

摘要

管棚是在地下工程中获得广泛应用的一种主要用于防坍、限沉的辅助工法，近年来在我国东部城市软弱地层中也开始得到应用和推广，本论文主要就软弱地层中管棚作用机理以及管径因素对管棚作用的影响情况进行了研究。主要研究内容和研究成果如下：

建立了用于管棚作用分析的简化模型—变基床系数弹性地基梁模型，推导了该模型的解析解；提出了区分管棚作用特性的判别式。以 CRD 工法的不同施工阶段作为研究工况，对管棚作用特性进行了分析，分析表明：不同条件下，管棚作用特性不尽相同，管棚作用可分为传递荷载或承受荷载；管棚作用特性主要取决于管棚与支护结构的相对刚度比；当管棚起荷载传递作用时，管径变化对支护结构和管棚体系的内力分配影响不显著，而当管棚作为承载构件时，则管径变化影响显著。

利用管棚作用分析简化模型就管棚对开挖释放荷载的传递、调节作用进行了研究，研究表明，软弱地层中，土体开挖产生的释放荷载通过管棚作用主要传递到支护结构上；支护结构和管棚体系中，管棚的承载能力不是控制性因素；土体开挖释放荷载的扩散范围主要取决于体系特征系数。

在以上分析基础上，将软土地层中管棚作用机理归纳为：

管棚的存在，改变了开挖释放荷载的作用形式，将开挖面土体的剪切变形转化为未开挖段土体的压缩变形和支护段支护结构的因横向荷载导致的变形；

管棚将开挖释放荷载调节、定向到刚度较大的支护结构上，开挖释放荷载主要支护结构承担；

将由未开挖段土体上分担的开挖释放荷载调节到较大范围内。

采用解析法推导了开挖释放荷载导致的管棚位移对管径因素的敏感度分析方程以及管棚内力对管径因素的敏感度分析方程，并针对目前我国常用的管径，就施工开挖释放荷载产生管棚位移以及内力的敏感度进行了分析，分析表明：在常规跨度条件下，管径 $\phi 79\text{mm} \sim \phi 108\text{mm}$ ，为位移和内力敏感度急剧变化范围，管径大于 $\phi 108\text{mm}$ 以后，管径增大对管棚位移和内力影响相对较小，管径增至 $\phi 159\text{mm}$ 后，可认为，管径的提高对于管棚位移及内力几乎没有影响；棚架体系中，地层条件的改变对位移敏感度的影响相对较大，而支护结构刚度变化对管棚内力敏感度的影响较大。

对喷射混凝土的早期变形特性进行了研究，提出了在地下工程有限元分析中对喷射混凝土随时间硬化特性进行模拟的方法，并编制了程序，以喷射混凝土构成的简支梁作为算例进行了验算，计算结果表明，是否早期喷射混凝土随时间硬化特性对于喷射混凝土的变形影响较为显著，若需要较为精确计算喷射混凝土的变形，考虑该因素是非常必要的。

建立了管棚作用分析的空间模型，对管棚作用机理作了进一步的研究。研究表明，棚架为空间体系，开挖释放荷载的调节、重分布为一空间行为，既有纵向（支护结构与土体之间），也有横向（支护结构与支护结构、土体与土体之间）的扩散或重分布。概括就是，开挖释放荷载从纵向讲，主要由支护区域承担，从横向讲，在土体中间部位，开挖释放荷载最大，而在支护区域的中间部位，开挖释放荷载最小。

在软土地层中，对于开挖释放荷载，管棚主要起到杠杆调节作用。在纵向和横向对开挖释放荷载调节和重新分布，是管棚功能发挥的主要原因

关键词：地下工程；管棚；双参数弹性地基梁；Fourier 级数；敏感度分析；DKT 板；

ABSTRACT

Pipe-roof is one auxiliary construction method applied widely in underground engineering to prevent the collapse of face and control the settlement of ground surface. In recent years, the applied range of the method is extended to eastern city of China, where the ground is weak. The objective of the present Ph.D. dissertation is to insight into the principle of the function of the pipe roof and explore the effect of diameter of pipe roof on its function.

A dual-parameter elastic foundation beam model used for the piperroof function is developed and its analytical solution is solved based on the Fourier Series Method. One law is established to discriminate the function of piperroof between bear-load and transfer-load. The function type is determined by the relative stiffness ratio of piperroof to support system. when the function of piperroof is to transfer the release load in the excavation progress, the diameter of piperroof don't influence violently the displacement and internal force of piperroof. Whereas the diameter affect violently the displacement and internal force ,when its function is to bear release load.

The principle of piperroof to transfer the release load is analyzed on base of the elastic foundation beam. It showed that ; in soft ground, the release load is transferred to the support system by the piperroof function. In piperroof –support system, the piperroof is not the crucial factor. The distribution range of release load of ground is determined by the characteristic coefficient of the system.

The analytical expression for design sensitivity analysis of displacement and bending moment are derived with respect to the inertia moment design variable of piperroof. The sensitivity of displacement and bending moment with respect to inertia moment of pipe roof and sensitivity factors are analyzed. It demonstrated that when pipe roof diameter varied from 79mm to 108mm, the displacement and bending moment sensitivity varied violently. When pipe diameter was larger than 108mm, the inner force sensitivity varied less. In the pipe –support system, support condition had more relatively effect to bending moment sensitivity than the ground and the ground condition has more effect to displacement sensitivity than the support.

The research on the properties of shotcrete at early ages is reviewed and the constitutive model of the shotcrete is discussed. A method of FEM is presented for simulation the time-dependent properties of shotcrete.

Based on the concept of piperroof-support system, the 3D analysis model was developed for the insight to the function of piperroof applied in underground engineering in soft ground. The factors of

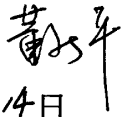
construction procedure, interaction between the piperoof and support , in addition to the the stiffness and strength properties of shotcrete at early ages ,could be taken account in the 3D analysis model. the function is analyzed. It demonstrated that the function of piperoof is implemented by redistribution of the excavation release load in longitudinal and transversal direction, in addition to the grouting.

Key Words: Underground Engineering; Pipe roof; Dual-Parameters Elastic Foundation beam, Fourier Series; Design Sensibility Analysis; DKT Plate.

声 明

本人郑重声明:本论文是在导师的指导下,独立进行研究工作所取得的成果,撰写成博士学位论文“软弱地层中管棚作用机理及管径因素研究”。除论文中已经注明引用的内容外,对论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。本论文中不包含任何未加明确注明的其他个人或集体已经公开发表或未公开发表的成果。

本声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者签名: 
2006 年 3 月 14 日

1 序论

我国东部沿海城市经济快速发展的同时,人口急剧膨胀,而城市基础设施的建设速度远远滞后于城市发展速度,所带来一系列突出问题之一是交通问题,其表现为:道路拥挤、堵塞;机动车行驶速度缓慢;行人过街难;交通事故频发。解决这些问题的有效措施包括:道路交叉口避免平面交汇,以立交桥(地道)形式分离各方向的车流;修建过街道(天桥),使人流、车流分离等。由于过街道与天桥相比具有受气候影响小,不改变既有城市景观等优点,因此,我国很多大城市均相继修建(规划)了很多地下过街通道,以避免“人车抢道”现象。同时,自20世纪90年代,我国地铁建设突飞猛进,城市规划和建设单位面临的地铁车站出入口如何穿越既有城市交通干道的难题越来越多。

我国北京^{[1][2]}、广州、深圳^[3]等城市已经修建了很多地下过街道,暗挖法修建过街道的技术已经基本成熟,同时,近年来,在我国东部长三角地区的常州、杭州等城市,以及福州也已经成功修建了地下过街道。在诸如常州、杭州、福州等我国东部城市,由于地表地层主要是淤泥质粘土、砂质粉土、粉土等,地层软弱,地下水位高,工程影响区域管线密集,道路周围建筑物繁多,从而导致地下通道建设的难度相对较大。

目前,地下通道的修建方法主要有:明挖法、顶管法、浅埋暗挖法、管幕工法等。明挖法施工对城市既有交通干扰太大,扰民严重,给城市居民的出行、生活带来很多不便,管线迁移、保护费用昂贵。矩形顶管法首先在上海地铁陆家嘴车站5#出入口工程中使用^{[4][5]},该工程由两条断面 $3.8\text{m}\times 3.8\text{m}$ 的通道组成,顶管法施工机械化程度高,掘进速度快,对地面环境影响小,但受制于矩形顶管机,对地下通道的断面大小、断面形状等适应能力差。管幕工法是在顶管工法的基础上用小口径顶管机构筑大断面地下空间的施工方法,该工法起源于日本,日本从1982年开始研制,现在基本成熟,该工法具有以下优点:管道可以在没有气压情况下,穿越饱和的砂土和淤泥质粘土,在既有建筑物邻近情况下施工,地表沉降通常可以控制在 20mm 以内。该方法的主要缺点是高精度的顶管机研制或购置费用较高,工程投入大,单位延米造价很高。

因此,对地层条件、通道断面大小和形状、障碍物等适应性较强,而造价相对较低的浅埋暗挖法更适合于我国的城市地下通道建设。

自1987年浅埋暗挖法首先在北京地铁复兴门折返线工程中成功应用以来^[6],该工法在我国南京、广州、深圳、武汉、福州等城市的地铁区间和车站、地下通道、地下停车场等地下空间开发中得到推广和应用,目前,浅埋暗挖法已经成为我国城市地下通道的主要建设方法。

浅埋暗挖法依据采取的主要辅助工法不同,可分为:小导管法、大管棚法、冷冻法、水平旋喷桩法等,小导管法在目前地下工程中应用最为广泛,施作简便,无需专用设备,但一次施作长度短,加固范围受限制^[7];在深圳地铁金益区间过益田路的暗挖段首次将水平旋喷搅拌桩用于暗挖隧道的超前支护和止水加固,水平旋喷桩的主要优点是质量优,效率高,安全可靠,防坍防渗效果好,主要缺点是钻进方向可控性差,桩长受限制,如遇到障碍物难以处理,对地层扰动大^[8]。

其中大管棚法一次施作长度长,采用非开挖技术施工精度高,对地层扰动小,比冷冻法造价低^[9],更适合于应用在上海等东部城市软弱地层条件下的地下通道建设中。

本论文正是在此背景下,针对上海等东南沿海城市的软弱地层,对管棚法修建地下通道中所涉及的主要基础理论问题进行研究。

1.1 管棚法的工程应用及研究综述

1.1.1 管棚法的工程应用

管棚法最早是作为山岭隧道施工的一种辅助方法,在隧道穿越破碎带、松散带、软弱地层、涌水、涌砂地段施工中发挥了重要作用。由于管棚作为隧道顶部和边墙的超前预支护,可有效防止开挖面的坍塌和地层过量变位,为隧道掘进提供了安全保障,且管棚施工快、安全性高、工期短,被认为是隧道施工中解决冒顶的最有效、最合理的辅助措施之一,随后管棚法被推广于城市地铁的暗挖法施工中。

管棚法作为一种重要的辅助工法,在日本、美国及欧洲各国被广泛采用,在我国的山岭隧道,大跨度、大断面隧道,穿越既有建筑物、铁路、公路等对施工沉降有特殊要求的工程,城市浅埋隧道工程中得到大量应用。

在我国,管棚的应用根据应用领域可分以下几种情况:

1 地质条件差的隧道区段

该类工程主要是指隧道进、出口段,断层破碎带,裂隙发育带等,管棚主要用于防止隧道坍塌、塌方或者用于对隧道灾害的治理,如塌方、突泥、突水等^[10-14]。

管棚在山岭隧道应用的实例有:福建杨梅岭隧道进口段^[15],福建官头岭隧道进口段(管棚直径 $\phi 108\text{mm}$)^[16],京九铁路江西赣州段岐岭隧道(管棚直径 $\phi 115\text{mm}$),京珠高速公路洋碰隧道突泥、突水段(管棚直径 $\phi 108$),海南省环岛高速公路青岭隧道采用管棚进行(管棚直径 $\phi 127$)塌方处理。内昆线某隧道“4.20”大塌方中应用大管棚处理成功,在该工程中,管棚直径 89mm ,长 16m ,环向间距 40cm ,管棚中注入水泥~水玻璃双液浆。

赵西民(1995)^[17]介绍了在软弱岩层中开挖隧道,利用钻孔台车施作大管棚超前支护,在其保护下的施工情况,该工程中,管棚直径 108mm ,管棚中注入水泥~水玻璃双液浆。

在东秦岭隧道进口段采用台车打设大管棚进行超前预注浆^[18],管棚直径 90mm ,长度 9m ,管棚间距 0.4m ,管壁钻4排梅花型布置注浆孔,孔径 16mm ,孔距 25cm ,管尾 50cm 作为止浆段,注浆终压 $0.6\sim 3\text{MPa}$,浆材选用水泥~水玻璃双液浆。

2 隧道结构特殊,如大跨度、大断面隧道^{[19][20]}。

该类工程实例主要有:地铁车站工程如北京王府井地铁车站、北京东单车站、北京地铁大北窑车站等;地铁区间大跨段如广州地铁二号线纪纪区间、南京地铁一号线南京站~东井亭区间隧道渡线段等;大跨度公路、铁路隧道。

广州地铁二号线纪纪区间大跨段^[21],由隧道左线、右线、存车线3线构成,开挖跨度达 21.6m ,双侧壁导坑法施工,开挖高度 14.2m ,拱部最小埋深 13.5m ,开挖面积 253.7m^2 。辅助工法采用内外双层 $\phi 108$ 管棚,管棚内设钢筋骨架,注425#普通硅酸盐水泥。

南京地铁一号线南京站~东井亭区间隧道渡线段中^[22],左线K14+376.67~14+387.92段全断面施作 $\phi 108$ 、长 13m 的管棚支护,右线全断面施作 $\phi 159$ 、长 30m 的管棚支护。

北京地铁西单车站^[23]主体工程为三拱两柱双层结构,岛式站台。开挖高度 13.5m ,跨度 26.14m ,开挖断面 340m^2 ,覆土厚 6m 。车站采用眼镜法施工,为控制地表下沉,

采用长度18m、直径 $\phi 115\text{mm}$ 的管棚,管棚间距25~33cm,钻进工艺采用套管插入式、直接钻入式以及长行程钻进式。

大阁山公路隧道为双向四车道单洞拱形结构^[24],隧道最大开挖宽度21.04m,开挖高度11.5m,衬砌后净跨18m。本工程管棚外径 $\phi 89\text{mm}$,环距40cm,注纯水泥浆液。

王暖堂(2002)^[25]通过对北京地铁复八线王府井~东单区间隧道工程的施工实践,对松散含水地质条件下的大跨度复杂洞群浅埋暗挖施工技术进行了总结和分析,提出了施工方案的5条优选原则,给出了超前开挖支护,洞群系统开挖支护的具体操作步骤和参数。

