载力见表 3.3-4。从表中可以看出当墩底持力层土的性质较差, 承载力较低时, 墩体的破坏模式与墩体长度有关, 墩长较小时 (<4.0m), 墩体发生刺入破坏的可能性较大, 且墩底持力层性质对复合地基承载力影响较大; 墩长较大时 (>4.0m), 墩体发生鼓胀剪切破坏的可能性较大, 持力层土的性质对复合地基承载力影响不大。



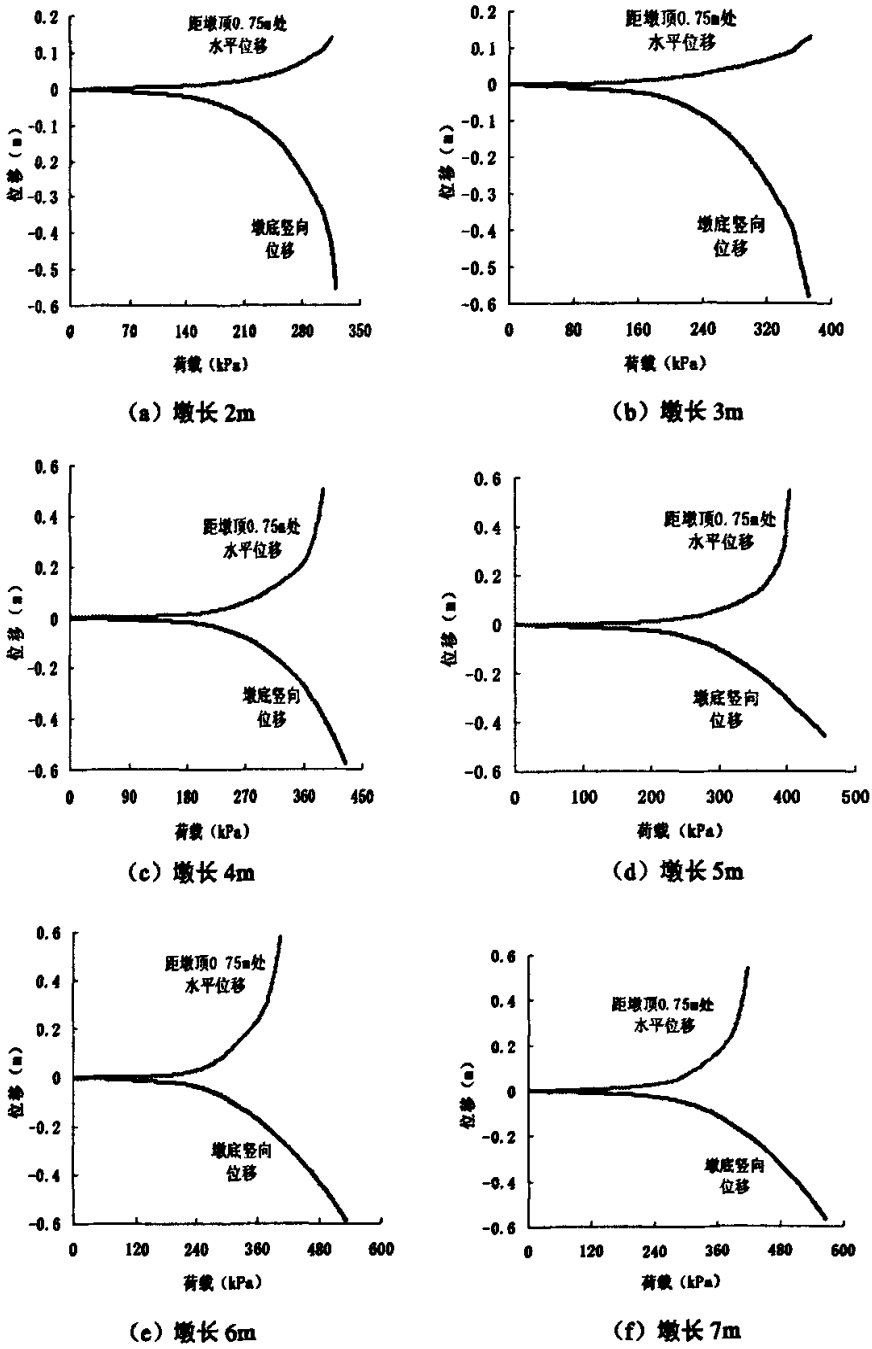


图 3.3-26 悬浮墩墩体横向变形、墩底位移与荷载的关系曲线

Fig3.3-26 The curve of the relationship between the suspended pier's transverse deformation, the bottom of pier's displacement and load

表 3.3-4 有限元计算承载力及可能破坏模式的预测

Tab3.3-4 The forecasts of the capacity fingers by finite element and possible distruction model

墩长 (m)		2	3	4	5	6	7
墩端持力层		软弱土	软弱土	软弱土	软弱土	软弱土	软弱土
墩端持力层厚度(m)		3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
承载力 (kPa)	鼓胀式	未破坏	未破坏	360	360	360	360
	刺入式	240	240	350	未破坏	未破坏	未破坏
预测破坏模式		刺入式	刺入式	两种并存	鼓胀式	鼓胀式	鼓胀式

从以上分析可以看出,强夯碎石墩复合地基墩体的破坏模式有墩顶的鼓胀式剪切破坏和墩底的刺入式破坏。其中鼓胀式剪切破坏是最主要的破坏形式,只要墩底的着底(持力层性质)情况较好墩体的承载力均可按照鼓胀式剪切破坏进行计算。刺入式破坏一般发生在墩的着底(持力层性质)情况较差,墩体较短(一般为4倍墩径)的情况下,同时也可能存在着鼓胀破坏,承载力应按照两种破坏模式进行计算,取其小值。

### 3.4 强夯碎石墩复合地基破坏模式

#### 3.4.1 分析工况

对于强夯碎石墩复合地基的破坏,本节将按照强夯碎石墩复合地基的承载力和碎石墩复合地基上路堤稳定性两个方面进行分析。

首先取软土层厚为6m的未加固地基进行分析,其分析模型见前述的图3.2-3,得出在快速加荷条件下未加固地基的破坏模式,以便和强夯碎石墩复合地基的破坏模式进行对比分析。

对强夯碎石墩复合地基,为分析方便,统一取规则墩体进行分析,计算参数如前述的表3.2-1。分析时为了使复合地基产生破坏,在6m高的路堤上施加均布荷载。分析工况按端承墩复合地基和悬浮墩复合地基分别进行分析,最后得出碎石墩复合地基的破坏模式。

端承墩复合地基的计算模型见图3.4-1,墩体长度为6m,碎石墩直径折算后为1.0m,置换率为40%。采用快速加载,并在路堤上分别施加30kPa、60kPa、90kPa、120kPa、150kPa、180kPa、210kPa的均布荷载。

悬浮墩复合地基计算模型见图3.4-2,碎石墩直径折算后为0.6m,置换率为24%。分析时取软土层厚为6m,碎石墩长度分别为2m、3m、4m、5m。也采用快

速加载，并在路堤上施加 100kPa 的均布荷载，以便得出复合地基的 P-S 曲线。在进行路堤稳定性系数计算时取消均布荷载，所得的稳定性系数均为在快速加载条件下复合地基上路堤的稳定性系数。

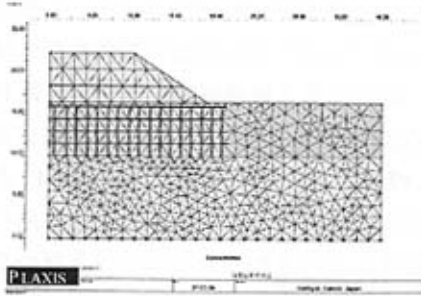


图 3.4-1 端承墩复合地基计算模型  
Fig3.4-1 The calculation model of the ended composite foundation

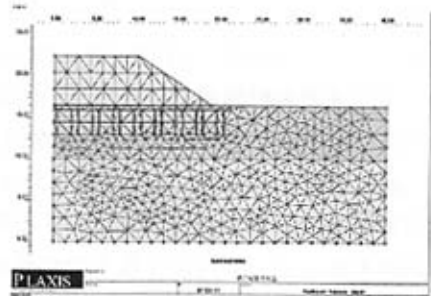


图 3.4-2 悬浮墩复合地基计算模型  
Fig3.4-2 The calculation model of suspended composite foundation

### 3.4.2 计算结果与分析

#### (1) 未加固地基

图 3.4-3 为在快速加载条件下路堤中心线处未加固地基的 P-S 曲线及地基上路堤的最可能滑动面位置，通过计算在此条件下路堤的稳定性系数  $k=1.003$ ，基本上处于稳定极限状态，此时地基上路堤荷载为 102kPa。从地基的 P-S 曲线可以判断地基的承载力约为 100 kPa，刚好能够承担路堤荷载，这与以路堤稳定性计算所得的承载力基本相同。因此地基处理从提高地基承载力和提高地基上路堤的稳定性出发是等同的。

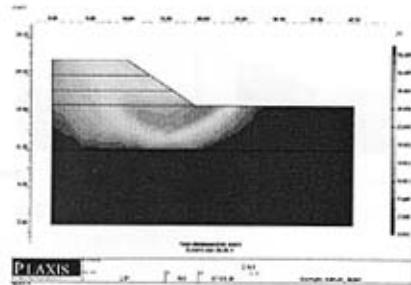
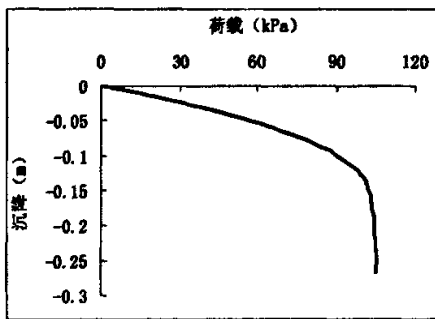


图 3.4-3 未加固地基 P-S 曲线及路堤的最可能滑动面位置 ( $k=1.003$ )

Fig3.4-3 the curve of the no reinforcement pier's P-S and the foundations' utmost sliding replacement

#### (2) 端承墩复合地基

图 3.4-4 为快速加载条件下路堤中心线处强夯碎石墩复合地基的 P-S 曲线（以墩体得出的），以此可以判断出复合地基承载力约为 220 kPa。图 3.4-5 为快速加载

条件下复合地基上路堤最可能出现的滑动面位置，计算得的路堤稳定性系数  $k=1.558$ 。因此可以说在此复合地基上填筑 6m 高的路堤（路堤荷载为 102 kPa）其承载力和路堤的稳定性是满足要求的。分析时为了获得极限状态的情况，在 6m 高的路堤上外加均布荷载，得到图 3.4-6 所示不同荷载（30 kPa~210 kPa）下复合地基上路堤的最可能滑动面位置及其路堤稳定性系数。图 3.4-7 为复合地基路堤稳定性系数与路堤上均布荷载之间的关系，从图中可以看出路堤的稳定性系数随着均布荷载的增加而降低，当取路堤的稳定性系数  $k=1.0$  时，路堤上所加的均布荷载约为 110kPa，加上路堤荷载共为 212kPa，而此时复合地基的承载力为 220 kPa，复合地基的承载能力略大于由路堤稳定推算出来的承载力，因此可以判断，端承墩复合地基的破坏模式应该是因地基上路堤稳定性不足引起的滑动剪切破坏和因复合地基承载力不足引起的复合地基整体剪切破坏同时存在的，但与复合地基整体剪切破坏相比，滑动剪切破坏的可能性更大一些，可以说复合地基承载力以路堤稳定性进行计算是偏于安全的。

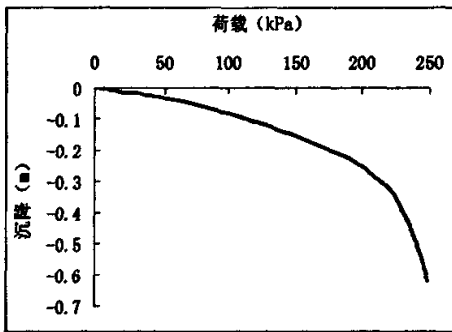


图 3.4-4 复合地基 P-S 曲线

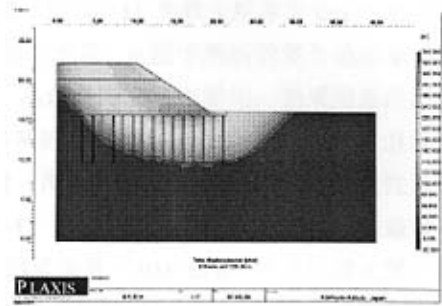


图 3.4-5 最可能滑动面位置 ( $k=1.558$ )

Fig3.4-4 The P-S curve of then composite foundation Fig3.4-5The foundations' utmost sliding replacement

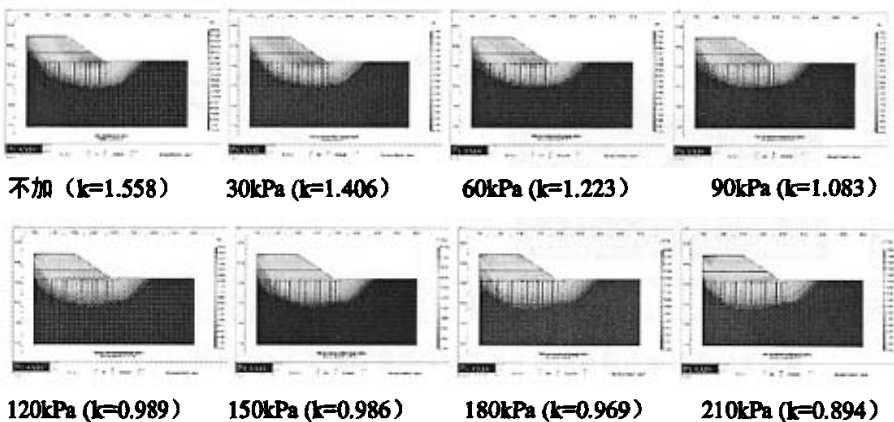


图 3.4-6 路堤上加均布荷载时最可能滑动面位置及稳定性系数

Fig3.4-6 The utmost sliding location replacement the most likely sliding location

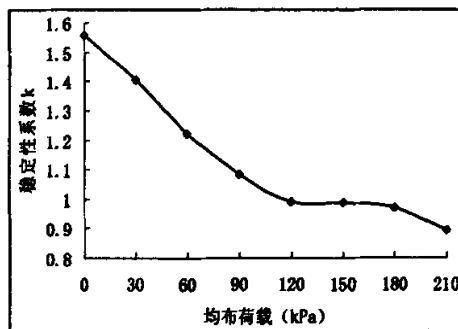


图 3.4-7 稳定性系数与路堤上均布荷载的关系曲线

Fig3.4-7 The curve of the relationship between the stability factors and the embankment's uniform load

(3) 悬浮墩复合地基

图3.4-8~图3.4-14为在快速加载条件下墩体长度为2m~8m的复合地基的P-S曲线和最可能的滑动面位置，其中图3.4-8~图3.4-11为软土层厚为6m的悬浮墩复合地基，图3.4-12~图3.4-14为端承墩复合地基，从图中判断的复合地基承载力和计算所得的路堤稳定性系数见表3.4-1。从这些图表可以看出，当采用悬浮墩复合地基时，路堤的最可能滑动面位置大多从碎石墩底和持力层上部通过，且稳定性系数比较小；当复合地基采用端承墩时，滑动面从墩体中间通过，稳定性系数明显增大，滑动面上移。图3.4-8至图3.4-11为悬浮墩复合地基，其路堤的最可能滑动面位置和稳定性系数都是在6m高的路堤荷载(102 kPa)下分析得出的，从路堤荷载与表3.4-1中得出的复合地基的承载力相比可以看出，这些悬浮墩复合地基完全可以承担上部6m高的路堤荷载。

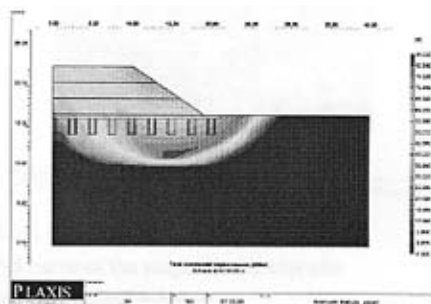
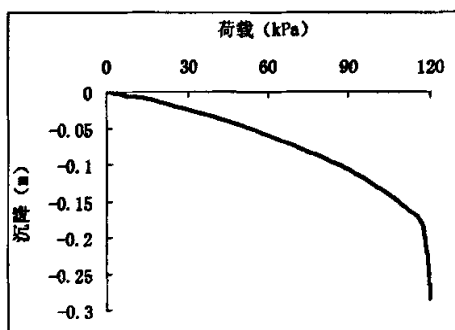


图 3.4-8 墩长为 2 m 的悬浮墩复合地基 P-S 曲线及最可能的滑动面位置

Fig3.4-8 When the length is 2m, the P-S curve of the suspension composite foundation and the most likely sliding location

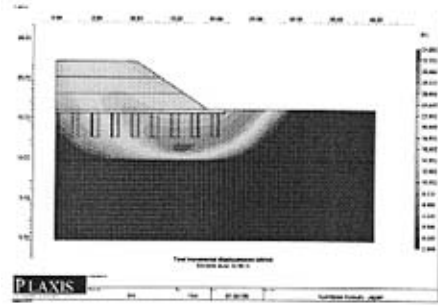
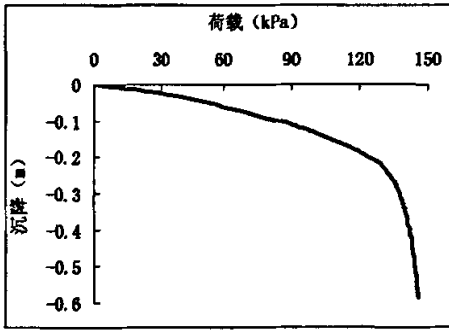


图 3.4-9 墩长为 3m 的悬浮墩复合地基 P-S 曲线及最可能滑动面位置  
Fig3.4-9 When the length is 3m, the P-S curve of the suspension composite foundation and the most likely sliding location

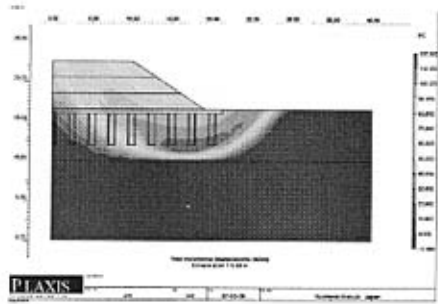
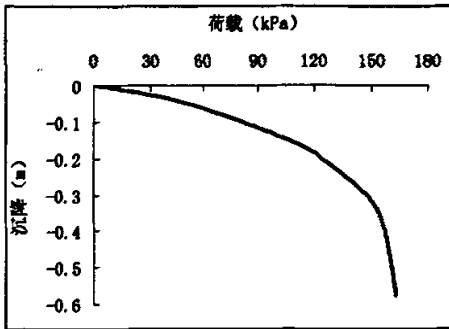


