

浙江大学

硕士学位论文

杭金衢高速公路溶洞发育区地基处理技术研究

姓名：李士友

申请学位级别：硕士

专业：建筑与土木工程

指导教师：尚岳全

20051201

## 杭金衢高速公路溶洞发育区地基处理技术研究

### 摘 要

公路工程溶洞处理问题一直为工程界所关注。强夯法处治非饱和土、饱和土取得了一定的成果,但强夯法处理溶洞至今未有人进行尝试。由于我国幅员辽阔,地质结构复杂,加之高速公路建设高歌猛进,公路工程建设技术与质量要求也要日益提升,这激励着人们在这一领域的施工工艺进行探索,其成果具有极大的推广和应用价值,因此课题研究具有非常重要的意义。

本文通过对浙西地区高速公路路基溶洞进行地质物探、强夯设计、试夯确定施工参数,同时对试夯区进行动力触探、瑞雷面波测试、复合地基静载试验、深层土体位移测试等试验,得出试夯参数,从而全面指导施工。从检测结果来看,效果十分理想,达到了预期的目的,解决了岩溶地段的筑路技术难题,明显提高了路基的密实度、整体性和均匀性,对公路使用品质有很大提高。

同时通过常山港特大桥桩基溶洞施工工艺研究,对岩溶地层的桥梁钻孔灌注桩技术,进行了系统研究,针对岩溶地质特点,采取了钻进成孔等工艺技术,解决了钻孔施工中水头保持、防止坍孔、混凝土浇筑浆液流失等问题。

关键词:公路 岩溶 强夯 桥梁桩基钻孔 检测

# **Research of Foundation Treatment Technology in Karst Area of Hang-jin-gu Highway**

## **ABSTRACT**

The highway engineering limestone cave processing question continuously for engineering pays attention. The strong tamping law punishes the non- saturated soil, the saturated soil has yielded the certain result, but the strong tamping law processing limestone cave some people have not carried on the attempt until now. Because our country is vast in territory .The geological structure is complex, adds the highway construction to advance triumphantly. The highway engineering construction supposes the technology and the quality requirement also needs to promote day by day, this was driving the people carry on the exploration in this domain construction craft. Its achievement has the enormous promotion and the application value, therefore the topic research has the extremely vital significance.

This article through carries on the geological physical prospecting, the strong tamping design to the western Zhejiang area highway roadbed limestone cave, tries tamping the determination construction parameter, at the same time to tries tamping the area to carry on the dynamic sounding, the auspicious thunder surface wave test, the compound ground dead load experiment, experiment and so on in-depth shifting of earth test, obtains tries tamping the parameter, thus comprehensively instructs the construction. Looked from the examination result that, the effect was extremely ideal, had achieved the anticipated goal, has solved the karst land sector road building technology difficult problem, obviously enhanced the roadbed compactness, the integrity and the uniformity, and had the very big enhancement to the road service performance.

Meanwhile through the dichroa febrifuge port especially big bridge pile foundation limestone cave construction craft research, to the karst stratum bridge drill hole filling pile technology, has conducted the system research, in view of karst geology characteristic, Adopted sneaked in craft technology and so on Cheng Kong, solved in the drill hole construction the flood peak to maintain, to prevent collapsed the hole, the concrete constructs the size to drain and so on the question.

**Keywords:** highway 、 karst、 strong tamping 、 bridge pile foundation drill hole 、  
examination

# 第一章 绪 论

## §1.1 研究的必要性

我国是一个人口众多的国家,人多地少矛盾日益突出。随着生活水平的不断提高,节奏的加快,人们对快速、舒适出行的要求也越来越高,因此公路建设如火如荼,公路里程快速增加。到 2005 年末,我国高速公路的里程将达到 4 万公里,仅次于美国,列世界第二位。我国用十年时间便走过了发达国家 40 余年的历程,其成绩举世瞩目,其速度叹为观止。公路里程的增加,路网密度也越来越大,公路建设过程中经过岩溶等不良地质区域无法回避。由于岩溶区工程地质情况错综复杂,因为不同的岩溶地质,其处治方法各异,一旦处理不好,将直接影响到工程的质量、安全及公路的使用品质,轻则造成经济损失,延误工期,重则在施工及运营过程中造成重大的人员伤亡。故岩溶地区溶洞处理问题就一直困扰着工程界。这也激励着从事工程建设的人们对这个问题进行不懈的研究。

浙江省衢州市位于浙江西部的金衢盆地,为岩溶分布较广的地区,特别是衢州市常山县境内地质就非常典型,也非常复杂,境内有世界地质学界认定的剖面最完整的奥陶系达瑞威尔阶全球界线层型剖面,是中国第一枚“金钉子”剖面,极具科考、旅游价值。三衢山翡翠石林风景堪称“秀甲东南,江南一绝”,有“华东第一石林”之誉。2001 年底被国家有关部门批准为国家地质公园,总占地面积 46 平方公里,成为全国第二批 33 个国家地质公园之一。该县地质属于典型的喀斯特地质地貌,而且岩溶分布范围很广。在以往的公路建设过程中,由于工程规模小,等级低,一般都是二、三四级公路,一级公路也几乎是没有的,工程建设过程中遇到多为浅小的岩溶问题,处理起来相对来讲较为容易,方法也比较简单。杭金衢衢州至窑上段高速公路是衢州市首条高速公路,其技术要求较高,在施工过程中路基开挖较深,桩基较长,遇到的岩溶溶洞也较为复杂。虽然目前国内外岩溶溶洞的处理方法也较多,但大多以充填或跨越为主。本工程在路基开挖过程中遇到的溶洞,若借鉴同行的处理方法,存在两个方面问题:一方面费用较大,另一方面施工工期不允许,因此给施工带来了极大的困难,施工进度受到较大程

度的影响。为了解决以上工程的实际问题,确保工程质量,节约工程造价,为浙江省乃至全国岩溶溶洞处理提供先进的经验,因此,借鉴强夯这一施工工法,拓展强夯法处理的范围,为岩溶地区的溶洞处理积累经验就显得十分必要。

## §1.2 目前我国公路工程岩溶溶洞处理方法

目前,我国公路路基施工技术规范对岩溶溶洞处理的方法文献[1]中主要有:

(1)对路堑边坡上危及路基稳定的干溶洞,可用干砌片石或浆砌片石堵塞;

(2)路基基底的溶洞,应采用桥涵通过;当为干溶洞且又不大时,可采用砂砾石,碎石,干、浆砌片石等回填密实;

(3)路基基底干溶洞的顶板太薄或顶板较破碎时,可采用加固或将顶板炸除之后,以桥涵跨越;

(4)当路基溶洞位于边沟附近,而且较深时,可采用钢筋混凝土板封闭,并应防止边沟水渗漏到溶洞内;

(5)为防止溶洞沉陷或坍塌,以及处理岩溶水引起的病害,可视溶洞的具体情况分别采用洞内加固(如桩基加固、衬砌加固)、盖板加固、封闭加固(锚喷加固)等技术。

以上方法在我国公路路基施工中得到广泛应用,如赵明华、杨明辉(2003)<sup>[8]</sup>对岩溶及采空区路基进行处理,采用连续配筋混凝土板进行处理,可增强路面层抵抗弯矩的能力,消除安全隐患,对于西部高等级岩溶及采空区的处理具有较好的借鉴意义;李彬峰(2003)<sup>[19]</sup>对路基岩溶塌陷注浆整治施工工艺进行了探讨,给出了铁路路基岩溶塌陷注浆整治的施工工艺及质量控制过程;赵媛(2003)<sup>[18]</sup>对强夯处理软弱地基在高填土涵洞设计中的应用,介绍了在山西省黄土梁、峁、沟丘陵区,利用强夯法处理高填土涵洞的基坑。对桩基溶洞主要采取注浆、片石回填、钢护筒跟进等处理措施<sup>[2]</sup>,如广州广和大桥、广州白云国际机场飞机滑行立交桥、京福国道主干线徐州市绕城公路陇海铁路特大桥桩基溶洞处理就选用静压化学灌浆法、套内护筒等施工技术配合使用处理溶洞。

查阅文献与公路工程施工技术规范等资料,对公路岩溶区溶洞进行强夯处理的方法国内外未见报道。因为强夯法经济易行、效果显著、设备简单、施工便捷、

节省材料、质量容易控制、施工周期短、施工简单等优点，加之岩溶溶洞在工程中遇到的问题越来越多，很有必要对这个问题进行深入研究。在岩溶溶洞处理的过程中取得一些有效的控制参数，来及时地指导施工，并为以后的类似工程积累宝贵的施工经验，做到施工过程中、运营阶段避免发生工程事故，减少人员伤亡、财产损失，缩短工期，节约工程造价。同时也可拓展强夯法的应用范围，具有十分广阔的应用和推广前景，因此，研究意义非常重大。

### §1.3 强夯法加固原理

目前，强夯法加固地基主要分为两大类：即饱和土与非饱和土，下面首先分析强夯法加固这两种土的作用机理，对强夯法处理溶洞有一定的借鉴和指导作用。

#### (1)强夯法加固非饱和土

我们可将地基视为弹性半空间体，重锤自由下落夯击，这是势能转化为动能的一个过程。在夯击地面的瞬间，动能一部分以声波形式向四周扩散，一部分由于重锤与土体摩擦而变成热能，其余大部分动能则使土体产生自由振动，并主要以压缩波(纵波)、剪切波(横波)和瑞雷波(表面波)三种波形在地基内传播。地基一般是不均匀的、成层状的，土体中的孔隙为空气、水或其它液体所填充。在夯击地面的瞬间，波在成层状地基中从一个弹性介质传播到另一介质，同时，波能的一部分会反映回第一介质。传到加一介质的波能起到了强夯加固的作用，反射回来的波能则使地表土层变松。这也是强夯中局部地表隆起的原因，因此需要进行满夯<sup>[7]</sup>。

强夯加固多孔隙、粗颗粒含量高、非饱和地基是基于动力压密理论，冲击型动力荷载在瞬间使土体中孔隙体积缩小，土体密实，承载力提高。非饱和土夯实变形主要是由于土颗粒相对位移重新排列而引起的，亦是土中孔隙中气相(空气)被排出的过程，经强夯处理后，土体达到最密实状态，孔隙体积可减少60%。

#### (2)强夯加固饱和土

强夯加固饱和土原理相对较为复杂。饱和土由三相组成：固相、液相、气相。强夯过程中，首先其动力应加速饱和土的排水，使液相的比例减小。在强夯过程中，土体有效应力的变化十分显著，且主要为垂直应力的变化。由于垂直向总应

力保持不变,超孔隙水压力逐渐增长且不能迅速消散,则有效应力减小,因此,在强夯饱和土地基中产生很大的拉应力。水平拉应力使土体产生一系列的竖向裂缝,使孔隙水从裂缝中排出,从而加速土体的固结。饱和细颗粒土体经强夯后,在夯坑周围会出现径向或环向裂缝,孔隙水从这些裂缝中冒出。

强夯使土中气体释放,饱和土中含有约 1%~4% 的封闭气体,强夯时产生的冲击能,部分冲击能由于锤与土体摩擦及土颗粒在移动过程中的摩擦而转化为热能,热能传入饱和土中使封闭泡移动,加速可溶性气体从水中释放并逐渐从地表逸出。

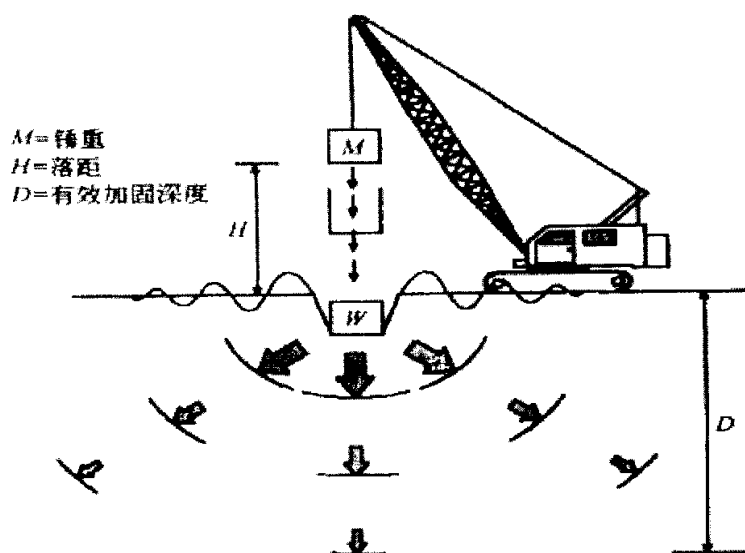


图 1-1 强夯原理示意图

强夯使饱和土压缩变形,在强夯能量的作用下,气体体积首先被压缩,孔隙水排出,超孔隙水压力减少,在强夯的瞬间,会发生有效的压缩沉降。当夯击反复进行时,土颗粒相互靠拢,土颗粒表面的薄膜水受到挤压,使其部分由此产生多余的水变为自由水流向土颗粒之间,形成一定孔隙水量后从地表逸出,由于薄膜水的减薄,土颗粒发生相对位移,进一步挤密,由紊乱状态进入稳定状态,孔隙大小亦达到比较均匀状态,孔隙水压力消散,土体重新稳定,承载力提高。

### (3)强夯法处理开挖段路基溶洞

借鉴强夯法处理饱和土、非饱和土的施工经验,以及公路路基溶洞的处理要求,采用强夯法对溶洞路基进行处理研究。强夯法处理路基溶洞是在路基范围内的顶板厚度不安全时,采用强夯法对溶洞进行夯击,通过夯锤和夯击能,击破溶洞顶板厚度,向溶洞内填入透水性材料,再按强夯法处理非饱和土地基进行夯实处理的一种方法。

## §1.4 国内外强夯的研究概况

强夯法是一种经济高效的地基处理方法。强夯法加固地基即反复将 80~400kN 的锤(最重的达 2000kN)起吊到 8~25m 高处(最高的达 40m),而又自由落下,将其势能转化为动能,而动能在土体中转化成很大的冲击波和高应力,从而提高地基承载力,降低压缩性,消除湿陷性,改善其抵抗振(震)动液化的均匀性,减少工后差异沉降。

强夯法是一种主动加固方法,它将土作为一种能满足技术要求的工程材料,在现场对土层本身作文章,充分利用和发挥土层本身的作用,符合岩土工程“充分利用岩土体本身作用”的总原则。该方法自诞生以来,由于有许多突出的优点,在全球多种工程的地基处理中,如建筑物地基、油库地基、码头回填地基等得到了日益广泛的应用。

### 1.4.1 国外强夯法的研究概况

强夯法作为一种原理、加固效果、适用范围和施工工艺异于夯击法和锤夯实法的现代地基处理技术,其形成和应用始于法国 L.Menard 技术公司于 1969 年首创的一种地基加固方法,它当时是为了对法国南部 Cannes 附近 Napoule 海滨一采石场废土石围海造成的场地上。该场地表层新近填筑约 9m 厚的碎石填土,其下是 12m 厚的疏松的砂质粉土,场地上要建造 20 栋 8 层住宅。由于碎石土是新近填筑的,如果采用桩基,负摩擦阻力将占单桩承载力的 60%~70%,很不经济。经研究采用堆载预压法处理地基,堆载用时 3 个月,堆土高度 5m,只沉降了 200mm,承载力仅提高了 30%。最终改用强夯法处理,锤重 80kN,落距 10m,单击能 800KJ,总夯击能为 1200KJ/m<sup>2</sup>,只夯击一边,整个场地平均夯沉量达

500mm，夯实土平均性能改善 200%。建造的 8 层居住建筑竣工后，其平均沉降仅为 13mm。此后该法又应用于饱和粗粒土的加固，并定名为“重夯法”（Heavy Tamping）。1971 年，该方法又应用于饱和低渗透性黏性土，经过 4 年时间上百项工程应用，Menard 正式将该加固地基方法定为“动力压密法”（Dynamic Compaction）。该方法很快引起世界各国工程界的普遍关注和广泛应用。据不完全统计，到 1995 年止，此方法在美国、加拿大、日本等国家迅速得以推广与应用，目前，全世界已有几十个国家的 5500 余项强夯工程付诸实施，处理地基面积达到 1 亿 3 千万  $\text{m}^2$ 。

#### 1.4.2 国内强夯的研究概况

强夯法在我国的应用历史也是比较久远的，其基本思想源于古老的夯击方法，用夯击法加固地基土或土工构筑物在我国公元前 6 世纪就已经采用的施工方法。在人类生活的西安半坡遗址上，即发现原始公社母系氏族社会时期，建筑的柱基垫土经过夯实。进入文明社会几千年以来，中国一直就用夯实法，用（木夯、抬夯）、砢（石砢、铁砢）加固地基，并用其修建土工构筑物，如堤、坝、台、墙（小至建筑物墙壁，大至城墙），西安秦阿房宫前殿遗址即为东西宽 1300m、南北长 500m、面积 60 万  $\text{m}^2$  的大夯土台基，中国古老的万里长城及以后的长城心墙也多用土夯实筑成。