3对施工沉降有特殊要求的工程,如隧道穿越既有建筑物、铁路、公路等^[26~27]

该类典型工程有:渝怀铁路武隆隧道,北京通惠河南岸污水干线工程70#~71#穿越京包铁路高填土路基段,杭州市西区水厂输水隧道工程等。

武隆隧道^[28]出口穿越汇邦制药厂楼房段,为保证楼房的安全,必须对侵入隧道内的桩基进行托换处理,施工中采取了“一次性施作36m长单向双层大管棚”的施工方案。采用一次性钻孔施工方法,孔深36m。管棚为 $\phi 89$ (壁厚6mm)无缝钢管,环向间距和层间距都为40cm,注浆采用单液水泥浆。双层大管棚托换法综合施工技术在武隆隧道出口穿越楼房段施工中得到较好运用,取得了良好的效果。地表沉降控制在20mm以内,洞内水平收敛及洞顶沉降最大20mm,楼房位移总量小于10mm,汇邦制药厂地表楼房等安然无恙。

北京通惠河南岸污水干线工程70#~71#穿越京包铁路高填土路基段^[29],隧道采用双孔大断面并联拱型,施工以浅埋暗挖为主要工法,并辅以管井、砂井组合降水,管棚以及小导管超前注浆加固等主要辅助工法以抑制铁路路基沉降,管棚采用 $\phi 219$ 钢管,壁厚6mm,管棚中心间距40cm,长度40m。沿拱部一字型布置,钻机采用地质矿产部勘探技术研究所GBS-10型高压射流水平钻机,该钻机在钻孔施工过程中,有一套精度较高、较完善的监测导向系统;设备本身带有一套较为先进的孔位偏差纠正和控制装置,使管棚施工的精度质量能够得到可靠保证。

杭州市西区水厂输水隧道工程穿越微杭公路段,隧道埋深4m,采用 $\phi 115$ 管棚,管棚长度20~22m,

在高速公路不中断的情况下,太原市五龙口大街下穿东山过境高速公路地道桥顶推施工时^[30],利用管棚支护加固路堤,该工程中采用直径108mm,壁厚8mm的无缝钢管,间距250mm,长15m,施工采用KD-3水平钻机,主体结构采用预制地道桥箱体(箱体为3孔7m、16m、7m连续框架结构)。

4城市浅埋隧道工程,如过街通道,地铁区间隧道工程。

采用管棚预支护的城市浅埋隧道工程实例有:南京地铁南北线一期珠江路站~鼓楼站区间隧道软流塑段^[31],福州市五一路过街道工程^[32]、北京前门地下人行通道广州地铁杨体区间过林河村段^[33]等。

深圳地铁八百城东~华侨城区间隧道穿越小沙河采取降水、地表注浆加固、小导管深孔注浆、大管棚、临时仰拱、钢筋格栅喷射混凝土初期支护等技术措施,大管棚采用108mm,长度32m,管棚间距35cm,布置范围为拱部 150° ,管棚中间加3根 $\phi 16$ 钢筋以增加管棚的刚度。

南京地铁南北线一期工程珠江路站~鼓楼站区间隧道为双洞单线^[34],矿山法施工,部分地段为软~流塑、硬~可塑状粉质粘土和淤泥质粉质粘土。土层压缩性高,灵敏性高,强度低,易产生蠕动现象。为了稳定掌子面和控制掌子面前方沉降,采用 $\phi 108$ 大管棚,壁厚6mm,环向间距40cm,沿拱顶 150° 范围内布设,管棚长40m,注浆采用水泥~水玻璃双液浆。

福新路人行地下道^[32]位于福州市中心的五一路和福新路交叉口,五一路是福州

市交通主干道,地面行车多,交通繁忙。暗挖隧道穿越五一路路面下方,暗挖隧道长26.7m,开挖断面净空为 $8 \times 4.9\text{m}$,CRD工法施工。隧道覆盖层厚为1.26~1.34m。隧道采用复合式衬砌,初期支护为大管棚加固+小导管周边预注浆+格栅钢架喷混凝土,铺防水板,二衬采用防水混凝土。在地表3.5m以下为流塑状淤泥质地层,对隧道施工影响很大,长管棚采用 $\phi 108$ 热轧无缝钢管,长度27m,环向间距50cm,与开挖轮廓线间距为0.3m。通道施工引起的地表沉降在30mm以内。

北京前门地下人行通道,埋深0.8m,工程采用的管棚直径 $\phi 114\text{mm}$,管棚长度15m。

以上主要是我国大陆管棚法的应用情况,我国港台地区以及国外应用管棚辅助工法的工程实例也很多。

韩国仁川市地铁工程某段必须穿越8车道高等级高速公路——汉城~仁川公路,为此采用Terra公司的夯管锤进行大管棚施工,管棚直径 $\phi 815\text{mm}$,壁厚16mm,共26根,长度45m,在管棚保护下开挖断面 $14.2\text{m} \times 5\text{m}$ 的隧道工程。

德国承建商POTSCH公司在一段穿越铁路的立交桥工程中采用“管棚支护法”,用TRACTO-TECHNIK公司的夯管锤将44根 $\phi 1.22\text{m}$,壁厚22mm的钢管夯压进去,管棚互相邻接,在路堤下形成圆形支护。

比利时Antwerp^[34]城市中心区采用管棚法施工地铁车站,地铁车站位于既有铁路车站建筑物下面,为防止地铁车站施工导致的地表沉降影响既有建筑稳定,采用先施作管棚,再作地铁车站结构的方法。管棚中间作钢筋笼并灌浆。

Musser,K(1987)^[35]等介绍了某工程的管棚施工情况,在此工程中为稳定掌子面,保证喷射混凝土达到足够强度前支撑较大的开挖面,在隧道外周布置管,然后利用这些管向地层注入高压水泥浆液,形成1~3foot直径的桩体,在这些40~50foot长度的管棚保护下,进行隧道开挖。

Buti(1987)等^[36]介绍了日本在铁路线下修筑结构的一些非明挖法,这种方法对于铁路既有线基本没有影响,包括:NNCB-method(管棚传统上是作为临时支撑,而现在是作为永久支护结构);预应力混凝土棚法(prestressed concrete roof法)。

意大利Alps山一个考古场下开挖双孔12m宽,10m高隧道^[37],该工程穿越承压水层,为解决该工程难题,采用施作12m长管棚对隧道断面上部7.5m进行加固。

Poma, Antonio(1994)^[38]为完成S. Vitale铁路隧道(隧道长4164.5m),对各种开挖方法进行了分析,尤其对全断面开挖方法(预裂和玻璃纤维管棚法作为辅助工法)的设计和实施过程进行了评价,作者提出了采用反分析的预裂结构试验和应用玻璃纤维管棚的结构试验,

Coller, Philip J (1994)等^[39]对管幕工法进行了总结,认为利用微型隧道施工地下工程已经有很多年,这种技术主要用在既有结构下方,采用明挖法或传统隧道技术要么不可能,要么造价太昂贵,第一个管幕工法采用Iseki装备,利用微型隧道施工技术于1971年完成,随后在日本有很多工程,而后是新加坡和香港,共有12个工程,在当时日本和马来西亚有工程正在施作,同时也介绍了Iseki Unclemole顶管机在硬岩中施工当时世界上最大的管幕工程。

台北某地下通道位于繁忙道路下面^{[40][41]},岩土方面问题备受关注,该工程管棚采用防水型,管与管之间相互搭接,管棚施工采用顶管法,为便于顶管实施和随后的开挖过程,在管棚实施前,进行了广泛的地层注浆,在施工中,对地层进行了全面监测,总体上施工非常成功。

Evert Hoek (2001)^[42]对挤压性围岩隧道掌子面预加固措施进行了探讨,支护设计包括直径75~114mm的管棚,长12m左右,搭接长度4m左右,在管棚中间打设注浆玻璃纤维锚杆。

Dou, Huaren(2003)等^[43]介绍了香港一个车辆地下通道, 该通道从繁忙的高速公路下穿过, 高 6.2m, 宽 15m, 长 40m 左右, 隧道开挖的临时支护是水平管棚形成的弧形拱, 管棚采用夯管法施工, 管棚由设在岩石或混凝土上的钢梁支撑。土-结构的相互作用采用 2D FLAC 进行了模拟, 监测结果和地表沉降预测进行了比较, 表明就地层位移而言, 二者比较一致,

Javorova Kosa 和 Pod Vugles^[44]两座隧道的地质结构和岩土特征非常特别, 采用新奥法施工, 在这两个隧道施工时, 均采用管棚作为主要的辅助工法。

当前, 世界范围内管棚应用的主要趋势是管棚大型化(管幕工法的推广)和小直径管棚非开挖技术施工。

我国第一个采用管幕工法的隧道在我国上海已经施工完成。国内的主要趋势是采用非开挖技术施工小直径管棚, 已经有多个城市采用非开挖技术施作管棚, 如: 杭州、北京、沈阳等。

在北京地铁5号线蒲黄榆车站工程^[45], 采用水平定向钻施工长146m、直径108mm的管棚, 管棚横向间距30cm, 该车站为国内首次采用单跨(跨度超过22m)单柱结构, 隧道覆土6~7m, 车站顶部为蒲黄榆路, 在管棚正式施工前, 进行了现场试验, 钻机采用威猛公司的PL8000。

管棚法在高水位、软土城市地下工程中应用带来新的课题, 主要是管棚钻进中的方向控制问题以及在高地下水位条件下的水土流失问题, 非开挖技术的飞速发展和广泛推广, 为这些问题的解决提供了很好的基础, 目前国内外管棚法的趋势是采用方向可控、适用范围广、对地层扰动小的非开挖机具施工管棚。

非开挖技术(非开挖地下管线敷设施工技术)(简称非开挖铺管技术)是指利用岩土钻掘、定向控制等技术手段, 在地表不挖槽和地层结构破坏极小的情况下, 对诸如供水、煤气、天然气、污水、电信电缆等公用管线进行铺设的施工技术。顶管法和水平钻进法是传统的非开挖地下管线施工法, 20 世纪 70 年代以来, 为适应经济发展的需要, 陆续出现了新的各种非开挖地下管线施工方法, 这些方法的特点如下: 引入了管线轨迹的测量和控制技术, 可在复杂地层(如在地下水位以下, 含卵砾石的地层和硬岩地层)中施工, 大大提高了铺管的能力和应用范围, 可应用于范围更广的铺管直径、长度以及精度要求; 可以在原位更换和修复现有的地下管线, 高效而成本低。非开挖施工工法主要分三类: 管线铺设, 管线更新(爆管法, 吃管法), 管线修复(内衬法, 局部修复法)^[46]。

管线敷设方法, 主要有: 气动矛法、夯管法、水平定向钻和导向钻、顶管法等。顶管法首先在 20 世纪 70 年代诞生于日本, 目前, 日本在该领域居于世界主导地位, 定向钻和导向钻于 20 世纪 70 年初在美国首先获得使用, 非开挖技术的重大发展始于 50 年代, 在发达国家已经成为新兴的产业(机械制造业和工程承包业)^{[47]~[50]}。

国内大陆地区目前施作管棚采用的非开挖方法主要是夯管法。夯管法主要用于为新铺管道、缆线或导管而铺设导管。它使用压力锤打在一根通常开口的管道上成孔, 这是一种无法控制方向精度的工法。钢管夯入后, 土芯可用螺旋钻杆、高压水射流或压缩空气将其由开口套管排出。夯管法的安装长度通常很短(平均不到 50 米), 由于其他材料的管道无法承受冲击锤产生的冲击力, 所以夯管法铺设的套管一般是钢管。夯管法经常用于横穿铁路、公路和水路, 这是由于该工法直到钢管夯入后才会排出土壤, 因此不会造成地表沉降。同时由于管壁很薄, 因此挤开的土体和地表的隆起也很小。钢管安装到位后, 既可直接使用, 也可以作为其他管线的导管。

水平定向钻的施工一般分钻导向孔、扩孔、管线回拖等三步^[51], 在近些年得到迅速发展, 在结构上和性能上已日趋完善, 并形成了品种和规格较为齐全系列。

顶管施工就是借助于主顶油缸以及管道间中继站等的推力,把工具管或掘进机从工作坑穿过土层一直推到接收井吊起,与此同时,把紧随工具管或掘进机的管道埋设在两坑之间,顶管的分类很多,按照顶管口径可分为大口径(2000mm以上),中口径(1200mm-1800mm)小口径(500-1000mm)以及微型顶管(400mm以下)。对于小口径顶管和微型顶管按照掘进方法和排土方式可分为:压入式、先导式、空心钻、土压平衡式和螺旋钻进式。非开挖施工技术已经基本成熟,世界上著名的的钻机生产商有BOHRTC、HERRENKNECHT、IHC、ISEKI、LOVAT MIS、ROBBINS、TAUBER、CASE、VEERMER等。

1.1.2 浅埋暗挖法支护体系分析模型研究

自从新奥法在全世界地下工程大规模推广以来,与之对应的设计方法是工程类比法,设计宗旨是信息反馈法,该方法是以既有工程实例和设计人员既有经验作为初步设计基础,对于支护体系的力学模型研究相对薄弱,对该领域的研究也不为人们所重视,这种结果造成在某些工程中,或者浪费,或者不安全。最近,尤其是在国外,地下工程喷射混凝土支护体系的定量分析和设计方法的研究正在开始,开始对喷射混凝土支护体系的受力、变形特征进行深入研究。

铁道部科学研究院铁建所(1987)^[52]针对北京地铁复兴门折返线工程,对网构钢架进行了结构受力试验,结果显示,网构钢架基本受压,对支护结构受力有利,且这种拱架比工字钢拱架受力性能好,轻便,用钢量小,建议推广使用。

西南交通大学(1990)^[53]针对金川地下坑道工程,采用室内小比例模型试验对格栅的受力进行了模拟。

Pan,Yii-Wen,Huang Zeng-Lin(1994)^[54]提出一个粘弹性模型以模拟在粘弹性岩体中圆形隧道的隧道~支护的相互作用,该模型可以考虑支护与时间相关的刚度和屈服应变,该模型可以分析支护随时间相关特性对隧道收敛、支护压力、隧道支护相互作用等的影响,参数分析表明,支护的随时间相关刚度特性对于支护压力、隧道收敛等影响很大。

S.V.L.Barrett (1995)^[55]试图提出一种解析法,以更深入了解块状岩层中喷射混凝土的失稳机理,作者提出了4个喷射混凝土失稳模型,这些模型假设混凝土的承载力是由其假设的四种机理中的某一项起主导作用:粘结力丧失、直剪破坏、弯曲破坏、冲剪破坏。