图 3.4-10 墩长为 4m 的悬浮墩复合地基 P-S 曲线及最可能滑动面位置  
Fig3.4-10 When the length is 2m, the P-S curve of the suspension composite foundation and the most likely sliding location

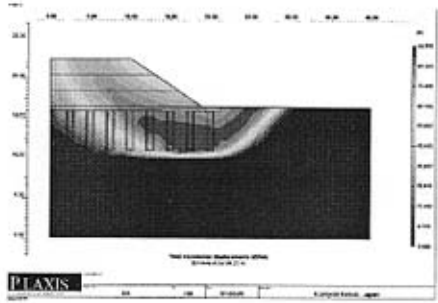
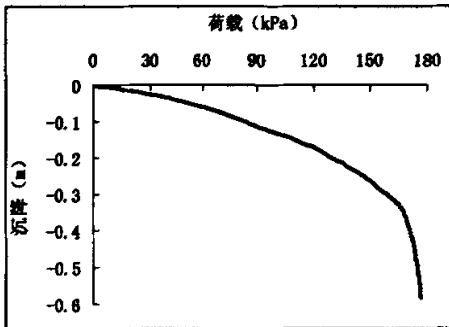


图 3.4-11 墩长为 5m 的悬浮墩复合地基 P-S 曲线及最可能滑动面位置  
Fig3.4-11 When the length is 5m, the P-S curve of the suspension composite foundation and the most likely sliding location

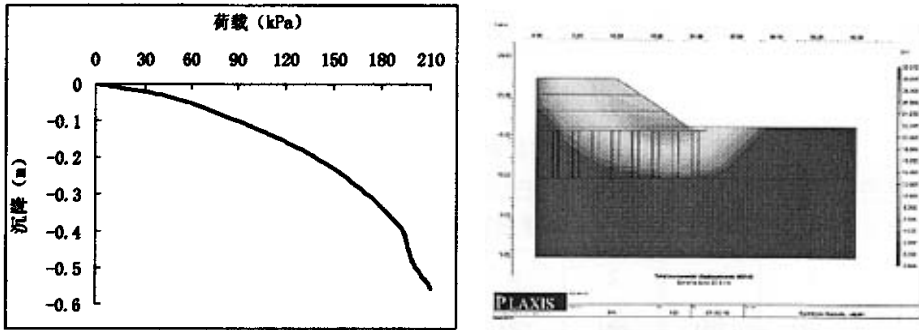


图 3.4-12 墩长为 6m 的端承墩复合地基 P-S 曲线及最可能滑动面位置  
Fig3.4-12 When the length is 6m, the P-S curve of the suspension composite foundation and the most likely sliding location

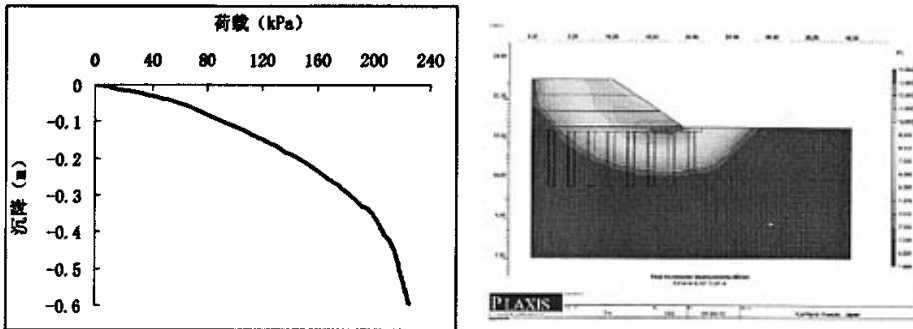


图 3.4-13 墩长为 7m 的端承墩复合地基 P-S 曲线及最可能滑动面位置  
Fig3.4-13 When the length is 7m, the P-S curve of the suspension composite foundation and the most likely sliding location

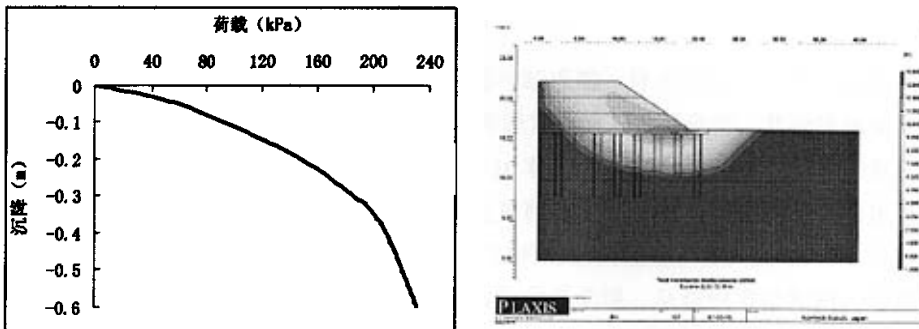


图 3.4-14 墩长为 8m 的端承墩复合地基 P-S 曲线及最可能滑动面位置  
Fig3.4-14 When the length is 8m, the P-S curve of the suspension composite foundation and the most likely sliding location

图 3.4-15 为复合地基承载力、路堤稳定性与墩体长度之间的关系曲线，其中墩长大于 6m 为端承墩复合地基，从图中可以看出，无论是复合地基承载力还是路堤稳定性，当采用悬浮墩时，二者都随着墩长的增加而增加，当采用端承墩时，

再增加墩长，二者基本上不会在增加。因此在采用强夯碎石墩复合地基进行软基处理时，墩体穿过软土层即可。

表 3.4-1 复合地基承载力、稳定性系数的有限元计算值

Tab3.4-1 The composite foundations' capacity, stability fingers by finite element's calculation coefficients

复合地基类型	悬浮墩（软土层厚为 6m）				端承墩（软土层厚为 6m）			
	墩体长度（m）	2	3	4	5	6	7	8
复合地基承载力（kPa）		117	130	152	166	192	196	196
路堤稳定系数 k		1.007	1.051	1.138	1.231	1.371	1.374	1.389

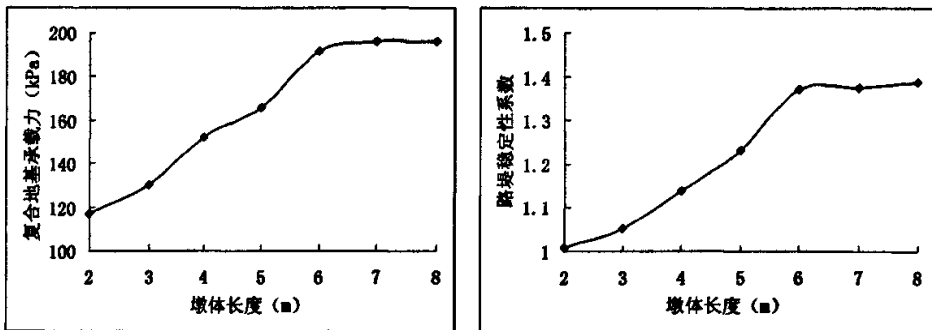


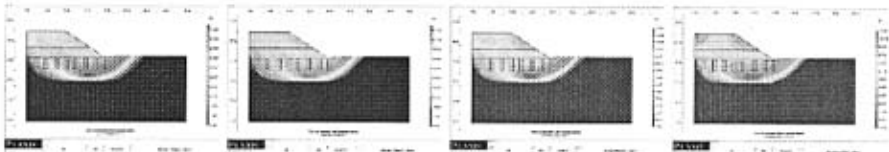
图 3.4-15 复合地基承载力、路堤稳定性与墩体长度之间的关系

Fig3.4-15 The relationship between the composite foundations' capacity, embankment's stability and pier's length

为了得到极限状态下的情况，分析时与断承墩一样在路堤上加均布荷载，并取墩体长度分别为 3m 和 4m 的两种悬浮墩复合地基进行分析。其分析结果见图 3.4-16、图 3.4-17 和图 3.4-18。其中图 3.4-16 和图 3.4-17 分别为两种墩长的复合地基上加均布荷载时路堤的最可能滑动面位置和稳定性系数。从图中可以看出随着均布荷载的增加，稳定性系数减低，最可能的滑动面位置下移。图 3.4-18 为两种墩体稳定性系数与路堤上加均布荷载之间的关系曲线。从图中可以判断，当稳定性系数为 1.0 时，两种墩体复合地基路堤上加均布荷载分别为 22 kPa 和 40 kPa，在加之路堤荷载（此处路堤荷载为 102 kPa）共为 124 kPa 和 142 kPa，这与表 3.4-1 中两种墩长的复合地基的承载力（130 kPa 和 152 kPa）相比虽然略小些，但比较接近。因此可以判断，悬浮墩复合地基与端承墩复合地基的破坏模式一样，即路堤的滑动剪切破坏和复合地基整体剪切破坏同时存在，与复合地基整体剪切破坏相比，滑动剪切破坏的可能性更大一些，可以说复合地基承载力以路堤稳定性进

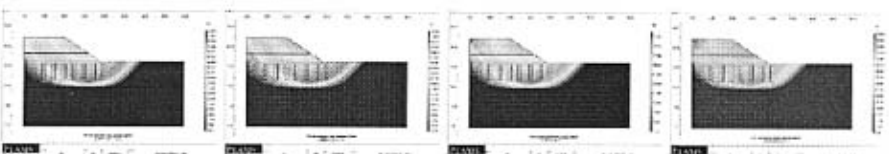


行计算是偏于安全的。



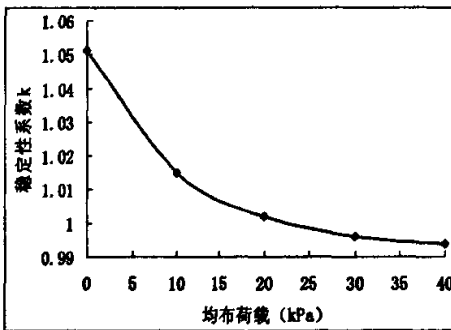
10kPa (k=1.015)      20kPa (k=1.002)      30kPa (k=0.996)      40kPa (k=0.994)

图 3.4-16 墩长为 3m 的悬浮墩复合地基上加均布荷载时最可能滑动面位置及稳定性系数  
Fig3.4-16 When the length is 3m, the P-S curve of the suspension composite foundation by adding uniform load and the most likely sliding location and stability fingers

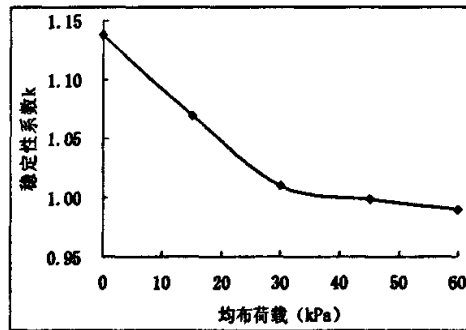


15kPa (k=1.070)      30kPa (k=1.010)      45kPa (k=0.999)      60kPa (k=0.990)

图 3.4-17 墩长为 4m 的悬浮墩复合地基上加均布荷载时最可能滑动面位置及稳定性系数  
Fig3.4-17 When the length is 4m, the P-S curve of the suspension composite foundation by adding uniform load and the most likely sliding location and stability fingers



墩长为 3m 悬浮墩复合地基



墩长为 4m 的悬浮墩复合地基

图 3.4-18 稳定性系数 k 与路堤上均布荷载的关系曲线

Fig3.4-18 the curve of the relationship between the stability coefficients and the embankments' uniform load

综上所述，对于强夯碎石墩复合地基，不管是端承墩复合地基还是悬浮墩复合地基，在快速加载条件下，其破坏模式都应该是因地基上路堤稳定性不足而引起的滑动剪切破坏和因为复合地基承载力不足而引起的复合地基整体剪切破坏同时存在，但与复合地基整体剪切破坏相比，滑动剪切破坏的可能性更大一些，因此强夯碎石墩复合地基以路堤稳定性为控制指标进行设计分析是偏于安全的。

### 3.5 强夯碎石墩复合地基路堤稳定性影响因素分析

#### 3.5.1 墩体形状对路堤稳定性的影响

强夯碎石墩复合地基墩体形状极其不规则, 根据夯锤形状和被处理的地基土的物理力学指标的不同而不同, 大体上为鼓状和漏斗状两种形式。为便于分析, 采用了表 3.5-1 所示的墩体尺寸, 并提出体积置换率(定义为加固范围内墩体折算后碎石墙体的总体积与加固体积之比)的概念, 便于进行归一化对比分析。墩体计算网格图如前述的图 3.2-5 所示。

表 3.5-1 三种墩体形状分析尺寸表  
Fig3.5-1 The Size table of three piers' shape analysis


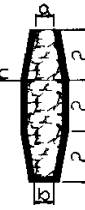

墩体名称	墩体简图	墩体尺寸			体积置换率
		a(m)	b(m)	c(m)	
规则墩体		0.80	0.80	—	32.0%
		0.87	0.87	—	34.7%
		1.00	1.00	—	40.0%
		1.13	1.13	—	45.3%
鼓状墩体		0.60	0.60	0.90	32.0%
		0.60	0.60	1.00	34.7%
		0.60	0.60	1.20	40.0%
		0.60	0.60	1.40	45.3%
漏斗状墩体		1.20	0.60	0.60	32.0%
		1.40	0.60	0.60	34.7%
		1.60	0.60	0.60	40.0%
		2.20	0.60	0.60	45.3%

图 3.5-1 为在不同体积置换率下墩体形状与路堤稳定性的关系曲线, 从图可以看出, 在体积置换率相同的情况下两种形状的墩体对于路堤稳定性的贡献没有太大的区别, 总的看来漏斗状墩体略高于鼓状墩体。但无论是漏斗状墩体还是鼓状墩体对于路堤稳定性的提高都要优于规则墩体, 在相同的单墩面积置换率下要提高 10%~20%。因此强夯碎石墩这种不规则的墩体复合地基更有利于路堤稳定性的提高。

图 3.5-2 为三种墩体复合地基上堤顶中线处的沉降与加固体积置换率的关系曲线，从图中可以看出鼓状与漏斗状墩体在不同的面积置换率下对路堤顶部中线处沉降的影响与一般规则墩体基本相同，因此墩体形状对于沉降方面的影响不大。图 3.5-3 和 3.5-4 是体积置换率分别为 40.0% 和 45.3% 时的墩体侧面横向鼓胀变形图，从图中可以很明显的看出，鼓状与漏斗状墩体的最大侧向变形远远小于一般规则墩体，仅仅为规则墩体的 80%。并且鼓状与漏斗状墩体的最大侧向变形位置明显下移，近似于 4 倍墩径。整个墩体的侧向变形曲线比较平滑，更有利于阻止墩体顶部的鼓胀破坏。因此，鼓状与漏斗状墩体更有利于提高墩体的极限承载力和路堤的稳定性。

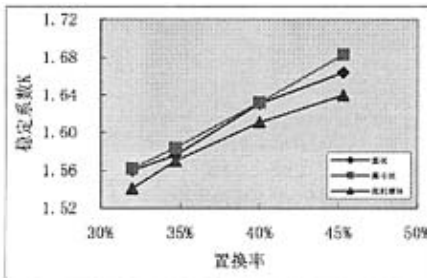


图 3.5-1 墩体形状对路堤稳定性的影响  
Fig 3.5-1 The embankment stability by the shape of the pier

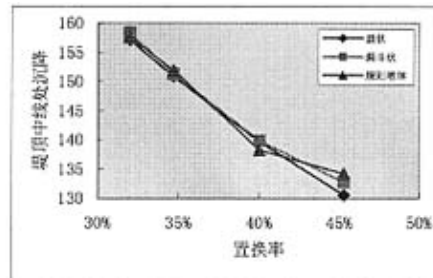


图 3.5-2 墩体形状与堤顶中线处沉降的关系  
Fig 3.5-2 The relationship between the shape of the pier and the midline settlement of the top dike

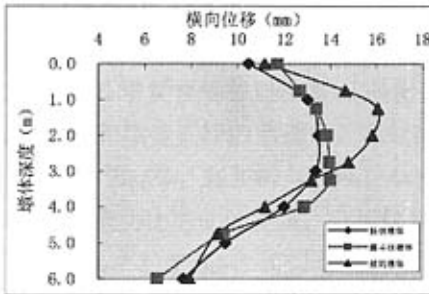


图 3.5-3 置换率为 40.0% 时墩体横向变形  
Fig 3.5-3 when Replacement rate of 40.0%, the pier's transverse deformation

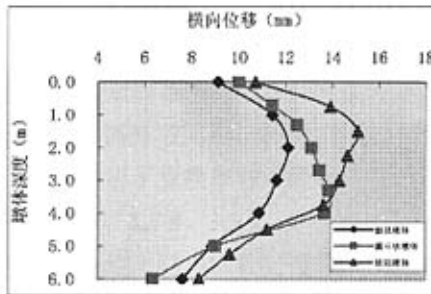


图 3.5-4 置换率为 45.3% 时墩体横向变形  
Fig 3.5-4 when Replacement rate of 45.3%, the pier's transverse deformation

### 3.5.2 过渡区厚度对路堤稳定性的影响

取规则墩体进行分析，计算网格图如前述的图 3.2-2 所示。计算了两种情况，其一是取折算后碎石墙宽为 1.0m 不变，逐步改变过渡区所占的比例（过渡区的比

例为 0%、20%、40%、60%、80%、100%)；其二是取折算后的碎石墙宽为 0.6m 不变，逐步增加过渡区的厚度（过渡区厚度为 0cm、25cm、50cm、75cm）。

图 3.5-5 是在碎石墩折算后墙宽为 1m 时，过渡区所占百分比与路堤稳定性系数的关系。从图中可以看出，路堤的稳定性系数随着过渡区所占墙宽比例的增加基本上呈线性递减的趋势。图 3.5-6 是主体墩径折算后墙宽为 60 cm 时，过渡区厚度与路堤稳定性的关系，从图中可以看出当主体墩径不变时，路堤稳定性系数随着过渡区厚度的增加而增加。因此在成墩过程中当加固范围一定时，要保证主体墩径的大小，当主体墩径不变时可以加大过度区的厚度，以便获得较高的稳定性。

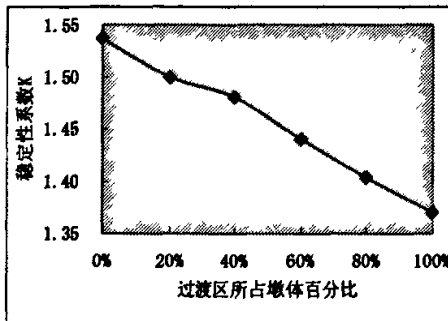


图 3.5-5 过渡区所占墩体百分比与 K 的关系  
Fig3.5-5 The relationship between K and the transition in terms of the percentage of pier

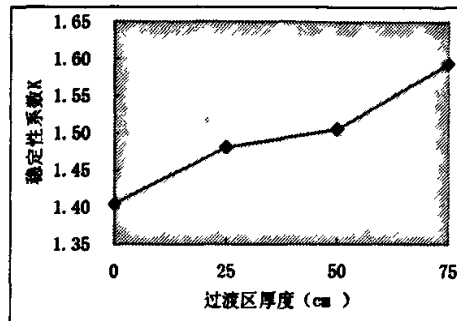


图 3.5-6 过渡区厚度与 K 之间的关系  
Fig3.5-6 The relationship between the transition zone thickness and K