随着工程建设和施工机械的发展，夯击方法作为一种施工简单、适用性广的地基加固方法，在 20 世纪 50 年代在山西太原化工区建设中处理湿陷性黄土地基中大量应用。进入 60 年代，该法将锤发展到 5~7t，落距 5~9m，加固深度 2~4m 的重级重锤夯实法。这种方法适用于要求加固深度处于地下水位 0.8 以上稍湿的黏性土。对含水量过高的土夯实效果差，易形成“橡皮土”，不宜使用。

我国于 1975 年引进强夯技术，目前已成为处理杂填土、素填土、碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土和湿陷性黄土等地基处理最常用和最经济的深层土基加固处理方法之一。对于饱和度较高的黏土和淤泥质地基通过辅以置换等措施也可以取得一定的加固效果，如形成硬壳层，可作为工业项目的厂区、道路、一般建（筑）物地基，但不宜用于高重设施基础。关于高饱和度粉土与黏性土等

地基,采用夯坑内回填块石、碎石或其它粗颗粒材料进行强夯置换亦取得了一定的效果。主要用于加固沿海非均匀回填地基、山区非均匀回填地基、加固砂土液化地基、湿陷性黄土地基和预处理加强夯工艺处理软弱地基等。

我国强夯技术经历了以下几个重要发展阶段:

第一阶段,自引进到 80 年代初。本阶段工程应用的强夯能级比较小,一般仅为 1000kN.m,处理深度 5m 左右,以处理浅层人工填土为主。

第二阶段,80 年代初到 90 年代初。本阶段,我国在山西潞城兴建国家重点工程山西化肥厂,为了消除本场地黄土地基的湿陷性并提高地基承载力,国家化工部适时组织有关单位开发了 6250kN.m 能级强夯并用于本场地地基处理,使强夯的有效处理深度提高到了 10m 左右,强夯的应用范围也得到扩展,强夯技术日臻完善。

第三阶段,90 年代初到 2002 年,本阶段以兴建国家重点工程三门峡火力发电厂为契机,成功开发了 8000kN.m 能级强夯,使强夯消除黄土湿陷性的深度达到 15m,此后,高能级强夯技术发展迅速,应用范围进一步扩大,包括茂名乙烯、贵阳龙洞堡机场、上海浦东机场、广西防城港九、十泊位陆域工程在内的许多国家重点工程都采用了强夯地基处理技术,取得了预期效果,为国家节省了大量投资。

第四阶段,为 2002 年底至今,为了处理高填方地基,试验开发了 10000kN.m 能级强夯,经检测,10000kN.m 能级强夯有效处理深度超过了 12m,强夯技术取得了较大突破,缩小了与国外先进技术的差距。目前强夯工程最高应用能级已经达到 10000kN.m。为了更进一步扩大强夯的应用范围,在强夯技术的基础上,还形成了强夯置换和柱锤冲扩等新技术。

目前国内强夯技术有三个研究方向:一是以处理饱和软土为目的的辅以排水措施的低能级强夯技术,二是以处理欠固结高填土和深厚湿陷性黄土为目的的高能级强夯技术,三是强夯与其他地基处理技术优势互补而开发形成的组合式地基处理技术。

## §1.5 工程背景及本文内容

地基,采用夯坑内回填块石、碎石或其它粗颗粒材料进行强夯置换亦取得了一定的效果。主要用于加固沿海非均匀回填地基、山区非均匀回填地基、加固砂土液化地基、湿陷性黄土地基和预处理加强夯工艺处理软弱地基等。

我国强夯技术经历了以下几个重要发展阶段:

第一阶段,自引进到 80 年代初。本阶段工程应用的强夯能级比较小,一般仅为 1000kN.m,处理深度 5m 左右,以处理浅层人工填土为主。

第二阶段,80 年代初到 90 年代初。本阶段,我国在山西潞城兴建国家重点工程山西化肥厂,为了消除本场地黄土地基的湿陷性并提高地基承载力,国家化工部适时组织有关单位开发了 6250kN.m 能级强夯并用于本场地地基处理,使强夯的有效处理深度提高到了 10m 左右,强夯的应用范围也得到扩展,强夯技术日臻完善。

第三阶段,90 年代初到 2002 年,本阶段以兴建国家重点工程三门峡火力发电厂为契机,成功开发了 8000kN.m 能级强夯,使强夯消除黄土湿陷性的深度达到 15m,此后,高能级强夯技术发展迅速,应用范围进一步扩大,包括茂名乙烯、贵阳龙洞堡机场、上海浦东机场、广西防城港九、十泊位陆域工程在内的许多国家重点工程都采用了强夯地基处理技术,取得了预期效果,为国家节省了大量投资。

第四阶段,为 2002 年底至今,为了处理高填方地基,试验开发了 10000kN.m 能级强夯,经检测,10000kN.m 能级强夯有效处理深度超过了 12m,强夯技术取得了较大突破,缩小了与国外先进技术的差距。目前强夯工程最高应用能级已经达到 10000kN.m。为了更进一步扩大强夯的应用范围,在强夯技术的基础上,还形成了强夯置换和柱锤冲扩等新技术。

目前国内强夯技术有三个研究方向:一是以处理饱和软土为目的的辅以排水措施的低能级强夯技术,二是以处理欠固结高填土和深厚湿陷性黄土为目的的高能级强夯技术,三是强夯与其他地基处理技术优势互补而开发形成的组合式地基处理技术。

## §1.5 工程背景及本文内容

## §1.5 工程背景及本文内容

本文研究主要依托国家重点工程国道主干线(上海至瑞丽)浙江段高速公路衢州~窑上段。它位于浙江省西部,东起衢州市翁梅村,西至浙赣交界处窑上村,全长 53Km。地处丘陵山区,地质地形情况复杂。

本文主要研究对象是:杭金衢高速公路衢州至窑上 E 合同 K284+880~K285+074 段开挖路基岩溶溶洞;D 合同段常山港特大桥桩基溶洞的处理研究工作进行的。本文主要从以下几个方面开展工作:

- 1、对存在溶洞的开挖段路基进行地质物探,确定溶洞的位置和大小情况;对桥梁桩基溶洞进行钻芯研究分析;
- 2、溶洞处理的方案论证;
- 3、强夯方法及试夯参数的研究;
- 4、试验检测:采用动力触探试验、瑞雷面波测试、深层土体侧向水平位移测试及复合地基静荷载试验,分析溶洞处理的效果;

为了有效地了解强夯处理对天桥钻孔灌注桩、挖孔边坡土体的影响,确定夯点距桩的最小安全距离,以及了解强夯处理有效加固深度和夯击的影响范围;

5、桩基溶洞的处理。针对桩基的突然失水,经现场研究,决定采用黄泥中加水泥、钢护桶等对失水部分进行封堵。在施工中做了如下的一些试验:

- (1) 桩基内水头保持稳定时,水泥在混合物中的含量测试;
- (2) 桩基小应变检测。

## 第二章 研究路段的工程地质环境条件

### §2.1 区域自然地理

#### 2.1.1 气象、水文

本工程所在地区位于亚热带季风区，气候特点是温暖湿润，光照充足、四季分明、降雨充沛。降雨量由山区向盆地递减，蒸发量和气温由山区向盆地递增。

全年降水总量平均 1751mm，降水量年内时空分布，全年可分为旱季雨季两大时段，即 2~7 月上旬为雨季，降水量占全年总降水量的 73%，7 月中旬至来年 2 月为旱季，旱季对工程施工有利，可以合理安排施工期。

线路由西向东经过龙绕溪、枳头水、虹桥溪、芳村溪、沟溪口、孔家土弄水、苗山头水等，均为常山港之流（溪）（下游为衢江）。支流一般源程短、坡大流急，属暴雨源型，流量、水位随季节变化较大，具有暴涨暴落特点，3~7 月为丰水期。

#### 2.1.2 地理地貌

衢州至窑上段高速公路，位于浙西金衢盆地西缘，常山至玉山盆地范围的丘陵河谷区，线路基本沿衢江（上游称常山港）北岸上溯至枳头、湖顶山，跨越常山港于郑家，沿支流浣溪谷地，经关庄桥、龙绕溪，向西至窑上分水岭（两大分水岭即衢江水域与赣江水域）。继沿向西南进入江西省长河谷地、玉山境内。形成北北东向西南地势逐渐走高之趋势。

总的来说，全线地貌为河谷堆积平原区间丘陵区。按路段可划分平原区、垅岗坳谷区和丘陵区等地貌区。按路段可分为平原区、垅岗坳谷区和丘陵区等地貌区。

### §2.2 地质环境条件

#### 2.2.1 地质概况

地面工程地质调查和钻探揭示，工程区覆盖层以亚粘土为主，基岩为微晶灰

岩。

(1) 亚粘土混碎石：黄色，湿，中密状。碎石含量占 30%-40%，直径 0.5-2cm，呈棱角状，次棱角状，成分为砂岩、灰岩、泥岩等。下部碎石含量逐渐减少。表层 30cm 厚为耕植土，松散。

(2) 亚粘土：褐灰色，湿，软可塑状。土中见小孔洞，内有水膜，有灰白色高岭土充填。底部约 40cm 为灰黑色，饱和软塑状。

(3) 亚粘土（含碎石）：褐灰色，黄褐色，湿—饱水，软塑状，碎石含量占 20%-30%，局部含量占 40%，碎石含量占半数强风化，手捏成粉土。直径最大 4-5cm，一般 0.2-3cm，呈次棱角状。

(4) 中等风化微晶灰岩：深灰色，微晶结构，中厚层状，见微层理清晰。倾角  $47^{\circ}$  岩石致密坚硬，较完整。溶洞很发育。

溶洞分别为：7.25-8.60m、9.75-9.85m、10.25-12.35m、12.55-13.05m；该溶洞内有砾石混粘性土充填，饱和松软。孔深 13.05-14.90m 灰岩完整。

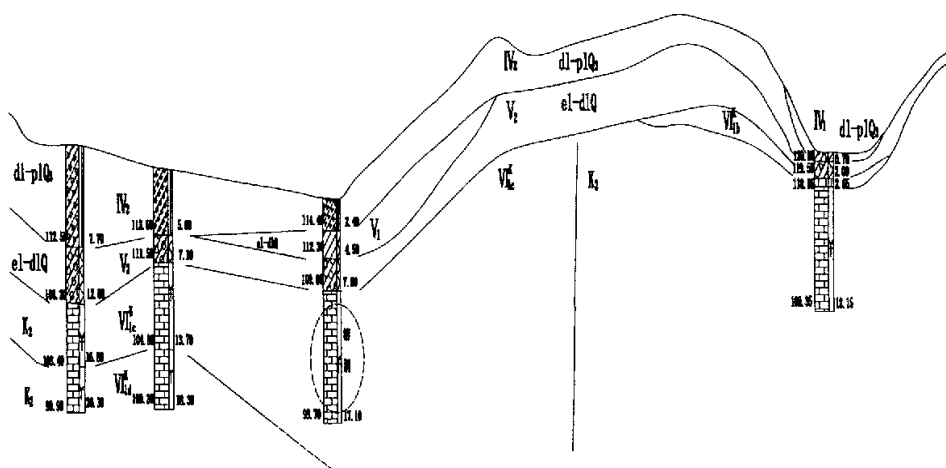


图 2-1 工程地质纵剖面图

由图 2-1 工程地质纵剖面图可知，上部以亚砂土及卵石土为主，下部即为基岩，厚度不均，岩性有泥岩、灰岩等，洞穴、溶洞发育较普遍。

表 2.1 K284+880~K285+074 段地基土的物理力学指标

层次	厚度 (m)	土层 名称	$\gamma$ (N/cm <sup>3</sup> )	$w$ (%)	$S_r$ (%)	$e$	$I_p$	$I_L$	$a_{1-2}$ (MPa <sup>-1</sup> )	$E_s$ (Mpa)	固结快剪		承载力推荐 值 Kpa
											$C$ (Kpa)	$\Phi$ °	
1	2.4	亚粘土 混碎石	1.99	27.9	100	0.755	14.5	0.22	0.33	5.32	28	25.7	140
2	2.1	亚粘土	2.09	21.7	100	0.584	10.6	0.39	0.23	6.89	29	27.8	160
3	2.5	亚粘土 (含碎石)	1.99	27.8	100	0.729	11.2	0.68	0.43	4.02			160
4	10.10	中等风 化微晶 灰岩											溶洞 (100~1100)

2.2.2 地质构造

研究路段所在区域构造主干构造为华夏系构造,主要表现为 N50<sup>0</sup>~60<sup>0</sup>E 褶皱、冲断裂、挤压带及片理带,并相应发育有与褶皱轴面大致平行的二次纵张断裂(节理)。常山、玉山、江山古生界地层形成两个复式向斜,常(山)玉山盆地为半路堑式的断陷盆地,由于遭受后期构造断裂破坏,白垩系呈单斜。

2.2.3 场地工程地质条件

依据初勘规定,根据地貌类型进行工程质分区,本区域工程地质共分三个亚区:即垅岗坳沟亚区,代号(II);河谷平原亚区(I);河谷平原亚区(I)。各亚区的工程地质特征和评价,见表 2-1。

表 2-2 工程地质分区说明表

分区 名称	分区 代号	工程地质特征	工程地质条件简评
垅岗坳 沟亚区	II	位于枳头溪东岸坳沟垅岗区,坳沟(谷)区地表第四系堆积层以坡洪积土为主,厚度 2~4m,局部达 6m,垅岗(山包)表层坡残积土厚 0~2m,局部风化基岩裸露,下伏基岩为砂砾岩。	工程地质条件一般,公路工程以小填小挖为主,挖方边坡基岩风化破碎,需护坡。

河谷平原亚区	I	位于常山港两岸河谷平原区，河谷台地区表层为冲积堆积层，上部为厚度 4-5m 粘性土，局部夹砂性土，下部为砾卵石层，厚度约为 10m，第四系土层总厚达 15m 以上，下伏粉砂岩、泥岩、灰岩等，局部溶洞发育。	工程地质条件一般，公路工程以桥和路基为主，工程量 大，浅层砂性土和溶洞发育区应注意涌水和整桩下沉等问题。
河谷平原亚区	I	龙绕溪下游河谷段，河谷表层以第四系冲洪积层为主，具有双层结构，上部为粘性土，厚 3-4m，下部以砂、卵砾石为主，向南渐薄，厚度 3-1m。下伏基岩为砂岩、泥岩，一般埋深 4-7m。	工程地质条件一般，公路工程以路基、桥涵为主，在局部路段埋深 5m 发育处一厚度 0.5 的夹土软层。

## §2.3 场地地质详细勘察

### 2.3.1 强夯段路基基底岩溶的地质概况

开挖路基溶洞位于杭金衢高速公路二期衢州至窑上 E 合同段内，起止桩号为 K284+880~K285+074，总计长度为 194m。本段路基开挖平均深度为 4m，在路基的施工过程中，发现部分路段出现了坍塌现象，经地质补充勘察得知，地下存在溶洞群。随后即对段路基进行的地质物探。