M.Verman,B.Singh(1995)等^[56]根据在印度几个隧道中获得的量测数据,提出了经验方法用来确定隧道支护体系的反应曲线,支护体系采用钢拱架~回填体系,对三类回填材料:混凝土、隧道渣石、砾石,可得到确定其刚度的表达式,这些表达式表明,钢拱架~回填体系表现为非线性,而非通常假设的线性,尽管回填材料不是主要的承载体,但对支护体系在压力作用下的特性影响很大。混凝土回填材料的刚度最大,在中等挤压和高度挤压围岩中,隧道渣石、砾石材料的柔韧性更好些。

Meschke G ,Kropik C, Mang H.A(1996)^[57]针对由 Meschke 提出的用于喷射混凝土的3D粘塑性模型,就该模型的参数识别、验证以及选择问题进行了研究,通过对喷射混凝土试样的短期和徐变试验的再分析对该粘塑性模型进行评价,在对某新奥法施工的单线隧道的3D模拟中,采用了该模型,并和原位监测以及数值分析结果进

行了对比。

P.P.Oreste 和 D.Pella(1997)^[58]提出了一个模型可以考虑喷射混凝土逐渐硬化过程,喷射混凝土的逐渐硬化特性对于地层位移和支护应力分布影响很大,该模型可以提供收敛~约束法中的支护反映曲线。

Ding,Yining ,Kusterle Wolfgang(1999)^[59]利用平板试验对钢纤维混凝土和网喷射混凝土的早期特性进行了对比研究,主要研究的时间区段为混凝土喷射后的 10h 到 48h,通过该组试验,获得了钢纤维喷射混凝土和网喷射混凝土的早期强度和变形特性。

Sercombe 等 (2000)^[60]从喷射混凝土早期阶段热~化学物理耦合本构模型出发,对徐变和粘性流动进行了重新分析,在紧密相互作用多孔介质模型框架内,徐变通过两种基理进行模拟:宏观孔隙中压力导致的水迁移和水泥胶凝体中的微观孔隙中的释放基理。这两种基理均导致老化效应,进而对混凝土徐变和粘性流动产生影响。对于第一个徐变基理,老化效应来源于化学物理耦合,对于第二个徐变基理,长期老化效应是导致微观孔隙中微观预应力释放的因素。在模型形成后,作者讨论了如何从徐变试验中识别出模型参数。并将该材料模型应用在采用新奥法施工的隧道的结构分析中,2D 分析表明,混凝土徐变对于喷射混凝土~土复合结构的影响很大。

Stacey T.R,Ortlepp W.D(2001)^[61]从 1993 年到 1998 年,在南非进行了一系列混凝土动态试验,利用重物跌落在喷射混凝土试样上模拟实际条件,主要用于岩爆模拟。

Christian Hellmich, Herbert Mang (2002)^[62]提出了一种杂交方法,用来分析用于挤压性围岩隧道的分段喷射混凝土,这种杂交方法把现场量测结果和喷射混凝土材料的热~物理化学材料模型结合了起来,并在 Semmering 导洞中应用了该方法。

P.P.Oreste (2002)^[63]开发了一个简化计算程序,可计算衬砌内的三维应力状态,该程序可考虑结构厚度不均匀的情况。作者认为隧道纵向应力在某些情况下对于衬砌的应力状态影响很大。出现这种情形的一个典型情况是沿着隧道纵轴结构厚度不规则,例如,当预支护叠放在已经修建好的支护上,这种不规则应力的产生主要是由于相邻衬砌段间横向刚度差异所导致,

Clayton C.R.I 等(2002)^[64]对影响埋置在喷射混凝土支护中应力传感器的监测效果的主要因素进行了分析,主要通过监测数据、模拟和效核试验进行该方面研究,认为,只有将埋设效应、温度变化、收缩和随后弯曲等因素考虑进去,应力传感器才可以提供出混凝土中合理应力结果。

赵成刚,刘素华(2003)^[65]用壳体理论分析了喷射混凝土的柔性特征,认为,喷射混凝土支护喷层结构符合壳体结构特征,可以采用壳体理论进行分析,得到了支护柔度与洞室半径、喷层厚度之间的关系,给出了支护结构径向位移的计算公式,论证了支护柔度与围岩形变压力的关系,从控制围岩变形方面,探讨了支护结构对保持围岩稳定性的机理。

R.Lackner ,H.A.Mang(2003)^[66]提出了一种材料模型用来模拟喷射混凝土的裂缝产生和扩散情况,用断裂能概念对模型进行了验证,该模型可考虑混凝土早期开裂以及混凝土与钢筋之间的相互作用,作者将此模型应用到位于奥地利 lower 的 Sieberg 隧道喷射混凝土的数值模拟中。

Kalman Kovari (2003)^[67]对喷射混凝土的历史、现状以及喷射混凝土的理论和进行了综述。喷射混凝土第一次应用于 1803 年法国的 TRONQUOY 隧道,这是

首次在困难地层条件下实现了大断面隧道开挖,在 19 世纪下半叶,开始力求计算木材和永久衬砌上的荷载,在 20 世纪 50 年代,技术创新、对喷射混凝土作用模式认识的深入以及经济因素促使喷射混凝土得到全面推广。

John,Max 等(2003)^[68]对喷射混凝土早期特性进行了研究,认为如果混凝土早期阶段承受荷载,混凝土会发生徐变,会反过来导致应力释放。2D FEM 计算,主要应用的是弹性模量,作者通过参数研究,表明混凝土弹性模量主要取决于混凝土混合物和地层特性,早期混凝土的模量在 1GPa 到 7GPa 之间,但硬化后的混凝土模量取 15GPa 更合适。

Konishi,Shiniji(2003)等^[69]报道,2002 年 3 月,日本在对几个地下工程设计和施工经验的调查和分析基础之上,建立了一个喷射混凝土设计标准,以满足日本城市地区,喷射混凝土隧道越来越多,但还没有成熟设计标准的要求。

从既有研究可以看出,沿着隧道纵向刚度的变化,对于支护体系的应力和位移分布影响很大。从施工工序看,在掌子面附近区域,尤其对于喷射混凝土而言,土体与喷射混凝土,早期支护混凝土与后期混凝土之间刚度差异很大,因此,对于支护结构和管棚组成的体系应力分析应考虑支护体系的刚度变化特性。

而目前对于喷射混凝土的计算模型刚刚开始,既有的计算模型考虑因素较多,参数多,计算复杂,距离实用阶段尚远,对于支护结构和管棚支护体系而言,主要考虑其宏观力学特性,因此,拟主要依据喷射混凝土的实验资料,提出简化计算模型,以考虑喷射混凝土在掌子面距离附近强度和刚度逐渐增大的特点,以满足在开挖阶段掌子面附近的三维力学特性应力分析的要求。

1.1.3 管棚的计算理论和分析方法

1 管棚计算分析模型

目前,对于管棚机理的认识除了同济大学周顺华教授提出的“棚架效应”以外,对于管棚的机理认识主要是将管棚作为对土体(围岩)加固或承受上部荷载构件来考虑,与此对应的管棚分析模型,主要有两类:

1) 管棚加固土体(围岩)模型^[70]。在该类中,一种方法是采用锚固体理论将管棚用提高支护结构周围土体(岩体)参数(主要是弹性模量)的方法来近似模拟,该模型计算简单,可以将管棚本身以及管棚注浆后形成的注浆体对土体(围岩)的加固效果近似反映,但土体(围岩)特性提高程度如何?则主要是分析者依据经验近似估计,对于该方法如何验证也缺乏有效的评价方法和标准。另一种方法类似于在地下结构分析中对锚杆的处理,用实体单元模拟土体,管棚对土体的加固作用用梁(杆)单元模拟。

Chungsik Yoo,Hyun-Kang Shin (2003)^[71]对采用管棚加固后的掌子面的稳定性利用小比例模型试验和三维数值模拟手段进行了研究,重点是研究加固参数对掌子面位移特性的影响,研究表明,管棚加固后不仅可以有效减小掌子面变形,也可有效降低地表沉降。

C.W.W.Ng,G.T.K.Lee (2003)^[72]对用于隧道掌子面加固土钉的轴向刚度进行了系统的参数研究,主要采用弹塑性耦合固结有限元,研究认为提高土钉轴向刚度,掌子面的稳定性也可提高,对于给定的土钉密度,存在一个最优的轴向刚度。作者

认为土钉在隧道开挖时可降低应力释放率、产生屈服的土体量以及超孔隙水压力的产生。

杨晓杰, 邓飞皇等(2004)^[73]对广州地铁体育西路站双线交汇处暗挖段放坡支护引起的稳定性问题, 采用FLAC程序对土层注浆、管棚超前支护和喷锚支护等方案施工引起的力学行为进行了分析, 在模拟中, 土体采用实体单元, 破坏准则采用摩尔-库仑模型, 管棚采用管单元进行模拟, 作者认为, 管棚由于承担了隧道上部一号线的重力荷载阻止了周围岩体的沉降倾斜变形。

许三平(2004)^[74]利用ANSYS对广深市郊客运线下穿广深高速公路工程顶管法施工管棚进行非线性分析, 对管棚周围600mm内土体采用实体单元(DP材料)模拟, 管棚按梁单元进行模拟, 对管棚中间C20水泥砂浆作用则采用等效刚度原则进行换算。

在这类方法中, 由于单元划分精度的要求, 体系总体模型的单元总数和节点数很大, 建立模型需耗费大量时间, 模型求解时间长, 土体单元与梁单元之间的位移协调问题如何处理也比较困难, 且计算结果的可靠性即使对于成熟商业软件, 也需要分析者自己验证, 同时, 对计算结果规律性的把握上比较困难。该类模型的优点是考虑多种因素, 尤其是管棚对土体的加固作用。

2) 荷载-梁模型。该类模型是将管棚作为单根梁来处理, 该类模型是当前管棚计算中的主要计算模型。在该类模型中, 根据是否考虑土体的作用可以分为两种, 第一种是不考虑土体的作用, 将管棚视作两端固定的梁。

Goto, Yoshiaki 等(1984)^[75]认为管幕技术主要起支撑和保护作用, 钢管之间连锁接头在全长将钢管连接, 通过接头, 荷载可以传递到邻近的接头上, 作者就接头对荷载的重分布作了理论研究, 以提出这种结构的设计方法。

Goto, Yoshiaki 等(1984)^[76]对管幕工法钢管之间接头的荷载分布情况进行了现场测试, 该工程采用管幕工法施工日本国铁Tohoku主干线下的一个地下通道, 施工时进行了详细的原位测试, 原位测试包括两个内容: 量测钢管在静荷载和移动荷载下的应变和位移, 以验证结构分析的精确度; 量测自由振动下的振动频率和阻尼比, 以获得结构动力特性的基础数据。

Okawa, Takashi 等(1985)^[77]认为浅埋隧道的地表沉陷是地下工程开挖中的一个重要问题, 而管幕可有效抑制这种沉降。在管棚设计时, 考虑位移非常重要, 作者通过量测管棚位移结合管幕实际效果, 认为在支护区, 管幕和支护一起工作, 而在非支护区, 管幕可以抑制地层的位移。

Goto, Yoshiaki 等(1985)^[78]介绍了管幕工法的开发情况, 并提出了设计方法。由于管幕之间相互连接, 作者认为传统的幕结构作为单个的不连接梁设计, 是不经济的, 作者在理论分析方法基础上, 提出了设计方法。

吴维(1993)^[79]对我国90年代初期以前的一些应用管棚的工程进行了总结, 提出管棚按直径(管径89mm~159mm, 长度大于6m, 为大管棚, 管径30mm~50mm, 长度小于6m, 为短管棚)和是否注浆进行分类, 并依据梁理论对管棚的主要设计参数(钢管直径、长度、间距、仰角、水平搭接长度、钢架间距等)提出了一些建议。

张川, 杨春满, 左永江(2000)^[80]通过对管棚的几何关系和承受的地压分析, 对管棚的受力状态假定在巷道掘进过程中管棚两端始终固定, 管棚视作承受均布荷载的两端固定梁结构, 对不同工程条件和地质条件下的管棚长度、管径、间距、仰

角和掘进步距等施工参数进行了计算。

叶超明(2001)^[81]结合拾荷隧道下穿广梅汕铁路段的设计和施工,对长管棚的受力作了简要的理论分析,他认为长管棚的注浆主要是加固围岩的整体性和稳定性,在施工中起到减震抗压的作用,在纵向,长管棚与闭合拱架结合,形成了小跨度的短梁,跨度不超过 1m,长管棚和支护结构类似悬臂梁或简支梁抵抗围岩压力,防治围岩坍塌。

以上梁荷载~结构模型中,不考虑梁下部支护结构和土体特性的影响以及下部结构和管棚的相互作用,显然,与当前工程实际施作过程差别太大,因为,在隧道施工过程中,管棚作用的体现主要开挖阶段,而此时管棚受下部支护和土体的约束,其内力和变形是与支护结构和土体相关联的,因此,忽略管棚与支护和土体相互作用的模型所得结果是与实际不相符的。

为改进此模型的缺陷,梁荷载-结构模型中的另一方法是考虑管棚下土体的支撑作用,将管棚视作埋置在土层中的管,主要计算理论为弹性地基梁理论。该类方法相比较不考虑管棚下土体作用的计算模型更合理一些。

常舫东(1999)^[82]在总结现场监测资料和前人计算模型基础上,对管棚机理进行了研究,提出了管棚受力荷载确定方法:在假定地面水平且没有建筑物时,可根据隧道的埋置深度与隧道断面高度的关心来确定,当隧道埋置深度小于 2.0D 时,认为管棚上面的围岩全部作用在管棚上,当隧道埋置深度大于 2.0d 时,隧道垂直应力预隧道上方围岩埋置深度 h 无关,只与隧道上方围岩的坍塌高度 h 有关。对于管棚的受力机理则采用弹性地基梁模型,作者认为,弹性地基梁模型能够较好的模拟隧道开挖条件下的管棚受力特性:即管棚与格栅拱架相连端看做是有一定垂直位移的固定端,而在掌子面上方、前方围岩中的管棚看做是弹性地基梁的力学模型。在管棚超前预支护作用下,隧道的开挖过程等价于管棚与隧道洞室及围岩相互作用的力学模型的不断移动,因此,隧道开挖过程的分析重点是力学模型的分析。

但该模型仍没有跳出管棚承载机理的框架,最终目的仍然是把管棚作为承载构件计算其受力和承载特征,根据其强度和变形检算作为对管棚选择的主要依据。在埋深较大的山岭隧道中,该模型分析重点是如何考虑管棚上部岩体荷载。

但这种思路和隧道工程界的实际现状明显不符合,按照这种思路,则必然管棚直径越大,地层变形越小,对管棚功能的发挥越有利。而实际的工程做法却是管棚直径尽管五花八门,但主要是小直径的管棚,主要为 108mm,且大量工程实践经验表明,管棚功能发挥的好坏没有和管径大小有非常明显的关系,这也是国内铁路部门的一些专家提倡小直径管棚的主要原因。