### 3.5.3 置换率的大小对路堤稳定性的影响

强夯碎石墩复合地基置换率  $m$  是衡量复合地基加固范围的指标，本文在不改变加固范围和墩体直径的前提下，通过减少墩数，调整墩间距，获得不同的置换率（25.9%、30.6%、35.3%、40.0%、44.7%），并分析了置换率与路堤稳定性、沉降以及墩土应力比之间的关系，分析结果见图 3.5-7、3.5-8、3.5-9。

从图 3.5-7 和图 3.5-8 可以看出置换率对于复合地上路堤的稳定性和沉降均有影响，稳定性系数随着置换率的增加基本上呈线性增长的趋势，沉降也随着置换率的增加呈线性递减的趋势，因此增加置换率是提高路堤稳定性、减少沉降的最直接有效的措施。

墩土应力比（墩顶中点处应力与墩间土中心点处的应力之比）是反映墩土共同作用的工作性状的参数。图 3.5-9 为置换率与墩土应力比之间的关系，从中可以看出，当置换率小于某一临界值时，墩土应力比随置换率  $m$  的增大而增大，而当置换率超过临界值时，墩土应力比反而减小。可见在加固设计中并不是置换率越高加固效果越好，采用适宜的低置换率可以充分利用墩体应力集中作用，在达到

满意效果的同时，可以节省较大的加固费用。

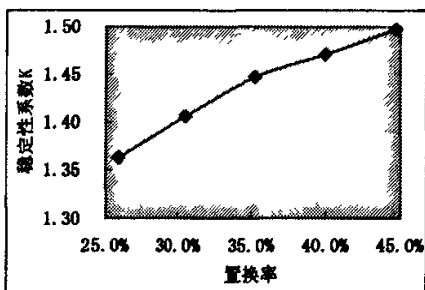


图 3.5-7 置换率  $m$  与稳定性系数  $K$  的关系

Fig3.5-7 The relationship between the exchange rate and stability coefficient

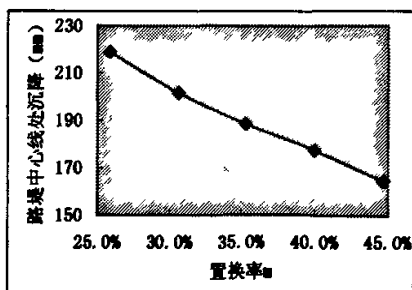
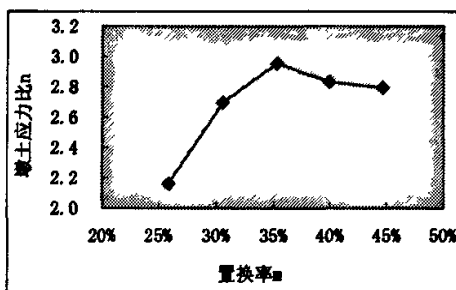


图 3.5-8 置换率  $m$  与路堤沉降的关系

Fig3.5-8 The relationship between the exchange rate and the embankments' settlement



3.5-9 置换率  $m$  与墩土应力比  $n$  之间的关系曲线

Fig3.5-9 The curve of the relationship between the exchange rate and stress ratio of the pier

### 3.5.4 墩体长度对路堤稳定性的影响

取折算后碎石墙宽为 1.0m，过渡区厚度为 0.2m 不变，墩体长度分别为 3m、4m、5m、6m、7m、8m、9m、10m 进行分析。

图 3.5-10 给出了 8 种墩体长度时路堤的最可能滑动面位置和路堤的稳定性系数，图 3.5-11 是墩径不变的情况下（墩径为 2.5m），墩体长度与路堤稳定性的关系。由图可见，墩体长度在一定范围内对路堤稳定性有相当大的影响，并且随着墩体长度的增加稳定性系数呈明显的上升趋势，但是当长度增加到一定值时，再增加墩体的长度对复合地基路堤的稳定性提高没有作用，也就是说从路堤稳定性的角度出发存在着一临界墩长。

从变形考虑也存在着临界墩长，图 3.5-12 中给出了不同墩长下堤顶中心处的沉降曲线，从图中可以看出当墩长增加到 6m（即墩底到达相对硬层）时，再增加墩长对其路堤的沉降基本上没有影响。

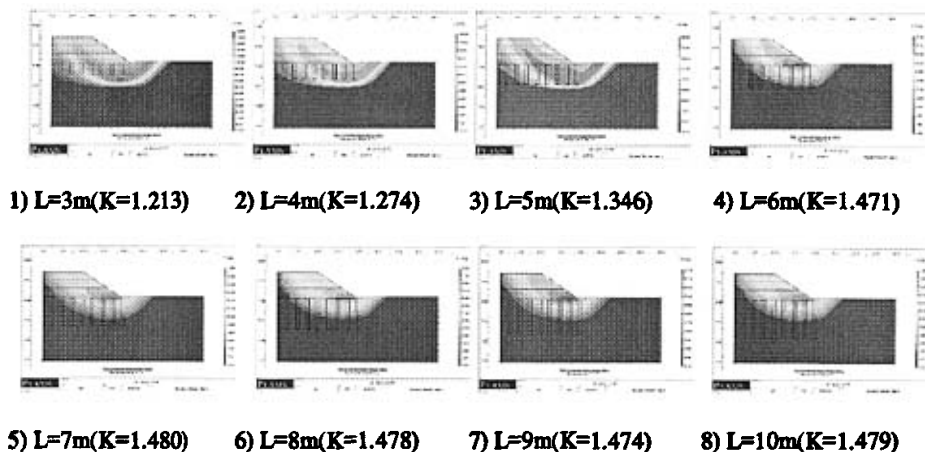


图 3.5-10 不同墩体长度时最可能滑动面位置

Fig3.5-10 when the Pier length at different, the most likely slipping position

表 3.5-2 路堤稳定性与沉降计算结果表

Tab3.5-2 Embankment stability and the results settlement calculation

墩体长度 L (m)	3	4	5	6	7	8	9	10
稳定系数 K	1.213	1.274	1.346	1.471	1.480	1.478	1.474	1.479
沉降 (mm)	292.72	259.04	225.96	177.89	176.08	173.29	172.27	171.72

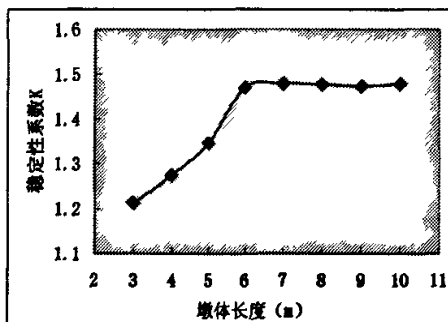


图 3.5-11 墩体长度与稳定性系数的关系

Fig3.5-11 The relations between the pier's length and stability coefficients

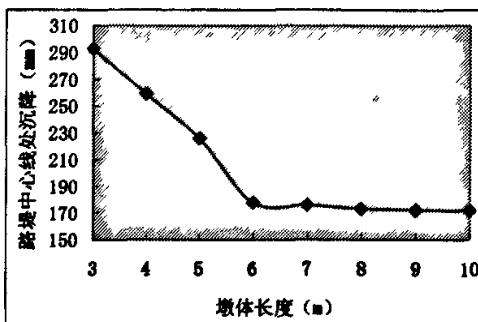


图 3.5-12 墩体长度与路堤中线沉降的关系

Fig3.5-12 The relations between the pier's length and embankment middle settlement

### 3.5.5 垫层厚度对路堤稳定性的影响

强夯碎石墩复合地基设置垫层对协调墩土共同作用、提高地基承载力有明显作用。以前述图3.2-2为分析模型，取折算后碎石墙宽为1.0m，过渡区厚度为0.2m，

墩体长度6.0m，垫层厚度取0cm、25cm、50cm、75cm、100cm进行对比分析。分析垫层厚度对路堤稳定性、墩土应力比的影响。

通过计算，得到图3.5-13、图3.5-14所示的结果。从图中可以清楚的看到，垫层的设置对于提高路堤稳定性有显著作用，随着垫层厚度的增加，稳定系数基本呈线性增长趋势。垫层厚度小于75cm时，墩土应力比随垫层厚度的增加而增加，但当垫层厚度大于75cm后，再增加垫层厚度，墩土应力比基本保持不变，并且在50cm~75cm之间墩土应力比随垫层厚度的增加比较缓慢。因此根据经验和本文的分析，强夯碎石墩复合地基垫层厚度在25cm~75cm之间为宜。

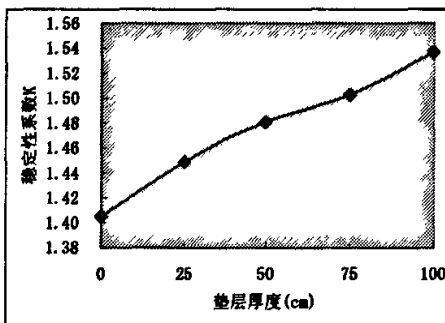


图 3.5-13 垫层厚度与稳定性系数的关系  
Fig3.5-13 The relations between dropped cushion thickness and stability coefficients

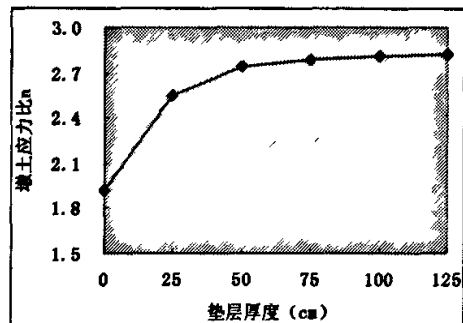
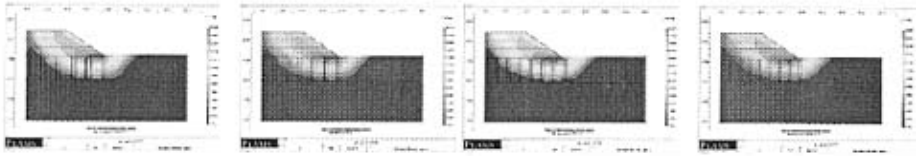


图 3.5-14 垫层厚度与墩土应力比的关系  
Fig3.5-14 The relations between dropped cushion thickness and the pier stress

### 3.5.6 墩数与墩径对路堤稳定性的影响

取置换率为 30.6% 和 40.0%，分析时在置换率不变的情况下，改变墩体的数量，调整墩径和墩体的位置进行分析。

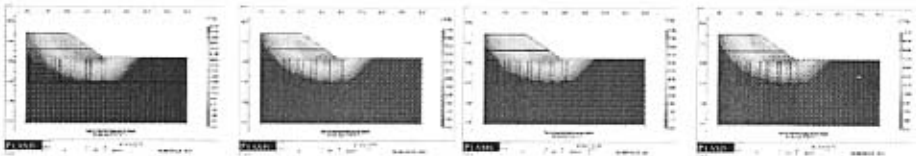
图 3.5-17 是在置换率  $m=30.6\%$  和  $m=40.0\%$  两种条件下通过调整墩数与墩径的大小得到的墩数与路堤稳定性和沉降的关系曲线。由图可知，在相同置换率的情况下，采用不同的墩数与墩径对复合地基上的路堤的稳定性是有影响的。从稳定性方面考虑，在相同置换率的条件下，采用较少的大直径墩，可以获得较高的稳定性，并且在低置换率下采用少墩粗径的碎石墩对于路堤稳定性的贡献更加明显；从沉降方面来看，在相同置换率下采用不同墩径与墩数对于路堤沉降基本上没有影响。因此，在相同的置换率和施工可行的前提下，要优先选用少墩粗径的碎石墩复合地基进行加固。



1) (K=1.442)      2) (K=1.406)      3) (K=1.405)      4) (K=1.396)

图 3.5-15 置换率  $m=30.6\%$  时不同墩径与墩数路堤的最大可能滑动面

Fig3.5-15 when replacement rate is  $m=30.6\%$ , the utmost sliding surface with different pier drive and the quantity of embankment



1) (K=1.501)      2) (K=1.494)      3) (K=1.489)      4) (K=1.471)

图 3.5-16 置换率  $m=40.0\%$  时不同墩径路与墩数路堤的最大可能滑动面

Fig3.5-16 when replacement rate is  $m=40.0\%$ , the utmost sliding surface with different pier drive and the quantity of embankment

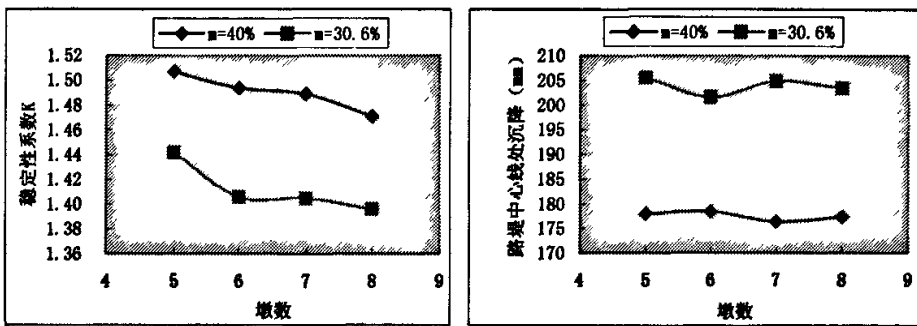


图 3.5-17 相同置换率下不同墩数时稳定性系数 K 和路堤中心线沉降

Fig3.5-17 under the same exchange rate, the stability coefficient K with different number of tuns and the centerline settlement of embankment

### 3.6 小结

通过以上对强夯碎石墩及碎石墩复合地基破坏模式，以及强夯碎石墩复合地基路堤稳定性的分析，可以得出以下结论。

(1) 强夯碎石墩复合地基的破坏模式与墩体的着底(持力层性质)情况和墩体长度有关，当碎石墩的着底(持力层性质)情况较好时，墩体以墩顶的鼓胀破坏为主。当墩的着底(持力层性质)情况较差时，要考虑墩体长度的影响，存在一临界墩长(一



一般为 4.0 倍墩径), 墩长较小 ( $< 4.0$  倍墩径) 时, 墩底发生刺入破坏的可能性较大; 墩长较大 ( $> 4.0$  倍墩径) 时, 发生鼓胀式剪切破坏的可能性较大。

(2) 在快速加载条件下, 强夯碎石墩复合地基破坏模式应该是因地基上路堤稳定性不足而引起的滑动剪切破坏和因复合地基承载力不足而引起的复合地基整体剪切破坏同时存在, 但与复合地基整体剪切破坏相比, 滑动剪切破坏的可能性更大一些, 因此强夯碎石墩复合地基以路堤稳定性为控制指标进行设计分析是偏于安全的。

(3) 强夯碎石墩复合地基的墩体形状、过渡区厚度、置换率、墩体长度、垫层厚度以及墩数与墩径的不同设置等都对复合地基路堤稳定性有着一定的影响。鼓状和漏斗状两种墩体复合地基优于一般比较规则的墩体复合地基; 路堤稳定性随着过渡区所占墩体比例的增加而减小, 但在主体墩径不变的情况下却随着过渡区厚度的增加而增加, 因此, 在施工过程中要确保主体墩径的形成; 强夯碎石墩复合地基路堤的稳定性与复合地基的置换率、垫层厚度基本上呈线性增长关系, 但强夯碎石墩复合地基墩土应力比并非随着置换率和垫层厚度的增加而增加, 而是存在着临界值, 根据本文的分析, 推荐垫层厚度在 25cm~75cm 为宜; 墩体长度对于路堤的稳定性和沉降均有影响, 仅从路堤稳定性方面考虑, 存在一个临界墩长, 最合适的墩长是穿过最可能的滑动面; 在置换率一定的情况下, 采用少墩粗径会获得更好的加固效果。

## 第四章 强夯碎石墩处治软基路堤的稳定性分析方法

根据前面对强夯碎石墩复合地基破坏模式的有限元分析可知,对于强夯碎石墩复合地基,不管是端承墩复合地基还是悬浮墩复合地基,在快速加载条件下,其破坏模式都应该是因地基上路堤稳定性不足而引起的滑动剪切破坏和因复合地基承载力不足而引起的复合地基整体剪切破坏二者同时存在,虽然与复合地基整体剪切破坏相比,滑动剪切破坏的可能性更大一些,以强夯碎石墩复合地基以路堤稳定性为控制指标进行设计分析是偏于安全的,理论上讲只对于复合地基上路堤的稳定性进行验算是可行的。但是由于理论计算的不确定性,对于强夯碎石墩复合地基的设计,复合地基承载力和路堤的稳定性都要进行计算验证。

鉴于此,本章将通过对现有散体材料桩复合地基承载力和稳定性计算方法的总结分析,通过理论推导得出强夯碎石墩复合地基承载力及稳定性计算方法,为工程技术人员在采用强夯碎石墩法处理软土地基时提供一些参考。

### 4.1 强夯碎石墩复合地基路堤稳定性分析方法

稳定分析通常采用圆弧分析法计算,其原理如图 4.1-1 所示。在圆弧分析法中,假定滑动面成圆弧形,并经过加固区和未加固区。在圆弧滑动面上,总剪力力记为  $T$ ,总抗剪力记为  $S$ ,则沿该圆弧滑动面发生滑动剪切破坏的稳定安全系数  $K$  可表示为:

$$K = \frac{S}{T} \quad (4.1-1)$$

取不同的滑动面可以得到不同的安全系数,通过试算可以找到最危险滑动面,并可以确定最小安全系数,以此来判断强夯碎石墩复合地基及路堤的稳定性。

对于强夯碎石墩复合地基,在圆弧滑动分析法中,滑动面经过复合地基。因此复合地基强度指标的计算是关键问题,其计算方法有两种思路:其一是将复合地基中碎石墩和墩间土分开考虑,在计算时碎石墩和墩间土采用各自的强度指标。其二是将复合地基作为整体考虑,强度指标采用复合土体综合强度指标进行计算。与第一种方法相比第二种方法计算更为简便,也是目前散体材料桩稳定性计算所采用的一般算法。其关键问题是复合土体综合强度指标的计算。

目前,复合土体综合强度指标通常采用面积比法计算,复合土体粘聚力  $c_{\text{cp}}$  和内摩擦角  $\varphi_{\text{cp}}$  采用以下两式计算:

$$\begin{aligned} c_{\text{cp}} &= c_s(1-m) + mc_p \\ \tan \varphi_{\text{cp}} &= \tan \varphi_s(1-m) + \tan \varphi_p m \end{aligned} \quad (4.1-2)$$

因此, 复合地基加固区复合土体的抗剪强度  $\tau_c$  表示为:

$$\begin{aligned}\tau_c &= (1-m)\tau_s + m\tau_p \\ &= (1-m)[c + (\mu_s p_c + \gamma_s z)\cos^2\theta \tan\phi_s] + m(\mu_p p_c + \gamma_p z)\cos^2\theta \tan\phi_p\end{aligned}\quad (4.1-3)$$