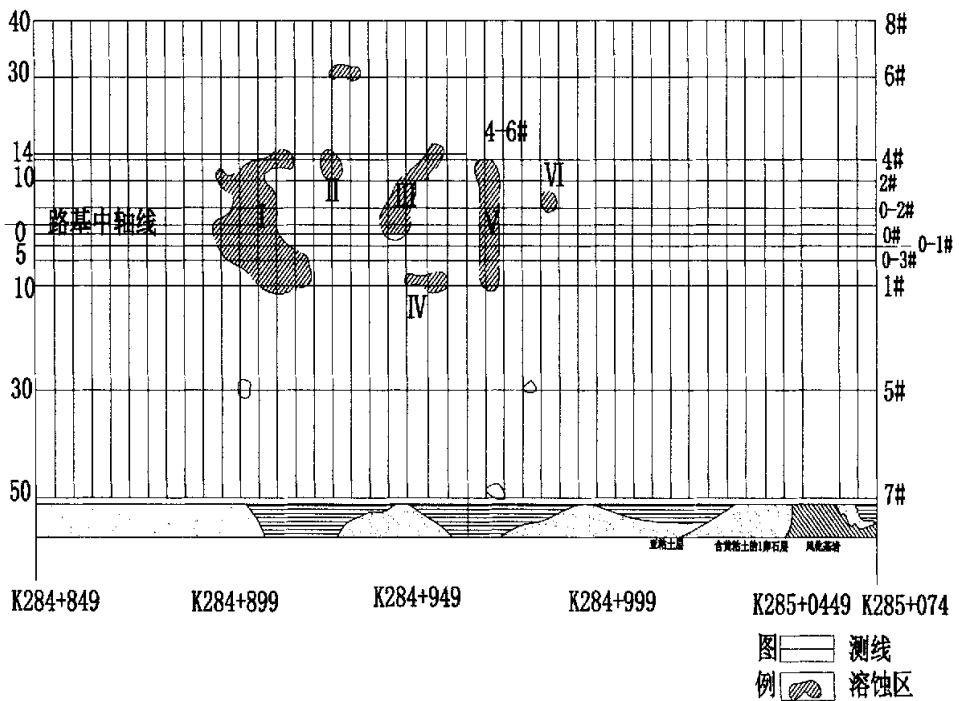


图 2-2 物探综合解释图

由图 2-2 物探综合解释图可以看出，溶洞在平面纵向分布不均匀，局部路段溶洞较为集中，而且溶洞大小不一。

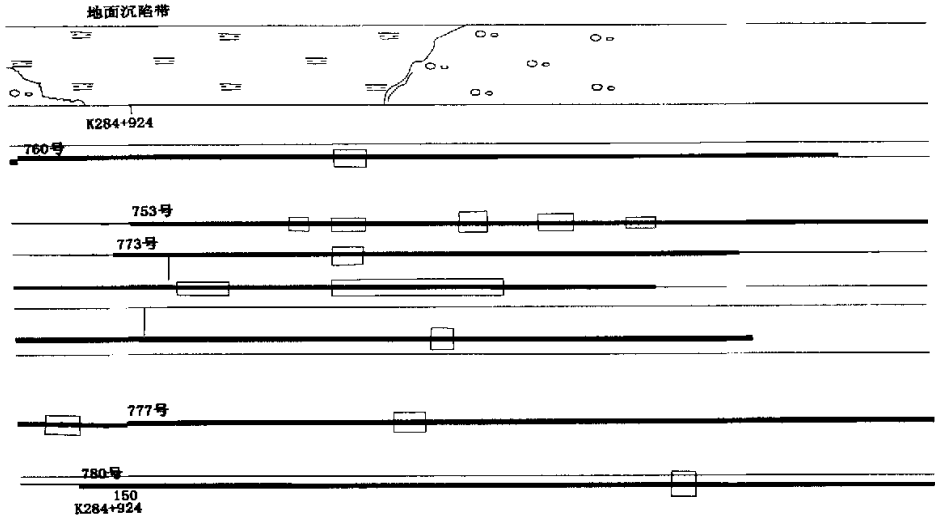


图 2-3 路基溶蚀区雷达探测初步成果图

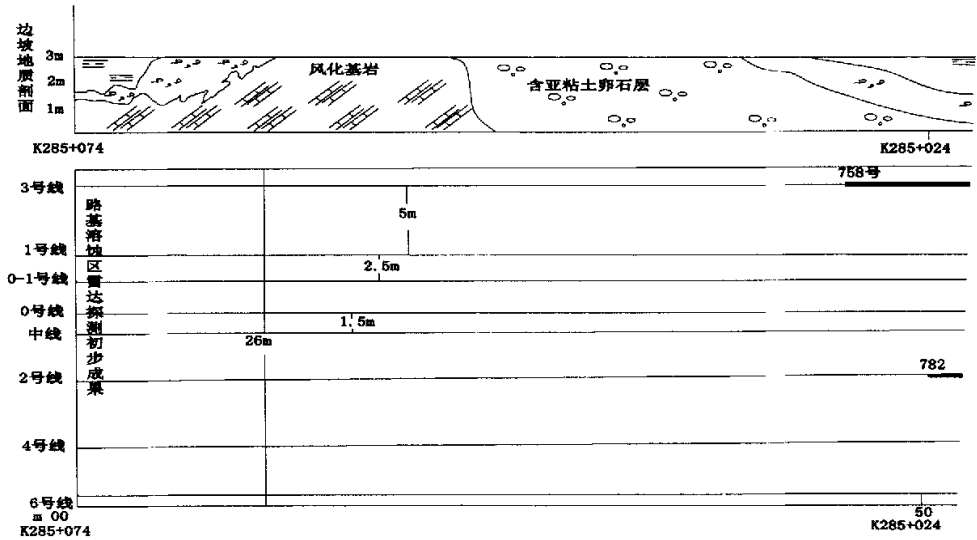


图 2-4 路基溶蚀区雷达探测初步成果图

由图 2-3、2-4 雷达探测图可以看出，溶洞在竖直方向深度、大小也不一致。

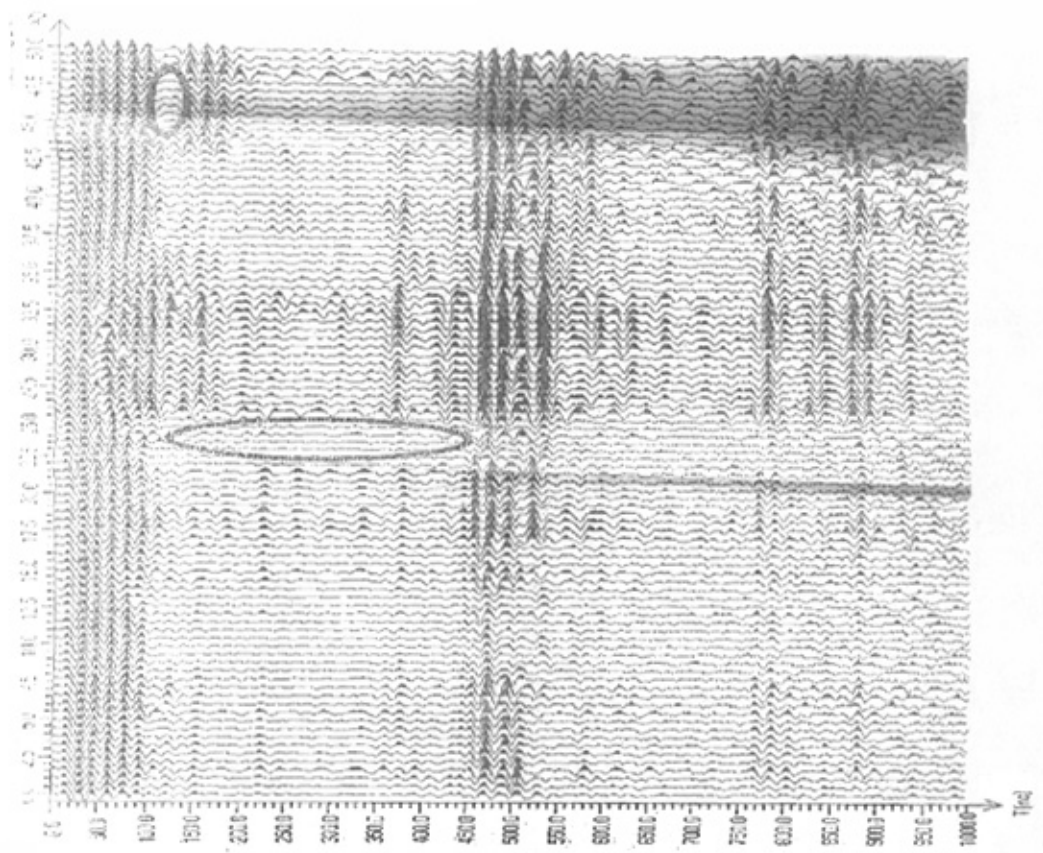


图 2-5 高密度电法剖面图

从物探综合成果图可以知道：开挖路段溶洞 K284+884~K284+989 段，而且有些溶洞发育尚未完成，并且洞内存在积水、淤泥等。溶洞在分布上深浅不一，而且岩面分布位置也不一。岩面分布情况为：卵石含亚粘土 0.85~5.42m；亚粘土层厚 0~5.6 m；灰岩顶面埋深为 1.85~8.0m；溶洞顶面最小埋深为 7.0m。强风化灰质岩；其中强风化灰质岩分布深浅不一，里面孔洞纵横交错并伴有涌水现象，有为溶洞为叠层溶洞。

其中一个最大溶洞长×宽×高=35m×25m×3m，此处顶板厚度为 5.6m，顶板厚度与路基跨越溶洞的长度之比为 0.16，公路路基规范规定：路基下溶洞的厚跨比

大于 0.8 时，此溶洞不需要进行处理，而此段路基的厚跨比远小于 0.8，因此，溶洞必须进行处理。

#### 2.2.4 常山港特大桥地质概况

常山港特大桥位于衢州~窑上高速公路 D 合同段，桥梁起止桩号 K270+862.838~K272+126.02 全桥长 1263.182m，以 20m 预应力空心板梁 和 40mT 梁为主，另外第 11~17 孔为现浇连续箱梁，桥宽 26 m，高速公路双向四车道，设计荷载为汽—超 20，挂—120。大桥采用钻孔灌注桩基础，以摩擦桩设计为主，其中第 41~44 墩桩基为端承桩，桩长一般在 35 m 以上，最长桩达 70 多米。桩径为 1.5 m 和 2.2 m 两种。

常山港位于冲洪积平原，江水平静，流量一般，但常受洪水影响，上部以亚砂土及卵石土为主，下部为基岩，埋深 5.1m~15.3m，岩性有泥岩、灰岩等，洞穴、溶洞发育普遍。洞穴内沉积物主要为碎石混亚粘土，灰黄色，底部为空洞；溶洞沉积物为粘性土混碎石或粘土，浅黄褐~灰色，河床下部极其发育。并存在冲断裂、挤压带等，也就是通常所说的破碎带。

根据地质实际情况，选用冲击锥成孔的工艺，该种工艺具有挤压侧壁的作用，有利于形成一个相对稳定的孔壁。另外，根据地质、水文情况，也可采用挖孔成桩的工艺，但该工艺对深度有相当大的限制，不能超过 25m。从图 2-8 可以看出，桩基溶洞分布深浅、大小不一，而且有的桩基存在多层溶洞，桩尖应避开洞穴与与溶洞，桩基成孔也存在一定的施工困难，因此，对桩基成孔研究也非常之必要。

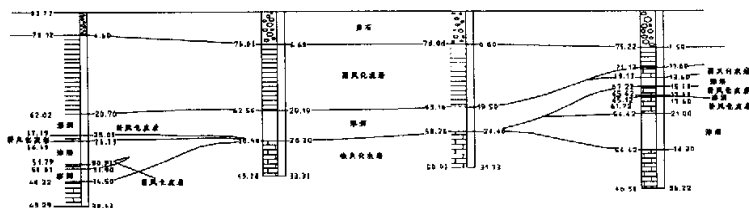


图 2-8 常山港大桥地质剖面图

### 第三章 溶洞处理的方案论证及试夯 的可行性试验研究

#### §3.1 溶洞处理方案比较

由于溶洞在处理方法上较多，衢窑高速公路路基在施工开挖过程中发现溶洞的大量存在，工期上造成了一定程度的被动。但为了确保工程的质量，找到一个经济合理、方案可行、确保工期的方案就显得尤为重要。课题组最先提出三种方案进行选择：(1)桥梁跨越；(2)钻孔压浆处理；(3)强夯法处理。

桥梁跨越方案由于需要做桩基 36 根，预制梁 260 片梁板，需要大量钢筋、水泥以及地材，费用较高，另一方需要的工期较长，由于施工场地狭小，预制梁场无法放置，因此，这个方案显然是不可行的。

钻孔压浆处理方案是可行的，这种处理在小范围是较好的，但对于溶洞范围较大的，处理起来就比较慢，而且需要大量的水泥费用也较高。

表 3.1 溶洞处理方案对比

方案	内 容	造价 (元/㎡)	工期 (月)	效果
桥梁	10 孔 20m 预应力梁， 预制梁板 260 片	1580	11	质量满足要求， 费用高，工期长
钻孔 注浆	钻孔成桩，回填 级配砂砾，埋孔注浆	1275	6	较理想
强夯法	夯后换填	630	4	很理想，推荐使用

对表 3.1 的数据对比分析，我们可以得出以下结论：

- (1) 强夯法地处理溶洞最经济；
- (2) 强夯法处理溶洞工期短；
- (3) 强夯法处理溶洞节约大量的建材；

(4) 强夯法处理溶洞，设计、施工都比较简便。

相比较起来，强夯法施工较简单，能有效地改善路基均匀性、提高强度和最大限度地消除沉降，造价低，而且工期也比较短，因此，经专家讨论，推荐强夯法处理路基溶洞。

### §3.2 强夯可行性试验研究

#### 3.2.1 强夯有效加固深度的确定

在确定施工参数之前，必须确定有效加固深度，因为在工程实践中，针对不同的土性条件、工程目的、设计要求和施工工艺，有效加固深度应采用不同的检测方法和标准。如在软黏土地基上建造大型储罐主要是提高地基承载力，减少沉降量和沉降差；对饱和砂土和黏质粉土主要是消除在某一震级下的液化性；对湿陷性黄土和新近堆积黄土既要消除湿陷性，又要提高强度；对山区非均匀块石回填地基和抛石填海地基主要提高承载力和均匀性，降低压缩性。因此，有效加固深度是指：从最初起夯面（夯前地面整平标高）算起，不完全满足工程设计要求的地基土，经强夯加固后，以某种方法测试土的强度、变形等指标，达到工程设计要求的深度。而强夯法处理溶洞的有效加固深度是指通过一定的夯击能，击穿需要处理溶洞顶板的厚度。

#### 3.2.2 溶洞强夯处理需要达到的目的

根据公路工程路基施工的要求及本工程的地质地条件，结合本工程的特征，在强夯加固后地基必须达到如下之要求：

①利用动力固结原理，对浅层溶洞采取击穿、回填、压实，改变灰岩以上土层的力学性能，加速基底下卧软土层的排水固结，提高地基土的强度，降低土的压缩性，减少路基的沉降量；

②提高土层的均匀性、密实性，尽量减少路基的沉降差异；

③加固后，亚粘土形成一个良好的隔水层，阻碍地下水进入灰岩内，控制溶洞进一步发育；

④加固后的灰岩与其上土层开成一个具有良好的、整体性的硬壳基底，以满足公路工程的荷载要求。

3.2.3 试验性施工参数的确定

强夯设计施工参数取决于设计指标和需要加固土层的厚度以及地基土的性质确定。根据公路工程路基施工技术规范的要求，以及本工程需要处理溶洞顶板厚度与溶洞跨越之比小于 0.8 的溶洞<sup>[1]</sup>。参照一定的夯击能以及土的性质等，强夯可能影响到的有效深度，试选夯击能、夯击次数、夯点间距、夯击遍数、间歇时间等试夯参数，在不影响工程质量的情况下，以合理处理经费达到期望的技术指标。

强夯法的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺少试验资料或经验时可按表 3.2 预估。

表 3.2 强夯法的有效加固深度（m）（参考）<sup>[4]</sup>

单击夯击能（kN.m）	碎石土、砂土等	粉土、粘性土、湿陷性黄土等
1000	5.0-6.0	4.0-5.0
2000	6.0-7.0	5.0-6.0
3000	7.0-8.0	6.0-7.0
4000	8.0-9.0	7.0-8.0
5000	9.0-9.5	8.0-8.5
6000	9.5-10.0	8.5-9.0

3.2.3.1 夯击能的选定

单位夯击能应根据地基土类别、结构类型、荷载大小和要求处理的深度等综合考虑，并通过现场试夯确定。在一般情况下，对于粗颗粒土可取 1000~3000kN.m/m<sup>2</sup>；细颗粒土可取 1500~4000 kN.m/m<sup>2</sup>。由于本工程的地质为粗颗粒的碎石土，需要加固的有效深度为 5m 左右，知道有效加固深度也可采用梅纳修正后的公式进行反算夯击能：

$$D = \alpha \sqrt{MH/10}$$
 (3.1.1)

式中 D-----有效加固深度，m

α -----修正系数

M-----锤重，kN

H-----夯锤落距, m

参照刘惠珊、饶志华(1990)<sup>[19]</sup>对冶金渣、碎石土等颗粒土的研究成果, $\alpha$ 取0.52,由上式计算得 $MH=1440\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

本课题在确定有效加固深度及夯击能时,经反算得夯击能为 $1440\text{kN}\cdot\text{m}$ ,一方面考虑土的种类,另一方面考虑到要击穿溶洞,因此,在选择夯击能,要适当增加夯击能,使夯击能有一定的安全储备,实现击穿溶洞。同时夯击能又不能太大,因为夯击能太大,有可能出现严重的卡锤,容易造成安全事故,故借助以往的经验及反算确定选用夯击能为故初选单击夯击能为 $2000\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ 。也可以根据以往的经验按下表选取夯击能,由上表可知,通过计算与以往经验基本吻合。

### 3.2.3.2 夯击次数

夯击次数的确定原则上是土体竖向压缩量最大,而侧向位移最小,即土体得到充分压缩而不产生明显的地面隆起。单点夯试验时,在两个相互垂直的方向上,以夯锤外侧边缘为起点,每隔 $0.5\text{m}$ 埋一观测标,共20个夯前测量各标点的标高,然后每夯一击测一次标高,同时测量相对应的夯坑标高。计算夯沉量和地面隆起量,求出有效夯实系数,并绘制夯击数与夯沉量的关系曲线。通过分析,确定夯击次数。

但在山区不均匀地基中,各夯点处的地基土各不相同,有时差异很大。夯击次数很难通过一个单点夯试验确定。在实际工程中,采用最后两击或三击的平均夯沉量小于某一数值来控制夯击数。并按需要,满足一个最佳击数值。工程实践证明,用该方法控制击数,既可保证工程质量,又可避免人力及设备的无偿消耗。本工程要求:a.当单击夯击能量较大时不大于 $100\text{mm}$ ;b.夯坑周围地面不应发生较大的隆起;c.不因夯坑过深而发生起锤困难。最后两击平均夯沉量不大于 $50\text{mm}$ 。