同时,由于管棚承载模型的概念束缚,该模型中的典型通病是不能够充分考虑管棚与周围条件的相互作用和相互关系,既有相关的研究表明,埋置于土体中的钢管与周围土体的相互作用对于钢管内力的影响很显著。例如,在一些埋置在土中管线项目中,一些学者就结构与周围土体刚度差异对管内应力分布的影响做了一些研究。

K.J.L Stone,T.A.Newson(2002)^[83]采用离心试验进行了一系列试验,调查埋置结构单元变形的原因,并着重对拱效应进行了研究,埋置于土中的结构与周围土层刚度的差异,在结构周围形成了局部土拱,土拱形成程度取决于结构与周围土层的相对刚度,

M.Hachiya, Y.Inoue, J.Tohda(2002)^[84]进行了一系列模型试验调查管线在不

同地层位移情况下的响应情况,试验得到了详细的沿着管线轴线的土压力分布数据和管线在不同地层位移条件下的非线性变化情况,试验结果也和建立在弹性地基梁理论基础上的日本设计规范的预测作了对比,证实规范的梁理论假设与实际不符,且没有考虑土-管的相互作用。

R.Popescu,R.Philips,I.Konuk,P.Guo,A.Nobahar (2002)^[85]进行了一系列 1:1 比例管~土相互作用试验,包括对埋置于土中的刚性管加载侧向和轴向荷载,对柔性管加载弯矩荷载,对多种地层进行了重复试验,包括软到硬的粘土,松散到密实的砂土等,并用 FEM 模型对试验结果进行了比较。

2 变基床系数弹性地基梁的求解方法

管棚弹性地基梁模型的主要优点是可以考虑管棚与周围土体(支撑条件)的相互作用和相互关系,当不考虑施工阶段时,为连续基床系数弹性地基梁,主要求解方法有:初参数法,链杆法和数值方法^{[86][87]};当考虑施工阶段时,则为非连续弹性地基梁,对于该类问题,解析法主要有级数法和初参数法,若采用初参数法,则必须对梁分段,以使每段内荷载、材料、几何都是连续的,在各段内分别应用初参数法并依据分段处变形协调和内力相等条件求解不同的方程组,该法的主要缺点是对不同区段,要使用不同的表达式,不方便应用,同时,表达式构成复杂。级数法可得到沿梁全长的统一位移表达式,而且,位移表达式主要由三角函数等初等函数构成,微分和积分运算方便。

严宗达,卜小明(1991)^[88]采用级数法对 Winkler 地基以及无拉力 Winkler 地基上结构物(梁、板)计算进行了推导,结果表明该方法非常有效和适用。

由于解析法推导过程繁琐,运算复杂,耗时较多,因此,对于变基床系数弹性地基梁问题的主要求解方法是数值方法(有限元法)。有限元法的主要优点是可以利用成熟的商业软件,也可以自己编制专用程序,可以考虑复杂的边界条件、荷载以及各种非线性问题。

M.S.Kaschievt, K. Mikhajlov (1995)^[89]采用 Newton 迭代法和有限法为基础提出了一种数值方法分析无张拉弹性地基上直梁的变形,且可获得脱离区以及梁的弯矩、剪力等。

X.W. Chen, T.X. Yu (2000)^[90]采用数值方法对弹塑性地基下承受集中荷载梁在各种条件下的破坏机理进行了深入研究,并对地基特征对体系的影响进行了探讨。

1.1.4 管棚与支护体系共同作用研究

对管棚机理的最新认识是将管棚和支护作为一个体系,共同承受上部土体(围岩)荷载以及附加荷载。

周顺华(2004)^{[91][92]}针对目前国内工程界对软弱地层中隧道施工应采用大直径管棚还是小直径管棚的争议,以杭州解放路隧道原位观测和室内土工离心模拟试验为基础,分析了管棚的工作机理,提出了隧道拱部形成“棚”和“架”的条件,根据棚架体系观点,提出了管棚主要起加固围岩并扩散围岩压力的作用,同时能减少开挖释放应力。并根据管棚的直径将管棚法分为三大类:小管棚体系、中管棚体系和大管棚体系,进而提出了各自对应的设计和施工参数。

同济大学(2004)^[93]初步建立了棚架体系的有限元模型,在该模型中,支护结构和管棚用梁单元模拟,支护与管棚之间用受压杆模拟二者接触,利用该模型针对特定工程的开挖完成阶段和在二次衬砌施作前的拆撑阶段棚架体系的受力和变形情况进行了分析。

章立峰(2004)^[94]在分析软弱地层中修建隧道时,采用管棚法和格栅拱架组合的棚架体系特征基础上,明确了棚架效应的参数,对目前国内外城市地铁浅埋暗挖隧道中应用较多的管棚法的棚架效应进行了土工离心试验和有限元分析,在此基础上,对棚架效应进行了总结。

1.2 课题背景

课题来源于上海市技术委员会。2003年9月,同济大学承担了上海市M8线中兴路地铁站4号出入口通道工程管棚法施工的配套技术研究。

当前上海城市建设迫切需要出现新的施工工法,而管棚法是其中比较有前景的工法,尽管管棚法在国内外已经得到大量应用,应用于不同地质条件、埋深、结构跨度,结构类型的工程实例非常丰富,大管棚应用于工程的目的也不尽相同,但对管棚法相关理论研究比较少,目前管棚设计和施工基本是凭经验确定,随意性大,特别是,国内外对于管棚直径应采用大直径还是小直径争议很大,国内大量采用的是直径108mm管棚,而起源于日本,在日本、香港、新加坡等地得到推广和应用的管幕工法,管棚直径多在1m以上。我国的管棚工法与日本的管幕工法,在设计理念、结构类型、施工机具、施工方法、施工工艺等完全不同,工程造价相差悬殊,因此开展本项课题的研究,加深对管棚作用机理的认识,可以为管棚量化分析和设计提供理论依据,具有良好的工程应用价值,同时本课题所涉及的管棚和支护、地层体系共同作用问题等,也具有较高的学术价值。

1.3 研究思路 and 主要研究内容

本论文主要立足于周顺华教授提出的棚架效应理念,进行软弱地层管棚法施工中管棚作用机理研究。管棚与格栅支护体系在整个施工过程中,其体系构成是一个动态变化过程,因此,本论文将着重于建立比较符合施工实际情况的体系计算模型,并用来对不同施工阶段的体系进行深入分析,把握体系的受力、变形、应力重分布等内在规律,了解管棚管径以及支护刚度、土体基床系数等主要因素对体系影响情况,对管棚作用机理进行揭示和阐述,并对管棚直径因素重点研究,为此:

1) 首先建立棚架体系的简化分析模型,获得模型的解析解,并着重对开挖阶段管棚对开挖释放荷载重分布特性进行分析。

2) 以简化分析模型解析解为基础,对管径因素进行重点分析。

3) 针对在开挖阶段喷射混凝土随时间变化的特性,建立实用的简化本构模型,确定其参数,并在地下工程有限元程序中进行实现。

4) 建立可模拟隧道开挖推进过程,能够考虑管棚、支护结构、土体组成体系的动态变化的空间分析模型,并以该模型为基础揭示管棚作用机理。

研究内容:

1 棚架体系的简化分析模型及求解

当前对管棚的分析主要有锚固体理论和荷载—梁理论，锚固体理论中：采用提高土体模量的方法简单，但提高程度如何确定很困难；若采用三维有限元，土—梁耦合，则模型的建立和求解十分费时，获得的梁内力的可靠性需要其它手段进行验证；荷载—梁理论则荷载明确，力学概念清晰，梁内力的求解结果可靠，在该理论中，不考虑土体和支护作用的两端固定梁模型与管棚的实际工况相差较大，由于管棚受荷特性与其所受支撑（约束）密切相关，因此，弹性地基梁理论更适合于对管棚的分析，既有的采用弹性地基梁理论对管棚分析中，或者不考虑施工过程中的空间效应，或者没有充分考虑土体、支护结构刚度等因素与管棚的相互作用。因此，该部分研究作为管棚作用机理研究的前驱，建立管棚作用分析简化模型并获得其解析解，以此对开挖过程体系进行动态研究。

根据以上思路确定以下研究内容：

- 1) 建立可用于管棚作用机理分析的简化模型
- 2) 变基床系数弹性地基梁的求解
- 3) 特殊工况下（支护完成后和拆撑阶段），管棚荷载承担比例研究
- 4) 开挖阶段管棚作用分析
- 5) 管径因素分析

2 格栅喷射混凝土支护体系的力学特性及计算模型研究

尽管以喷射混凝土作为主要支护手段的 NATM 法在全世界范围内得到普遍应用，但对支护体系的力学特性的定量研究才刚开始，目前提出的应用于分析的喷射混凝土本构模型，考虑因素很多，理论深奥，计算参数繁多，不便于实际应用，由于在棚架体系研究中，主要考虑其宏观力学特性（主要是刚度）对棚架体系的影响情况，因此，本部分研究目的是：

1) 提出一个简化的本构模型，能够考虑格栅喷射混凝土支护体系刚度随时间增长特性。

2) 支护体系的分析模型及参数的选取。

3) 有限元实现

3 棚架体系空间分析

同济大学已经对开挖完成后和拆撑阶段的棚架效应进行了分析，获得了一些有益的结论，本论文将主要针对开挖阶段棚架体系的分析模型进行研究。主要确定以下内容：

1) 棚架体系分析模型的建立

该模型要考虑以下因素：沿着隧道纵向支护、土体刚度变化情况；格栅支护随时间增长特性；

2) 从空间分析的角度出发，对管棚作用机理作进一步研究。

主要创新点

1、管棚作用简化分析模型及 Fourier 求解

针对开挖阶段，建立棚架体系的简化分析模型，充分考虑管与架的相互影响和相互作用，采用 Fourier 级数法获得变基床系数弹性地基梁模型的解析解，提出了管棚作用特性的判别式，并应用该方法以支护完成后和支撑拆除阶段作为工况对管棚的作用特性以及管棚作用机理作了分析。

2、管棚直径敏感度分析方法及管径因素分析

采用解析法推导了开挖释放荷载导致的管棚位移对管径因素的敏感度分析方程以及管棚内力对管径因素的敏感度分析方程，并针对目前我国常用的管径，对管径因素作了深入研究。

3、格栅喷射混凝土的简化本构模型的有限元实现

确定实用的可以考虑喷射混凝土刚度随时间增长的本构模型，并在棚架体系的空间分析模型有限元分析中进行了实现。

4 管棚作用空间分析模型及管棚作用机理的揭示

建立了管棚作用分析空间模型，并以此对管棚的荷载传递、调节作用进行了深入分析，对管棚作用机理进行了较深入的揭示。

2 软土地层管棚工法施工工艺

管棚工法的应用范围很广,管棚的施作方法和施工工艺也因应用工程的地质、环境条件不同以及工程本身的特殊性而也有所差别,本论文的研究对象主要是应用于我国东部沿海城市软弱地层中的管棚工法,论文中工法抽象、模型建立以及计算参数的选取也主要针对此特定对象,因此,本章通过对典型工程案例的设计、施工方案介绍来阐述软土地层中管棚工法的主要特征。

对于软土地层暗挖通道工程,上海地铁 M8 线中兴路车站 4#出入口通道工程从以下方面具有代表性:

- 1) 工程所处工程地质条件;
- 2) 通道结构尺寸;
- 3) 工程周边环境、地下管线等约束条件;
- 4) 管棚施作方法和施工工艺;
- 5) 通道的施工方法和施工工艺。

该工程最初是作为管棚工法在上海软土地层应用的主要依托工程,但后因种种原因,上海地铁建设单位—上海申通集团有限公司将管棚工法研究课题的依托工程变动为地铁 M6 线浦三路车站的 1#出入口通道工程,并于 2005 年 5 月开始在已经修建好的车站站厅层,破除车站预留出入口位置处的连续墙,进行水平注浆加固试验。尽管中兴路车站的 4#出入口通道最终没有采用管棚法施工,但研究课题前期的大量工作主要针对该工程,且该工程对于上海等东部城市地下通道而言具有代表性,因此,为充分利用前期的研究成果,本论文仍采用该工程作为研究案例,后期论文所作理论工作主要与课题的前期研究结果进行对比

基于以上考虑,本论文选取该工程作为研究案例,以下将对该工程的概况以及设计、施工等方面问题进行介绍。

2.1 工程概况

中兴路车站位于西藏北路与中兴路交叉口,车站横穿中兴路,位于西藏北路东侧。4 号出入口穿越西藏北路,通道长度为 30m,通道内净空为 5000mm×3050mm,埋深 4m 左右。由于西藏北路地下管线繁多,交通流量大,不能封交,为了减少施工对周边环境的影响,保证道路正常交通和施工影响范围内管线的安全,通道拟采用管棚法暗挖施工,了解管棚法在上海实际应用的主要难点,并为类似的 3#出入口通道管棚法暗挖施工积累经验。中兴路车站所处平面位置如图 2-1 所示。