$\tau_s, \tau_p$ —桩间土和桩体的抗剪强度;

$m$ —复合地基置换率;

$p_c$ —复合地基上作用的荷载;

$c$ —桩间土粘聚力;

$n$ —桩土应力比;

$\mu_s$ —应力降低系数,  $\mu_s = 1/[1 + (n-1)m]$ ;

$\mu_p$ —应力降低系数,  $\mu_p = n/[1 + (n-1)m]$ ;

$\gamma_s, \gamma_p$ —分别为桩间土和桩体的重度;

$\phi_s, \phi_p$ —分别为桩间土体和桩体的内摩擦角;

$\theta$ —滑弧在地基某深度处剪切面与水平面的夹角;

$Z$ —分析中所取单元弧段的深度。

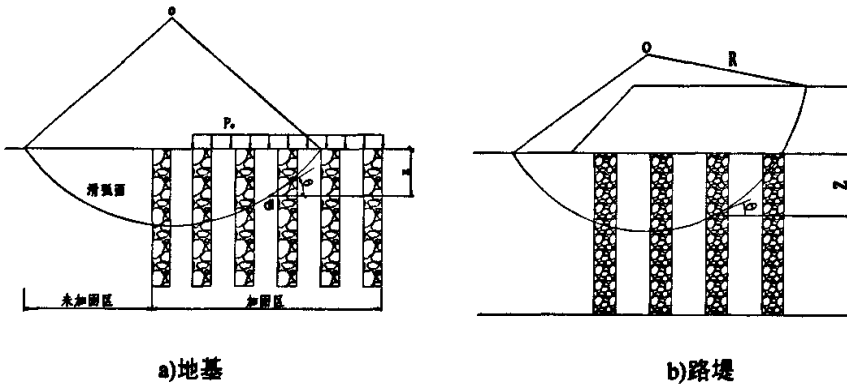


图 4.1-1 复合地基圆弧滑动分析

Fig4.1-1 The analysis of Composite Foundation's circular slip

以上对强夯碎石墩复合地基稳定性分析方法进行了总体的论述, 下面对于不同抗剪强度指标, 采用总应力法、有效固结应力法和有效应力法(准毕肖普法)对强夯碎石墩复合地基及路堤进行稳定性分析。

#### 4.1.1 总应力法

当采用总应力法时, 可按式4.1-4计算。式中地基的抗剪强度采用总强度 $\tau$ (天然十字板抗剪强度)或采用直剪快剪指标 $c_q, \phi_q$ 值。但路堤填料的抗剪强度则用直剪快剪指标 $c_q, \phi_q$ 值。

$$F = \frac{\sum S_i + (S_j + P_j)}{P_T} \quad (4.1-4)$$

式中*i*、*j*如图4.1-2所示，下标*i*、*j*是区分土条底部的滑裂面是在地基土层内(AB弧)或在路堤填料内的分条编号，即按地基滑裂面及路堤滑裂面分两大段分别编土条顺序号；

$P_T$ —各土条在滑弧切线方向的下滑力的总和

$$P_T = \sum(W_i \sin \alpha_i) + \sum(W_j \sin \alpha_j) + M/R$$

$S_i$ —地基土内(AB弧)抗剪力， $S_i = \tau_i L_i$  (不考虑固结作用时)，或

$$S_i = W_i \cos \alpha_i \tan \phi_{qi} + c_{qi} L_i$$

$S_j$ —路堤内(BC弧)抗剪力， $S_j = W_j \cos \alpha_j \tan \phi_{qj} + c_{qj} L_j$

$W$ —滑裂体某一土条(下标可为*i*或*j*)的总重量， $W_i = W_{ai} + W_{bi}$ , kN

$W_{ai}$ 和 $W_{bi}$ —当第*i*土条的滑裂面处于地基内(AB弧)时，分别为滑裂面以上该土条中的地基自重及路堤自重，kN；

$\alpha$ —土条底部滑裂面与水平面的夹角；

$L$ —土条底部滑弧长，m；

$R$ —滑裂面半径，m；

$\tau_i$ —当第*i*土条的滑裂面处于地基土层内时，该土条滑裂面所处地基土层的天然十字板抗剪强度；

$c_{qi}$ 、 $\phi_{qi}$ —当第*i*土条的滑裂面处于地基内(AB弧)时，分别为该土条所在土层的快剪(直剪)内聚力 $c_q$  (kPa)及快剪内摩擦角 $\phi_q$ ；

$c_{qj}$ 、 $\phi_{qj}$ —当第*j*土条的滑裂面在路堤填料内(BC弧)时，分别是该土条滑裂面所处路堤填料内聚力 $c$  (kPa)及内摩擦角 $\phi$ ，取值宜按填料性质及压实度等状况采用快剪试验成果，也可以采用类似填料的指标；

$P_j$ —当第*j*土条的滑裂面在路堤填料内时，若该土条滑裂面与设置的土工织物相交，则 $P$ 为该层土工织物每米宽(顺路线方向)的设计拉力，宜取织物延伸率为10%所对应的拉力；

$M$ —某些外力(如水平向地震力产生的对滑裂面圆心的滑动力)。

以上是没有强夯碎石墩复合地基的路堤整体抗剪稳定安全系数的计算方法，当且第*i*土条的滑裂面处于地面线以下强夯碎石墩复合地基区域深度内时，应考虑墩体的作用，此时复合地基的抗剪强度应采用墩土综合强度指标，且按下式计算：

$$\tau_i = (1 - \eta)(c_w + \mu_s U_i \gamma_u h_u m_i + \eta(\mu_c U_i \gamma_u h_u + h_{ci} \gamma_c - h_{wi} \gamma_w)) \cos \alpha_i \tan \phi_c \quad (4.1-5)$$

式中:

$h_n$ 、 $\gamma_n$ —分别为在第*i*土条中,路堤(反压护道)部分的高度(m)及容重( $\text{kN/m}^3$ );

$h_d$ 、 $\gamma_d$ —分别为第*i*土条中,桩料部分的高度(m)及容重( $\text{kN/m}^3$ );

$\eta$ —墩对土的置换率;当墩在平面上为等边三角形布设时:

$$\eta = \pi D^2 / (2 \times \sqrt{3} B^2) = 0.907 (D/B)^2 \quad (4.1-6)$$

当墩在平面上为正方形布设时:

$$\eta = \pi D^2 / 4 B^2 = 0.785 (D/B)^2 \quad (4.1-7)$$

$D$ —墩的直径;

$B$ —墩位布设为正方形或三角形的边长;

$\mu_s$ —墩间土应力折减系数,  $\mu_s = 1/[1+(n-1)\eta]$ ;

$\mu_c$ —墩的应力增加系数,  $\mu_c = n/[1+(n-1)\eta]$ ;

$c_w$ —当第*i*土条滑裂面在地面以下时,该滑裂面所处土层天然不排水抗剪强度;

$\phi_c$ —墩体材料的内摩擦角,当墩体材料为碎石时可取 $38^\circ$ ,当墩体材料为砂卵(砾)石时可取 $35^\circ$ ,当墩体材料为砂时可取 $28^\circ$ 。

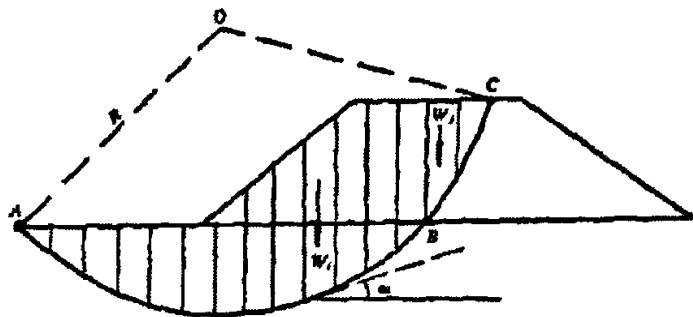


图 4.1-2 稳定计算图示

Fig4.1-2 the graph of the stability calculation

#### 4.1.2 有效固结应力法

当采用有效固结应力法时,按式4.1-8计算。式中地基及路堤的抗剪指标均由直接快剪试验获得。

$$F = \frac{\sum(S_i + \Delta S_i) + (S_j + P_j)}{P_r} \quad (4.1-8)$$

式中:

$$S_i = W_{\alpha} \cos \alpha_i \tan \phi_{q_i} + c_{q_i} L_i \text{ 或 } S_i = \tau_i L_i$$

$$\Delta S_i = W_L U_i \cos \alpha_i \tan \phi_{q_i}$$

$U_i$ —地基的固结度

$c_{q_i}$ 、 $\phi_{q_i}$ —当第*i*土条的滑裂面处于地基内(AB弧)时,分别为该土条所在土层的快剪(直剪)内聚力及快剪内摩擦角;

$\phi_{q_i}$ 、 $U_i$ —当第*i*土条的滑裂面处于地基(AB弧)时,分别为该土条所在土层的固结快剪(直剪)的内摩擦角及滑裂面所处位置的固结度;

以上是计算没有强夯碎石墩复合地基上路堤整体抗剪稳定安全系数,当且第*i*条土的滑裂面处于地面线以下的复合地基区域深度内时,上式中 $S_i$ 、 $\Delta S_i$ 按下式计算。

$$S_i = (1-\eta)(W_{\alpha} \cos \alpha_i \tan \phi_{q_i} + c_{q_i} L_i) + \eta(W_{\alpha} - W_w) \cos \alpha_i \tan \phi_c \quad (4.1-9)$$

$$\Delta S_i = (1-\eta)(\mu_i W_{\alpha} U_i \cos \alpha_i \tan \phi_{q_i}) + \eta(\mu_i W_{\alpha} U_i \cos \alpha_i \tan \phi_c) \quad (4.1-10)$$

式中:  $W_{\alpha} = \gamma_c h_{\alpha} \Delta X_i$ ,

其他符号意义同前。

#### 4.1.3 有效应力法(准毕肖普法)

当采用有效应力法(准毕肖普法)时按式4.1-11计算。式中地基的抗剪强度指标采用有效抗剪强度指标 $c'$ 、 $\phi'$ ,路堤的抗剪强度指标仍用直接快剪指标 $c_q$ 、 $\phi_q$ 值。

$$F = \frac{\sum K_i + \sum K_j}{P_T} \quad (4.1-11)$$

式中:

$$K_i = [c_i \Delta X_i + (W_{\alpha_i} + W_{w_i} + U_i W_{\beta_i}) \tan \phi'_i] / m_{\alpha_i}$$

$$K_j = (c_{q_j} \Delta X_j + P_j + W_j \tan \phi_{q_j}) / m_{\alpha_j} \quad (4.1-12)$$

$$m_{\alpha_i} = \cos \alpha_i + \tan \phi'_i \sin \alpha_i$$

$$m_{\alpha_j} = \cos \alpha_j + \tan \phi_{q_j} \sin \alpha_j$$

$c_i$ 、 $\phi'_i$ —当第*i*土条滑裂面在土基内时,分别为该土条滑裂面所在土层的有效内聚力及有效内摩擦角。

$$W_w = h_w \gamma_w \Delta X_i$$

$h_w$ —第*i*土条浸入地下水位以下的浸水深度, m;

$\Delta X$ —为滑裂体土条(下标可为*i*或*j*)的水平向宽度, m;

$\gamma_w$ —水的容重,  $\text{kN/m}^3$ 。

上式是计算没有强夯碎石墩复合地基上路堤整体抗剪稳定性系数,当且第*i*土条滑裂面处于地面线以下的复合地基区域深度内时,上式中的 $K_i$ 应按式4.1-11计算:

$$K_i = (1-\eta)(Z_{si} + M_{si})/m_{si} + \eta M_{ci}/m_{ci} \quad (4.2-13)$$

式中:

$$\begin{aligned} Z_{si} &= C_i \Delta X_i \\ M_{si} &= (W_{ci} - W_{wi} + \mu_s W_{si} U_i) \tan \phi_i \\ M_{ci} &= (W_{ci} - W_{wi} + \mu_c W_{ci} U_i) \tan \phi_c \\ m_{si} &= \cos \alpha_i + \tan \phi_i \sin \alpha_i \\ m_{ci} &= \cos \alpha_i + \tan \phi_c \sin \alpha_i \end{aligned} \quad (4.2-14)$$

其它符号同前。

从上述三种强夯碎石墩复合地基上路堤稳定性计算方法可以看出,对于强夯碎石墩复合地基上路堤的稳定性计算与一般路堤稳定性计算方法基本相同,只不过是当滑裂面穿过复合地基区域时,复合地基的强度指标取墩土综合强度指标进行计算的,因此,怎样确定强夯碎石墩复合地基的综合强度指标是关键问题,需要进一步研究。同样也可以按照条分法对墩与墩间土取各自的指标进行计算,其计算方法与均质地基一样,本文将不再一一论述。

## 4.2 散体材料桩复合地基承载力计算方法

### 4.2.1 复合地基的承载力计算

散体桩复合地基承载力的确定方法主要有:载荷试验法、理论计算法和经验类比法。载荷试验法由于费用高、时间长,因而工程设计上除复杂工程外,常用理论法进行承载力计算。散体桩复合地基承载力理论计算通常有两种思路:一种是先分别确定桩体的承载力和桩间土承载力,根据一定的原则叠加这两部分承载力得到复合地基的承载力;另一种方法是把桩体和桩间土体作为整体来考虑,采用复合土体的综合指标通过地基滑弧稳定分析法确定复合地基极限承载力。目前,散体桩复合地基承载力的确定大都是以第一种思路根据不同的叠加原则进行计算,见诸文献可知复合地基承载力  $p_{cf}$  普遍表达式如下:

$$p_{cf} = m p_{pf} + (1-m) p_{cf} \quad (4.2-1)$$

或

$$p_{cf} = [m + (1-m)] p_{cf}$$

式中:  $P_{cf}$ —墩体复合地基极限承载力;

$P_{pf}$ —单墩极限承载力;

$P_{cf}$ —天然地基极限承载力

$m$ —复合地基置换率;

$n$ —复合地基墩土应力比。

以上两式实际上是刚性基础下的应力平衡条件，并假定了桩体和桩间土应力同时达到极限承载力而造成复合地基的破坏。事实上，对于散体材料桩，两者同时破坏时很少的，一般认为桩体先破坏，此时桩间土未达到极限平衡状态。为了说明桩间土的强度发挥程度，龚晓南引入了桩间土强度发挥系数  $\lambda$  建立了复合地基承载力计算公式如下：

$$p_d = mp_H + \lambda(1-m)p_d$$

或 (4.2-2)

$$p_d = [mn + \lambda(1-m)]p_d$$

我国《地基处理技术规范》(JGJ79-2002, J220-2002)中应采用(4.2-2)式计算，只是要求单桩极限承载力和桩间土的极限承载力必须通过载荷试验来确定，再加上一些可靠度方面的改进。最新的《建筑地基基础技术规范》(JGJ79-2002)中，对散体桩复合地基承载力的确定，首推进行复合地基载荷试验，在没有条件的时可采用计算方法，并推荐用式(4.2-1)计算，其原因是参数少简单且偏于保守。以上两个公式中的桩土应力比、桩间土强度发挥系数都是相当难确定的参数，因此按以上两式计算时存在着很大的不确定性。

#### 4.2.2 散体材料桩单桩承载力计算

散体材料桩的承载力可由桩体重型(II)锤击数 $N_{(63.5)}$ 推算出来，也可由散体材料桩极限承载力计算理论得到。

一般散体材料桩入土较深。当桩入土长度 $L$ 大于约为4倍桩径的临界桩长 $L$ 时，即不会发生刺入破坏。故目前多数是基于桩上端鼓出破坏的机理，如图4.2-1，建立散体材料桩极限承载力的计算理论。

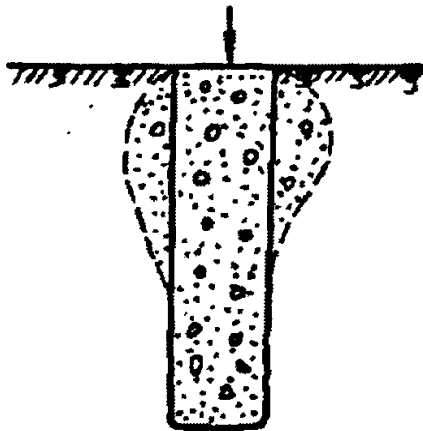


图 4.2-1 散体材料桩鼓胀破坏示意图

Fig4.2-1 The graph of bulk materials bulging damage



荷载作用下散体材料桩桩体发生鼓胀破坏时，桩周土则进入塑性状态，或极限平衡状态。故可由桩间土的侧向极限约束应力，按三轴压缩试样的极限受力情况，亦即轴对称平面应变极限状态计算单桩的极限承载力。其表达式为：

$$P_H = \sigma_{ru} K_p \quad (4.2-3)$$

式中： $\sigma_{ru}$ —为桩间土的侧向极限应力；

$K_p$ —为桩体材料的被动土压力系数。

至此，问题就归结为如何合理地计算桩侧土的有限侧向应力 $\sigma_{ru}$ 。

根据众多文献散体材料桩单桩极限承载力计算方法不外乎以下几种<sup>[40][41][42]</sup>。

(1) Brauns(1978)计算法

Brauns认为，在荷载作用下，桩体产生鼓胀变形。桩体的鼓胀变形使桩周土进入被动极限平衡状态，如下图4.2-2。并假设：①桩顶鼓胀破坏段长度等于 $2r_0 \tan \delta_p$ ，其中 $r_0$ 为桩体半径， $\delta_p = 45^\circ + \varphi_p/2$ ， $\varphi_p$ 为桩材料的内摩擦角；②桩周土与桩体间的摩擦力 $\tau_m = 0$ ，极限平衡土棱体中环向应力 $P_0 = 0$ ；③不计地基土和桩体自重。

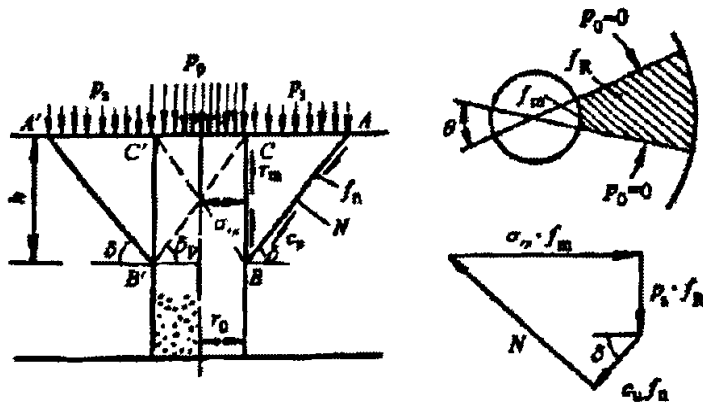


图 4.2-2 Brauns(1978)计算图示  
Fig4.2-2 Brauns (1978) calculation graph

图中： $f_R$ —桩间土面上应力 $P_s$ 的作用面积；

$f_a$ — $C_u$ 的作用面积；

$f_m$ — $\sigma_{ru}$ 的作用面积；

$P_p$ —桩顶荷载；

$P_s$ —桩周土表面荷载；

$C_u$ —桩间地基土不排水抗剪强度。

根据桩周土破坏棱体上作用力的极限平衡，求得桩周土侧向极限应力 $\sigma_{ru}$ 为：

$$\sigma_n = \left[ p_s + \frac{2c_u}{\sin 2\delta} \right] \left[ \frac{\operatorname{tg} \delta_p}{\operatorname{tg} \delta} + 1 \right] \quad (4.2-4)$$