### 3.2.3.3 夯点间距

对于粗颗粒土而言,夯间距过小时,相邻夯击点的加固效应将在浅层处叠加,形成硬层,阻碍夯击能向深层传递,则影响有效加固深度;夯点间距过大时,则要增加施工遍数,而且夯击处理的地基均匀性难以控制。本工程由于是要击穿溶洞,因此,在夯击时,先将需要处理的溶洞击穿,再回填,布置夯距。本工程的

路幅宽度情况，夯距设计定为 5.28m。

### 3.2.3.4 夯击遍数

由于强夯处理的是溶洞，其岩溶地质，加之回填为粗颗粒透水性材料，对孔隙水消散问题只进行了适当的考虑，夯击遍数可适当减少，但同时考虑到施工时便利的施工顺序，故本工程选用的夯击遍数为四遍，其中点夯为三遍，满夯一遍。

第一遍为 194 个夯点，每  $100\text{m}^2$  所占点数为  $194/4524.5 \times 100 = 4.29$  个；

第二遍为 193 个夯点，每  $100\text{m}^2$  所占点数为  $193/4524.5 \times 100 = 4.27$  个；

第三遍为 172 个夯点，每  $100\text{m}^2$  所占点数为  $172/4524.5 \times 100 = 3.8$  个；

第四遍为 172 个夯点，每  $100\text{m}^2$  所占点数为  $172/4524.5 \times 100 = 3.8$  个；

单位面积夯能：按夯点布置图计算（点夯+满夯）。

强夯点总计： $194+193+172+172=731$ (点)

强夯总面积： $39.5 \times 115 = 4542.5(\text{m}^2)$

$731 \text{ 点} \times 4 \text{ 击} \times 2000/4524.5 + 1200 \times 2/1.22 \pi = 1292.5 + 531 = 1823.5 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$

⑤遍与遍夯击的间隙时间：第一、二、三遍间隙时间大于 4 天，第四遍满夯间隙时间大于 3 天。以上各遍均为同向流水作业，保留遍与遍之间的间歇期，以利于孔隙水消散。

表 3.3 强夯参数一览表

遍数	能级 (kN.m)	击数(击)	夯间距(m)	间歇时间
一遍点夯	2000	以最后两击平均夯沉量小于 10cm 控制	$5.28 \times 5.28$	5
二遍点夯	2000	以最后两击平均夯沉量小于 10cm 控制	$5.28 \times 5.28$	5
三遍点夯	2000	以最后两击平均夯沉量小于 5cm 控制	$5.28 \times 5.28$	5
四遍满夯	2000	以最后两击平均夯沉量小于 5cm 控制	夯印彼此搭接 1/3	4

### 3.2.3.5 夯点布置

夯点按长方形布置，总体呈梅花形，见图 3-1。

### 3.2.4 试验性施工

试验研究选择典型岩溶发育路段是工程施工参数设计的重要依据，因此，试验区应具有代表性，能反映整个场地的情况，我们将试验区选在

K284+884~K284+989 段, 因为路基大的溶洞多处于此范围内。

一般情况下夯锤重可取 10~25T。其底面形式宜采用圆形。锤底面积宜按土的性质确定, 锤底静压力值可取 25~40kPa, 对于细颗粒土锤底静压力宜取较小值, 锤的底面宜对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔, 孔径选用 300mm, 施工中保持夯锤排气孔通畅, 以免产生气垫效应。本段用夯锤重为 150kN。

强夯施工宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机或其它专用设备。采用履带式起重时, 可在臂杆端部设置辅助门架, 或采取其它安全措施, 防止落锤时机架倾覆。

当地下水位较高, 夯坑底积水影响施工时, 宜采用人工降低地下水位或铺填一定厚度的松散性材料。夯坑内或场地积水应及时排除。

强夯施工前, 应查明场地范围内的地下构筑物和各种地下管线的位置及标高, 并采取必要的措施, 以免因强夯施工而造成损坏。

当强夯施工所产生的振动, 对邻近建筑物或设备产生有害的影响时, 应采取防振或隔振措施。

强夯施工可按下列步骤进行:

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

强夯施工过程中应有专人负责下列监测工作: 开夯前应夯锤重和落距, 以保证单击夯能量符合设计要求; 在每遍夯击前, 应对夯点放线进行复核, 夯完后检查夯坑位置, 发现偏差或漏夯应及时纠正; 计要求检查每个夯点的夯击次数和每

击的夯沉量。施工过程中应对各项参数及施工情况进行详细记录。

因本段路基上部加固土层厚度较大，故强夯设计的各项参数须经试夯确定。本工程采用一台履带旋转式吊机，夯锤重为 150kN（灌铅钢质锤，Φ2.4m），起吊高度=13.5m。锤底静压力为 33.2 kPa。其它小型配套机械按需配备，随有关工作人员一道陆续进场；夯坑推平、挖土及运土机械视工程标高和进度需要进场。

表 3.4 强夯施工机械、检测仪器一览表

序号	设备名称	型号	数量	备 注
1	履带旋转吊机		1	夯锤重 150KN, 直径 2.4 米, 起吊高超过 3.5 米
2	推土机	T140-1	1	
3	挖掘机	WY60A	1	
4	压路机	CA-25	1	
5	自卸汽车	EQ3092	2	
6	发电机	75KW	1	
7	全站仪	TOPCON	1	
8	水准仪	DS3	1	
9	测斜仪	CX-01	1	
10	测地震勘测仪	5WS-3	1	用于瑞雷面波测试
11	钻机	XW-1	1	用于动力触探试验
12	反力法堆载机	100T	1	用于复合地基静载荷试验

表 3.5 强夯人员分工一览表

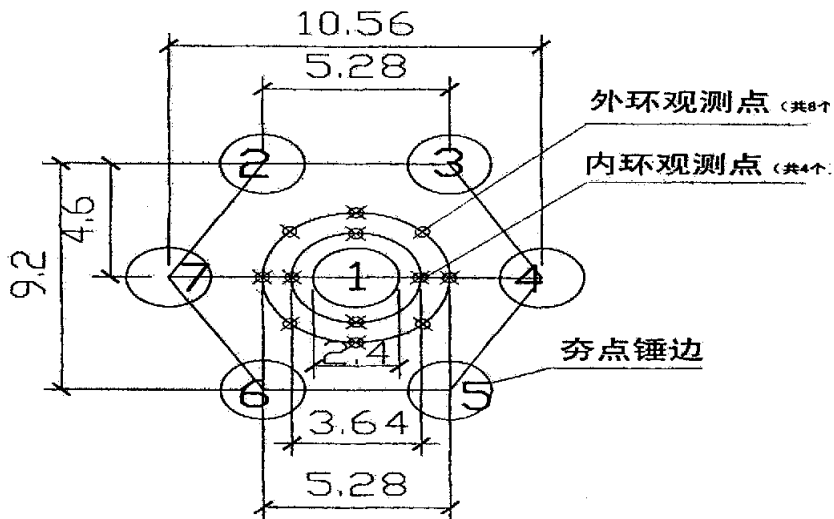
	人员分工	人 数	备 注
1	技术负责人	1	
2	测量	2	包括标高、起锤高度等
3	测试	10	
4	操作工及修理工	10	
5	安全维护	2	
6	资料员	1	
合 计		26	

试夯情况：试夯选取两个试夯区，两个试夯区共夯击 12 个点，其中 1#试夯

区为 5 个，2#试夯区为 7 个。

由表 3.6~3.7 可知：1#试夯区的平均击数为 7.2 击。最大击数为 10 击，最小击数为 6 击；平均夯沉量为 1.492m，最大夯沉量为 1.85m，最小夯沉量为 0.87m；平均隆起量为 0.283 m，最大为 0.43 m，最小为 0.10 m；其中 3 个点的最后两击平均夯沉量小于为 0.12 m 以内，2 个夯点的最后两击平均夯沉量大于 0.2 m，且存在拔锤困难，5 号点仅 6 击时的总夯沉量为 1.85 m，最后两击平均夯沉量为 0.29 m。

由表 3.8~3.9 表可知：2#试夯区的平均击数为 6.7 击，最大夯数为 8 击，最小为 5 击；平均夯沉量为 1.433 m，最大夯沉量为 2.01 m，最小夯沉量为 1.06 m；平均隆起量为 0.218 m，最大为 0.27 m，最小为 0.17 m；其中 5 个点的最后两击平均夯沉量小于 0.15 m 以内，2 个夯点的最后两击平均沉量大于 0.30 m，存在拔锤困难，2 号点仅 6 击时的总夯沉量大于 2.0 m，最后两击平均夯沉量为 0.305 m (见试夯情况记录表)。经分析认为：本工程场地地质复杂，仍有未填充的溶洞存在，且局部地段(特别是溶洞填充区)的含水量过高。造成了夯坑过大拔锤困难，最后两击的平均夯沉量无法达到预定的小于 50mm 的收锤标准，隆起量超过了 200mm，个别夯点出现了侧锤，甚至夯锤斜入溶洞内而被掩埋其中。



注：图中尺寸单位为“m”。

图 3-1 试夯区夯点观测点布置图

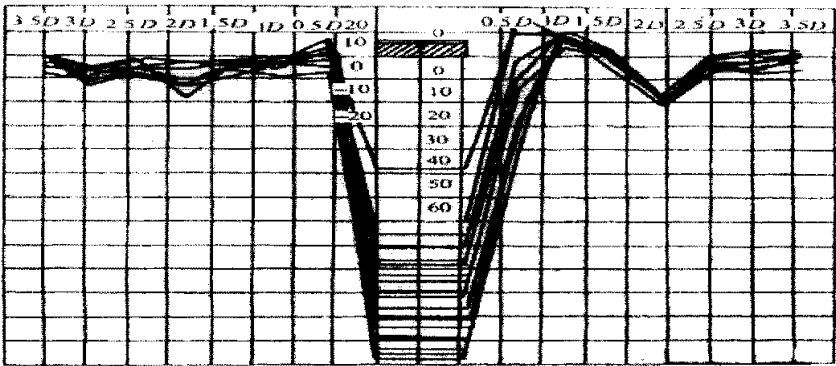


图 3-2 现场实测夯坑周围地表变形示意图

表 3.6 1#试夯夯坑周边各点隆、沉测量数据

夯 点 号	锤 顶 高	夯沉量读数各击下沉量(m)											最后 二击 平均 沉量 (m)	试夯 日期
		一击	二击	三击	四击	五击	六击	七击	八击	九击	十击	合计		
		读数	读数	读数	读数	读数	读数	读数	读数	读数	读数	读数		
		沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量		
1	0.020	0.180	0.330	0.540	0.730	0.850	1.040	1.250	1.470	1.570	1.710	十击	0.120	02.7.1 1
		0.160	0.150	0.210	0.190	0.120	0.190	0.210	0.220	0.100	0.140	1.690		
4	0.000	0.150	0.340	0.520	0.620	0.960	1.070	1.190	1.300			八击	0.120	7.11
		0.150	0.190	0.180	0.100	0.340	0.110	0.120	0.110			1.300		
5	0.000	0.390	0.690	0.970	1.270	1.570	1.850	起锤困难				六击	0.290	7.11
		0.390	0.300	0.280	0.300	0.300	0.280					1.850		
6	0.020	0.370	0.610	1.050	1.350	1.550	1.770	起锤困难				六击	0.210	7.11
		0.350	0.240	0.440	0.300	0.200	0.220					1.750		
7	0.030	0.230	0.370	0.510	0.670	0.800	0.900					六击	0.115	7.11
		0.200	0.140	0.140	0.160	0.130	0.100					0.870		

表 3.7 夯坑周边各点隆、沉测量数据

视点号	夯前测视	夯视测试	隆起	下沉	备注
1	0.850	0.750	0.100		
2	0.930	0.650	0.280		
3	0.990	0.840	0.150		
4	0.930	0.730	0.200		
5	0.960	0.650	0.310		
6	0.990	0.730	0.260		
7	0.930	0.730	0.200		
8	1.030	0.640	0.390		
9	0.960	0.530	0.430		
10	0.890	0.470	0.420		
11	0.850	0.490	0.360		
12	0.830	0.530	0.300		
小计			3.4		
折合平均			0.283		

表 3.8 2#试夯夯坑周边各点隆、沉测量数据

夯 点 号	锤 顶 高	夯沉量读数各击下沉量(m)										合 计	最后 二击 平均 沉量 (m)	试 夯 日 期
		一击	二击	三击	四击	五击	六击	七击	八击	九击				
		读数	读数	读数	读数	读数	读数	读数	读数	读数				
		沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量	沉量				
1	0.940	1.190	1.430	1.570	1.700	2.020	2.250	2.370	2.480		八击	0.115	02.7 .11	
		0.260	0.240	0.140	0.130	0.320	0.230	0.120	0.110		1.540			
5	0.930	1.370	1.710	2.020	2.330	2.620	2.940	起锤困难			六击	0.305	7.11	
		0.440	0.340	0.310	0.310	0.290	0.320				2.010			
4	0.930	1.430	1.690	1.970	2.310	2.590	起锤困难				五击	0.310	7.11	
		0.500	0.260	0.280	0.340	0.280					1.640			
3	0.800	1.090	1.230	1.470	1.670	1.830	2.010	2.130			七击	0.150	7.11	
		0.290	0.140	0.240	0.200	0.160	0.180	0.120			1.330			
6	0.890	1.120	1.290	1.410	1.540	1.750	1.870	2.000			七击	0.115	7.11	
		0.230	0.170	0.120	0.130	0.210	0.120	0.130			1.170			
2	0.790	0.990	1.160	1.310	1.470	1.550	1.710	1.850			七击	0.150	7.11	
		0.200	0.170	0.150	0.160	0.080	0.160	0.140			1.060			
7	0.770	1.050	1.280	1.410	1.610	1.830	2.010	2.110			七击	0.140	7.11	
		0.280	0.230	0.130	0.200	0.220	0.180	0.100			1.340			

表 3.9 夯坑周边各点隆、沉测量数据

视点号	夯前测视	夯视测试	隆起	下沉	备注
1	1.930	1.690	0.24		
2	1.950	1.700	0.25		
3	1.930	1.710	0.220		
4	2.000	1.810	0.190		
5	2.030	1.750	0.180		
6	2.050	1.800	0.250		
7	2.000	1.790	0.210		
8	2.000	1.760	0.240		
9	1.970	1.700	0.270		
10	1.960	1.710	0.250		
11	1.970	1.800	0.170		
12	1.970	1.820	0.150		
小计			2.62		
折合平均			0.218		

3.2.5 点夯参数调整

根据强夯法具有排水固结和动力固结的工艺特性，第一、二遍主要起到排水固结的作用，夯击后土层内水份迅速从裂缝处消散，因此最后两击的平均夯沉量可适当提高；第三、四遍主要起到动力固结的作用，进一步减少土内的水份和空隙，因此最后两击的平均夯沉量的标准不变。

(1)第一遍点夯的击数定为 5~8 击，沉降量定为 150 mm 以内，周边隆起量为 300 mm 以内，含水量高的区域夯坑深度不宜大于 1.6 m；

(2)第二遍点夯的击数定为 5~8 击，最后两击平均夯沉量定为 100 mm 以内，周边隆起量为 200 mm 以内，若仍然存在最后两击的平均夯沉量大于 100 mm 时，则用石块填满该夯坑再进行夯击置换；

(3)第三、四遍点夯的最后两击的平均夯沉量控制在 50 mm 以内。

3.2.6 施工安全区域调整

由于本工程地面上存在较多的卵石，夯击时使卵石飞起距离较远，根据试夯时的情况，将原定的 15m 改为 50m 为安全距离

## 第四章 路基溶洞强夯及桥梁桩基 溶洞的施工研究

### §4.1 路基溶洞大面积强夯施工

#### 4.1.1 路基溶洞强夯分区介绍

根据单点夯击试验,试验区强夯所测得的施工参数,依据夯点布置图,并进行大面积施工。大面积施工时,仍按试夯时的施工顺序,采用流水作业的方式。

由于施工现场溶洞分布不均,局部地段溶洞较集中,部分地段溶洞数量较少,而且在需要强夯的地段存在结构物(天桥),考虑到强夯后路基的均匀性、密实度等要求达到一致性,同时也可以缩短工期,减少费用,因此,对现场进行分区非常重要。对现场分三个区域进行适当处理:

I 区: K284+880~K284+940、K284+960~K284+989 溶洞集中区

II 区: K284+940~K284+960 天桥结构区

III 区: K284+989~K285+074 溶洞较少区

针对上区三个区域,我们分别采用不同的处理方法或不同的强夯参数。

##### 4.1.1.1 I 区溶洞集中区强夯处理

在取得以上试夯参数后,对该路段进行全面的夯实。全面夯实后,对表面 80cm 夯松的土体予以清除,并用砂砾透水性材料进行换填,碾压,回填材料的最大粒径、级配等参数指标均按照路基施工规范要求选取。

对于 I 区,由于此地段溶洞分布较多,而且溶较大,根据试夯的参数进行了四遍强夯处理,并在施工现场准备了大量的透水性回填材料及排水设施,一旦溶洞击穿,及时回填透水性材料,并加强现场的排水措施,因此,在施工时必须特别予以关注。首先,在施工前,必须充分做好准备工作:清理场地,标出溶洞的位置,及强夯的夯点;