2.1.1 工程地质条件

1 地形和地面标高

拟建场区属滨海平原地貌类型,地势较为平坦,地面标高一般为 2.90~3.70 米左右。

2 地基土层特征

车站所处地段土层特征见表 2-1 及图 2-2 所示^[95]。

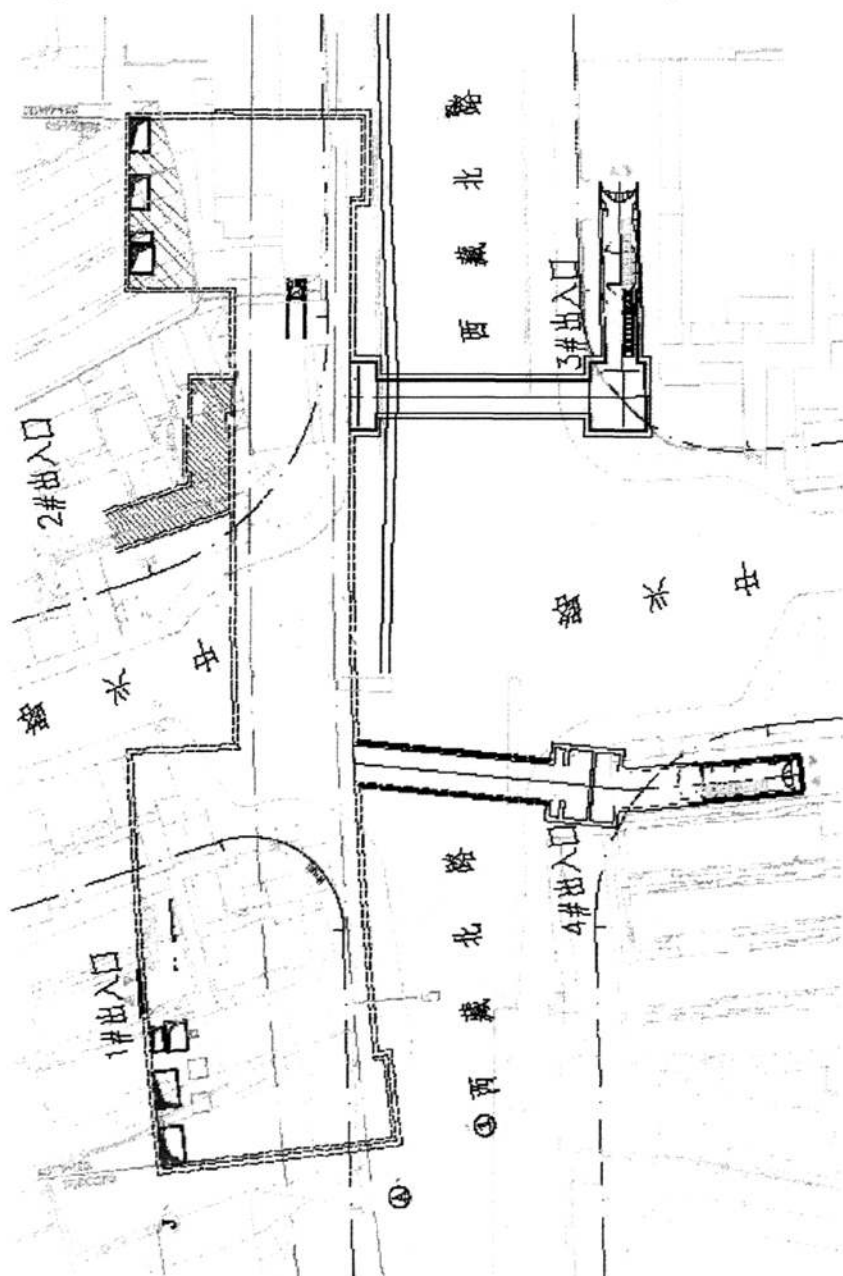


图 2-1 中兴路站平面位置示意图

表 2-1 地层特性表

序号	地层名称	工程地质描述
①	杂填土层	层面标高 3.15 米，层厚 1.90 米。状态松散~稍密。以混凝土地坪或柏油路面为主，其下为粘性土混较多的建筑垃圾、生活垃圾等杂质，富含植物根茎。松软不一，均匀性差。
②	灰黄色粘质粉土② ₁ 层	层面标高 1.50 米，层厚 1.20 米。状态稍密。成层结构，含大量云母碎屑、少量锈斑。局部填土较厚的区域该层土变薄或缺失。
③	灰色砂质粉土② ₃₋₁ 层	层面标高 0.35 米，层厚 4.95 米。状态稍密。成层结构，含大量云母碎屑，夹较多的粘性土薄层。砂性随深度增加渐重，状态随深度渐密实。
④	灰色砂质粉土② ₃₋₂₋₁ 层	层面标高-4.05 米，层厚 6.50 米。状态稍密~中密。成层结构，含大量云母碎屑，夹粘性土。上部粘性较重，以粘质粉土为主。
⑤	灰色粉砂② ₃₋₂₋₂ 层	层面标高-5.00 米，层厚 5.70 米。状态中密。成层结构，含大量云母碎屑。夹少量粘性土。
⑥	灰色淤泥质粘土④层	层面标高-10.60 米，层厚 3.95 米。状态流塑。土性较纯。夹少量粉性土薄层，含少量有机质黑斑。底部局部可见贝壳屑、粉砂、云母碎屑薄层。
⑦	灰色粉质粘土⑤ ₁ 层	层面标高-14.55 米，层厚 7.65 米。状态软塑。含较多腐殖质及钙质结核。夹少量薄层粉性土，局部为粘土。
⑧	暗绿色粉质粘土⑥层	层面标高-22.25 米，层厚 3.75 米。状态硬塑~可塑。含少量锈斑及铁锰质结核。底部夹较多粉性土或砂性土薄层。
⑨	草黄~灰黄色砂质粉土⑦层	层面标高-26.00 米。状态中密~密实。成层结构，含大量云母碎屑，夹较多的粘性土薄层。砂性随深度增加逐渐加重，状态随深度渐呈密实。局部为粉砂。

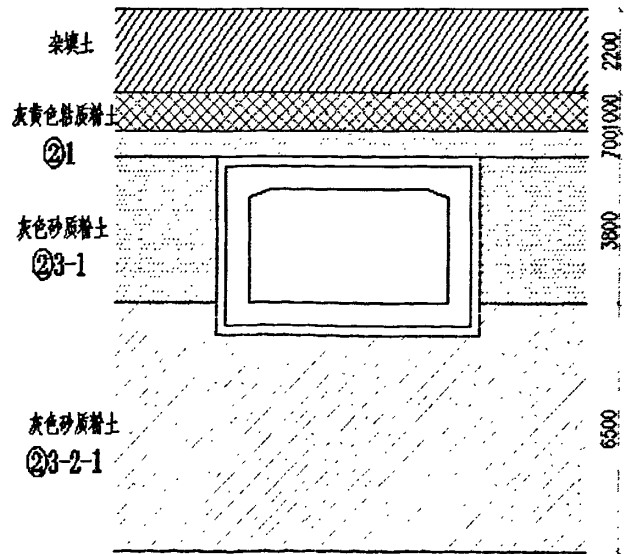


图 2-2 地层剖面图

表 2-2 土层物理力学指标

土层名称	层厚/m	$\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^3$	$\omega\%$	e	E_p/MPa	C_u/MPa	Φ_u	$K_v/\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$	$K_H/\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$
①杂填土	2.3								
② ₁ 黄色粘质粉土	1	18.4	31.3	0.90	7.030	39	4°	3.6e-5	5.1e-5
② ₃₋₁ 灰色砂质粉土	4.7	18.3	32.2	0.92	8.980	46	5.6°	3e-5	4.8e-5
② ₃₋₂₋₁ 灰色砂质粉土	6.2	18.7	28.3	0.81	11.670	55	6.8°	1.8e-3	3.9e-3
④灰色淤泥质粘土	3.5	16.7	50.7	1.43	2.480	18	0	1.3e-7	4.9e-7

3 工程水文条件

该区段浅部地下水属潜水类型，主要分布于第②层粉性土及砂性土土层中，一般主要受大气降水和地表水的入渗补给明显。根据有关规范规定：设计时年平均地下水高水位埋深可按 0.5 米计。该区段场地及其周围未发现有污染源，根据上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》(DGJ08-37-49) 第 9.1.6 条，该区段场地可不考虑地下水对混凝土的腐蚀性。

2.1.2 地面交通及地中管线情况

本工程范围地下管线错综复杂，沿西藏北路穿越车站 3[#]、4[#]出入口的管线主要有：煤气 $\Phi 500$ 、 $\Phi 300$ 、 $\Phi 150$ 各 1 根，上水 $\Phi 300$ 1 根，电力电缆 1 根，110KV 电力电缆 1 条， $\Phi 1500$ 雨水管 1 根。施工主要保护对象为 $\Phi 1500$ 雨水管和 110KV 电力电缆。

地下管线分布情况见表 2-3。

表 2-3 西藏北路（四号出入口位置）地下管线汇总

序号	管线名称数量及管径	管线埋深 (m)	备 注
1	雨水管 $\Phi 1800$ (YS6-4)	4.2	西藏路上 $\Phi 1500$ 雨水管至中兴路口 4#出入口上 YS2-12 检查井后转入中兴路，管径改为 $\Phi 1800$
2	电话电缆 12 孔	约 0.7	与两检查井相连
3	煤气 $\Phi 300$ (MQ4-1~4-2)	1.0	
4	煤气 $\Phi 200$ (MQ3-6~3-7)	1.0~1.1	
5	电力电缆 8 根 (GD12-1~12-2)	0.8~0.85	至中兴路口转至中兴路车站主体结构内电缆井
6	电力电缆 1 根 (GD13-2)	0.6	

备注：表中雨水管线埋深为管内底埋深，其他管线埋深为中心埋深。

西藏北路及中兴路为城市主干道，地面交通繁忙，公共交通众多，西藏北路上有公交线路 5 条，中兴路上有公交线路 13 条，施工期间需对社会车辆和公共车辆进行合理安排，使交通状况保持正常。

2.2 工程重、难点及施工对策

本通道施工存在如下施工难点：

- 1、本工程施工区域的地层中的②₃₋₂₋₁、②₃₋₂₋₂为灰色砂质粉土、灰色粉砂层，透水性较强，在一定的水压力下会产生流沙或管涌等不良地质现象。
 - 2、基底软~流塑粉质粘土层压缩性高、灵敏性高、强度低，易产生蠕动现象，开挖后自稳能力极差，易坍塌，地面沉降难以控制。
 - 3、本工程施工区域地下管线错综复杂，管线保护等级高，给施工带来很大的困难。
 - 4、由于通道衬砌施工工艺的特殊性，通道防水施工相对比较复杂。
- 针对以上施工难点和重点，采取的施工对策见表2-4。

表2-4 施 工 对 策

序号	施工难点	施 工 对 策
1	流砂地层地基处理	1、通道进出洞采取3m厚旋喷桩加固； 2、通道范围内土体采取注浆加固； 3、通道开挖过程中，辅以洞内轻型井点降水。
2	通道防坍控沉	1、严格按照“管超前、严注浆、短进尺、强支护、快封闭、勤量测”的方针组织施工； 2、通道开挖过程中，辅以洞内轻型井点降水措施； 3、通道开挖过程中，在快车道全断面铺设3cm厚钢板，并积极联系交通部门采取路面限速、限载等措施。
3	管线保护	1、采用非开挖技术，严格控制大管棚施工精度在5cm内。 2、严格按照“管超前、严注浆、短进尺、强支护、快封闭、勤量测”的方针组织施工，控制地表沉降在30mm内。
4	通道防水施工	1、通道周边采用稳妥的注浆技术，确保通道第一道防水效果； 2、通道初期支护时，严格混凝土配合比和原材料质量控制，并在初期支护与围岩间采用回填注浆止水，作好通道第二道防水； 3、通道初期支护与二次衬砌间采用1.5mm厚EVA防水板防水； 4、通道二次衬砌采用C30S8防水混凝土； 5、严格按照设计要求作好“两缝”及其他薄弱部位防水。

2.3 通道主要设计参数^{[96]~[98]}

1 设计标准

结构安全等级为一级；

结构防水等级为二级，全包防水，结构不允许漏水，可见少量、偶见湿渍；

结构按7度地震烈度设防；

结构的最大裂缝宽度迎水面控制在0.2mm以内，背水面控制在0.3mm以内；

施工过程中，地面沉降量控制在30mm以内，隆起量控制在10mm以内。

2 支护参数

4号出入口的开挖尺寸为6560mm×4730mm,采用CRD法施工,初期支护参数根据工程类比法初步确定为格栅钢架+网+喷混凝土。

格栅钢架:截面200mm×200mm,主筋Φ25,间距500mm;

钢筋网:钢筋Φ6,网格间距150mm×150mm;

喷混凝土:标号C25,厚度300mm;

支护参数和通道尺寸如图2-3所示。

3.超前支护设计及施工

通道顶部设置的大管棚采用Φ159普通热轧无缝钢管,壁厚10mm,单节长6.0m及3.0m。管身呈梅花型钻4排Φ15mm溢浆孔,孔间距200mm。单管节之间用丝扣连接,总长35m。管棚两侧焊接10号工字钢或140mm×35mm×5mm×4的钢板扣件。在施工时形成“搭扣”的形式。间距350mm布置。

通道两侧采用Φ108普通热轧无缝钢管加工的大管棚,壁厚9mm,单节长6.0m及3.0m。管身呈梅花型钻4排Φ12mm溢浆孔,孔间距200mm。单管节之间用丝扣连接,总长34m。间距300mm布置。大管棚之间布置小导管。小导管采用Φ42普通热轧无缝钢管加工,壁厚3.5mm,长3.5m,管身成梅花形钻Φ8mm溢浆孔,孔间距200mm。间距300mm布置,外插角15°~20°。

通道底部交错布置两排Φ42的小导管,间距300mm,外插角15°~20°。小导管采用Φ42普通热轧无缝钢管加工,壁厚3.5mm,长3.5m,管身成梅花形钻Φ8mm溢浆孔,孔间距200mm。

为增强通道开挖过程中掌子面的稳定性,改善作业条件,对通道开挖范围内的土体采用水平浅孔注浆。

大管棚采用分段后退式注浆。

中兴路站4号出入口顶部管棚在施做时,为了不至于碰到地下管线,管棚从车站站厅层向工作井施做。考虑到出土方便,两侧的管棚及小导管的施做,土体的开挖则从工作井一端开始。工作井利用人防扩大段设置,采用Φ650SMW作为围护结构,内设三道Φ609mm,δ=12mm钢支撑及32C工字钢,钢围檩采用H400mm×400mm。工作井出洞口及车站外侧进洞口进行旋喷地基加固,要求加固后的土体28天无侧限抗压强度 $q_{u28}>1.5\text{MPa}$ 。

4.CRD法施工顺序

开挖方法采用中隔壁工法。首先开挖洞室左侧上台阶,架设格栅钢架、竖向支撑和临时仰拱、挂网、喷混凝土,然后进行左洞室下台阶开挖,架设格栅钢架、挂网、喷混凝土,左洞室开挖完毕后,与左洞室类似,按顺序依次开挖右洞室的上、下台阶并进行支护。

左右洞室施工中,上下台阶保持2m~2.5m左右,每循环进尺为0.5m,上下台阶开挖中,均预留核心土,环形开挖。在通道开挖过程中根据情况适时调整循环进尺及上下台阶的长度。

5.二次衬砌

二次衬砌采用C30、S8商品、泵送混凝土,厚度450mm。按先下后上顺序施作。

施做二次衬砌之前先要拆除临时支撑。为了在拆撑时有效的控制地面沉降,采取先拆竖撑后拆横撑的方式。竖向支撑的拆除采取跳段方式,每段8m,并根据现场实际情况及监测资料及时进行调整。