将式(4.2-4)代入(4.2-3)即获得单桩的极限承载力表达式:

$$p_{pf} = \sigma_n K_p = \left[ p_s + \frac{2c_u}{\sin 2\delta} \right] \left[ \frac{\operatorname{tg} \delta_p}{\operatorname{tg} \delta} + 1 \right] \operatorname{tg}^2 \delta_p$$

其中 $\delta$ 由试算求出,  $\frac{p_s}{2C_u} \operatorname{tg} \delta_p = -\frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} 2\delta} - \frac{\operatorname{tg} \delta_p}{\operatorname{tg} 2\delta} - \frac{\operatorname{tg} \delta_p}{\sin 2\delta}$

### (2) Hughes和Withers(1974)计算法

Hughes 和 Withers 基于极限平衡理论的分析,建议按下式计算单桩的极限承载力:

$$p_{pf} = (p'_0 + u_0 + 4C_u) \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_p/2) \quad (4.2-5)$$

式中,  $p'_0$ ,  $u_0$  分别为初始径向有效应力和超孔隙水压力, Hughes 和 Withers 根据原型观测资料分析认为  $p'_0 + u_0 = 2C_u$ , 于是散体材料桩极限承载力表达式为:

$$p_{pf} = 6C_u \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_p/2) \quad (4.2-6)$$

式中:  $C_u$ —桩间土不排水抗剪强度;

$\varphi_p$ —桩体材料内摩擦角。

### (3) 被动土压力法

该法为考虑了桩周土自重应力的被动土压力作为桩周土的极限侧向应力。由此求得桩极限承载力表达式为:

$$p_{pf} = \left[ (\gamma Z + q) K_{ps} + 2C_u \sqrt{K_{ps}} \right] K_p \quad (4.2-7)$$

式中:  $\gamma$ —土的重度;

$Z$ —桩的鼓胀深度;

$q$ —桩间土上的荷载;

$C_u$ —桩间土不排水抗剪强度;

$K_{ps}$ —桩周土被动土压力系数;

$K_p$ —桩体材料被动土压力系数。

### (4) Wong H.Y. (1975) 计算法

这一计算方法认为桩周土的侧向极限应力即为鼓胀区土的被动土压力,只是在计算被动土压力时,同样不计桩体和土体自重应力的作用,故单桩极限承载力的计算表达式为:

$$p_{pf} = \left[ K_{ps} p_s + 2C_u \sqrt{K_{ps}} \right] \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_p/2) \quad (4.2-8)$$

式中:  $q_s$ —桩间土上的荷载;

$C_u$ —桩间土不排水抗剪强度;

$\varphi_p$ —桩体材料内摩擦角;

$K_p$ —桩间土被动土压力系数,  $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_s/2)$ 。

#### (5) 圆筒形扩张理论计算法

在荷载作用下, 散体材料桩桩体材料发生鼓胀变形, 对桩周土体产生挤压作用。该法将桩周土体受力过程视为圆筒形扩张课题, 采用Vesic圆孔扩张理论求解。图为圆孔扩张理论计算模式。土体在圆孔扩张力作用下, 圆孔周围从弹性变形状态逐步进入塑性并行状态。随着荷载增大, 塑性区不断发展。极限状态时, 塑性区半径为  $r_p$ , 圆孔半径由  $r_0$  扩大到  $r_u$ , 圆孔扩张压力为  $p_u$ 。此时, 散体材料桩的极限承载力为:

$$p_{pf} = p_u \tan^2(45^\circ + \varphi_p/2) \quad (4.2-9)$$

式中:  $\varphi_p$  为桩体材料内摩擦角,  $p_u$  为桩周土体对桩体的约束力, 即为圆孔扩张压力极限值, 其表达式<sup>[43]</sup>如下:

$$p_u = (q + C \tan \varphi)(1 + \sin \varphi) [I_n \sec \varphi] \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - C \tan \varphi \quad (4.2-10)$$

式中:  $q$ —土体中初始应力;

$I_n$ —修正刚度指标。

#### (6) 考虑桩土自重作用修正的 Brauns 法

其方法是首先求出鼓胀深度  $Z = d_p \tan \delta_p$ ; 再分别计算  $Z$  范围内桩体和土体的自重应力平均值, 即  $\frac{1}{2} \gamma_p Z$  和  $\frac{1}{2} \gamma_s Z$ , 将  $\frac{1}{2} \gamma_p Z$  和  $\frac{1}{2} \gamma_s Z$  作为等效分布荷载强度, 分别加入桩顶极限承载力  $p_{pf}$  和桩间土面荷载  $\sigma_s$  项中, 即得到考虑桩土自重修正 Brauns 方法求桩极限承载力的计算式:

$$p_{pf} = \sigma_n K_p - \frac{1}{2} \gamma_p Z = \left( \sigma_s - \frac{1}{2} \gamma_s Z + \frac{2C_u}{\sin 2\delta} \right) \left( \frac{\tan \delta_p}{\tan \delta} + 1 \right) \tan^2 \delta_p - \frac{1}{2} \gamma_p Z \quad (4.2-11)$$

### 4.2.3 散体桩复合地基单桩承载力计算方法对比分析

以上所述各种计算方法的实质均是先求出桩间土对桩体的径向围限力  $\sigma_n$ , 然后由桩体的侧压力系数求得桩体的极限承载力。各方法的主要不同之处就是对桩间土的径向围限力  $\sigma_n$  的计算方法不同。这些理论都是建立在假设基底光滑, 桩体

处于弹性极限平衡状态的基础上的。Brauns 方法虽然其破坏形式与实际基本相同,但其破坏面与实际有差别,其计算是建立在极限平衡理论上,不能考虑桩间土的塑性变形。另外在计算上没有考虑桩体和土体的自重,并假定桩体与土体之间的摩擦力和破坏漏斗的环向力也为零。这些假设与因素必然引起计算的准确性。Hughes-Withers 的方法基于极限平衡理论并结合原型观测的结果得到的,所得到的方法是一种半经验半理论的公式。Wong H.Y.与被动土压力法均属于轴对称平面应变朗肯被动土压力的范畴,其两者的区别为 Wong H.Y.的方法没有考虑桩体和土体的自重而被动土压力法考虑了自重的作用。修正被动土压力法则对被动土压力法进行改进,用鼓胀深度内的平均土体自重应力代替被动土压力法中的最大自重应力,并将桩间土上作用的面荷载也同样折减一半,从原理上看比被动土压力法更为合理,但是缺乏严密的推导。圆筒扩张理论是假设土体是理想的弹塑性体,服从摩尔-库伦准则,由弹塑性理论给出半无限体内与桩体直径相等的圆孔被均匀分布的内压力所扩张的一般解。其破坏形式是全筒深度上的塑性环。散体桩桩体破坏是一个上大下小的塑性区,二者存在着区别,因此计算结果与实际有差别。另外,计算也比较麻烦,不便应用。

#### 4.3 基于极限平衡法的强夯碎石墩极限承载力的推导

我国从 80 年代开始开发和利用强夯碎石桩处理淤泥质土地基以来,在工程实践方面积累了不少经验和方法,但理论研究仍不成熟,这种复合地基的计算主要是凭借现场经验和试验参数经验法,目前常用的经验方法在确定复合地基极限承载力时,认为桩周土的加固范围为矩形面积(如图 4.3-1),碎石桩和桩周土同时达到极限平衡状态,将桩和土看作一个混合材料的整体对外共同受力。按静力平衡条件求解,单桩复合地基的极限承载力按下式计算:

$$\begin{aligned} f_{sp}A &= f_pA_p + f_sA_s \\ f_{sp} &= mf_p + (1+m)\beta f_s \end{aligned} \quad (4.3-1)$$

- $m$ —置换率;
- $f_p$ —强夯块石墩单墩承载力;
- $f_s$ —墩间土承载力值;
- $\beta$ —系数,一般取 1;
- $A$ —单桩复合土的面积/ $\text{m}^2$ ;
- $A_p$ —单桩面积/ $\text{m}^2$ ;
- $A_s$ —桩周土的面积/ $\text{m}^2$ ;
- $f_{sp}$ —复合地基的极限承载力;

上式中, 单桩和桩周土的极限承载力是按现场静荷载试验或由经验提供的,  $f_p$ 、 $f_s$ 是按照土中应力扩散规律确定的, 桩周加固土的矩形假设显然不合理。又因强度、刚度差异, 桩、土几乎不可能同时达到极限承载力状态。经验法求解时不考虑桩、土自身的极限平衡条件, 与极限承载力状态亦不相符。按该方法确定极限承载力虽计算简单, 但精度差, 用于初步设计阶段尚可, 但对复合地基进行详细的承载力和变形验算时, 其结果便不可靠。

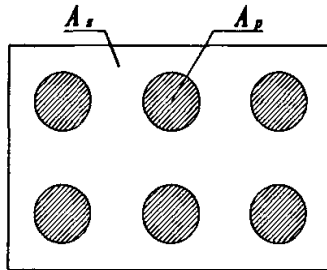


图 4.3-1 单墩加固土的矩形假设

Fig4.3-1 Rectangular assuming about single tun reinforced soil

本节首先假定当碎石墩达到极限承载力时, 复合地基处于极限平衡状态。此时墩周土虽达到极限平衡状态, 但并未达到其自身极限承载力。通过分析强夯碎石墩的破坏模式, 建立极限平衡方程。

#### 4.3.1 强夯碎石墩的破坏模式

极限承载力的计算是强夯块石墩复合地基设计的一项主要内容, 强夯块石墩复合地基加固软土地基的机理尚缺乏理论研究, 强夯块石墩复合地基设计计算还没有规范可循, 而是沿用一般复合地基理论和经验方法进行设计计算<sup>[44]</sup>。为了研究强夯块石墩单墩的破坏模式, 从而为强夯碎石墩的极限承载力计算提供一定依据, 中国建筑科学研究院地基所对碎石墩进行了大量的模型试验, 得到强夯碎石墩复合地基在不同深度截面的应力分布情况及强夯块石墩复合地基应力分布规律和破坏机制<sup>[45]</sup>。经过分析总结得出强夯碎石墩复合地基的主要破坏模式为墩体顶部的鼓胀破坏, 另有一些文献和工程实际也表明, 浅部剪切破坏分析结果和鼓胀破坏分析的散体桩承载力值相差不大。这和前面第三章有限元分析得出的结果是一致的。

因此, 强夯块石墩复合地基的破坏形式和承载力的确定, 应以鼓胀剪切破坏分析为出发点。

### 4.3.2 计算模型假设及受力分析

#### 1、基本假定

(1)单根碎石墩的加固范围为墩周圆环土如图 4.3-2 所示；

(2)碎石墩复合地基达到极限承载力的破坏模式为剪切鼓胀破坏，即碎石墩首先达到主动极限平衡状态，在墩顶附近形成三角形断面的滑动区 I，继而墩周土达到被动极限平衡状态，在墩周土中形成滑动区 II，如图 4.3-3；

(3) 将强夯块石墩单墩视为空间对称问题进行分析，不计地基土和墩自重，不考虑墩体材料的内聚力；

(4)假设强夯碎石墩及墩间土在垂直荷载  $p_s$  和  $p_p$  作用下处于极限平衡状态，墩体发生鼓胀式剪切破坏，墩体出现共轭的剪切破坏面  $B'C$  和  $BC'$ ，墩周土中出现剪切破坏面  $AB$  和  $A'B'$ 。取块体  $ABC'$  进行分析，则  $CBC'$  为主动朗肯区， $ABC$  为被动朗肯区，剪切破坏面  $AB$  和  $B'C$  与水平面的夹角  $\alpha$ 、 $\beta$ 。

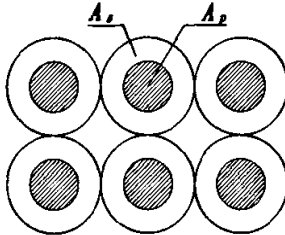


图 4.3-2 单墩加固土的环形假设

Fig4.3-2 Ring assuming about single tun reinforced soil

#### 2、受力分析

取墩身上滑动区 I 及墩周土滑动区 II（如图 4.3-4 所示的阴影部分）为研究对象，受力如图 4.3-5 所示，图中： $p_a$  为滑动区 I 对滑动区 II 作用的主动土压力， $\delta$  为墩土接触面的摩擦角，其大小取决于墩土接触面的粗糙程度及排水情况， $C_u$  为墩周土的不排水抗减强度， $p_b$  为滑动区 II 对滑动区 I 作用的被动土压力。

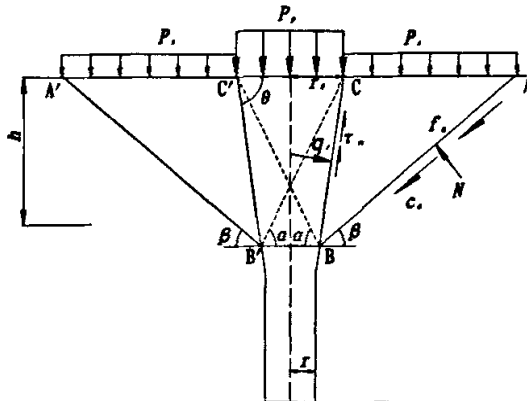


图 4.3-3 强夯碎石墩复合地基极限承载状态的剪切鼓胀破坏模型

Fig4.3-3 Dynamic Compaction composite foundation pier's ultimate bearing shear

inflated destruction of the state model

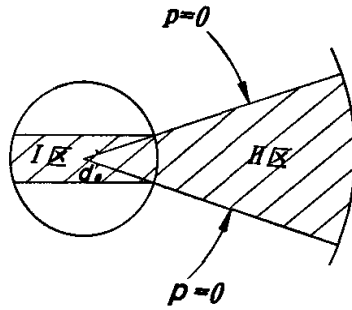


图 4.3-4 计算区域简图

Fig4.3-4 Graph of regional calculation

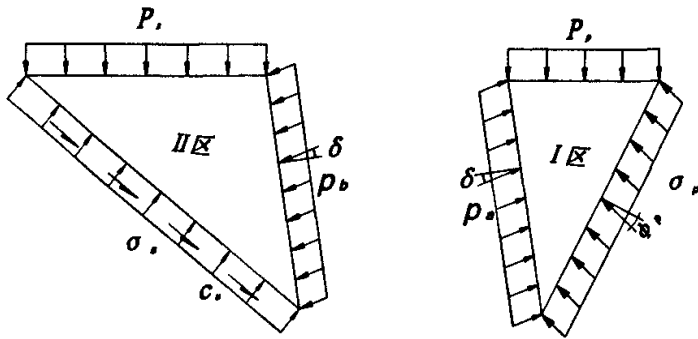


图 4.3-5 极限承载状态受力图

Fig4.3-5 Graph of the limit bearing state

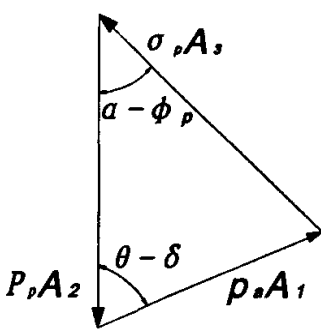


图 4.3-6 I 区平衡简图

Fig4.3-6 Regional balance sketch

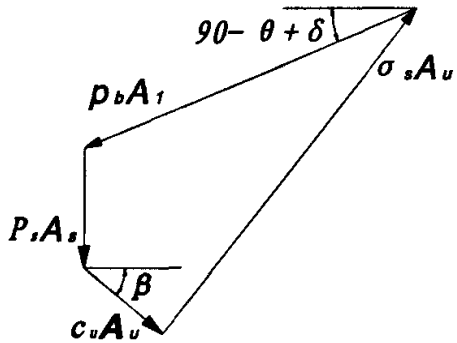


图 4.3-7 II 区平衡简图

Fig4.3-7 Regional balance sketch

### 4.3.3 散体材料变界面墩极限承载力的推导<sup>[54]</sup>

在墩土中刚刚形成滑动面的瞬间，墩体达到极限平衡状态，这时滑动区

I 和滑动区 II 满足极限平衡条件。

对于滑动区 I：根据物体平衡条件下的力的多边形法则可得滑动区 I 上的力的多边形如图 4.3-6 所示。图中  $A_1$  为  $p_a$  作用的面积； $A_2$  为  $p_p$  作用的面积； $A_3$  为  $\sigma_p$  的作用面积。且：

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{(r+r_0)h}{2\sin\theta} d\theta \\ A_2 &= 2r_0^2 d\theta \end{aligned} \quad (4.3-3)$$

式中： $r$ ， $r_0$ ， $\theta$  得含义如图 4.3-3 所示，并有如下关系：

$$\begin{aligned} h &= (r+r_0)\tan\alpha \\ r &= \frac{\sin(\theta-\alpha)}{\sin(\theta+\alpha)} r_0 \end{aligned} \quad (4.3-4)$$

根据图 4.3-6，利用正弦定理，整理可得滑动区 I 对滑动区 II 作用的主动土压力为：

$$p_a = k_a p_p \quad (4.3-5)$$

式中  $k_a$  为主动土压力系数，其表达式为：

$$k_a = \frac{2\sin(\alpha-\varphi_p)\sin^2(\alpha+\theta)}{\sin\theta\sin 2\alpha\sin(\alpha+\theta-\delta-\varphi_p)} \quad (4.3-6)$$

为确定 I 区中真实的破裂面倾角  $\alpha$ ，可令  $dp_a/d\alpha=0$ ，将式 (4.3-5) 代入，整理可解下列方程求得 I 区中真实的破裂面倾角  $\alpha$ 。

$$\operatorname{ctg}(\alpha-\varphi_p) - \operatorname{ctg}(\alpha+\theta-\delta-\varphi_p) = 2\operatorname{ctg} 2\alpha + 2\operatorname{ctg} \alpha \quad (4.3-7)$$

对于墩周土中滑动区 II：同样可得作用在滑动区 II 上的力的多边形如图 4.3-7，其中  $A_4$  为  $p_p$  的作用面积； $A_5$  为  $\sigma_p$  的作用面积。且：

$$A_4 = \frac{1}{2}(r+r_0)(1+\operatorname{tg}\alpha\operatorname{ctg}\beta)[(r+r_0)\operatorname{tg}\alpha\operatorname{ctg}\beta - r_0 + r]d\theta \quad (4.3-8)$$

$$A_5 = \frac{(r+r_0)\operatorname{tg}\alpha[2r+(r+r_0)\operatorname{tg}\alpha\operatorname{ctg}\beta]}{2\sin\beta} d\theta \quad (4.3-9)$$