第一遍:夯击能为 2000KN.m,夯点间距为  $5.28\text{m} \times 5.28\text{m}$ ,经现场量测,夯击 8 次,最后两击的平均夯沉量要求小于 10cm;

第二遍：夯击能为 2000KN.m，夯点间距为 5.28m×5.28m，经现场量测，夯击 8 次，最后两击的平均夯沉量要求小于 10cm；

第三遍：夯击能为 2000KN.m，夯点间距为 5.28m×5.28m，经现场量测，夯击 8 次，最后两击的平均夯沉量要求小于 5cm；

第四遍：夯击能为 2000KN.m，夯击 7 次，夯锤印彼此搭接，最后两击的平均夯沉量要求小于 5cm；

#### 4.1.1.2 II 区溶洞较少区强夯处理

根据地质物探可知 K284+989~K285+074 地段溶洞较少，根据现场的强夯情况来看，强夯三遍即可达到规范的要求，而且夯击的次数可以适当地予以减少。

第一遍：夯击能为 2000KN.m，夯点间距为 5.28m×5.28m，经现场量测，夯击 8 次，最后两击的平均夯沉量要求小于 10cm；

第二遍：经过重新布点，夯点位于第一遍夯击点的中间，夯点间距为 5.28m×5.28m，夯击次数 6 击后，最后两击平均夯沉量小于 10cm 的要求；

根据以上的情况，项目小组根据实际情况采取措施，减少一遍夯击，第三遍即进行最后的满夯处理，夯锤锤印彼此搭接 1/3。夯击次数平均 5 击即达到最后两击夯沉量小于 5cm，即进行了停夯处理。

以上两段路基溶洞采用采用强夯处理，施工过程中除出现个别卡锤现象外，其余较为顺利，强处理后经现场多项检测，指标符合设计的要求。

#### 4.1.1.3 III 区天桥结构溶洞处理

为了避免强夯对已建天桥桩基产生不利影响，天桥两侧各 10m（K284+940~K284+960）范围的路基处采用钻孔压浆处理方案，具体方法如下：

(1)根据设计要求，按回旋式钻机成孔，直径为  $\Phi 1000\text{mm}$ ，孔深以嵌入岩层 50cm 为准（约 7~8m）。桩间距 2.5 成梅花形布置。

(2)成孔后，向孔内回填级配砂砾，并埋设压浆管。

(3)按 1: 0.45 水灰比，向砂砾桩灌浆，使水泥浆充盈砂砾桩体，钻孔周围土体被挤压充填。

(4)在钻孔压浆处理完毕后，清理整个场区内 CBR 指标未达到设计要求的土

层（厚度约 50cm~80cm），采用级配砂砾进行置换。

通过以上处理措施，使桩柱体与压密的地基土形成复合地基相互共同作用，有效地减少了沉降，提高了路基承载力。经检测，各项指标均达到了规范要求。

#### 4.1.2 现场质量控制措施

工程在施工之前，专门成立了项目经理部，建立由经理、施工主任、技术负责、质量负责、施工组长组成的质量领导机构。实行全员质量负责制和质量否决权，奖罚分明。施工前对所有施工人员进行技术交底，施工过程中，将测量放线、夯锤提升高度、夯位准确，最后两击平均夯沉量的控制，作为工程质量控制点，设立质检员管理控制施工过程质量、做好施工过程中的自检、抽检工作，并做好施工记录。

根据本工程的地质情况，为了达到加固效果，在工程施工中必须确保每个工序的施工质量，加强施工管理，同时做到了：

- ①工程开工前做好沿边排水措施，保证施工场地无积水现象；
- ②在夯击时刻观察地面隆起情况，隆起过大时，及时采取了相应措施或有针对性地修正技术参数；
- ③清理夯坑填料中的杂物，尤其是垃圾、杂草、树桩等，进行满夯施工前夯坑底以上的松填土厚度不宜大于 2.0m；
- ④准确控制单点夯击能，确保有效加固深度，避免坑内回填土存有欠加固区段；
- ⑤在每遍夯击前，应对夯点放线进行复核，夯完后检查坑位置，发现偏差及时进行了纠正；
- ⑥严格按照设计及规范要求检查每个夯点击数和每击的夯沉量，由于本工程地质条件特殊，如夯坑深度与相邻夯相比突然增大、情况异常，均立即对异常现象进行了分析，采取相应的安全措施，确保施工安全和工程质量。

### §4.2 常山港特大桥桩基溶洞成孔工艺研究

常山港特大桥桩基工程地质不良，主要表现为溶洞深、多，且溶洞相互连通，

同一桩基处常有多层溶洞重叠。钻孔过程中,容易因泥浆的大量流失而引起孔壁大面积坍塌。这是施工中最大的难点之一。

目前,岩溶地区的桩基成孔因地质和水文情况复杂和方法不一。因此,施工方法要根据基岩覆盖层和溶洞或破碎带的情况进行适当的选择。其关键一是保持不坍孔,二是如何合理穿过洞穴或破碎带。

对于地表覆盖层较薄,洞穴位置较浅,以及洞穴发育位置较深而且溶洞较大的,其一般采用钢护筒跟进穿过的方法,从而在溶洞中形成一个柱体承受荷载,但此施工方法难度大。如果洞穴底部倾角过大或存在潜流等,护筒封闭困难。另外洞深对钢护筒跟进的垂直度难以控制,用钢量大造成费用较高。如果是摩擦桩,摩擦力的损失也较大。因此该方法较少采用。

而洞穴位置较深,洞穴间较小的,可以采用低标号砼回填,将整个洞穴封闭,采用砂浆及石块进行回填或者土石混合料(土石比在 1:1 左右,但具体要视情况而定,也可加部分水泥)回填,此方案在实际施工中广泛采用,效果也是较明显的,但必须要标明洞穴分布的情况。

另外,破碎裂隙主要是造成孔内泥浆流失,孔内水头骤降,因失去泥浆护壁,孔内外压力失去平衡而造成坍孔。在砼浇筑过程中水泥混凝土浆的渗流或地下水的渗入,造成的局部离析现象,通常采用砂浆置换或早凝砼进行封闭。在实际施工中利用土石混合料回填夯击也有明显的效果。

#### 4.2.1 桩基溶洞击穿施工工艺

常山港特大桥桩基由于地质的特殊性,选用了钻击成孔的工艺,钻锤重量为 3.5~4.5T,直径为  $\Phi 1.5$ ,直径为  $\Phi 2.2$ ,锤重量为 5.5T~7.6T,并根据常山港大桥的地质情况采用如下的施工工艺:

钻孔过程中遇溶洞或破碎带因漏浆失水造成坍孔的部位,一般位于孔身上部砂砾层段,为此,我们根据地质钻孔资料将护筒埋至泥岩层以下 50~100cm,一般护筒深为 6~8m。

钻孔过程中当钻至距溶洞顶或破碎带 1m 左右时,减少钻击冲程,通过短冲程快频率冲击的方法逐渐将洞顶击穿。击穿洞顶后或遭遇破碎带后直接使用 1:1 土石混合物回填至溶洞上 0.5~1.0m 左右,先用锤轻压几下,后用小冲程,进行

慢速冲击，如此反复几次，直至回填后的进尺速度与泥结卵石层的进尺速度相当时，继续往下钻进，反复回填冲击的目的是将土石混合料挤满整个洞穴或封闭破碎带，避免再次漏浆，另外，也可形成坚实的孔壁，保证混凝土成形。

#### 4.2.2 严格控制泥浆各项指标

施工过程的初期，先后出现了一些问题，如桩基内突然失水等问题，造成了不必要的损失。为此，为保证泥浆性能，在施工过程中我们加大了泥浆质量和密度。提高泥浆的胶体率和稳定性，降低失水率，采用优质泥浆，购买优质红粘土，并在泥浆中加入适当的水泥和锯末，以提高泥浆胶体率和悬浮能力，锯末按黄泥体积的 10% 掺入。同时，在施工过程中进行一些试验，取得了一些数据，有力地指导以后溶洞桩基的施工工作。

表 4.1 桩基内水头稳定时水泥在混合物中的含量测试

次 数	质量配合比(黄泥：水泥)	备 注
1	1： 0.1	水头不稳定
2	1： 0.15	水头不稳定
3	1： 0.20	水头基本稳定
4	1： 0.25	水头稳定

这个试验共做了两组，后用黄泥：水泥=1： 0.25 这个试果来指以后施工，效果较为明显，以后的施工过程没有发生一次的坍孔和孔内水头损失的情况出现。确保了桩基工工程质量，有效地节约了工期。

#### 4.2.3 卡钻、掉钻的预防和处理

在遇到探头石、落石、岩溶层的溶沟、溶槽或击穿溶洞顶板时，极易发生卡钻，此时应抛填片石，高频低程冲砸。如已发生卡钻，应仔细分析原因，不可妄动，以免造成越卡越紧或掉钻事故，当钻头可活动时，可上下提动钻头，并使钻头转动一个角度，反复尝试，有可能提出，或用吊车配合钻机，同时或交替提动，有时能将锤头提出。用小冲锤（以圆钢或钢轨焊接）在桩孔一侧冲击，并配合高压空气或高压水冲射，使卡点松动后提出钻头。必要时可试用水下爆破法，震松卡锤，吊车配合提出钻头。

常山港特大桥 42-2 桩, 43-1 桩, 因溶洞原因形成探头石, 锤头被卡住, 我们用钢轨焊制重约 1 吨的小冲锤, 查处卡点位置后, 在桩孔一侧反复冲击, 同时将胶管伸入孔内以高压水冲射, 使卡点松动后提出锤头。

掉钻的原因主要是大锤的老化破断, 或大绳与锤头连接不好, 钻孔中应时常检查机具设备防止掉钻。

### §4.3 信息化施工管理要求

对于强夯处理路基溶洞, 在每一个阶段夯击完成结束后, 即对这一阶段的施工状况及加固效果进行调查, 并利用调查结果指导下一阶段的夯击, 这种管理方法称为信息化施工管理。信息化施工在溶洞处理过程中占有非常重要的地位, 由于在勘察设计时信息的占有量不全面, 在施工时地质情况出现偏差是时常出现的事情, 只有在施工时对出现的情况及时进行反馈, 对原设计进行适当的修正, 才能确保建设工程的质量。强夯加固溶洞及桥梁桩基溶洞成孔也是一种信息化的施工过程, 由于强夯场区内溶洞分布深浅、大小差异较大, 路基均匀性很差, 情况比较复杂, 强夯处理设计只是一个原则性的普遍认识, 必须借施工过程中的强夯信息反馈, 如对各夯点的夯沉量、击数、夯坑深度、夯坑回填材料成分、含水量变化及夯坑周围地面变形情况等诸方面监测以及夯后检测记录, 及时地、多次地对强夯参数及施工工艺进行相应的修正和调整, 才能满足强夯加固的技术要求, 取得较好的加固效果。因此, 必须按信息化施工进行管理。在施工过程中我们采用如下的方法进行施工过程的信息控制:

- 1、施工单位必须按技术规范要求, 对每个夯点的夯击能量、夯击击数、每击夯沉量、最后两击的平均夯沉量、累计夯沉量及异常情况进行详细记录。

- 2、监理部门必须认真检查、复核施工记录, 一旦出现异常情况及时反馈给强夯设计, 并根据现场情况提供处理建议。

- 3、强夯设计应按反馈的信息及时地提出参数修正及处理措施, 再由监理部门现场监督和协助施工单位实施。

## 第五章 公路溶洞处理效果检测及成果分析

### §5.1 检测方法和工作量

在对 K284+880~K285+074 段路基全面的夯实处理后,为了检测夯实的效果,根据课题小组的计划安排,于 2002 年 8 月 5 日、10 月 12 日、11 月 27 日,对夯实现场进行了动力触探试验、瑞雷面波测试深、层土体侧向水平位移和复合地基静载试验,具体工作量见表 5.1。

表 5.1 检测工作量一览表

试验方法 \ 各阶段时间	试夯前	试夯前、后	全面强夯后	合计
	8 月 5 日	10 月 12 日	11 月 29 日	
动力触探	5 个孔		6 个孔	11
瞬态瑞雷面波	9 个点	5 个点	12 个点	26
土体侧向水平位移	5 个孔			5
复合地基静载荷			6 个点	6

现场检测进行了布置,具体布置见图 5-1,由图可以看出,检测工作量也是比较大,检测项目也比较多。

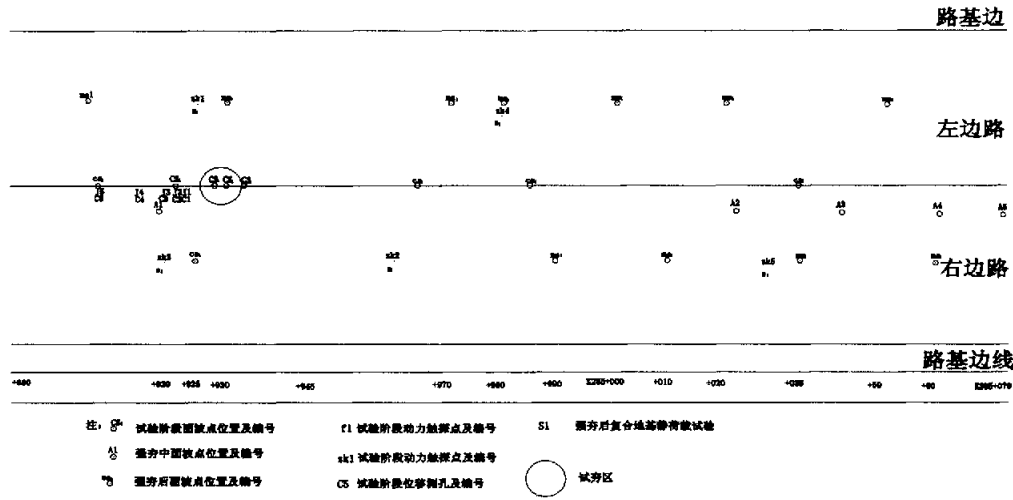


图 5-1 强夯效果检测工作平面布置图

### §5.2 动力初探试验

动力触探试验为原位测试方法之一,适用于碎石土地基。该方法用 63.5Kg 重锤、落距 76cm,以自动脱钩方式将连于触探杆的触探头打入土层,记录每贯入 10cm 的实测击数 N63.5,换算成土层的剪切模量、泊松比等物理力学参数,

从而对地基上的承载力进行评价。

表 5.2 动力初探试夯前、后测试成果对比表

孔号 试验深度	J1	J2	J3	J4	J5
	击/10cm	击/10cm	击/10cm	击/10cm	击/10cm
1.0~1.3	2	1	3	4	4
2.0~2.3	2	3	3	3	7
3.0~3.3	3	1.3	2	>50	>50
4.0~4.3	>50	1.5	2	基岩	基岩
5.0~5.3	基岩	5	4	—	—
6.0~6.3	—	>50	4.5	—	—

主要设备包括钻机、63.5Kg 标贯锤、触探杆等。成果：动力初触探现场测于 2002 年 8 月 5 日进行，试夯前地基土的原位测试孔号为 J1 号和 J2 号孔，试夯后地基土的测试孔号 J3 号、J4 号、J5 号孔。测试成果表 5.2，从表中可以看出，夯击数明显提高。

全面强夯后，2002 年 11 月 29 日进行夯后检测，测点编号 ZL1~ZL6，各点位置见附图 5-1，测试成果见表 5.3，从表中可以看出，强夯后，动力触探夯击数明显增加，说明强夯取得一定的效果。

表 5.3 夯后动力初探测试成果表

孔号 试验深度	ZL1	ZL2	ZL3	ZL4	ZL5	ZL6
	击/10cm	击/10cm	击/10cm	击/10cm	击/10cm	击/10cm
1.0~1.3	6.0	6.0	8.0	5.9	6.0	5.2
2.0~2.3	6.0	5.0	6.0	5.3	5.1	4.9
3.0~3.3	5.0	5.3	6.3	4.9	4.9	5.3
4.0~4.3	6.0	5.0	5.4	4.7	3.7	5.4
5.0~5.3	6.0	5.2	4.9	5.1	3.3	4.7
6.0~6.3	6.0	5.0	4.5	3.7	3.3	3.0
7.0~7.3	>50	5.0	3.1	2.7	>50	>50
8.0~8.3	基岩	3.9	2.7	2.7	基岩	基岩
9.0~9.3	—	3.0	2.7	4.0	—	—
10.0~10.3	—	3.0	2.7	4.0	—	—
11.0~11.3	—	2.7	3.0	3.3	—	—

### §5.3 瞬态瑞雷面波现场测试成果

测试原理：瞬态瑞雷面波是利用人工振源产生的地震波在弹性介质中传播，其中的面波具有明显的频散特性，利用其频散特性可以对沉积地层进行分层，同时面波的传播速度  $V_r$  与上层的承载力  $f_k$  和变开模量  $ES$  和标准贯入击数  $N_{63.5}$  有相关性，利用相关性可以推出地基土的承载力<sup>[35]</sup>。