6 结构防水设计

结构防水遵循“以防为主、刚柔相济、多道防线、因地制宜、综合治理”的原则，结构防水等级为二级，结构不允许漏水，可有少量、偶见湿渍。

结构二次衬砌采用防水钢筋混凝土，抗渗标号为 S8。混凝土中掺加 12% 的 UEA-H 型混凝土膨胀剂。

在初期支护与二次衬砌之间采用 2m 厚的 EVA 柔性防水板全包防水，无钉铺设，双缝拼接。防水层内外侧设 400g/m² 无纺布。

通道纵向施工缝采用钢片止水带；横向施工缝采用中埋式止水带。

2.4 通道施工方法以及施工工艺

本通道采用 CRD 工法暗挖施工，开挖采用上下台阶法开挖，施以大管棚加小导管超前加固注浆辅助施工方法。施工过程中本着“管超前、严注浆、短进尺、强支护、早封闭、勤量测”原则，充分考虑开挖支护的时空效应，实施动态管理，及时进行信息反馈，适时施作二次衬砌。

通道开挖及初期支护施工流程如图 2-4 所示。

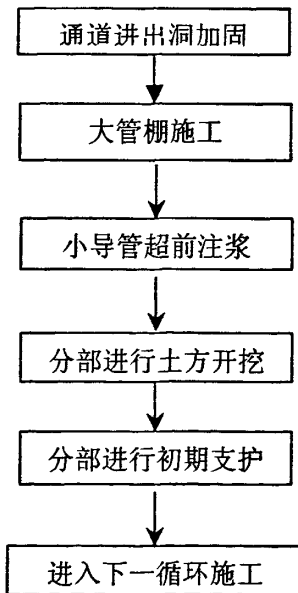


图 2-4 通道开挖施工流程图

通道暗挖及初期支护施工流程

I 部土体开挖 → 架设 I 部格栅拱架及 1 号临时钢支撑 → 打设上台阶侧墙注浆锚杆并喷射 C20 砼 → II 部土体开挖 → 架设 II 部格栅拱架同时进行支撑托换安装 2 号临时钢支撑并施加预顶力 → III 部土体开挖 → 架设 III 部格栅拱架并安装临时钢横撑 → 打设下台阶侧墙及通道底部注浆锚杆并喷 C20 混凝土。

分步开挖支护步序如图 2-5~2-6 所示。

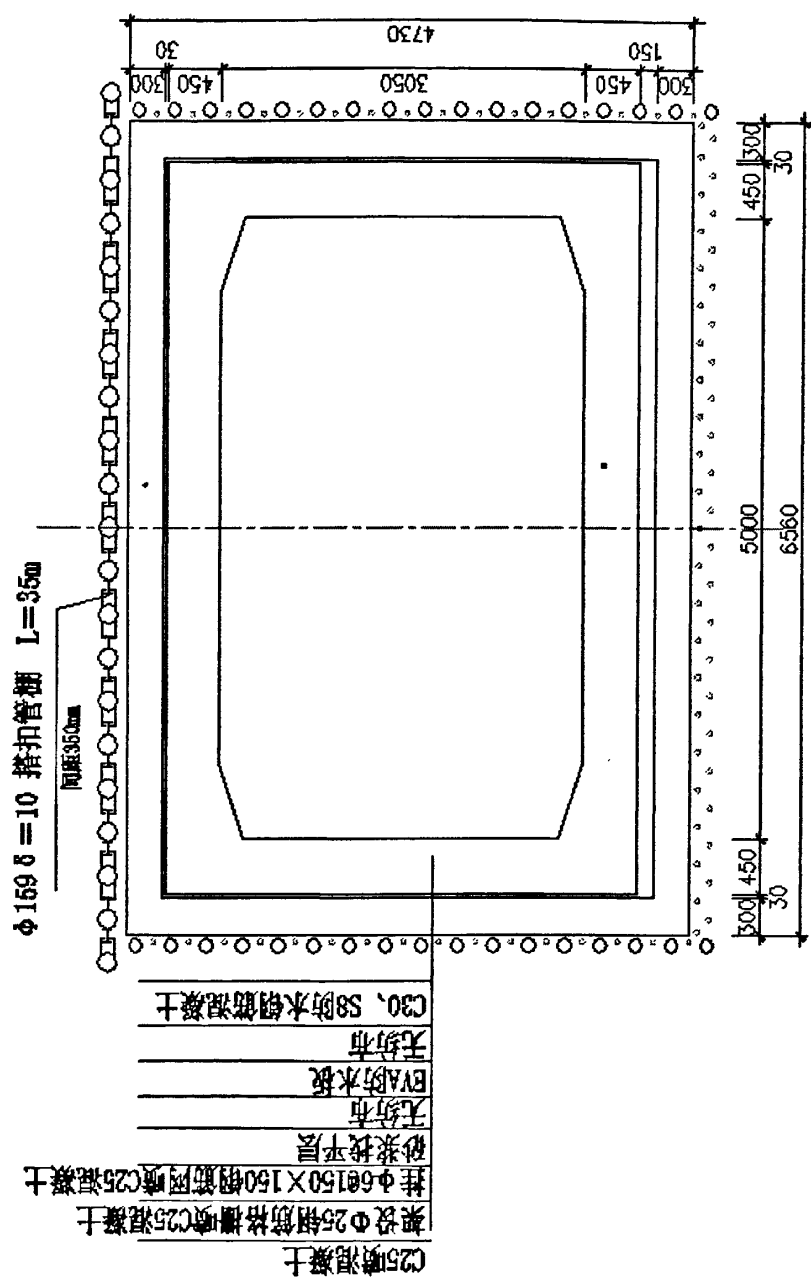


图 2-3 结构断面图

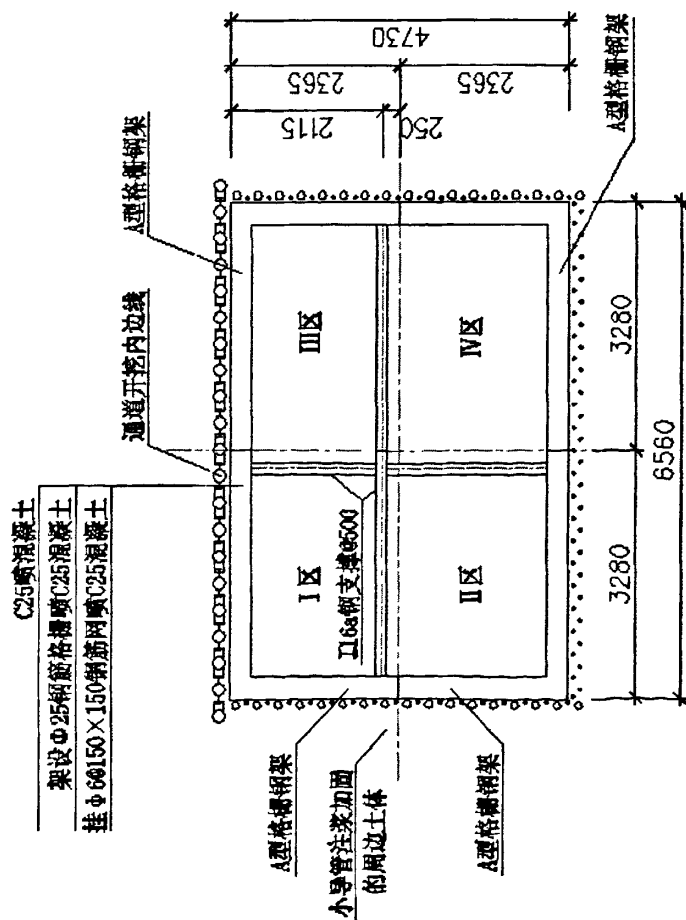


图 2-5 施工顺序横向往图

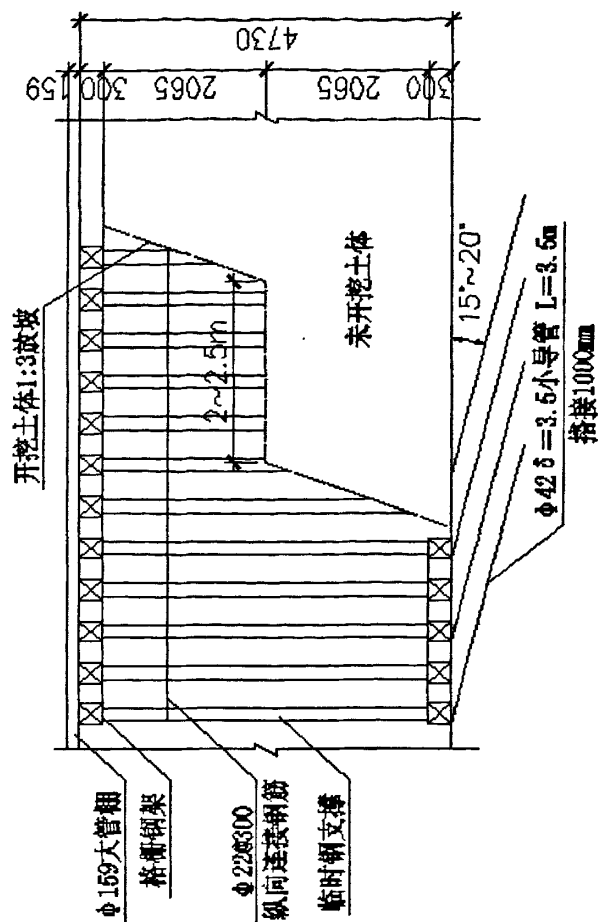


图 2-6 施工顺序纵向往图

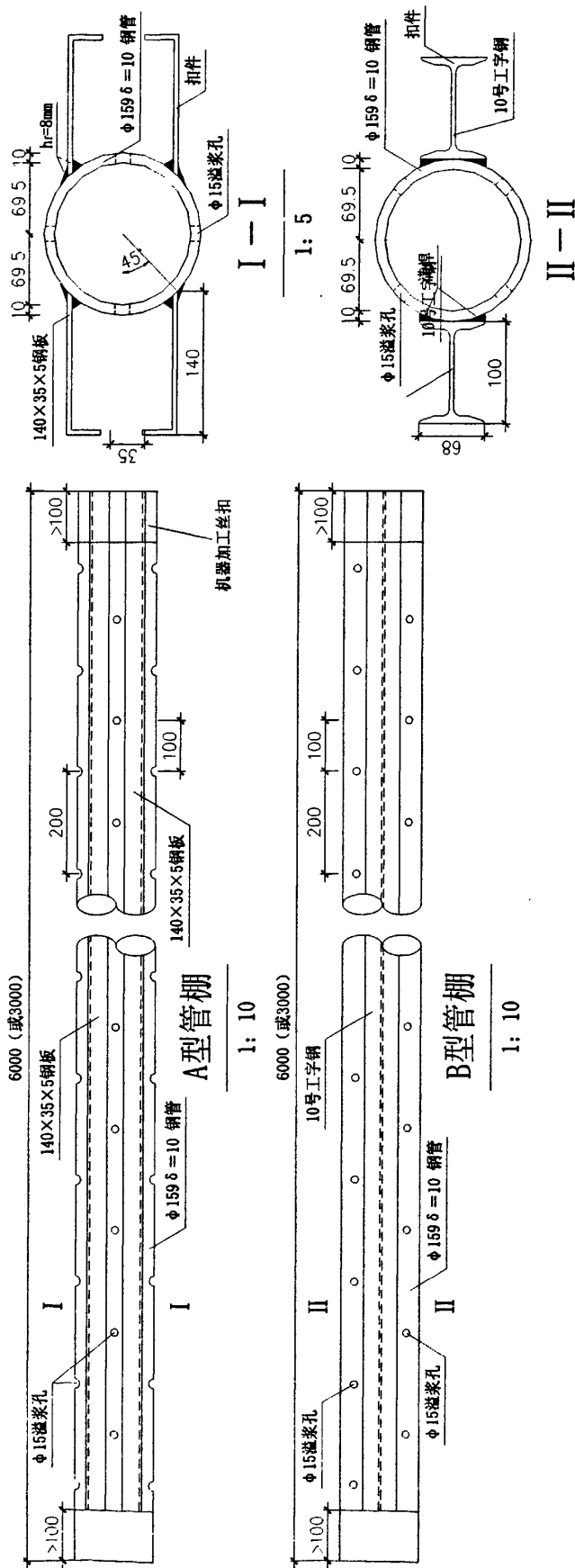


图 2-7 管棚加工图

2.5 管棚的施工工艺^[99]

中兴路站4号出入口通道在顶部及侧向采用 $\Phi 159 \times 10$ 大管棚注浆进行超前预支护。为确保大管棚施工精度,大管棚施工采用水平钻机辅助成孔、退杆导向牵引钢管入孔,顶管机顶进法。

施工前期工作

1 施工准备

大管棚施工前必须作好人行通道两端的工作井、套拱及导向管的加工与安装、大管棚及连接套等各项准备工作。

2 大管棚及联接套加工

大管棚采用 $\Phi 159 \times 10$ 普通钢管加工,单节长分6.0m及3.0m两种以利于安管时相邻管接头错开至少1.0m;在管身呈梅花型钻4排 $\Phi 10\text{mm}$ 、@200mm溢浆孔,钢管两端采用机加工丝扣,丝扣牙距5mm、丝扣长不小于8cm;管与管之间采用20cm长联接内套连接,联接内套在工厂定制,联接内套外径 $\Phi 165\text{mm}$,两节钢管的接头必须紧固、顺直,确保钢管的刚度和强度不受损失。

大管棚加工形式如图2-7所示。

3 管棚工作坑施工

通道两端的大管棚施工作业坑的大小应能够满足两端的大管棚作业机械的施工要求,人行通道接主体一端的工作坑可利用主体结构的内部空间,另一端工作坑的大小根据水平钻机对工作条件的要求其宽度比通道开挖断面大2m,纵向长度不小于8m,以确保水平钻机顺利成孔。

4 洞门加固

为确保管棚施工时洞门稳定和暗挖进洞需要,须对通道洞门进行加固处理。通道进洞加固采用3m厚旋喷桩加固,出洞采用4m厚旋喷桩加固。

5 套拱及导向管施工

根据设计管棚位置用水准仪及经纬仪精确测放出套拱和管棚位置,然后依次施工套拱、安设 $\Phi 165$ 导向钢管起定位兼导向作用。

大管棚施工

1 钻机就位、钻进成孔

钻机采用德国TT (TRATO-TECHNIK GROUP) 非开挖集团的TT-40型水平定向钻机。

TT40型水平定向钻的主要技术参数

主机: 长 2500mm

宽 1200mm

高 1450mm

回拖力 40KN

推力 40KN

先导孔直径 65/80mm

钻杆长度 1250 mm

钻杆直径 48mm

推进速度 0.3m/min

扩孔器直径 <235mm

HDD 定位器采用 Digital Control Inc(DCI)公司的 DigiTraK ECLIPSE SST (短地磁定位系统)。施工前将水平导向钻机的钻杆固定在导向架上,精确对中套拱上的导向管中心。