根据图 4.3-7，列出力在  $A_4$  方向上的平衡方程，整理可得滑动区 II 对滑动区 I 作用的被动土压力  $p_b$  为：

$$p_b = k_{b1} C_u + k_{b2} p_p \quad (4.3-10)$$

式中  $k_{b1}$ ， $k_{b2}$  为被动土压力系数，表达式如下：

$$k_{b1} = \frac{[2r+(r+r_0)\operatorname{tg}\alpha\operatorname{ctg}\beta]\sin\theta}{(r+r_0)\sin(\theta-\delta-\beta)\sin\beta} \quad (4.3-11)$$



$$k_{b2} = \frac{\sin \theta (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \beta) [(r + r_0) \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \beta - r_0 + r] \sin \beta}{(r + r_0) \operatorname{tg} \alpha \sin(\theta - \delta - \beta)} \quad (4.3-12)$$

为确定 II 区中真实的破裂面倾角  $\beta$ , 可令  $dp_b/d\beta = 0$ , 将式 (4.3-10) 代入整理可解下列方程求得 II 区中真实的破裂面倾角  $\beta$ 。

$$(P - Q) \sin^2 \beta + R \sin \beta - T = 0 \quad (4.3-13)$$

式中:

$$\begin{aligned} P &= P_s [(r + r_0) \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \beta - r_0 + r] \\ &\quad \times [\sin \beta (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \beta) (\sin \beta \operatorname{ctg}(\theta - \delta - \beta) + \cos \beta - \operatorname{tg} \alpha)] \\ Q &= P_s (r + r_0) \operatorname{tg} \alpha (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \beta) \\ R &= C_u \operatorname{tg} \alpha [2r + (r + r_0) \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \beta] [\sin \beta \operatorname{ctg}(\theta - \delta - \beta) - \cos \beta] \\ T &= C_u (r + r_0) \operatorname{tg}^2 \alpha \end{aligned} \quad (4.3-14)$$

根据作用力与反作用力可知:  $p_a = p_b$ , 连立式 (4.3-5) 和式 (4.3-10) 可得变界面碎石墩的极限承载力为:

$$p_p = \frac{k_{b1}}{k_a} C_u + \frac{k_{b2}}{k_a} p_s \quad (4.3-15)$$

从式中可以看出第一、二项分别为墩周土的抗剪强度及地基表面超载对墩体承载力的贡献。

由上式得到墩体极限承载力后带入式 (4.2-1) 或 (4.2-2) 便可以求得强夯碎石墩复合地基的承载力。

### 4.3.3 算例

某工程按上部结构设计要求, 地基承载力要求达到 90kPa。而天然地基的承载力只有 45kPa, 土容重  $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ , 为减小差异沉降和提高地基承载力采用碎石桩加固。碎石桩桩长 10.0m, 平均桩径 0.85m, 置换率  $m = 0.36$ 。由室内及现场试验测得:  $\varphi_p = 38^\circ, \varphi_f = 10^\circ, C_u = 17 \text{ kPa}, E_s = 2.41 \text{ MPa}, E_p = 21.8 \text{ MPa}$ 。计算碎石桩及其复合地基的极限承载力时, 取桩间土分担的荷载  $P_s = 45 \text{ kPa}$ 。采用本文算法当不考虑摩擦时, 计算得  $\alpha = 64^\circ, \beta = 70^\circ, k_a = 0.24, k_{b1} = 5.4, k_{b2} = 1.7$ , 代入式 4.3-15 得碎石桩承载力  $P_p = 717.6 \text{ kPa}$ ; 当考虑摩擦时, 取摩擦角  $\delta = \varphi_f / 3$ , 计算得  $\alpha = 64^\circ, \beta = 70^\circ, k_a = 0.21, k_{b1} = 6.3, k_{b2} = 1.7$ , 代入式 4.3-15 得碎石桩承载力  $P_p = 899.9 \text{ kPa}$ ; 除此之外, 本文还通过以上计算参数, 采用了 Brauns 法、Hughes-Withers 法、Wang 法和被动土压力法对桩体及复合地基的承载力进行了计算, 其结果见表 4.3-1。

表 4.3-1 不同计算方法得到的桩体及复合地基承载力值比较

Tab4.3-1 Comparison the different calculating methods of piles and composite foundation's bearing capacity

计算方法	桩体承载力 $P_p$ /kPa	复合地基承载力 $P_c$ /kPa
Brauns	734.5	293.22
Hughes-Withers 法	428.6	183.1
Wang 法	439.7	187.1
被动土压力法	627.3	254.6
本文算法 (不考虑摩擦)	717.6	287.1
本文算法 (考虑摩擦)	899.9	352.7

从计算结果可以看出采用不同的计算方法得出的桩体及复合地基的承载力存在着较大得差别,最大可相差一倍之多。采用本文方法计算的结果偏高,当不考虑摩擦时与采用 Brauns 法所得结相接近,考虑桩土接触面上的摩擦所得结果比不考虑桩土接触面上的摩擦所得结果要大得多。因此,笔者认为:对于散体材料桩复合地基,特别是对于桩周土的摩擦角比较大的散体材料桩复合地基,在确定散体材料桩及其复合地基的承载力时,考虑桩土接触面的摩擦是必要的,关于摩擦角的取值有待于进一步研究。本文的计算方法只是为变截面散体材料墩承载力计算提供一点思路,对于计算结果的可行性还有待于进一步研究。

## 第五章 强夯碎石墩处治软基路堤的设计与施工

本章主要对强夯碎石墩加固软基路堤的适用条件、材料选择标准、材料用量确定方法、强夯参数的确定方法,以及强夯碎石墩复合地基的施工工艺和质量检验方法予以阐述,并对海满公路二卡段强夯碎石墩加固软基路堤复合地基的设计、施工、现场检测进行了详细的分析说明,所得到的结果和经验可为类似工程提供参考。

### 5.1 强夯碎石墩法的适用条件

强夯碎石墩复合地基是采用强夯、置换实施的,主要是通过高夯击能将铺于地表的块石、碎石、粗砂、矿渣等质地较好的散体材料,以点夯的方式夯入土中,形成垫层、墩体和土体组成的空间受力系统。强夯置换法主要是置换作用,其次是排水固结和震动挤密作用。根据地基土性质的不同,作用也不相同。对于饱和和粘性土来说主要是置换作用和排水固结作用。对于非饱和土,主要是置换作用和振密挤密作用。

#### (1) 振实压密作用

强夯突然释放的巨大能量转化为波的形式传播到土体内,对土体造成强制压缩和振密,使土中气体排出。随着强夯置换的进行,置换体也对周围土体产生挤密作用。

#### (2) 排水固结作用

主要表现为两个方面:其一,就地基土本身来说,在巨大的夯击能作用下,夯坑内外平面上和垂直深度上,土体产生裂隙,并随夯击能的增加使裂隙有所发展,这种错综的裂隙改变土壤的渗透性,使地基中的水通过这些通道排出地表。其二,强夯置换形成的墩体本身就是极好的排水通道,在上部荷载作用下促进地基土的排水固结。

#### (3) 置换增强作用

边夯边填方式形成的碎石墩,其强度要比原地基土高的多,起着承担荷载、协调变形的作用。

#### (4) 预压变形作用

在强夯作用下,地基土的各种颗粒组分在结构上重新排列,还包括颗粒组构成或形态的改变,饱和粘土发生的触变,饱和砂土发生的液化等。随着超孔隙水压力的消散,有效应力的增加,土颗粒重新排列并趋于稳定,地基土的强度得到提高。但是这种过程随土性质的不同而异,有的甚至过了很长时间仍得不到这

种效应。

国内外关于强夯法的适用范围,有比较一致的看法,Smotliczyk 在第八界欧洲土力学及基础工程学术会议上的深层加固总报告中指出,强夯法只适用于塑性指数  $I_p < 10$  的土。而对于饱和度较高的粘土和淤泥质地基直接采用强夯法处理,曾有过很多失败的例子。强夯碎石墩复合地基是采用强夯法处理淤泥质地基而得出的一种新工艺,在处理饱和软土地基时,适用于以下条件<sup>[46]</sup>:

(1) 为提高挤淤的效果,饱和软土应具有一定的流动性,液限指数  $> 1$ ; 软土结构松散,孔隙比  $> 1$ ; 抗剪强度低,灵敏度高,  $C_u$  一般  $< 7kPa$ , 灵敏度  $> 4$ 。

(2) 软土厚度不能过大,一般为  $3 \sim 8m$  为宜,且具备一定强度的下卧层。

(3) 具备良好的挤淤空间,对于路基要求两侧无大面积的覆盖层。

(4) 场地地表水位不能过高,施工前应设置挡水及排水设施。

## 5.2 强夯碎石墩复合地基的设计

### 5.2.1 加固范围及布墩方式

加固范围包括平面范围和竖向范围(墩体长度)。加固范围和墩位布设,应根据地质勘察结果,针对工程特点和达到的目的,通过计算分析予以确定。

#### (1) 强夯处理范围

对路基工程而言,平面加固范围一般应超出坡脚外一定的宽度,一般可按  $30^\circ$  度扩散角再外加  $2m$  确定。

#### (2) 墩长

碎石墩长度应满足地基的稳定性和变形的要求。为保证稳定性和变形的要求,墩长宜超过整个软土层,但墩长不宜超过  $8m$ 。

#### (3) 墩位布设

可采用等边三角形和正方形方式布设。对于大面积满堂处理,宜采用等边三角形布置。墩间距应根据计算分析,并结合锤径和锤底形状确定,墩中心距一般可取  $3m \sim 6m$ ,墩间边缘距一般可取  $1.5m \sim 2.5m$ 。在路堤边坡范围内,由于承载力要求较低,可适当放大墩距。

由于强夯的作用,会使墩体外涨。外涨大小与土的抗剪强度及锤的形状有关,土抗剪强度越小,外涨越大,尖底锤的外涨较平底锤的外涨大。在无试夯资料的情况下,碎石墩的外涨系数(碎石墩直径和锤径之比)一般可取为  $1.5 \sim 2.0$ 。

除此之外,强夯碎石墩的布置还应考虑实施的效果和施工方便性。对于细粒土,为便于超孔隙水压力的消散,夯点间距不宜过小。要求加固深度较大时,第一遍夯点间距要大一些。若夯点间距过小,可能在浅层形成密实层,影响夯击能向下

传递。同时，夯点太近，上部土体易向侧边挤出，造成坑壁坍塌，影响夯击效果。

### 5.2.2 碎石材料的选择与用量

强夯碎石墩复合地基主要是依靠骨料的内摩擦角和墩间土体的侧限来维持墩身平衡，因此，散体材料的选择非常重要。可以选择块石、碎石、角砾、砾砂，也可以选用矿渣、水泥渣、建筑垃圾及其他质地较硬的散体材料。墩体材料一般应符合下列条件：

(1) 优先选用质坚、不易风化、水稳性好的块石、碎石，其次可选用砾石和粗砂。

(2) 颗粒级配合理，能形成最紧密的排列。一般采用粒径 30cm~40cm，最大粒径不宜大于 1/5 的锤底直径。当处理不排水抗剪强度小于 20 kPa 的土层时，宜选用直径较大的块石或碎石等。

(3) 控制含泥量，含泥量要小于 10%，因为含泥量的增加或碎石风化成粘粒将大大影响墩柱体的排水效果，减缓地基固结。

(4) 在选择矿渣、水泥渣、建筑垃圾等散体材料时，除考虑质坚的因素外，还应考虑这些材料对地下水资源等环境的影响。

在计算确定碎石墩碎石用量时，应考虑外胀因素。在无试夯资料的前提下，可碎石墩面积=3.14×(垂半径×外胀系数)<sup>2</sup>的经验数值确定。

### 5.2.3 强夯参数的确定

根据场地的地质条件和工程使用要求，正确地选用强夯参数，才能达到既有效又经济的目的。强夯参数包括：单击夯击能、夯击次数、填充材料、相邻两夯击便数的间歇时间等。

#### (1) 单击夯击能

单击夯击能是表征每击能量大小的参数，其值等于锤重与落距的乘积（式 5.2-1），一般根据地基土类别、荷载大小和要求处理深度等综合考虑（式 5.2-2），并通过现场试夯确定，但有时也取决于现有的起重设备。采用的单击夯击能较小时，由于有很大部分的能量要消耗在把大块石击碎上，故要求强夯碎石墩单击夯击能不能过小。锤重一般取 10t~25t，锤径应小于 1.5m，锤底静压力值宜为 40~200kPa。

$$E = Mgh \quad (5.2-1)$$

$$E = \left(\frac{H}{d}\right)^2 g \quad (5.2-2)$$

式中： $E$ — 单击夯击能 (kN·m)；

$M$ — 夯锤重 (t)；

$g$ — 重力加速度， $g=9.8\text{m/s}^2$ ；

$H$ — 落距 (m)；

$d$ — 修正系数，变动范围在 0.35~0.70，一般粘性土、粉土，取 0.5；砂土取 0.7；黄土取 0.35~0.50。

### (2) 最佳夯击能

理论上讲，能使地基中出现的孔隙水压力达到土的覆盖压力时的夯击能称为最佳夯击能。

在实际施工时最佳夯击能从试夯测量中可以大体确定，以满足下列条件：

a. 最后两击的平均沉降量不大于 50mm。当夯击能量较大时，不大于 100mm。

b. 夯坑周围地面不应发生过大隆起。当测得夯坑底沉降引起的体积增量与坑周围地面隆起体积增量相等时认为夯击能已达饱和，若再继续夯击，则能量消耗在使周围土体破坏上面。

c. 不因夯坑过深而发生起锤困难

对于强夯置换法，尤其对饱和粘性土，最佳夯击能的控制并不是太重要，因为其作用是利用夯击能促使是可石块沉降和挤密，只要能达到此目的即可。

### (3) 夯点的夯击次数

夯击次数是指在一个夯点上夯击的最有效次数。一般通过现场试夯来确定，以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定原则。常通过现场试夯得到的夯击次数与夯沉量的关系曲线确定。

对于碎石土、砂土、低饱和度的湿陷性黄土和天突等地基，夯击时夯坑周围往往没有隆起或隆起量很小，应尽量增多夯击次数，以减少夯击便数。对于饱和度和较高的粘性土地基，随着夯击次数的增加，土体积压缩，孔隙水压力升高，但由于此类土渗透性较差，使行坑下的地基土产生较大的侧向位移，引起夯坑周围地面隆起，此时如继续夯击，并不能使地基土得到有效的夯实，造成浪费，有时甚至造成地基土强度降低。

张永钧等曾于 1980 年提出有效夯实系数的概念，并以此来确定夯击次数。若以  $d$  表示有效夯实系数，则：

$$d = \frac{V - V'}{V} = \frac{V_0}{V} \quad (5.2-3)$$

式中： $V$ —夯坑体积( $\text{m}^3$ )；

$V'$ —夯坑周围地面隆起的体积( $\text{m}^3$ )；

$V_0$ —压缩体积( $\text{m}^3$ )。

有效夯实系数表示地基土在某种夯击能作用下的夯实效率，有效夯实系数高，说明夯实效果好，有效系数低，说明夯实效果差。从大量资料来看，砂土和粉土地基的夯实效果要比粘性土地基要好。

在强夯置换法中，尤其对饱和软粘土地基中不断夯填砂和石块，这些砂石墩的形成和密实是由夯击能来完成的，夯击次数也通过试夯来确定，以尽可能多的夯击数一次达到目的，便于施工。当夯击砂石墩沉不到下部持力层时，一般以最后两击的平均夯沉量来控制。

一般情况下，通过现场试夯确定，且应同时满足下列条件：

- a.墩底穿透软弱土层，且达到设计墩长；
- b.累计夯沉量为设计墩长的1.5~2.0倍，以保证夯墩的密实度和着底；
- c.最后两击的平均夯沉量不宜不大于1/10锤高，且不宜大于下列数值：

当单夯击能小于4000kN·m时为50mm，

当单夯击能为4000~6000kN·m时为100mm，

当单夯击能大于6000kN·m时为200mm。

在没有试夯资料时，可根据经验确定，如强夯置换深度为5m左右，夯击次数在9击~13击之间，一般可取10击作为计量控制值。

#### (4) 相邻两夯击遍数的间歇时间

两遍夯击之间应有一定的时间间隔，以便于土中空隙水压力的消散。由于碎石墩本身就是一个排水体，超空隙水压力消散时间很短，亦即可实施连续夯击。

#### (5) 夯击遍数和落距

夯击遍数以每次夯沉量（即夯坑深）约等于锤高为一遍（一般为2~3击），以水准仪测量夯沉量。夯击遍数（即收锤标准）以石料厚度不小于1.2m，累计夯沉量大于17.5m，并且至石料用完。落距视软基的土质条件而定，一般为10~20m。通常第一击落距可选20m，以保证足够的夯击能击穿软土上覆盖的人工填土层，第二击则可根据第一击夯沉量选取落距。

#### (6) 夯击收锤标准及间隔时间

根据工程的具体情况，大面积施工时的收锤标准为：

a.最后两击的平均夯沉量不大于20cm，后一击的夯沉量明显小于前一击夯沉量；

b.在强夯施工过程中，如夯坑周围有大的隆起，要停止施工，间歇一周左右，孔隙水压力消散后再继续进行施工或增加夯击遍数以减小隆起，以达到较好的加

固效果:

c.每遍夯完后,待孔隙水压力消散后再进行下一遍夯击,视地基土情况,间歇时间一般控制在8~10d;

d.强夯施工要达到设计击数要求,以满足影响深度要求;

#### (7) 试夯

试夯前,首先进行地质勘探,探孔4~6个,其中标准贯入试验孔3个,以利用加固前后指标的对比和地基的评价。试夯时,在试夯加固面积上铺筑一层1m厚的碎石,最短边不小于15cm,最长边不小于50cm;点夯夯击能一般采用2000kN·m,普夯采用1000kN·m。试夯过程中做好现场测试和记录,基本测试项目有夯点(墩位)的碎石喂料量、夯点高程、夯墩周围(四点)隆起量、振动影响范围、夯击次数、夯击遍数等。试夯结束一周后,进行测试,采用小载荷板试验进行自检,评价加固效果。如果加固效果不能满足设计要求,则需调整夯击参数,重新试夯。满足设计要求后进行正式施工。

### 5.2.4 墩顶碎石垫层的设置

垫层厚度一般设置在50cm~100cm之间,最小应大于50cm。垫层可采用片石、碎石等。工程实践证明,在路堤荷载下,铺设一定厚度的垫层可以有效改善复合地基工作性状,提高路堤整体性,增强墩土共同作用,提高复合地基承载力。其主要作用包括以下几个方面:

(1) 拱效应:在受荷初期,由于墩间土的模量低于墩体,土体较墩体出现更大沉降,墩顶将向上刺入垫层。垫层经过严格压密,一般具有相对较高刚度,在荷载作用下垫层产生拱效应,将部分应力向墩顶集中,墩间土所受应力则相应减小。