瞬态瑞雷面波测试可以与动探试验相结合，检验强夯加固地基的效果通过夯前、夯后面波测试，了解地基土的  $V_r$  值在纵向、横向的分布特征，因  $V_r$  与  $N_{63.5}$ 、 $f_k$ 、 $E_0$  等参数有密切相关性，从而可以利用  $V_r$  资料反映强夯处理效果的控制对数，每个试夯区布置 4 个点。瑞雷面波现场测试于 2002 年 8 月 5 日进行，试夯前地基土的原位测点号为 CS1~CS7，试夯后地基土的原位测试点号为 CS8~CS9。从测试成果可以看出  $V_r$  在试夯前和试夯后有较明显的变化，试夯后面波速度在 1.5m 内比夯前减小，而在 1.5~3.5m 内面波速度提高。根据面波速度  $V_r$  与地基土承载力  $f_k$  之间的关系，可以认为在试夯后 1.5~3.5m 内的地基土承载力有了提高。试夯后，10 月 12 日，对试夯后地基进行瑞雷面波测试，测试点号 A1-A5，从测试成果可以看出  $V_r$  在试夯前和试夯后有较明显的变化，A2、A5 试夯后面波在 1.5m 内较小，而在 1.5~5.5m 内面波速度提高。根据面波速度  $V_r$  与地基土承载力  $f_k$  之间的关系，可以认为在试夯后 1.5~3.5m 内的地基土承载力有了提高。全面强夯后，11 月 29 日，对试夯地基进行较全面的瑞雷面波测试，测试点号为 MS1~MS12。

从测试成果可以看出  $V_r$  在试夯前、试夯后、全面强夯后有较明显的提高，A2、A5 试夯后面波速度在 1.5m 内较小位置经过全面强夯，面波速度也提高较大。综合比较三次的试验结果，可以发现从地表开始 0~6m 内面波速度普遍提高，根据面波速度  $V_r$  与地基土承载力  $f_k$  之间的关系，可以认为在全面强夯后 0~6m 的地基土承载力有了较大提高。

### §5.4 深层土体侧向水平位移测试

原理：土体位移测试仪器采用北京中国航天工业研制的 CX-01 型高精度测斜仪，它是一种管孔精密倾角测试仪器，和预埋在建设物或土体中的挠性测斜管相配合，不仅可测量高耸建筑物、结构物、钻孔的倾斜度，还可测定土坡、土体

的水平位移。仪器是通过装于探头中的伺服加速度计来实现测试倾角和水平位移的。

为了有效地了解强夯处理对天桥钻孔灌注桩、挖方边坡土体的影响,确定夯点距桩的最小安全距离,以及了解强夯处理有效加固深度和夯击的影响范围,在夯点不同位置设置测量深层土体侧向水平位移孔 5 个。试夯前,钻孔预埋专用测斜管,并测试背景值,强夯后测试影响情况。

深层土体侧向水平位移测试主要目的是为了了解强夯对人行天桥立柱的影响情况。位移测试于 2002 年 8 月 4 日和 5 日进行,测试成果见下表:

表 5.4 深层土体侧向水平位移测试成果表

	C1	C2	C3	C4	C5
-0.5	30.2	19.6	7.3	3.0	1.2
-1.0	22.6	17.8	4.2	2.6	1.0
-1.5	18.3	11.3	3.5	1.3	0.6
-2.0	8.7	4.6	1.0	0.7	0.4
-2.5	3.0	0.8	0.5	0.7	0.0
-3.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0
-3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

依据测试成果,强夯对周边土层的影响范围大致在 9m 左右,除去误差等因素的影响,9m 以外土体位移可忽略不计。由于试验处基岩埋深较浅,地表 3m-6m 以下即是基岩,因而土体位移波及的深度也大致处在 3m 左右。自地表以下 3m 起,位移依次向上逐渐增大。由于 K284+950 天桥位于强夯区内,由上结果可知,强夯影响范围在水平方向为 9m,考虑到强夯对天桥的影响,因此,天桥前后各 9 米范围内不采取强夯法处理,而是采用,探明溶洞的位置、大小后,用  $\phi 150\text{cm}$  冲抓钻孔至灰岩顶面,插入 PVC 管,分层回填河卵石至孔顶,再通过塑料管注入 12.5#水泥浆填充整个洞穴。这种处理效果较好,这也反映了处理溶洞的灵活性。

#### 5.4.1 复合地基静载荷试验

强夯结束后,对表面 80cm 的范围内的土体进行换填,碾压后,再进行静载试验。静载试验是在布设好加载装置和计测装置以后,按有关的试验标准和方法进行。

#### 5.4.1.2 加载装置

采用堆载平台反力架作为反装置。平台由工字钢梁纵横交错组成。装置重心、千斤顶、压板中心须保持同一竖线上,通过千斤顶上顶顶反力架产生的竖向力逐次传递给压板。本次试验采用 QW100 型千斤顶加载,0.5m<sup>2</sup> 压板(直径 0.8m 圆板)。

#### 5.4.1.3 计测装置

(1) 荷重测定:采用油压表测控桩顶的加载量。

(2) 压板沉降量测定:采用精度为 1/100mm,最大量程为 50 mm 的 2 只百分表对称置设在压板两侧,通过静止的基准桩、基准梁作为参照物,以测量压板在不同荷载作用下的沉降量。

(3) 试验标准和方法

参照国家行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)和浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ10-1-90)等有关规定执行。采用快速加载法<sup>[4][5]</sup>。

加载分级:每级加载量为最大试验荷载的 1/10,首次加两级,分 9 次载。

沉降观测:每级加载后,按第 5、15、30、45、60min 分钟测读试桩顶在一小时内的沉降量,即可加下一级荷载。

终止加载条件:当出现下列情况之一时,即可终止加载:①某级荷载作用下,压板周围土体出现明显的裂缝;②压板的总沉量很小,但加载量已达到要求的试验最大荷载;③压板总沉降值已超过压板边长的 1/10。

卸载分级:每级卸载量一般为加载值的 2 倍,直至全部卸荷。

卸载维持:每级卸载维持半小时,并按第 5、15、30min 分别测读试桩桩顶的沉降变化,全部卸载后,间隔 2h 测读最后一次,得出试桩的残余沉降量。2002 年 11 月 22 日至 28 日对全面强夯后的地基进行了复合地静荷载试验,点号 S1~S6,

测点位置见附图 1。

(1) 试验成果

在各级荷载作用下，试点的静载试验原始记录汇总成附表 1—附表 6，根据试验结果编绘的 P-S、S-lgt 曲线见图 5-1。

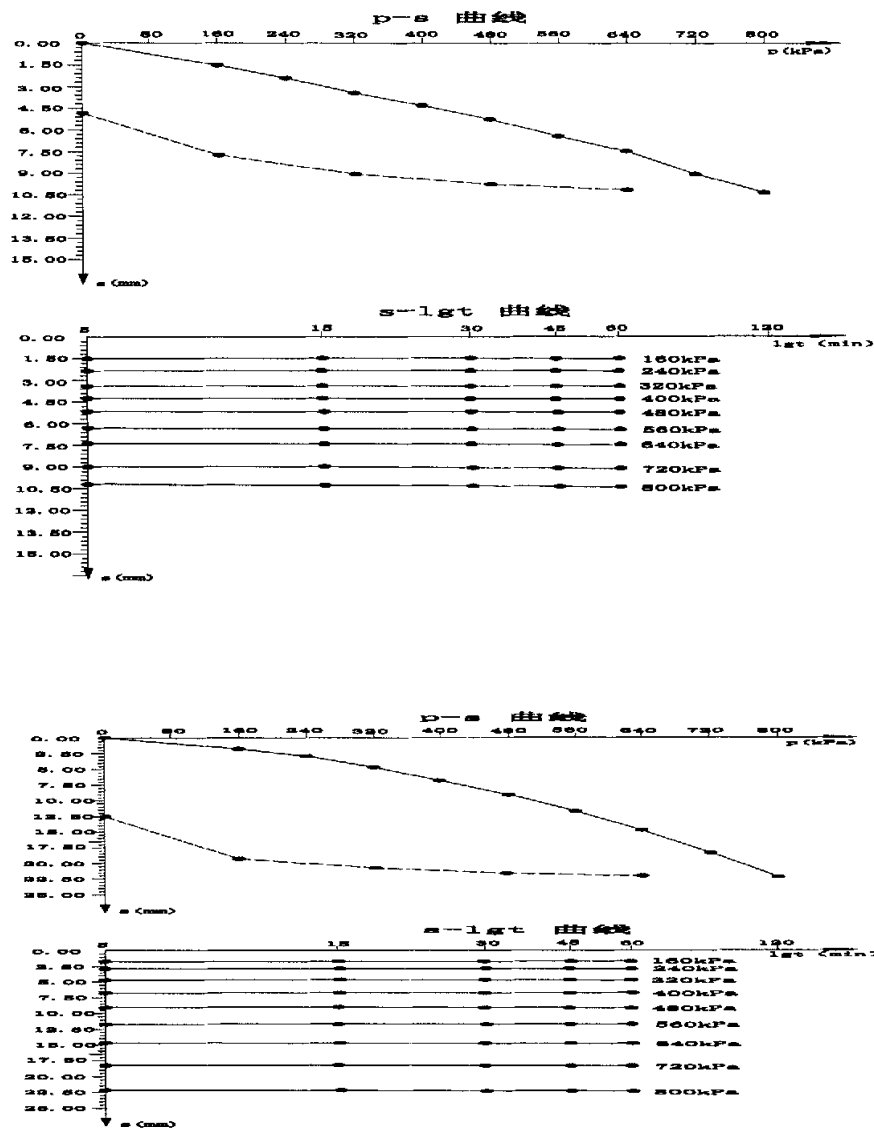


图 5-1 P-S、S-lgt 曲线图。

从 P-S 曲线可以看出，各试验点的 P-S 曲线均无明显的拐点和陡降段，为一条完整连续的平缓光滑曲线，S-lgt 曲线水平平行，说明在最大加载作用下，没有达

到地基的极限承载力，依据《建筑地基处理技术规范》确定复合地基承载力特征值的规定，取各试验点的最大荷载的 1/2 即 400kPa 为复合地基承载力特征值。

表 5.5 复合地基静载试验成果汇总表

试验点号	最大沉降量(mm)	最大回弹量(mm)	回弹率(%)	试验日期
S1	10.42	5.58	53.55	2002.11.23
S2	12.33	8.23	66.75	2002.11.24
S3	12.88	9.18	71.27	2002.11.25
S4	22.32	9.68	43.37	2002.11.26
S5	22.32	9.68	43.37	2002.11.27
S6	16.56	8.61	51.99	2002.11.28

### (2)承载力评定标准

①当 P-S 曲线上有明显的比例极限时，可取该比例极限所对应荷载；②当极限荷载能确定，而其值又小于对应比例极限荷载值的 1.5 位时，可能极限荷载值的一半。

### (3)承载力评价

根据上述的评定标准，综合判定各试点的复合地基承载力参数见下表：

表 5.7 S1 点试静载试验成果

序号	荷载 (kpa)	历时(min)		沉降 (mm)	
		本级	累计	本级	累计
0	0	0	0	0.00	0.00
1	160	60	60	1.55	1.55
2	240	60	120	0.86	2.41
3	320	60	180	1.06	3.47
4	400	60	240	0.89	4.36
5	480	60	300	0.94	5.30
6	560	60	360	1.20	6.50
7	640	60	420	1.02	7.52
8	720	60	480	1.62	9.14
9	800	60	540	1.28	10.42
10	640	30	570	-0.20	10.22
11	480	30	600	-0.40	9.82
12	320	30	630	-0.69	9.13
13	160	30	660	-1.36	7.77
14	0	120	780	-2.93	4.84
最大沉降量:10.42mm    最大回弹量:5.58 mm    回弹率:53.55%					

表 5.8 S2 点试静载试验成果

序号	荷载 (kpa)	历时 (min)		沉降 (mm)	
		本级	累计	本级	累计
0	0	0	0	0.00	0.00
1	160	60	60	2.09	2.09
2	240	60	120	1.35	3.44
3	320	60	180	1.59	5.03
4	400	60	240	1.08	6.11
5	480	60	300	1.22	7.33
6	560	60	360	1.35	8.68
7	640	60	420	1.26	9.94
8	720	60	480	1.19	11.13
9	800	60	540	1.20	12.33
10	640	30	570	-0.17	12.16
11	480	30	600	-0.31	11.85
12	320	30	630	-0.43	11.42
13	160	30	660	-1.51	9.91
14	0	120	780	-5.81	4.10
最大沉降量:12.33mm 最大回弹量:8.23 mm 回弹率:66.75%					

表 5.9 S3 点试静载试验成果

序号	荷 载 (kpa)	历时 (min)		沉降 (mm)	
		本级	累计	本级	累计
0	0	0	0	0.00	0.00
1	160	60	60	1.18	1.81
2	240	60	120	1.15	2.96
3	320	60	180	1.17	4.75
4	400	60	240	2.10	6.85
5	480	60	300	2.32	9.17
6	560	60	360	2.63	11.80
7	640	60	420	3.02	14.82
8	720	60	480	3.54	18.36
9	800	60	540	3.96	22.32
10	640	30	570	-0.18	22.14
11	480	30	600	-0.45	21.69
12	320	30	630	-0.81	20.88
13	160	30	660	-1.48	19.40
14	0	120	780	-6.76	12.64
最大沉降量:22.32mm 最大回弹量:9.68 mm 回弹率:43.37%					

表 5.10 S4 点试静载试验成果

序号	荷载(kpa)	历时(min)		沉降(mm)	
		本级	累计	本级	累计
0	0	0	0	0.00	0.00
1	160	60	60	1.29	1.29
2	240	60	120	0.87	2.16
3	320	60	180	1.36	3.52
4	400	60	240	1.53	5.05
5	480	60	300	1.70	6.75
6	560	60	360	1.86	8.61
7	640	60	420	2.05	10.66
8	720	60	480	2.28	12.94
9	800	60	540	2.44	15.38
10	640	30	570	-0.13	15.25
11	480	30	600	-0.15	14.74
12	320	30	630	-0.95	13.79
13	160	30	660	-1.77	12.02
14	0	120	780	-5.96	6.06
最大沉降量:15.38mm 最大回弹量:9.32 mm 回弹率:60.60%					

表 5.11 S5 点试静载试验成果

序号	荷载(kpa)	历时(min)		沉降(mm)	
		本级	累计	本级	累计
0	0	0	0	0.00	0.00
1	160	60	60	2.37	2.37
2	240	60	120	1.31	3.68
3	320	60	180	1.04	4.72
4	400	60	240	1.03	5.75
5	480	60	300	1.25	7.00
6	560	60	360	1.32	8.32
7	640	60	420	1.16	9.48
8	720	60	480	1.76	11.24
9	800	60	540	1.64	12.88
10	640	30	570	-0.10	12.78
11	480	30	600	-0.37	12.41
12	320	30	630	-0.63	11.78
13	160	30	660	-1.53	10.25
14	0	120	780	-6.55	3.70
最大沉降量:12.88mm 最大回弹量:9.18 mm 回弹率:71.27%					

表 5.12 S6 点试静载试验成果

序号	荷载(kpa)	历时(min)		沉降(mm)	
		本级	累计	本级	累计
0	0	0	0	0.00	0.00
1	160	60	60	1.29	1.29
2	240	60	120	0.76	2.05
3	320	60	180	1.18	3.23
4	400	60	240	1.55	4.78
5	480	60	300	1.73	6.51
6	560	60	360	2.07	8.58
7	640	60	420	2.38	10.96
8	720	60	480	2.57	13.53
9	800	60	540	3.03	16.56
10	640	30	570	-0.17	16.39
11	480	30	600	-0.41	15.98
12	320	30	630	-1.05	14.93
13	160	30	660	-1.58	13.35
14	0	120	780	-5.40	7.95
最大沉降量:16.56mm 最大回弹量:8.61 mm 回弹率:51.99%					

表 5.13 试点静载试验成果汇总表

工程桩号	最大试荷载	最大试验荷载 对应的沉降量	残余沉 降量	极限承 载力	极限承载力对 应的沉降量
	(kpa)	(mm)	(mm)	(kpa)	(mm)
S1	800	10.42	4.84	800	10.42
S2	800	12.33	4.10	800	12.33
S3	800	12.88	3.70	800	12.88
S4	800	22.32	12.64	800	22.32
S5	800	15.38	6.06	800	15.38
S6	800	16.56	7.95	800	16.56

从表 5.7 可以看出，S1 试点在最大试验荷载 800kPa 作用下，试点总沉降量 10.42mm,该试点极限承载力为 800kPa，对应沉降量为 10.42 mm，承载力特征值为 400kPa，对应的沉降量为 4.36 mm。

从表 5.8 可以看出，S2 点在最大试验荷载 800kPa 作用下，试点总沉降量 12.33mm,该试点极限承载力为 800kPa，对应沉降量为 12.33 mm，承载力特征值为 400kPa，对应的沉降量为 6.11 mm。

从表 5.9 可以看出, S3 点在最大试验荷载 800kPa 作用下, 试点总沉降量 12.88mm,该试点极限承载力为 800kPa, 对应沉降量为 12.88 mm, 承载力特征值为 400kPa, 对应的沉降量为 5.75 mm。