设备就位安装、调试完成后,进行成孔钻进。钻进时必须保证钻杆水平,在钻进过程中要经常检查钻杆的入孔姿态,随时注意观察钻进过程中有无异常情况。在钻进过程中若钻头遇石质障碍物的阻扰,应向后退钻杆一定长度再缓慢继续钻进,将石块挤入孔壁,保证成孔质量。严禁硬顶、硬钻导致孔斜。由于成孔深度长,在钻进过程中由于钻杆的自重影响,钻头可能下垂导致孔斜影响后期的支护和二次衬砌,在开孔时钻头可略向上倾斜,但倾斜的角度不得超过 $10'$ 。

2 顶管入孔

当一次成孔结束后,先检查出口孔眼的标高,若孔眼下斜侵入结构净空或孔眼上抬过多,应重新调整钻机姿态进行修孔直至合格。大管棚钢管从出洞口下入,由顶管机顶进,端头套在钻杆上由钻杆后退辅助牵引入孔。为使相邻两根大管棚的接头相互错开至少 1m 以上,单序号管棚第一节采用 3m 长的钢管余管每节长度均为 6m,双序号管棚均采用单节 6m 长的钢管。钢管在出洞口接长后继续顶进,直至达到设计长度为止完成铺管。大管棚回托施工如图 2-8 所示。

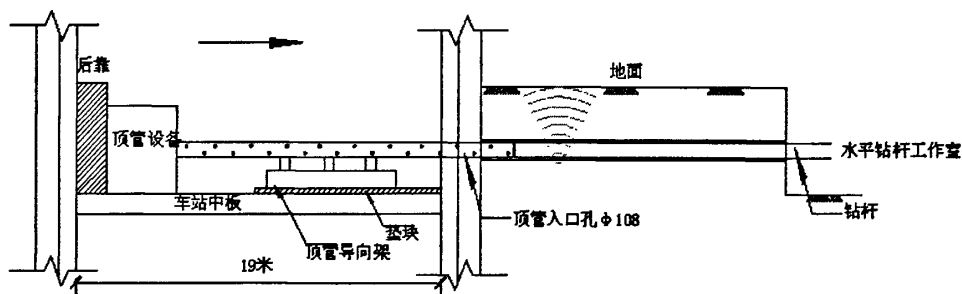


图 2-8 管棚施工图

3 管棚注浆

注浆机械选用 BW-250/50 型注浆泵,注浆工艺采用管棚内加设芯管由一端开始分段后退式注浆。根据注浆段长度及管棚前端开孔位置以及止浆塞构造精确计算止浆塞初始停放位置。将带有止浆塞的芯管和顶管连接后插入到管棚底端,压紧止浆塞使之膨胀,以达到止浆效果。接上注浆管路向孔内注浆,按设定的注浆段长度进行后退式分段注浆。

3 软土地层管棚作用特性判别和分析

管棚作为隧道和地下工程施工中的一种辅助手段,在我国、日本等国工程界得到广泛应用,其应用目的主要是在开挖阶段防止掌子面处围岩(土体)坍塌、限制因开挖引起的过量地层沉陷。但管棚功能的发挥主要是如何实现的?主要影响因素有哪些?即:如何认识管棚作用机理?对此问题,目前除了文献[59]提出的“棚架效应”外,余者均认为管棚主要起加固土体(围岩)或(和)承受隧道上部土体(围岩)荷载的作用。

管棚施作完成后,一般进行管内注浆,以增加管棚刚度和对管棚与管棚之间土体(围岩)加固,因此,管棚的加固作用毋庸置疑,除此之外,对于管棚主要是承受岩体荷载还是仅对开挖释放荷载起到传递、重分布的作用则需深入研究,以期了解管棚作用的机理,在此之上,对影响管棚功能发挥的主要因素进行分析,以便对工程的设计和施工提供一定的指导。

基于此,本文提出采用双参数弹性地基梁模型对管棚作用进行探讨,该模型物理概念清楚,管棚受力和变形明确,可同时用来分析管棚的承载特性和开挖释放荷载的传递特性,能充分考虑未开段土体特性、开挖跨度、支护厚度以及管棚直径和长度等特点,对开挖掘进过程也可进行模拟。并以该模型为基础,重点对管棚作用特性判别方法和主要决定因素等进行研究。

3.1 管棚的双参数弹性地基梁模型

软土地层在隧道施工中,自承能力差,难以形成承载拱,分担部分隧道上覆土重,同时,本文研究重点不是管棚加固作用,为简化分析,忽略土体~管棚的相互作用,认为管棚承受隧道上覆全部土体重量。

管棚与格栅拱架、网喷混凝土等共同组成浅埋地下工程的支护体系(如图 3-1 所示),共同承担结构上覆土重,并受地面车辆、人行等动载的影响。

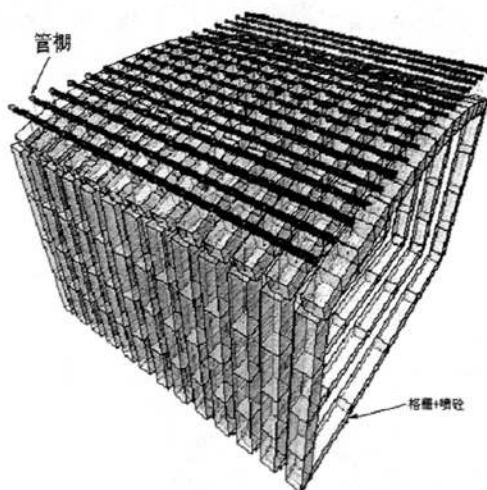


图 3-1 管棚与支护体系

采用有限元法对图 3-1 体系求解,可获得管棚和支护的变形和内力分布,但对于一般规律的总结和把握,则较困难。同时,本着由浅入深、由简单到复杂的研究原则,在本部分研究中,首先建立简化分析模型,以此进行研究。将单根管棚抽出,未开挖段土体和支护对管棚作用用 Winkler 弹簧代替,则可将棚架体系视作是由弹性地基梁为基本单位组成的体系结构。

根据对地下通道施工工序的分析,在施工不同阶段,该体系是不同的,地下工程开挖阶段,则可看做如图 3-2 所示模型。在支护完成后和临时支撑拆除阶段,则如图 3-3 。

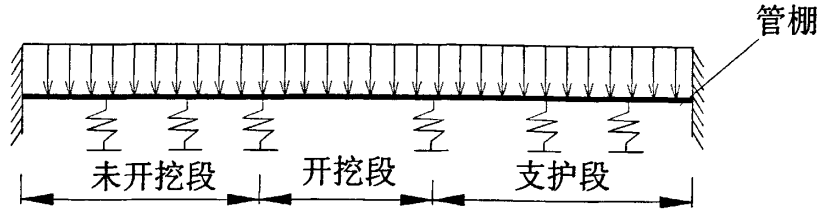


图 3-2 变系数弹性地基模型

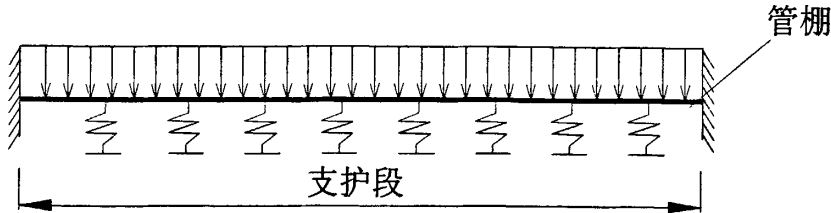


图 3-3 均质弹性地基模型

弹性地基梁模型是在地下工程应用极为广泛的一个模型,对于均质弹簧系数的弹性地基梁的求解方法主要初参数法、链杆法和数值方法^{[86][87]},对于非均质弹性地基梁模型,主要方法是数值方法,若采用初参数法(如文献^[82]),则必须对梁分段,以使每段内荷载、材料、几何都是连续的,在各段内分别应用初参数法并依据分段处变形协调和内力相等条件求解不同的方程组,该法的主要缺点是对不同区段,要使用不同的表达式,不方便使用;同时,表达式构成不便于后续推导。由于级数法的表达式主要由初级函数构成,积分、微分运算方便,因此以下采用级数法对解析解进行推导^{[100]~[103]}。

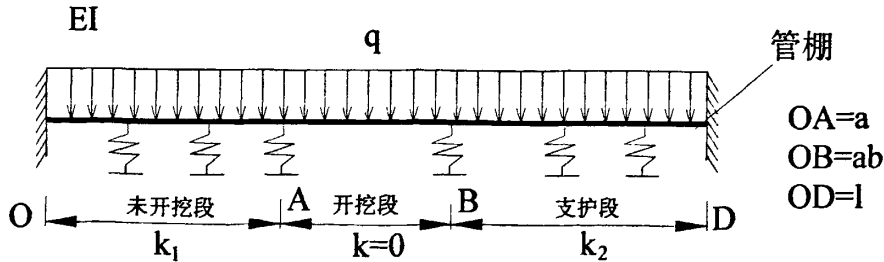


图 3-4 非均质弹性地基梁模型的计算简图

计算简图如图 3-4 所示,梁的弹性模量为 E , 截面惯性矩为 I , 受均布荷载 q ,

OA 段的弹性地基系数为 k_1 , 长度为 a , AB 段没有地基, BD 段的弹性地基系数为 k_2 , 长度为 c , 梁全长 OD 段为 l 。梁两端固定约束 (模拟套拱的作用)。

3.2 模型求解

若梁在荷载 q 作用下挠度为 w , 则在最小势能原理中, w 的最高次数为 w'' , $w(0)=w(l)=0$, Fourier 级数采用正弦级数, 设:

$$w = \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \quad 3-1)$$

则:

$$w' = \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \frac{n\pi}{l} \cdot \cos\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \quad 3-2)$$

$$w'' = -\sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \quad 3-3)$$

在本模型中, 边界条件为:

$$w(0) = w(l) = 0 \quad 3-4)$$

$$w'(0) = w'(l) = 0 \quad 3-5)$$

将 3-2) 代入 3-5) 和 3-4) 得:

$$\sum_{n=2,4}^{\infty} n \cdot w_n - \sum_{n=1,3}^{\infty} n \cdot w_n = 0 \quad 3-6)$$

$$\sum_{n=2,4}^{\infty} n \cdot w_n + \sum_{n=1,3}^{\infty} n \cdot w_n = 0 \quad 3-7)$$

$$\text{则: } \sum_{n=2,4}^{\infty} n \cdot w_n = 0 \quad 3-8)$$

$$\sum_{n=1,3}^{\infty} n \cdot w_n = 0 \quad 3-9)$$

由 3-8)、3-9) 可见, 系数 w_n 不为完全独立, 若将 w_1 和 w_2 看做其余系数的函数, 则:

$$w_1 = -\sum_{n=3,5}^{\infty} n \cdot w_n \quad 3-10)$$

$$w_2 = -\frac{1}{2} \sum_{n=4,6}^{\infty} n \cdot w_n \quad (3-11)$$

结构的总势能 V:

$$V = U + A_{k_1} + A_{k_2} - A_q \quad (3-12)$$

式中: A_{k_1} —OA 段弹簧的变形能

A_{k_2} —BD 段弹簧的变形能

A_q —荷载 q 作的功

U—梁的变形能。

在直杆弯曲中, 杆的弹性变形能:

$$U = \frac{EI}{2} \cdot \int_0^l (w')^2 \cdot dx \quad (3-13)$$

将 (3-3) 代入 (3-13) 得到:

$$\begin{aligned} U &= \frac{EI}{2} \cdot \int_0^l (w')^2 \cdot dx \\ &= \frac{EI}{2} \cdot \int_0^l \left(\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} m^2 \cdot n^2 \cdot \sin\left(\frac{m\pi x}{l}\right) \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \right) dx \\ &= \frac{\pi^4 EI}{4l^3} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} n^4 \cdot w_n^2 \end{aligned} \quad (3-14)$$

荷载 q 作的功 A_q :

$$\begin{aligned} A_q &= \int_0^l q \cdot w \cdot dx \\ &= \int_0^l q \cdot \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \cdot dx \\ &= \frac{2 \cdot q \cdot l}{\pi} \cdot \sum_{n=1,3}^{\infty} \frac{w_n}{n} \end{aligned} \quad (3-15)$$

OA 段弹簧的变形能 A_{k_1} :

$$\begin{aligned} A_{k_1} &= \frac{k_1}{2} \int_0^a w^2 dx \\ &= \frac{k_1}{2} \int_0^a \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} w_m \cdot w_n \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \cdot \sin\left(\frac{m\pi x}{l}\right) \end{aligned}$$

$$= \frac{k_1}{4} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} w_m \cdot w_n \int_0^a \left\{ \cos \left[\frac{(m-n)\pi x}{l} \right] - \cos \left[\frac{(m+n)\pi x}{l} \right] \right\} dx \quad (3-16)$$

BD 段弹簧的变形能 A_{k_2} :

$$A_{k_2} = \frac{k_2}{2} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \int_{ab} w_m \cdot w_n \cdot \sin \left(\frac{m\pi x}{l} \right) \cdot \sin \left(\frac{n\pi x}{l} \right) \cdot dx$$

$$= \frac{k_2}{4} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} w_m \cdot w_n \cdot \int_{ab} \left\{ \cos \left[\frac{(m-n)\pi x}{l} \right] - \cos \left[\frac{(m+n)\pi x}{l} \right] \right\} dx \quad (3-17)$$

由最小势能原理:

$$\frac{\partial V}{\partial w_n} = 0 \quad n = 3, 4, \dots \quad (3-18)$$

得到:

当 n 为奇数时, w_n 各系数满足方程:

$$\beta_1 w_1 + \beta_2 w_2 + \beta_3 w_n + \sum_{m=3}^{\infty} w_m \cdot \beta_4 = \beta_5 \quad n = 3, 5, \dots \quad (3-19)$$