(2) 调整墩、土应力比:由于墩顶和墩间土的沉降不同,调动了碎石垫层的流动补偿性,逐步调整墩、土应力比,不使墩间土上应力过大而造成过大沉降,墩体承载力亦能得到较好发挥。经过一段时间的调整,墩、土应力趋于合理分配,此时复合地基即处于平稳状态。

(3) 保护表土和改善接触条件:铺设碎石垫层能避免施工机械对完工后复合地基表土的扰动;改善表层排水条件,为地基中孔隙水的消散提供良好的横向排水通道;同时能改善路堤与复合地基的接触条件,防止墩体刺入路基,并且弥补墩土不均匀沉降产生的空隙。

## 5.3 强夯碎石墩的施工程序和施工方法

强夯碎石墩复合地基的施工包括施工前的准备工作和具体的施工,其施工流



程见图 5.3-1。

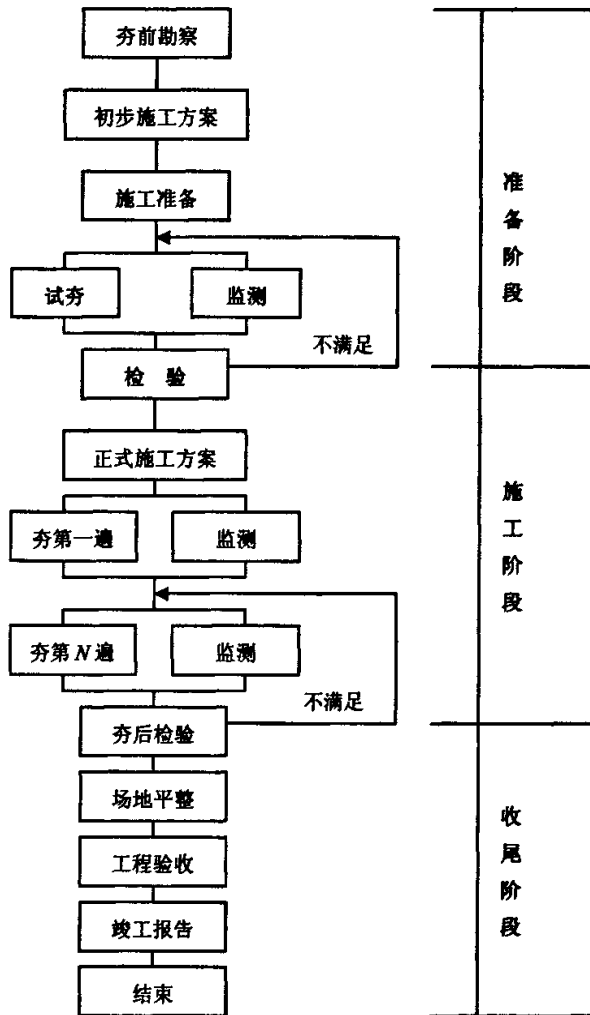


图 5.3-1 强夯施工工艺流程

Fig5.3-1 Dynamic compaction's technology process

### 5.3.1 施工准备工作

施工前的准备工作主要包括：

(1) 排水疏干。将场地水自然排放，尽量疏干，并将施工范围内的杂草、杂物清除干净，然后按设计要求，填砂砾渗水材料 1.5m，平整后初步碾压，搞好三通一平工作，使施工机具通行自如，不下陷。

(2) 准备好碎石材料。由于强夯过程中碎石需要量大，且用料集中，所以必

须做好碎石材料的准备工作。

(3) 强夯机具设备应符合设计要求。强夯起重机械以履带式为宜, 带有自动脱钩装置, 起重能力应为锤重的 1.5 倍~2.0 倍, 起重机臂杆端部宜设置辅助门架或其他安全设施, 防止落时机械倾覆。

(4) 场地平整。强夯基面应保持基本平整, 平整以后的场地上对墩位进行防线定位, 以线路中线为基准线, 按设计的布点方式进行, 其定位偏差不得大于 5cm。

(5) 在施工范围以外有构筑物需要保护时, 则在适当位置设置防震沟, 沟底宽度宜大于 50cm, 沟深要超过即有构筑物基础 50cm 且沟深不小于 2m。

### 5.3.2 施工程序和施工方法

强夯碎石墩的施工步骤如下:

- (1) 在强夯碎石墩施工场地上, 铺填一层块石, 作为施工垫层。
- (2) 吊车吊起夯锤到达设计夯点。
- (3) 起吊夯锤到达设计高度。
- (4) 启动脱钩器, 使夯锤自由下落。利用夯锤的势能, 冲切块石工作垫层, 形成夯坑。
- (5) 在夯坑内填入块石后, 继续夯击, 使块石墩逐渐向下延长。
- (6) 当块石墩抵达下部持力层后, 即可以停止夯击, 完成一根碎石墩。
- (7) 将强夯机移到下一个夯点重复 (2)~(6) 步骤, 即可逐一完成每一个碎石墩的施工。

### 5.4 质量检验

施工质量检验包括强夯碎石墩形态的检验、墩间土夯击前后的变化的检验, 以及碎石墩和墩间土共同组成的复合地基在承受荷载作用时的效果检验。

#### (1) 碎石墩形态的检验

碎石墩体一般是圆柱形的, 圆形面积一般和锤底面积相当或稍大一些, 而且在夯击过程中随时测量夯坑面积便能得到有效控制。随着墩体应力扩散, 深部墩体截面要比上部略大, 所以只要测量表层墩体面积即可。

碎石墩长度是一个比较重要的数据, 可以采用直接法测定或间接法测定。直接法可以通过钻探, 直接钻穿墩体获得墩体长度, 也可以在夯坑外围向墩体斜钻, 从钻孔中接触到墩体的斜距, 从而得到墩体的长度。更直接的方法还有在夯坑内埋设铁板, 在铁板上拴系两根有深度的钢丝, 铁板随夯击沉入底部, 基本上代表墩体的底深, 钢丝随铁板下沉, 观测钢丝的长度便可得知墩体的深度。间接法可

采用波速法、电阻率法、雷达检测法等，通过测量波速、电阻等与墩体长度的相关关系，测定墩体的长度。

碎石墩砂石结构组成的质量，首先要检验砂石料的质量，如砂石的矿物组成、风化程度、含泥量等，其次要检验颗粒组成级配是否良好，最后要检验夯击后的密实程度，常用的有效方法有标准贯入法。

### (2) 墩间土性质变化的检验

强夯过程中或强夯后，墩间土性质如密度、含水量、透水性、压缩性等会发生变化，因此，对墩间土的变化进行检验是必要。一般可采用钻探取样进行土工试验，测定土的物理力学性质指标，并与夯前进行对比。此外，也可以采用静力触探、十字板剪切试验、旁压试验或标准贯入试验，并且与夯前进行对比。

### (3) 复合地基的检验

就碎石墩复合地基效果的检验，目前通常采用的方法有下列三种：

#### a. 理论算法

根据现场测定的碎石墩和墩间土的有关指标，利用复合地基理论计算方法，计算出复合地基的强度和变形值，再与设计要求值相比较，检验加固后的地基是否达到设计要求。

#### b. 单墩大型载荷试验

碎石墩的直径一般都比较大，按照设计所定的置换率，配备大型承载板，进行单墩复合地基的载荷试验。试验按照复合地基载荷试验的有关规定进行，最后获得碎石墩复合地基的实际资料。虽然是单墩复合地基的试验资料，但是已经比较真实、客观的反映了这种复合地基的能力。当然，这和实际的多墩作用还有一定的差别，但是要做多墩复合地基载荷试验十分困难。

#### c. 现场多墩复合地基堆载试验

地基处理完成后，可结合工程填筑过程，选取一段进行复合地基多墩现场堆载试验。试验前，应在场地上埋设好夯坑内外的地面沉降标和深层沉降仪、水平位移桩和测斜仪、孔隙水压力测头和测压装置，以及压力盒等。当填筑开始后，分别测出填土高度和地基变化的相关测试数据，当堆载到达预定高度时，总结分析测得的各项数据，从而评价复合地基的效果。

### (4) 信息反馈修改设计指导施工

通过对地基加固质量的检验，获得大量反映实际情况的信息。通过对这些信息的分析总结，从中得到有指导意义的参数，依此去核对修改既有设计，使它更符合实际。

## 5.5 强夯碎石墩复合地基在海满公路中的应用

### 5.5.1 工程概况及基本地质条件

海拉尔至满洲里一级公路是“五纵七横”国道主干线第一横—绥芬河至满洲里公路在内蒙古境内的重要组成部分，主线全长 190.985 公里。在 K543+300~K553+200 段（二卡段），路线穿越海拉尔河漫滩湿地，其中 6km 采用 4m~6m 高的路堤方案通过。按原施工图设计，对该段湿地软弱地基采取清淤换填片石进行地基处理，但自开工以来，沿线降雨量大，该路段沿线的海拉尔河、新开河水位上涨，造成湿地普遍积水，平均积水达 1.5m，致使原提出的清淤换填片石进行地基处理的方案难以实施。考虑到经济、质量和施工工期的要求，并结合该段地基和材料条件，提出直接抛填开山石混合料并强夯形成置换墩的软弱地基处治方案，进行该段湿地软弱地基的处理。

该段除局部段落地表水干枯植被少外，其余路段地表为塔头、芦苇等喜水草类，其表层土质为草根、泥炭腐质土或淤泥质亚粘土，总厚度在 0.4~2.7m 左右，其下为粉细砂。

### 5.5.2 强夯碎石墩复合地基的设计

#### (1) 强夯碎石墩复合地基设计标准

墩桩底端穿透腐质淤泥层，强夯碎石墩单墩承载力不小于 320KPa，复合地基承载力不小于 200KPa。

#### (2) 设计参数

强夯碎石墩墩体布置：强夯碎石墩按照梅花形布墩（如图 5.5-1 所示），碎石墩沿道路方向间距为 5.6m，分两遍夯击成墩，墩径 2.5m，墩长 4m。

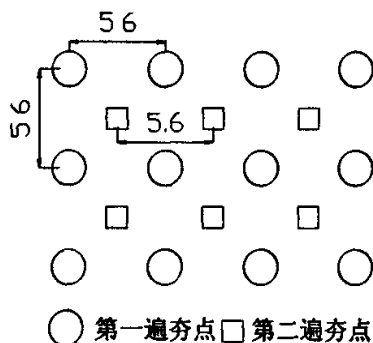


图 5.5-1 强夯碎石墩复合地基布墩示意图

Fig5.5-1 The layouting tun graph of Dynamic Compaction composite foundation pier

碎石垫层：碎石垫层厚度为 0.5m。

碎石材料：强夯碎石墩及碎石垫层所用的石料最大粒径不得超过 600mm，且符合如下级配：300mm<D<600mm 的碎石含量大于 50%，D<50mm 的碎石含量小于 15%，含泥量小于 5%。

### (3) 施工参数

机械设备：采用起重质量为 50t 的履带吊车作为夯击机械，其最大起吊高度为 20m；夯锤选用直径为 2m、高度为 1m 的钢锤，锤重 18t，最大单击夯击能量为 360t·m；在夯击过程中，用反铲挖掘机填补石料。

单墩夯击结束标准：累计夯沉量大于 6m 且最后两击的夯沉量不大于 50mm；累计夯沉量大于 8.5m 并将石料用完。

## 5.5.3 强夯碎石墩复合地基的施工

(1) 在湿地表层土上不除草，沿设计线路位置在湿地上直接陆域抛填开山石混合料，控制开山石混合料含泥量不大于 5%，抛填高程至湿地常水位面上 50cm，抛填料顶面设计高程处的断面宽度超出路基填料坡脚 1m。

(2) 陆域抛填开山石混合料填筑至设计标高后，先用自重加激震力不小于 50T 的重型震动压路机均匀碾压 2 遍，使场地平整，保证施工作业面。

(3) 强夯碎石墩的夯击按先中间后两边的顺序施工，当夯坑深度约等于锤高时，暂停夯击，待补料后继续夯实。填料时，将遇到的大块石填在夯坑中间，周围铺以较小的碎石以使级配良好。夯坑中间填料尽量密实，避免架空现象，严禁将泥填入夯坑。在每次填料前进行夯沉量的测量，当夯沉量较小时每击一测，以决定是否结束夯击。

(4) 在强夯碎石墩施工结束后，将碎石墩施工区进行平整，在其上直接铺设一层单位面积质量不小于 300g/m<sup>2</sup>、刺破强度不小于 0.5KN 的无纺土工织物，然后在其上铺设 0.5 m 厚的碎石垫层。垫层采用面夯，夯锤直径采用 2.5m 的扁平夯锤，夯击能量控制在 1000—1500kN·m<sup>2</sup>，夯锤搭接 1/3，击数不超过 3 击。

## 5.5.4 强夯碎石墩复合地基的质量检验

### (1) 碎石墩施工质量检测

#### a. 碎石墩着底情况的检测

本工程要求墩底到达亚粘土上部。为了确定碎石墩的着底情况，在碎石墩成墩后，现场进行了地质雷达测试，并对其中的 20 个墩体进行了地质斜钻，两种试验得到的结果见表 5.5-1。从表中数据可以看出，两种试验的结果基本相似，墩体

底部完全到达粘土层，满足设计要求。

表 5.5-1 斜钻钻探与地质雷达检测墩体着底情况对照表

Tab5.5-1 CRT about inclined drilling and GPR detection the situation of touching the bottom of tun

墩号	斜钻碎石墩底界深度 (m)	地质雷达探测底界深度 (m)	粘土层顶面埋深 (m)	着底评价
1	3.7	4.4	3.5	着底
2	3.5	3.5	3.4	着底
3	3.5	3.6	3.3	着底
4	3.5	3.8	3.4	着底
5	3.4	3.6	3.4	着底
6	3.6	3.9	3.5	着底
7	3.6	3.7	3.5	着底
8	3.9	4.1	3.5	着底
9	3.9	4.0	3.5	着底
10	4.6	4.6	3.9	着底
11	4.2	4.2	3.9	着底
12	4.0	4.7	3.7	着底
13	4.0	4.7	3.7	着底
14	3.8	4.0	3.6	着底
15	3.6	4.0	3.6	着底
16	3.8	4.0	3.7	着底
17	4.0	3.8	3.8	着底
18	4.0	3.6	3.5	着底
19	3.8	3.8	3.6	着底
20	3.8	4.0	3.8	着底

#### b. 碎石墩墩身质量及侧边界的检测

碎石墩侧边界的确定，即依碎石墩的侧边界确定碎石墩的形状与墩径，通过地质雷达和斜钻试验可以看出此工程墩体质量良好，墩身没有出现架空现象，墩径基本上在 2m~3m 之间，墩体形状及其不规则。

#### (2) 复合地基质量检测

##### a. 地基土性质的变化

在强夯前和强夯后分别在三个试验区中间断面进行了地基土的动力触探试

验,其结果见图 5.5-2 至图 5.5-4,从图中可以看出强夯后地基土的强度大幅度提高,特别是在地表 2m 范围内动探锤击数是强夯前的 3 倍左右,地基土的性质比强夯前明显提高。

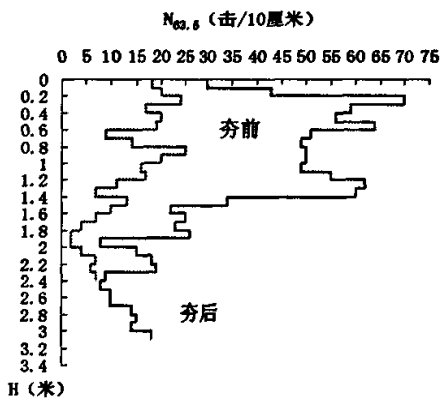


图 5.5-2 k550+630 断面地基土动探结果  
Fig 5.5-2 k550+630 the result of exploring section foundation

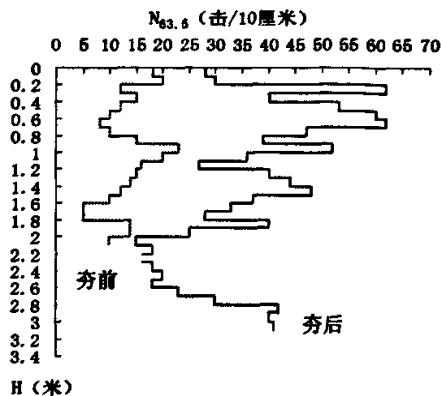


图 5.5-3 k550+660 断面地基土动探结果  
Fig 5.5-3 k550+660 the result of exploring section foundation

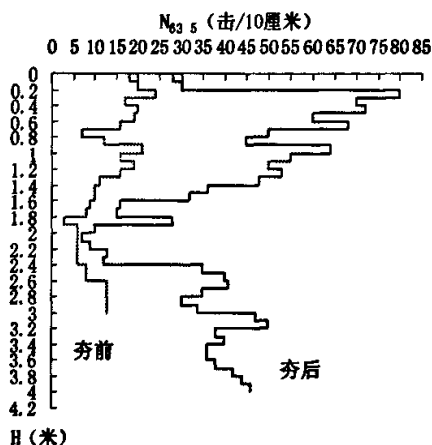


图 5.5-4 k550+750 断面地基土动探结果  
Fig 5.5-4 k550+750 the result of exploring section foundation

### b. 复合地基静载荷试验

碎石墩成墩后,在复合地基上进行了 4 组静载试验。试验采用了面积为  $0.25 \text{ m}^2$  的正方形承压板,总加荷量为  $175 \text{ kN}$ ,分 8 级加荷,每级加荷量为  $21.875 \text{ kN}$ 。采用压重平台作反力装置(平台上面堆积沙袋),采用 1 台  $50 \text{ t}$  千斤顶手动加荷并用  $100 \text{ MPa}$  压力表控制加荷。在承压板两个对角线方向对称安装 4 个  $30 \text{ mm}$  行程的百分表,测定地基沉降量,其具体的试验装置见图 5.5-5 和图 5.5-6。试验点位位于墩

顶和墩间土各两个。通过试验,得到图 5.5-7 的结果,从图中结果可以看出,墩顶与墩间土的  $p-s$  曲线比较相似,说明强夯过程中墩间土体的强度提高比较明显,这与地质雷达检测结果实比较吻合的。从两图中还可以看出,  $p-s$  曲线未出现明显的比例界限点,也未出现极限荷载,采用  $s/b=0.008$  对应的荷载确定地基承载力特征值,不管是墩体还是墩间土体由此确定该点地基承载力特征值均为在  $500\text{kPa}\sim 550\text{kPa}$ ,均大于最大加载值的一半,故取该点地基承载力特征值为最大加载值的一倍即  $350\text{kPa}$ 。根据复合地基承载力计算公式  $f_{spk}=mf_{pk}+(1-m)f_{sk}$  得出复合地基承载力为  $350\text{kPa}$ ,两者比较吻合。处理效果完全满足单墩承载力不小于  $320\text{kPa}$ ,复合地基承载力不小于  $200\text{kPa}$  的设计要求。