从表 5.10 可以看出, S4 点在最大试验荷载 800kPa 作用下, 试点总沉降量 12.33mm,该试点极限承载力为 800kPa, 对应沉降量为 22.32 mm, 承载力特征值为 400 kPa, 对应的沉降量为 6.85 mm。

从表 5.11 可以看出, S5 点在最大试验荷载 800kPa 作用下, 试点总沉降量 15.38mm,该试点极限承载力为 800kPa, 对应沉降量为 15.38 mm, 承载力特征值为 400kPa, 对应的沉降量为 5.05 mm。

从表 5.12 可以看出, S6 点在最大试验荷载 800kPa 作用下, 试点总沉降量 16.56mm,该试点极限承载力为 800kPa, 对应沉降量为 16.56mm, 承载力特征值为 400kPa , 对应的沉降量为 4.78 mm。

## §5.5 桥梁桩基小应变检测

检测依据: 本次检测工作按中华人民共和国行业标准《基桩低应变动力检测规程》(JGJ/T93-95) 中反射波法部分进行。

桩头处理: 在测试前要求打掉桩头浮渣, 见到新鲜桩身混凝土面,再稍加平整。

检测仪器: a FD-P204 全程浮点动测仪 b 笔记本计算机 c SY-3 加速度计 d 手锤和力棒

检测原理: 本次低应变检测采用锤击反射波法对桩身进行质量检测。利用小锤敲击桩顶, 当桩头受到冲击后, 由此产生的应力波沿桩身向下传播, 传播过程中, 遇到桩身存在的各种缺陷时, 会产生反射和透射。所有的初始波和反射波被置于桩顶的传感器所接收, 通过桩基动测仪将此信号转变成数字量后, 存储于磁盘中, 通过分析及打印波形, 给出每根桩的质量判断。通常我们将桩身完整性分为 4 类:

I 类桩: 动测波形正常, 桩底反射清晰, 桩身完好, 波速正常。

II 类桩: 动测波形有小畸变, 桩底反射清晰, 桩身有小缺陷, 如轻度缩颈, 轻度离析等, 波速正常。I, II 类桩均为合格桩。

III 类桩：动测波形出现明显的缺陷反射，对应桩身缺陷如缩颈，离析，裂纹等较严重。该类桩要求设计单位复核单桩承载力后提出是否处理意见。

IV 类桩：动测波形严重畸变，对应桩身缺陷如严重缩径，严重离析，严重裂纹及断桩等。该类桩一般不能使用，必须进行工程处理。

检测时传感器须安放牢稳，锤击点须为硬混凝土。每根桩记录 2~4 个波形。低应变检测方框图如图。

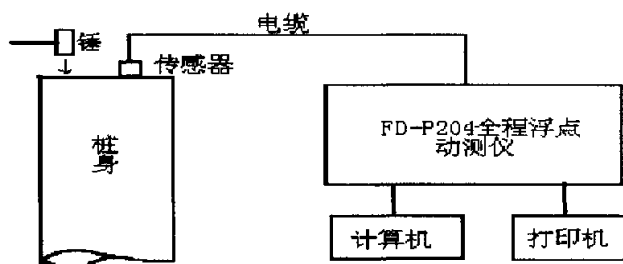


图 5-11 桩基低应变测试示意图

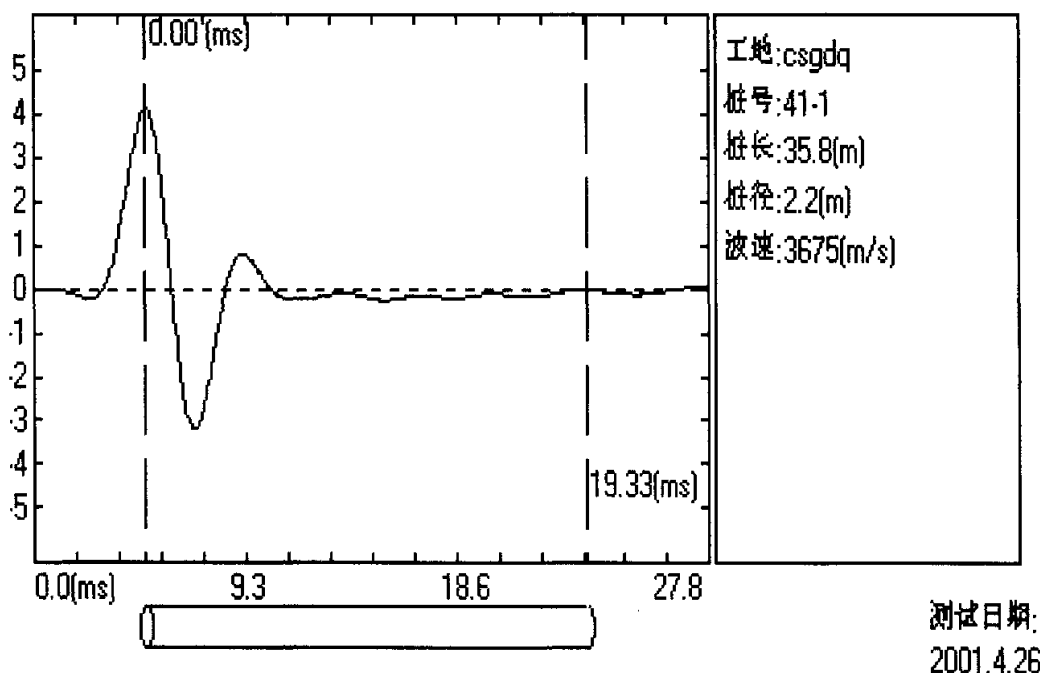


图 5-12 桩基小应变波形图

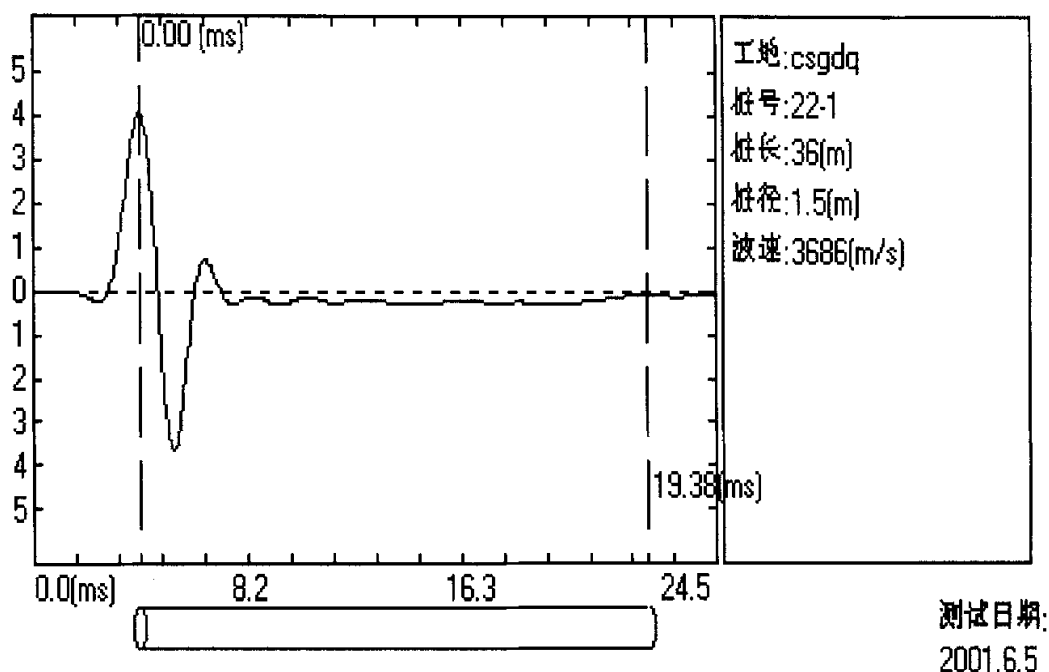


图 5-13 桩基小应变波形图

由以上检测波形图不难看出,动测波形正常,桩底反射清晰,桩身完好,波速正常。可判定为 I 类桩。由此可以说明桩基溶洞处理是非常成功的。

## §5.6 效益分析

公路工程溶洞区域施工工艺研究,以衢窑高速公路 E 合同开挖路基溶洞、常山港大桥为依托,历时两年多,通过大量的理论研究、现场试验和数据分析,探索出了一套行之有效的开挖路基溶洞施工及检测方法,达到了预期目标,取得了较好的经济效益。

### 5.6.1 经济效益

本工程开挖路基溶洞原先有三种处理方案:桥梁方案、钻孔注浆方案和强夯处理方法,就其技术而言,强夯法处理溶洞是其他方法不可比拟的。从经济效果比较,采用强夯处理方案每平方米比桥梁跨越少 150%,工期减少 7 个月;比钻

孔注浆费用减少 102%，工期减少 2 个月。

此路段高程在工程完工时进行了高程实测，运营了一年后，2004 年 9 月 8 日，又进行了现场标高实测。由表 5.13 可知路基最大沉降为 2cm，符合路基规范的要求。由此看出，此处理工艺是成功的，强夯后路基的整体均匀性较好，路面使用品质大大提高，从而它为以后的运营期间节约了大量的养护、整治费用。

### 5.6.2 社会效益

由于本研究课题主要侧重于施工新方法的研究与检测，主要目的是为了解决工程建设过程中的实际问题，为以后的工程建设探索新途径和检测新方法，因此，总的来说，本项目的社会效益重于经济效益。本项目的社会效益主要体现在：

（1）通过对溶洞的物探、强夯、检测，减少了施工的盲目性，加强了地基的固结度，做到施工人员心中有数，提高了施工的工作效率，保障了工程的施工质量，消除了安全隐患，预防了人员财产的损失。

（2）本项目在施工过程中采集了大量的检测数据，为理论分析提供依据，为今后开挖路段溶洞处理提供了可以利用的控制参数。

（3）强夯法具有设备简单、施工方便、速度快、经济效益显著，且不用钢材、木材、水泥、石子等特点。强夯处理溶洞效果直观，消除潜在隐患彻底。通过强夯，击穿溶洞，充填，固结处理，从而避免运营过程中出现路基沉降，造成运营过程中的返修处理，避免出现安全事故的发生。

（4）具有极大的推广和应用价值。本工程在成功处理后，我省杭徽高速公路、申苏浙皖等高速公路上相继遇到类似的地质情况，都借鉴本工程的处理方法及成果，效果非常显著，因此，推广应用价值高。

表 5-13 强夯段完工时、运营一年后高程实测表

桩号	时间	左硬路 肩外边 缘	左侧路缘 带左边缘	左中央 分隔带 边缘	右中央分 隔带边缘	右侧路缘 带右边缘	右硬路肩 外边缘
K284+800	完工时	122.326	122.363	122.552	122.563	122.376	122.330
	一年后	122.305	122.347	122.543	122.554	122.365	122.325
K284+830	完工时	122.520	122.575	122.747	122.750	122.573	122.517
	一年后	122.510	122.570	122.731	122.745	122.564	122.512
K284+850	完工时	122.678	122.730	122.895	122.897	122.730	122.680
	一年后	122.661	122.713	122.884	122.889	122.715	122.664
K284+900	完工时	123.120	123.165	123.340	123.341	123.165	123.121
	一年后	123.114	123.154	124.333	123.335	123.155	123.110
K284+940	完工时	123.510	123.545	123.740	123.744	123.549	123.504
	一年后	123.503	123.536	123.735	123.733	123.541	123.496
K284+970	完工时	123.811	123.859	124.039	124.040	123.871	123.814
	一年后	123.799	123.850	124.031	124.035	123.864	123.798
K285+000	完工时	124.110	124.165	124.328	124.330	124.157	124.120
	一年后	124.104	124.156	124.321	124.322	124.151	124.114
K285+030	完工时	124.412	124.457	124.631	124.630	124.462	124.407
	一年后	124.405	124.452	124.629	124.624	124.457	124.400
K285+050	完工时	124.653	124.717	124.880	124.886	124.720	124.653
	一年后	124.646	124.704	124.875	124.879	124.714	124.646
K285+074	完工时	124.862	124.915	125.081	125.080	124.914	124.859
	一年后	124.857	124.910	125.075	125.077	124.900	124.850
K285+100	完工时	125.112	125.154	125.322	125.331	125.164	125.108
	一年后	125.105	125.147	125.315	125.324	125.155	125.100

## 第六章 结论与建议

本文结合杭金衢高速公路二期工程常山段岩溶发育路段的特殊地质情况,通过对该地区岩溶溶洞施工工艺的课题研究,采用强夯法处理开挖段路基的岩溶溶洞技术手段,应用多种测试手段,通过大量的现场试验,解决了岩溶地段的筑路技术难题,明显提高了路基的密实度、整体性和均匀性,对公路使用品质有很大提高。

对岩溶地层的桥梁钻孔灌注桩技术,进行了系统研究,针对岩溶地质特点,采取了钻进成孔等工艺技术,解决了钻孔施工中水头保持、防止坍孔、混凝土浇筑浆液流失等问题。

该项目研究成果具有施工简单、易于操作、缩短工期、降低费用等优点,不但拓展了强夯法的处理和应用范围,而且具有良好的经济效益和应用前景。

通过对本工程的强夯前、中、后三阶段的深层土体侧向位移测试、动力触探试验、瞬态瑞雷面波法测试、复合地基静载荷试验、桩基内水头保持稳定时水泥在混合物中的含量测试。经室内处理分析,得出以下结论:

- 1、根据试夯阶段检测结果,强夯对土体位移影响横向主要集中在 9m 以内;
- 2、强夯后,6~7m 以内地基动力触探测试击数由强夯前的平均数 2.1 击/10cm,提高到 5.7 击/10cm,效果明显。
- 3、强夯后,6~7m 以内地基土瑞雷面波波速由强夯的平均数 160m/s,提高到 230m/s。
- 4、强夯后,各点和复合地基静载荷试验值均大于 800kPa,各点 800kPa 值对应的沉降量在 10.42~23.32mm 之间。
- 5、桩孔内水头保持稳定时黄泥和水泥的质量比为 1: 0.25 。

从以上试验结果看,本工程 K284+880~K285+074 路段经强夯处理后,6.5m 以内地基土的承载力和密实度有较大的改善和提高。

从复合地基静载荷试验结果看,路基强夯处理达到了预期的目的。这就是说,2000kN.m 能级作用下,在 7m 范围内存在溶洞均可采用强夯处理溶洞。因此,可以推荐强夯法处理 7m 范围内的溶洞。

通过桩基内水头保持稳定时水泥在混合物中含量测试,有效地控制桩基内水头的稳定,为桩基岩溶溶洞处理提供了有效的控制参数,为以后类似工程的施工提供了宝贵的经验,减少了施工过程中的盲目性,大大节约了施工工期及建设成本。

本项目研究虽然在施工工艺上取得一些进展,得出一些控制参数,但由于溶洞情况千差万别,在今后的工程中尚需进一步以下的工作:

1、路基上溶洞进行处理后,一定要进行相应的检测,使一些检测指标符合施工规范之要求。

2、由于地下水的活动对岩溶、土洞的影响较大,建议加强强夯地段排水、截水处理。

3、对工程地质的探明情况,确切掌握溶洞的深度和高度,地质破碎带情况。因洞穴处,极易造成孔内水位下降。操作中要随时注意孔内水头的变化情况,出现水头下降后要及时提升钻锤,探时失水原因后方可继续进行,避免出现埋和坍孔现象。

4、本课题采用的 2000kN.m 能级处理岩溶溶洞,还可以通过加大强夯的能级,从而使强夯法处理溶洞更加完美;

5、对路基岩溶溶洞强夯现场要准备相当数量的透水性路基填料,当发现击穿或路基下沉明显时,及时予以回填;桥梁桩基存在溶洞、破碎带的情况下,施工现场需备足一定数量的粘土、石块、水泥和泥浆用泥浆泵,确保发生孔内失水时及时抛填和补浆。

## 参考文献

- 1 中华人民共和国交通部. 公路路基施工技术规范 (JTJ033-95). 人民交通出版社, 1996.
- 2 中华人民共和国交通部. 公路桥梁施工技术规范 (JTJ). 人民交通出版社, 1995.
- 3 叶斌, 金龙林, 黄雄利. 常山港大桥岩溶地质桩基成孔技术. 浙江省公路学会 2002 年论文集, 2002.
- 4 浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ10-1-90).
- 5 龚晓南. 《复合地基设计和施工指南》. 人民交通出版社.
- 6 中华人民共和国建设部, 建筑地基处理技术规范 (JGJ) 中国计划出版社, 2000.
- 7 王铁宏. 强夯技术在全国重大工程项目地地基处理中的应用. 新编全国工程项目地地基处理工程实录, 2005.
- 8 赵明华, 杨明辉. 连续配筋混凝土板在岩溶及采空区公路建设中的应用. 中南公路工程, 2003, 28(1):7, 11
- 9 袁腾方, 曹文贵. 岩溶区高速公路路基下岩溶顶板稳定性的模糊评价方法. 中南公路工程, 2003, 28(1):8-11
- 10 何佼龙, 李万成. 衡枣高速公路十一合同段施工质量控制. 森林工程, 2002, 18(6):50-51
- 11 韩金钟. 黄土地区公路路基的施工. 交通与社会, 2002(17):34-36
- 12 张俭. 岩溶地区的公路施工. 湖南交通科技, 2002, 28(3)
- 13 赵海辉, 刘小川. 重型动力触探仪检测中粗砂地基承载力的探讨, 公路 2002(9).
- 14 赵明. 瞬态瑞雷波法在工程勘察中的应用. 广东地质, 1996, 11(3).
- 15 周德泉, 刘宏利. 地质雷达在高速公路桥位、路基勘察中的应用. 中南公路工程, 2001, 26(2).
- 16 吴菽之. 结合施工组织探索岩溶注浆单价分析. 铁路工程造价管理, 2003, 18(2).
- 17 倪宏革, 李锦平. 洛湛线岩溶路基注浆加固与检测, 水文地质工程地质, 2003, 30(1).
- 18 赵媛. 强夯处理软弱在高填土涵洞设计中的应用法. 山西建筑, 2003, 29(5).
- 19 李彬峰. 路基岩溶塌陷注浆整治施工工艺探讨. 西部探矿工程, 2003, 15(4).