图 5.5-5 静载试验反力装置

Fig 5.5-5 The device against power of Static Load Test

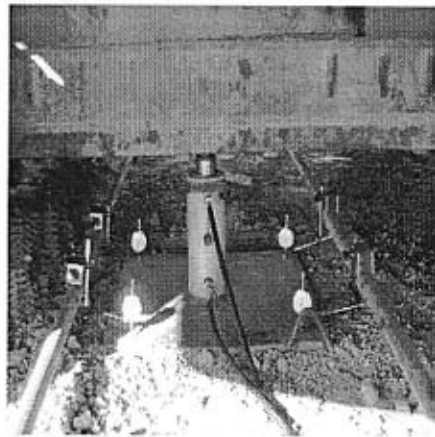


图 5.5-6 加荷装置及观测系统

Fig 5.5-6 Loading Device and Observing System

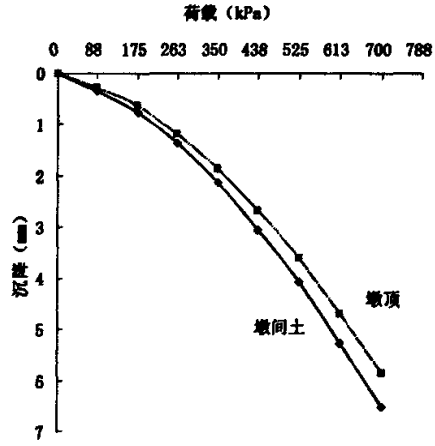
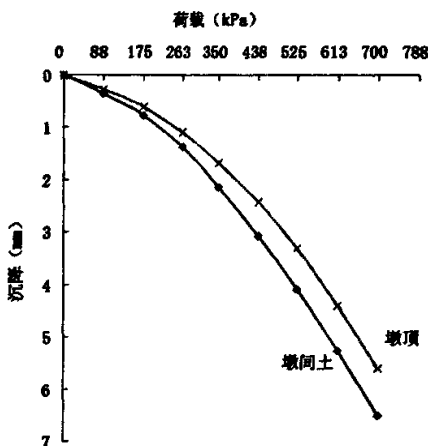


图 5.5-7 复合地基静载试验  $p-s$  曲线

Fig 5.5-7 The  $p-s$  curve of Static Load Test on composite foundation



### (3) 复合地基沉降观测及分析

在该软基加固区设置了 10 个永久性沉降标, 还设置了 6 个道面沉降观测点。图 5.5-8 为在强夯碎石墩复合地基施工完成后 100d, 加固区路基中心线处沉降标的观测结果。从图中可以看出, 在观测期内地基还未达到变形稳定阶段, 但沉降发生的规律比较相似, 复合地基的累计沉降量也比较小, 在 70 天后沉降速率明显变慢, 逐步趋于稳定。

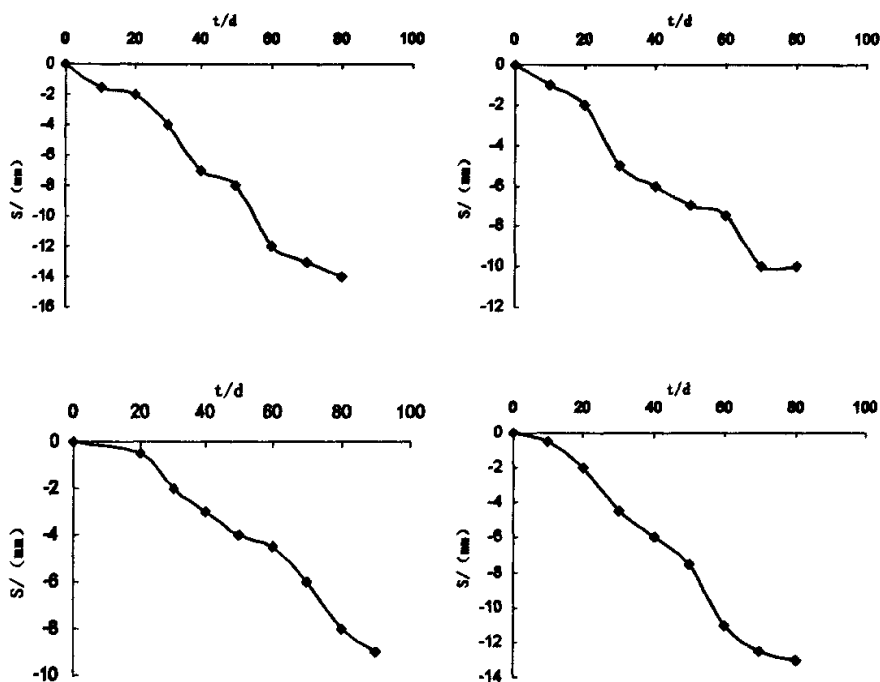


图 5.5-8 沉降观测 S-t 曲线图

Fig 5.5-8 The S-t curve of observing settlement

除此之外, 还进行了强夯过程中孔隙水压力的观测试验、成墩后墩和墩间土上部土压力的测试试验、冬期的温度观测和沉降观测等其他试验, 以验证强夯碎石墩复合地基软基处理的有效可行性。限于篇幅, 本文不再一一分析。

综合上述强夯碎石墩复合地基现场检测和观测结果可见, 强夯所形成的碎石墩墩身质量良好且穿透了软土层并到达下部持力层, 碎石墩及复合地基的承载力完全满足设计要求, 复合地基沉降基本趋于稳定, 且累计沉降量极小。因此, 可以认为采用强夯碎石墩法处理海满公路二卡段软弱地基是成功的。

## 第六章 结论与建议

### 6.1 主要成果和结论

本文就强夯碎石墩复合地基的基本特性、碎石墩及复合地基的破坏形态、复合地基的承载力、复合地基上路堤的稳定性及施工技术和质量控制进行了较为系统的研究,通过研究,获得了如下成果和结论。

1、通过阅读国内外现有资料,总结分析了强夯碎石墩复合地基的基本特性、成墩条件、成墩影响因素等。

(1) 强夯所形成的碎石墩是一种不规则的墩体,墩体形状大体上为鼓状和漏斗状两种。

(2) 在相同的夯击能量下,采用长径比较大的夯锤,成墩效果更好。

(3) 确定合理的垫层厚度,在能保证施工作业面的情况下,尽量采用较薄的垫层,更有利于墩体的尽快形成,提高夯击效果。

(4) 选取密度与波速较大的抛填石料,有利于提高成墩质量与成墩效率。

2、通过有限元数值分析,得出强夯碎石墩墩体及复合地基的破坏模式,墩体形状、墩体长度、置换率等因素对强夯碎石墩复合地基上路堤稳定性的影响规律。

(1) 强夯碎石墩复合地基的破坏模式与墩体的着底(持力层性质)情况和墩体长度有关,当碎石墩的着底(持力层性质)情况较好时,墩体以墩顶的鼓胀破坏为主。当墩的着底(持力层性质)情况较差时,要考虑墩体长度的影响,存在一临界墩长(一般为4.0倍墩径),墩长较小( $< 4.0$ 倍墩径)时,墩底发生刺入破坏的可能性较大;墩长较大( $> 4.0$ 倍墩径)时,发生鼓胀式剪切破坏的可能性较大。

(2) 在快速加载条件下,强夯碎石墩复合地基破坏模式应该是因地基上路堤稳定性不足而引起的滑动剪切破坏和因复合地基承载力不足而引起的复合地基整体剪切破坏同时存在,但与复合地基整体剪切破坏相比,滑动剪切破坏的可能性更大一些,因此强夯碎石墩复合地基以路堤稳定性为控制指标进行设计分析是偏于安全的。

(3) 强夯碎石墩复合地基的墩体形状、过渡区厚度、置换率、墩体长度、垫层厚度以及墩数与墩径的不同设置等都对复合地基路堤稳定性有着一定的影响。鼓状和漏斗状两种墩体复合地基优于一般比较规则的墩体复合地基;路堤稳定性随着过渡区所占墩体比例的增加而减小,但在主体墩径不变的情况下却随着过渡区厚度的增加而增加,因此,在施工过程中要确保主体墩径的形成;强夯碎石墩复合地基路堤的稳定性与复合地基的置换率、垫层厚度基本上呈线性增长关系,

但强夯碎石墩复合地基墩土应力比并非随着置换率和垫层厚度的增加而增加,而是存在着临界值,根据本文的分析,推荐垫层厚度在 25cm~75cm 为宜;墩体长度对于路堤的稳定性和沉降均有影响,仅从路堤稳定性方面考虑,存在一个临界墩长,最合适的墩长是穿过最可能的滑动面;在置换率一定的情况下,采用少墩粗径会获得更好的加固效果。

3、通过对强夯碎石墩复合地基承载力计算方法和路堤稳定性分析方法的对比分析,提出强夯碎石墩复合地基承载力计算方法和复合地基上路堤的稳定性分析方法。并根据有限元分析得出的强夯碎石墩破坏模式(鼓胀破坏),基于极限平衡法,推导了散体材料变截面墩墩体极限承载力计算公式,通过算例进行了计算说明,为散体材料变截面墩承载力计算提供一种思路。

4、结合现场试验和依托工程施工,提出了强夯碎石墩复合地基的施工工艺和质量控制指标和要求。包括施工准备、施工工序和工艺、施工质量控制内容、检查项目及标准等。

## 6.2 需进一步研究的问题

虽然本文对强夯碎石墩复合地基的有关问题进行了研究,但由于问题的复杂性,许多问题还需要进一步研究,如:

### (1) 强夯碎石墩复合地基加固机理的研究。

到目前为止强夯碎石墩复合地基加固机理一直是参照碎石桩复合地基理论开展研究,虽然都属于竖向增强体复合地基,但其成墩工艺和承载机理还存在着很大的区别,因此开展强夯碎石墩复合地基加固机理研究是很必要的。

### (2) 强夯碎石墩复合地基墩土应力比的研究。

目前强夯碎石墩的墩土应力比引用的是规则的散体材料桩的应力比,这实际存在着较大的区别,到目前为止尚未见到有关不规则墩体墩土应力比的研究成果,因此开展强夯碎石墩复合地基墩土应力比的研究是非常必要的。

### (3) 柔性基础下强夯碎石墩复合地基承载力计算方法的研究。

目前复合地基承载力计算公式都是在刚性基础下推到得出的,路堤荷载下采用同样的计算方法必然存在着很大差别,因此开展柔性基础下强夯碎石墩复合地基承载力计算方法的研究也是必要的。

### (4) 路堤荷载下强夯碎石墩复合地基沉降变形特性的研究。

强夯碎石墩复合地基沉降变形特性与承载力和稳定性是同等重要的问题,目前对于强夯块石墩复合地基设计,有人提出用沉降控制设计代替传统的承载力控制设计的思路,其方法是否可行也是我们将要考虑的问题。

(5) 强夯碎石墩复合地基综合强度指标的研究。

对于强夯碎石墩复合地基，墩体的形成一定使周围土体的强度得到了提高，究竟提高了多少？综合强度指标与墩体和墩间土体的强度指标之间的关系是怎样的？这些都是强夯碎石墩复合地基发展中所要进一步研究的问题。

## 致 谢

本文是在导师邓卫东研究员的悉心指导下完成的。在研究生三年的学习中，导师严谨的治学态度，丰富的工作经验，谦逊的工作作风使学生在自身综合素质培养方面受益非浅。三年来，导师不仅在专业学习、为人处事方面予以指导，更是在生活上给予了很大的帮助。在此即将毕业之际，谨向我的导师致以我最诚挚的敬意和衷心的感谢！

在论文工作期间还得到了杨锡武教授、郑治研究员、罗斌博士后、刘涌江博士的大力帮助和耐心指导；同时在论文进行中和研究生同学邓昌中、李聪、杨有辉等的深入交流使我受益良多；研究生学习期间获得了汤东、曾榕彬、余万超、王志鹏等诸多友人及师兄、师弟、师妹们的帮助，在此表示我衷心的感谢！

在求学的过程中我尊敬的父母您们辛苦了！在我即将毕业踏入工作岗位之际，对您们二老表示我衷心的感谢！同时也要感谢我的女友罗娟女士在我研究生学习阶段给予的帮助和支持！

## 参考文献

- [1]杨顺安,张迎春,韦宏鹤等.强夯块石墩及块石垫层复合地基的沉降分析[J].地面岩石工程锚固与注浆技术学术讨论会论文集.北京:地质出版社,1997,72~78
- [2]Madnav M R. Recent Developments in the use and anlysis of Granular Piles.Symp on Recent Developments in Ground Improvement Techniques ,Bangkok 1982
- [3]盛崇文.振动水冲法[M].北京:水利电力出版社,1983
- [4]张季如.铅直荷载作用下桩—土共同作用的试验研究[J].土工基础,1980,2
- [5]吴延杰,杨志红.碎石桩复合地基应力传递的研究[J].地基处理,1994,5(4):7~12
- [6]杨顺安,刘虎中,张学武,刘国卫.强夯块石墩复合地基承载力的确定[J].地质科技情报,1999,18(2)
- [7]Hughes, J.M.O.and Withers,N.J(1974)Reinforcing soft cohesive soils with stone columns.Ground Engineering(7),3
- [8]碎石桩加固软土现场试验,海军工程技术,15期
- [9]杨岸英.强夯块石墩的成墩过程及其承载特性分析[J].铁道建筑,2001,7
- [10]王家远.碎石桩复合地基承载力和沉降若干问题[J].土工基础,1996,(6):1~7
- [11]龚晓南.复合地基理论概要[J].第三届全国地基处理学术讨论会论文集,1992:37~42
- [12]韩杰.碎石桩加固技术[J].第三届全国地基处理学术讨论会论文集,1992:13~18
- [13]曾国熙,卢肇钧,蒋国澄,叶政育.地基处理手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1988
- [14]龚晓南.复合地基理论及工程应用[M].北京:中国建筑工业出版社,2002
- [15]郭尉东,钱鸿缙.振冲碎石桩地基承载力计算的若干途径[J].地基处理,1990,1(1)
- [16]盛崇文.振动水冲法[M].北京:水利电力出版社,1983
- [17]陆贻杰.水泥土桩复合地基的三围非线性有限元分析[J].第一届全国计算沿途力学论文集(二).1987
- [18]何广讷.复合地基中散体材料桩极限承载力的计算[J].中国土木工程学会第八届土力学及岩土工程学术会议论文集.南京:万国学术出版社,1999
- [19]龚文惠.碎石桩复合地基极限承载力研究[J].山东矿业学院学报.1999,18(2):32~35
- [20]Balaam N P. Settlement Analysis of Soft Calys Reinforce with Granular Pile.1977
- [21]Balaam N P et.al. The Behaviour of Foundation Supported by Clay Stabilised by Stone Columns. Proc. of 8th ECSMFE, 1983,1
- [22]郭尉东.饱和黄土碎石桩的沉降分析[D].西安冶金建筑学院硕士论文,1987
- [23]韩杰,叶书磷.随时桩复合地基有限元分析[J].岩土工程学报,1992,14:13~19

- [24]李宁,韩焜.单桩复合地基加固激励数值试验研究[J].岩土力学,1990,20(4):42~48
- [25]杨涛,殷宗泽.复合地基沉降的复合有限元分析[J].岩土力学,1998,19(2):19~25
- [26]Yamamoto K,Otani J.Bearing Capacity Analysis of Reinforced Foundation Ground,Proceedings of the ninth international conference on computer methods and advances in gromechanics,Blakely,1997,3,2339~2344
- [27]蒋鹏飞,黄谋钊等.碎石桩复合地基路堤边坡稳定性分析混合遗传算法[J].湖南交通科技,2002年12月,28(4)
- [28]张小敏,郑丹.碎石桩复合地基稳定性塑性极限分析法[J].武汉化工学院学报,2003年9月,25(3)
- [29]王燕.强夯处理淤泥质土地基承载力的研究[D].中南大学硕士学位论文,2005
- [30]杨顺安,冯小腊,张聪辰.软土理论与工程[M].地质出版社,2000年9月,118~46
- [31]张定.散体材料桩复合地基的沉降分析与计算[J].铁道学报,1998,20(6)98~104
- [32]李作勤.复合地基中桩土应力和优化设计[J].岩土力学,1995,16(1):30~37
- [33]冯晓腊,杨顺安等.深圳国际机场淤泥土的工程地质特性及其对加固方法的影响[J].水文地质及工程地质论文集,中国地质大学出版社,1992
- [34]杨岸英.强夯块石墩的成墩过程及其承载特性分析[J].铁道建筑,2001,7
- [35]张凤文,周洪彬.强夯置换碎石桩复合地基承载力的试验研究[J].岩石力学与工程学报.19(4),2000.7
- [36]杨志刚.强夯块石墩复合地基法在软基处理中的应用[J].中外公路.22(2).2002.4
- [37]朱巢峰,刘望根.软基路堤处理的新方法——强夯块石墩[J].人民长江.27(7).1996.7
- [38]魏晓红,刘小兵.强夯片石墩复合地基加固方法在公路工程中的应用[J].华东公路 121(6) 1999年12月20日
- [39]王歇成,邵敏.有限元法基本原理和数值方法[M].北京:清华大学出版社,1997
- [40]何广纳.振冲碎石桩复合地基[M].人民交通出版社,2001,8
- [41]龚晓南.复合地基理论及工程应用[M].中国建筑工业出版社,2002,11
- [42]彭振斌.地基处理工程设计计算与施工[M].中国地质大学出版社,1997,7
- [43]龚晓南.土塑性力学.杭州[M].浙江大学出版社,1999
- [44]李大忠.强夯处理湿陷性黄土的承载力计算方法[J].土工基础,2000,14(4):11~14
- [45]杨成斌等.变形协调条件下复合地基承载力分析[J].第三届华东地区岩土力学学术讨论会论文集武汉:1995
- [46]刘新元,罗忠.强夯块石墩法处理饱和软土地基的原理及应用[J].西部探矿工程.2001
- [47]张永钧等.强夯法处理大块抛石低级的试验研究[J].第三届全国地基处理学术讨论会文集,秦皇岛,1992,395~400
- [48]王成华.强夯地基加固深度估算方法评述[J].地基处理,1991.V2(1).20~24

- 
- [49]C.J.Poran .Design of Dynamic Compaction. Canadian Ceotechnique 1992 v29(2).796-802
- [50]王盛源.强夯加固松软土基[J].水利水运科学研究.1985 (4) ,79-96
- [51]R.Scott et al.Soil Compaction by Impact. Geotechnique,1975,V25(1)
- [52]王钟琦等.强夯机理及环境效应[J].第四届全国土力学与基础工程学术讨论会文集
- [53] Huthes J.M.O.and Withers N.J. Reinforcing soft cohesive soils with stone columns.Ground Engineering, 1974,7,3.
- [54]刘杰.复合地基中垫层技术及桩土相互作用[D].中南大学博士学位论文,2003年5月



## 附录 作者在攻读硕士学位期间发表的论文

- [1] 邓卫东, 崔相奎, 赵清平. 强夯碎石墩加固软基路堤的稳定性有限元分析【J】. 公路交通技术. 2007 (4)