- 20 陈强. 振动沉管粒料灌注桩在涵洞地基加固中应用. 路基工程, 2002 (4) .
- 21 王锡良, 水伟厚, 吴延炜. 强夯施工机械研究现状与发展述. 建筑机械, 2004 第七期.
- 22 曾庆军, 李茂英, 李大勇. 强夯置换深度的估算. 岩土工程学报, 2002, NO. 5.
- 23 王铁宏, 水伟厚, 王亚凌. 高能级强夯工程应用与发展述评. 第九届土力学与岩土工程学术会议论文集, 2003.
- 24 裘以惠, 郭玉玲. 强夯法加固地基的土体动应力测量. 太原工学院学报, 1984 (1) .
- 25 徐至钧. 采用大夯击能强夯处理大块抛石地基. 石油工程建设, 1997 (1) .
- 26 张平仓, 汪稔. 强夯法施工实践中加固深度问题浅析. 岩土力学, 2001 (1) .
- 27 师管孝. 强夯法处理湿陷性黄土地基. 工程勘察与地基基础, 1986 (2) .
- 28 丁振洲, 郑颖人. 强夯法加饱和软黏土地基数值模拟. 地下空间, 2002.
- 29 刘惠珊, 饶志华. 强夯置换的设计方法和参数. 地基基础工程, 1996 (2) .
- 30 范维垣. 强夯法加固地基的原理与应用. 太原工业大学, 1985, 11.
- 31 地基处理手册编写委员会编. 地基处理手册. 强夯法. 中国建筑工业出版社, 1988.
- 32 左名麒, 朱树森. 强夯法加固地基. 北京: 中国铁道出版社, 1990.
- 33 张孔修, 陈友文. 强夯机理初探. 地基处理. 1993, 3.
- 34 王盛源. 强夯法加固深度计算理论. 港口工程. 1989, 6.
- 35 吴福良, 耿光旭, 仲伟周. 瑞雷波在地基强夯检测中的作用. 西安交通大学学报, 2003, Vol. 37, No. 4, pp432-434
- 36 张永钧. 强夯法的发展和推广的几点建设. 施工技术, 1993, No. 9, pp1-4
- 37 张永钧, 平涌潮, 孔繁峰, 张峰, 郭天强. “围海造地”地基强夯法处理及其施工技术问题. 建筑科学. 1995, No. 3, pp3-12
- 38 中华人民共和国行业标准. 基桩低应变动力检测规程, JGJ/T93-95.
- 39 中华人民共和国交通部. 公路工程地质勘察规范 (JTJ064-98).
- 40 中华人民共和国铁道部. 动力触探技术规范 (TBJ18-87).
- 41 中华人民共和国交通部. 公路桥位勘测设计规范 (JTJ062-91).
- 42 中华人民共和国交通部. 公路路土工试验规程 (JTJ051-93) .

## 致 谢

本文在导师尚岳全教授的悉心指导下完成的。导师渊博的知识、严谨的治学态度、敏锐的科学洞察力和富于创新的精神将使 学生受益非浅。导师平易近人的性格、循循善诱的作风、诲人不倦的态度使学生终身难忘。本文从选题、资料收集到最后撰写的过程中都得到了导师无微不至的关怀、帮助和指导，学生深表谢意！并祝导师身体健康，全家幸福！

在工作与学习期间，得到了单位领导姜明才副局长、王江平处长、郑文俊站长，还有申永江、戴庆斌、方万军、傅小坚、陈显秀、周卫滨等同学的帮助，对此表示由衷的感谢！同时感谢我的妻子在我学习期间的关心、支持和鼓励！

最后，要感谢评阅、评议的各位专家、教授，感谢你们在百忙之中给予的指导和意见！

2005 年 12 月于求是园

作者: [李士友](#)  
学位授予单位: [浙江大学](#)

## 参考文献(42条)

1. [中华人民共和国交通部](#) [JTJ 033-1995. 公路路基施工技术规范](#) 1996
2. [中华人民共和国交通部](#) [JTJ 公路桥梁施工技术规范](#) 1995
3. [叶斌. 金龙林. 黄雄利](#) [常山港大桥岩溶地质桩基成孔技术](#) 2002
4. [DBJ 10-1-1990. 建筑软弱地基基础设计规范](#)
5. [龚晓南](#) [复合地基设计和施工指南](#)
6. [中华人民共和国建设部](#) [建筑地基处理技术规范\(JGJ\)](#) 2000
7. [王铁宏](#) [强夯技术在全国重大工程项目地基处理中的应用](#) 2005
8. [赵明华. 杨明辉. 曹文贵. 蒋德松](#) [连续配筋混凝土板在岩溶及采空区公路建设中的应用](#)[期刊论文]-[中南公路工程](#) 2003(1)
9. [袁腾方. 曹文贵. 赵明华. 程晔](#) [岩溶区高速公路路基下岩溶顶板稳定性的模糊评价方法](#)[期刊论文]-[中南公路工程](#) 2003(1)
10. [何佼龙. 肖剑波. 李万成](#) [衡枣高速公路十一合同段施工和质量控制](#)[期刊论文]-[森林工程](#) 2002(6)
11. [韩金钟](#) [黄土地区公路路基的施工](#) 2002(17)
12. [张俭](#) [岩溶地区的公路施工](#)[期刊论文]-[湖南交通科技](#) 2002(3)
13. [赵海辉. 刘小川](#) [重型动力触探仪检测中粗砂地基承载力的探讨](#)[期刊论文]-[公路](#) 2002(9)
14. [赵明](#) [瞬态瑞雷波法在工程勘察中的应用](#) 1996(03)
15. [周德泉. 刘宏利. 韩振英](#) [地质雷达在高速公路桥位、路基勘探中的应用](#)[期刊论文]-[中南公路工程](#) 2001(2)
16. [吴菽之](#) [结合施工组织探索岩溶注浆单价分析](#)[期刊论文]-[铁路工程造价管理](#) 2003(2)
17. [倪宏革. 王星华. 李锦平](#) [洛湛线岩溶路基注浆加固与检测](#)[期刊论文]-[水文地质工程地质](#) 2003(1)
18. [赵媛](#) [强夯处理软弱地基在高填土涵洞设计中的应用](#)[期刊论文]-[山西建筑](#) 2003(5)
19. [李彬峰](#) [路基岩溶塌陷注浆整治施工工艺探讨](#)[期刊论文]-[西部探矿工程](#) 2003(4)
20. [陈强](#) [振动沉管粒料灌注桩在涵洞地基加固中的应用](#)[期刊论文]-[路基工程](#) 2002(4)
21. [王锡良. 水伟厚. 吴延炜](#) [强夯施工机械研究现状与发展述评](#)[期刊论文]-[建筑机械](#) 2004(7)
22. [曾庆军. 李茂英. 李大勇](#) [强夯置换深度的估算](#)[期刊论文]-[岩土工程学报](#) 2002(5)
23. [王铁宏. 水伟厚. 王亚凌](#) [高能级强夯工程应用与发展述评](#)[会议论文] 2003
24. [裘以惠. 郭玉玲](#) [强夯法加固地基的土体动应力测量](#) 1984(01)
25. [徐至钧](#) [采用大夯击能强夯处理大块抛石地基](#) 1997(01)
26. [张平仓. 汪稔](#) [强夯法施工实践中加固深度问题浅析](#)[期刊论文]-[岩土力学](#) 2000(1)
27. [师管孝](#) [强夯法处理湿陷性黄土地基](#) 1986(02)
28. [丁振洲. 郑颖人](#) [强夯法加固饱和软粘土地基数值模拟](#)[期刊论文]-[地下空间](#) 2002(2)
29. [刘惠珊. 饶志华](#) [强夯置换的设计方法和参数](#) 1996(02)
30. [范维垣](#) [强夯法加固地基的原理与应用](#) 1985
31. [《地基处理手册》编写委员会](#) [地基处理手册:强夯法](#) 1988
32. [左名麒. 朱树森](#) [强夯法加固地基](#) 1990

33. [张孔修, 陈友文 强夯机理初探](#) 1993 (03)
34. [王盛源 强夯法加固深度计算理论](#) 1989 (06)
35. [吴福良, 耿光旭, 仲伟周 瑞雷波在地基强夯检测中的应用](#) [期刊论文]-[西安交通大学学报](#) 2003 (4)
36. [张永钧 强夯法的发展和推广的几点建设](#) 1993 (09)
37. [张永钧, 平涌潮, 孔繁峰, 张峰, 郭天强 “围海造地”地基强夯法处理及其施工技术问题](#) 1995 (03)
38. [JGJ/T 93-1995. 基桩低应变动力检测规程](#)
39. [中华人民共和国交通部 JTJ 064-1998. 公路工程地质勘察规范](#)
40. [中华人民共和国铁道部 TBJ 18-1987. 动力触探技术规范](#)
41. [中华人民共和国交通部 JTJ 062-1991. 公路桥位勘测设计规范](#)
42. [中华人民共和国交通部 JTJ 051-1993. 公路路土工试验规程](#)

## 相似文献(10条)

1. 期刊论文 [刘汝明, 吴华金, 鲁志强, 王高, 谭革锋, 胡少克 嵩待公路岩溶的勘察与处治](#) -[云南交通科技](#)2002, 18 (2)  
本文叙述了嵩待公路岩溶勘察情况, 分析了嵩待公路岩溶的工程地质特征及工程地质问题, 提出了嵩待公路岩溶的工程地质分类及处治原则, 对岩溶地区公路的建设具有一定的参考和指导作用。
2. 期刊论文 [韦明 河池\(水任\)至南宁公路岩溶地段路基的处理](#) -[广西交通科技](#)2003, 28 (5)  
针对河池(水任)-南宁公路河池-马山段处于云贵高原与红水河流域喀斯特地貌过渡段, 岩溶地形发育, 形态复杂, 在设计阶段中, 由于地形地貌及勘测手段的限制, 沿线的岩溶基底处理没有确定行之有效的设计方案的情况。工程开工后, 根据水南公路出现的不同的岩溶路段形态, 制定了封堵、疏导、各种结构物跨越、地基加固等岩溶路段路基的处理方法, 为今后公路建设中相关问题的处理提供了一些经验。
3. 会议论文 [高天鹅, 王德文 广西宜金公路岩溶特征及岩溶地区地质选线](#) 1999  
广西宜州至金城江一级公路是在建中的西南大通道的重要组成部分。沿线广泛分布有大面积的碳酸盐地层, 各种岩溶现象发育。现就岩溶区内的岩溶特征及发育规律进行归纳总结, 并就岩溶地区的地质选线问题做一些探讨。
4. 期刊论文 [邹维列 公路岩溶、软弱地层物探与缺水地区钻探新技术](#) -[中外公路](#)2007, 27 (4)  
该文介绍了近年发展起来的管波法、地质雷达法、高密度电阻率法、多道瞬态面波法等新的物探技术在公路工程上的岩溶、软弱地层勘察中的应用, 并简要介绍了在极端缺水地区无需用水的空气组合新型钻探技术和利用地层水的节水钻探取芯新技术。
5. 会议论文 [张永杰, 曹文贵, 赵明华, 赵衡 公路下伏岩溶顶板模糊能度可靠性分析方法](#) 2008  
根据公路下伏岩溶顶板稳定性影响因素的随机性、模糊性以及岩土力学参数取值值的区间性特征, 提出采用非对称三角模糊数表示参数取值可能性分布, 在此基础上建立岩溶顶板模糊极限平衡分析模型, 根据计算参数取值特点。综合运用模糊数学理论、岩体质量分类指标GSI以及Hoek-Brown强度准则建立参数三角模糊数确定方法。在深入研究岩溶顶板稳定可靠性分析之合理功能函数基础上, 利用模糊能度可靠性分析方法, 建立了更能反映工程实际的公路下伏岩溶顶板模糊能度可靠性分析方法。工程实例分析表明, 该方法具有一定的合理性, 其为岩溶顶板稳定性评价提供了一种新的不确定性分析方法。
6. 期刊论文 [刘汝明, LIU Ru-ming 云南砚平高速公路岩溶的勘察与处治研究](#) -[地球与环境](#)2005, 33 (z1)  
文章叙述了砚平高速公路岩溶勘察情况, 分析了砚平高速公路岩溶的工程地质特征及工程地质问题, 提出了砚平高速公路岩溶的工程地质分类及处治原则, 对岩溶地区公路的建设具有一定的参考和指导作用。
7. 学位论文 [李章喜 镇胜公路岩溶地质勘察及路基处理措施研究](#) 2005  
我国是世界上岩溶发育最广泛的国家之一, 岩溶分布区的面积高达130万km<sup>2</sup>, 主要分布于长江流域和云贵高原。贵州省碳酸盐岩广泛分布, 占全省面积的73%。随着我国高速公路建设不断向山区延伸, 就不可避免地要穿越众多的岩溶区, 而这些地区的路基处理往往是高速公路建设成败的关键。  
本论文以沪瑞国道主干线(贵州境)镇(宁)胜(境关)高速公路中岩溶路段的勘察、路基设计及施工实践为依据, 分析了岩溶的发生条件、分布特征, 全面阐述了岩溶工程物探勘察的主要方法, 并根据测设区实际的区域地质构造、水文地质条件, 提出了针对本项目各勘察阶段的岩溶勘察的方法组合, 并对主要物探方法进行了实例分析; 根据勘察取得的岩溶地貌、岩溶发育程度、发展规律、溶洞围岩分级等方面的资料, 对不同路段地质条件、路线填挖高度, 分别提出了处理措施。  
本论文所论述的课题是一项具有较强针对性和实用性的研究项目, 可为同类型的公路勘察、设计项目提供参考。
8. 会议论文 [徐磊 三峡工程对外交通专用公路木鱼槽隧道岩溶工程地质特征](#) 1996  
该文综述了三峡水利枢纽工程对外交通公路木鱼槽隧道的工程地质条件及隧道主要工程地质问题—岩溶的发育及特征, 总结了勘测、施工过程中对岩溶地质问题的认识、工作方法、工程措施及经验教训。
9. 期刊论文 [康厚荣, 罗强, 梅世龙, 余崇俊, 周正峰, KANG Hourong, LUO Qiang, MEI Shilong, YU Chongjun, ZHOU Zhengfeng 岩溶地区公路修筑技术研究](#) -[公路交通科技](#)2009, 26 (11)  
为解决岩溶地区公路建设面临的工程技术、环境保护和可持续发展等诸多难题, 通过大量调研分析、室内外试验、理论分析和数值计算, 对岩溶地区公路建设中地质勘察、基础稳定性评价、筑路材料资源利用、工程病害处治和岩溶环境保护等五大方面的关键技术进行系统研究。开发了隐伏溶洞顶板变形监测技术与装置, 隐伏溶洞精细探测技术, 建立岩溶地区公路工程综合勘察技术体系; 提出含隐伏溶洞地基公路路基稳定性评价方法、桥基承载力确定新方法; 揭示岩溶水作用下路基变形破坏机理, 提出相应公路岩溶病害防治技术; 研发了路面抗滑耐磨材料、机制砂高性能混凝土; 提出岩溶生态环境影响评价方法、公路路域植被变化规律, 研发了岩溶水污染控制技术与处理设施等。
10. 期刊论文 [邓家喜, 王浩, 韦明, DENG Jia-xi, WANG Hao, WEI Ming 广西河池水任至南宁公路岩溶路基病害特点及防治技术](#) -[中国岩溶](#)2005, 24 (2)  
裸露型岩溶地区强烈发育的岩溶地质现象给公路路基施工造成困难, 处理不当将产生种种严重病害而影响到公路路基结构的正常使用。通过对病害成

因分析,认为形态极不规则的岩溶岩体和多变的岩溶水是造成病害的根本原因,提出了以尺度划分原则选取病害处理措施的方法,总结出了9种病害防治措施.

本文链接: [http://d.g.wanfangdata.com.cn/Thesis\\_Y839941.aspx](http://d.g.wanfangdata.com.cn/Thesis_Y839941.aspx)

授权使用: 中南大学(zndx), 授权号: 932018a6-f352-4a11-9f71-9da5014e85c6, 下载时间: 2010年6月30日