式中: β_1 、 β_2 、 β_3 是与 n 、 l 、 a 、 b 以及地基系数相关系数, β_4 则除与以上因素相关外, 还与 m 相关联。

$$\beta_1 = \frac{\pi^4 EI}{4l^3} (-2n) + \frac{k_2}{2} \cdot a \cdot \frac{\partial w_1}{\partial w_n} - \frac{k_1 l}{4\pi} \cdot \sin \left(\frac{2\pi a}{l} \right) \cdot \frac{\partial w_1}{\partial w_n} + \frac{k_1}{4} \cdot \left| \alpha A \right|_{n=1} + \frac{k_1}{4} \left| \alpha C \right|_{m=n} + k_2 \left[\frac{C}{2} + \frac{l}{4\pi} \cdot \sin \frac{2\pi \cdot ab}{l} \right]$$

$$+ \frac{k_2}{2} \left| \alpha D \right| + \frac{k_2}{2} \left| \alpha F \right|_{n=1} \left| \alpha F \right|_{m=n}$$

$$\beta_2 = \frac{k_1}{4} \left| \alpha B \right| + \frac{k_1}{2} \left| \alpha C \right|_{n=2} + \frac{k_2}{2} \left| \alpha E \right| + \frac{k_2}{2} \left| \alpha F \right|_{n=1} + \frac{k_1}{4} \left[\frac{l}{\pi} \sin \left(\frac{\pi a}{l} \right) - \frac{l}{3\pi} \sin \left(\frac{3\pi a}{l} \right) \right] + \frac{k_1}{4} \left| \alpha A \right|_{n=2} \cdot \frac{\partial w_1}{\partial w_n} + \frac{k_2}{2} \left| \alpha D \right|_{n=2} \cdot \frac{\partial w_1}{\partial w_n}$$

$$\beta_3 = \frac{\pi^4 EI}{4l^3} (2n^4) + \frac{k_1}{2} \left[a - \frac{l}{2n\pi} \cdot \sin \left(\frac{2n\pi a}{l} \right) \right] + k_2 \left[\frac{C}{2} + \frac{l}{4n\pi} \cdot \sin \left(\frac{2n\pi \cdot ab}{l} \right) \right]$$

$$\beta_4 = \frac{k_1}{4} \cdot \left| \alpha A \right| \cdot \frac{\partial w_1}{\partial w_n} + \frac{k_1}{4} \cdot \left| \alpha C \right|_{n=1} \cdot \frac{\partial w_1}{\partial w_n} + \frac{k_1}{4} \left| \alpha C \right|_{m \neq n} + \frac{k_2}{2} \left| \alpha D \right| \cdot \frac{\partial w_1}{\partial w_2} + \frac{k_2}{2} \left| \alpha F \right|_{n=1} \cdot \frac{\partial w_1}{\partial w_n} + \frac{k_2}{2} \left| \alpha F \right|_{m \neq n}$$

$$\beta_5 = \frac{2ql}{\pi} \left(\frac{1}{n} - n \right)$$

当 $n=4, 6\dots$ 时, w_n 各系数满足以下方程:

$$\lambda_1 w_1 + \lambda_2 w_2 + \lambda_3 w_3 + \sum_{m=3}^{\infty} w_m \cdot \lambda_4 = \lambda_5 \quad n=4, 6\dots \quad (3-20)$$

$$\lambda_1 = \frac{k_1}{4} |\alpha A| + \frac{k_1}{4} \left[\frac{l}{\pi} \cdot \sin\left(\frac{\pi a}{l}\right) - \frac{l}{3\pi} \cdot \sin\left(\frac{3\pi a}{l}\right) \right] \cdot \frac{\partial w_2}{\partial w_n} + \frac{k_1}{4} \left| \frac{\alpha C}{n=1} \right| + \frac{k_2}{2} |\alpha D| + \frac{k_2}{2} \left| \frac{\alpha E}{n=1} \right| \cdot \frac{\partial w_2}{\partial w_n} + \frac{k_1}{2} \left| \frac{\alpha F}{m=n} \right|$$

$$\lambda_2 = \frac{\pi^4 EI}{4l^3} (-2^4 n) + \frac{k_1}{2} \left[a \cdot \frac{\partial w_2}{\partial w_n} - \frac{l}{4\pi} \sin\left(\frac{4\pi a}{l}\right) \right] + \frac{k_1}{4} |\alpha B| + \frac{k_1}{4} \left| \frac{\alpha C}{n=2} \right| + \frac{k_2}{2} \cdot 2 \cdot \left[\frac{C}{2} + \frac{l}{8\pi} \cdot \sin\left(\frac{4\pi \cdot ab}{l}\right) \right]$$

$$+ \frac{k_2}{2} |\alpha E| + \frac{k_2}{2} \left| \frac{\alpha F}{n=2} \right|$$

$$\lambda_3 = \frac{\pi^4 EI}{4l^3} (2n^4) + \frac{k_1}{2} \left[a - \frac{l}{2n\pi} \cdot \sin\left(\frac{2n\pi a}{l}\right) \right] + \frac{k_2}{2} \cdot 2 \cdot \left[\frac{C}{2} + \frac{l}{4n\pi} \cdot \sin\left(\frac{2n\pi \cdot ab}{l}\right) \right]$$

$$\lambda_4 = \frac{k_1}{4} |\alpha B| \cdot \frac{\partial w_2}{\partial w_n} + \frac{k_1}{4} \left| \frac{\alpha C}{n=2} \right| \cdot \frac{\partial w_2}{\partial w_n} + \frac{k_1}{4} \left| \frac{\alpha C}{m \neq n} \right| + \frac{k_2}{2} |\alpha E| \cdot \frac{\partial w_2}{\partial w_n} + \frac{k_2}{2} \left| \frac{\alpha F}{n=2} \right| \cdot \frac{\partial w_2}{\partial w_n} + \frac{k_2}{2} \left| \frac{\alpha F}{m \neq n} \right|$$

上式中:

$$|\alpha A| = \frac{l}{(1-n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(1-n)\pi a}{l}\right] - \frac{l}{(1+n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(1+n)\pi a}{l}\right]$$

$$|\alpha B| = \frac{l}{(2-n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(2-n)\pi a}{l}\right] - \frac{l}{(2+n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(2+n)\pi a}{l}\right]$$

$$|\alpha C| = \frac{l}{(m-n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(m-n)\pi a}{l}\right] - \frac{l}{(m+n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(m+n)\pi a}{l}\right]$$

$$|\alpha D| = -\frac{l}{2(1-n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(1-n)\pi \cdot ab}{l}\right] + \frac{l}{2(1+n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(1+n)\pi \cdot ab}{l}\right]$$

$$|\alpha E| = -\frac{l}{2(2-n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(2-n)\pi \cdot ab}{l}\right] + \frac{l}{2(2+n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(2+n)\pi \cdot ab}{l}\right]$$

$$|\alpha F| = \frac{l}{2(m-n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(m-n)\pi \cdot ab}{l}\right] + \frac{l}{2(m+n)\pi} \cdot \sin\left[\frac{(m+n)\pi \cdot ab}{l}\right]$$

$\begin{matrix} \alpha C \\ n=1 \\ m=n \end{matrix}$ 表示将 $|\alpha C|$ 中的 n 用 1 替换, m 用 n 替换, 其余与此表示相同。

方程 3-6)、3-7)、3-19)、3-20) 联立, 并取 $n=M$ (偶数), 则:

$$\begin{Bmatrix} 1 & 0 & 3 & \cdots & 0 \\ 0 & 2 & 0 & \cdots & M \\ \beta_{1,3} & \beta_{2,3} & \beta_{3,3} + \beta_{4,3} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \lambda_{1,M} & \lambda_{2,M} & \lambda_{4,3} & \cdots & \lambda_{3,M} + \lambda_{4,M} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \vdots \\ w_M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \beta_{5,3} \\ \vdots \\ \lambda_{5,M} \end{Bmatrix} \quad (3-21)$$

求解 3-21) 即可得到变基床系数弹性地基梁的解, 该解也适用于基床系数为常数或 0 的情形^{[104][105]}。

3.3 管棚作用判别标准

管棚究竟是起到承受荷载作用还是仅仅是对开挖释放荷载进行传递, 可以用下列两个标准进行甄别:

- 1) 管棚内力大小;
- 2) 支护结构对体系承受荷载的分担比例。

在临时竖向支撑拆撑前、后, 格栅+网喷砼承受的荷载占棚架体系总荷载的比例

κ :

$$\kappa = \frac{k_1}{q} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \frac{1}{n\pi} [1 - \cos(n\pi)] \quad (3-22)$$

上式中 w_n 的通过求解 3-21) 式获得。

式 3-22) 即为管棚作用判别标准。

3.4 管棚作用的界定

本次研究以上海地铁中兴路车站出入口工程作为背景, 地面车辆和人行等动载取 20kPa。侧向地基基床系数为 10000kN/m³。管棚分别采用 $\Phi 79\text{mm}$ (壁厚 6mm)、 $\Phi 108\text{mm}$ (壁厚 6mm)、 $\Phi 159\text{mm}$ (壁厚 10mm)、 $\Phi 300\text{mm}$ (壁厚 12mm)、 $\Phi 600\text{mm}$ (壁厚 12mm)、 $\Phi 815\text{mm}$ (壁厚 16mm) 等以进行对比。

土性参数、设计参数和施工工艺等见第二章。

支护结构以两个特殊施工工况, 即临时竖向支撑拆除前后进行对比, 在临时竖撑拆除前的开挖过程中, 支护结构跨度小, 刚度大, 而管棚仅仅可认为在套拱处是固定约束, 管棚线刚度小。在临时竖撑拆除阶段, 支护结构跨度大, 刚度小, 而根据当前的通用施工程序, 一般是跳段拆撑, 即将未拆除临时支撑段两端的二次衬砌完成后, 再拆除中间的临时竖向支撑, 此时, 可认为跳段两端管棚固定约束, 则管棚由于可变形长度短, 因此, 刚度较大。

临时竖向支撑的拆除长度分别取 6m, 9m, 12m 以进行对比。

若定义管棚与格栅+网喷砼的相对刚度比 ξ ：

$$\xi = \frac{EI}{l k_1}$$

式中：E—管棚的弹性模量；

I—管棚的截面惯性矩；

L—管棚的长度；

k_1 —格栅+网喷砼的刚度。

在支护完成阶段 ξ 和管棚承担体系荷载比 $(1-\kappa)$ 的关系如图 3-13 所示，在拆

撑长度分别为 6m、9m、12m 时， ξ 与 $(1-\kappa)$ 的关系如图 3-14 所示。在中隔墙未拆

除之前，支护结构跨度为 3.25m，管棚荷载承担比例影响较小， $\phi 300\text{mm}$ 以下管棚的线刚度与支护结构的刚度相比小于 2%，90% 以上体系荷载由格栅+喷砼等结构承担，即使管棚直径为 $\phi 815\text{mm}$ ，支护体系也承受 85% 以上的荷载。因此，在支护结构跨度较小时，支护体系为主要承载结构，管棚内力较小，管棚主要起到荷载传递作用。

由图 3-13 可见，当管棚作为荷载传递构件时，由于管径变化引起的“棚”与“架”刚度之比变化幅度小，因此，管棚直径变化对棚架体系内力分布影响不显著。

在临时竖向支撑拆除后，支护结构跨度 6.5m，以拆撑距离 6m 为例，管棚直径为 159mm 时，“棚”承受总荷载的 30%，当管棚直径为 600mm 时，“棚”承受体系荷载的 86% 左右，管棚受力较大，为体系的主要承载结构。

由图 3-14 可见，当管棚为主要承载结构后，由于管径变化引起的“棚”与“架”刚度之比变化幅度很大，因此，管棚直径对于棚架体系内力分配、分布等影响显著。

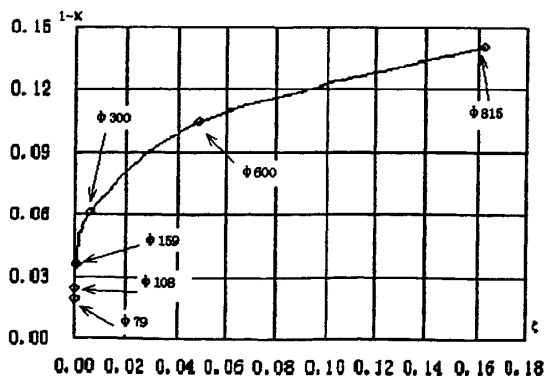
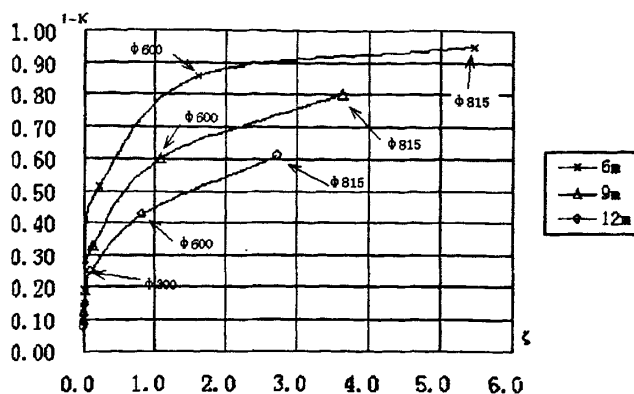


图 3-13 $(1-\kappa)$ 与 ξ 的关系

图 3-14 $(1-\kappa)$ 与 ξ 的关系

3.5 SAP200 分析结果^[98]

为进行对比, 采用 SAP2000 对支护结构和管棚体系在通道单侧洞室开挖完成后及拆撑阶段管棚以及支护的内力分布、荷载承担情况进行了分析。

通道开挖结束后, 竖向临时支撑没有拆除前, 对管棚和支护结构形成的棚架体系的变形和受力情况进行计算, 通道长度按 30m 考虑, 通道尺寸按初步设计方案选取, 计算模型 (部分) 示意图如图 3-15。

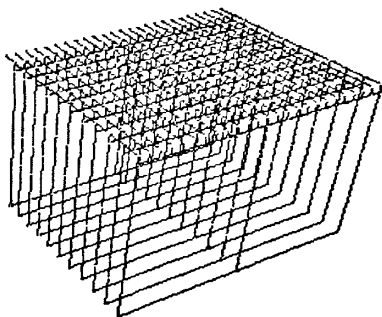


图 3-15 空间计算的部分模型

主要计算参数为; 管棚直径分别取 158mm (壁厚 10mm) 和 108mm (壁厚 8mm), 管棚的弹性模量按混凝土结构设计规范选取为 200GPa, 管棚与管棚间距 30cm。格栅间距 0.5m, 弹性模量按 C25 喷射混凝土选取为 23GPa, 通道埋深 4m, 地面超载取 20kPa。

在竖向荷载作用下, 管棚和支护结构的竖向位移见图 3-16。

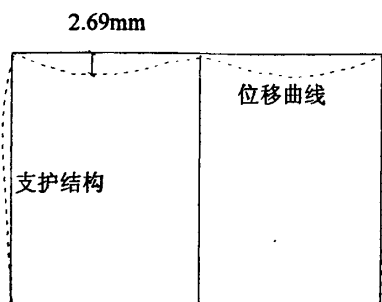


图 3-16 支护结构位移图

在支护结构左右洞室的跨中最大位移为 2.69mm。在本次计算中,管棚分别取 159mm 和 108mm 直径时,所得支护结构的最大位移均相同,同时,支护结构的内力分布相同。对棚架体系综合分析表明,尽管单根管棚在跨度 30m 时,直径 159mm 与直径 108mm,刚度相差较大,但在棚架体系中,决定支护结构变形的主要因素是“架”(支护结构)的刚度,而非“棚”(管棚)的刚度,这是在本工况中,管棚直径为 159mm 或 108mm 时,支护结构变形大体相同的原因。

支护结构的弯矩图见图 3-17。跨中最大弯矩为 36.74kN·m。

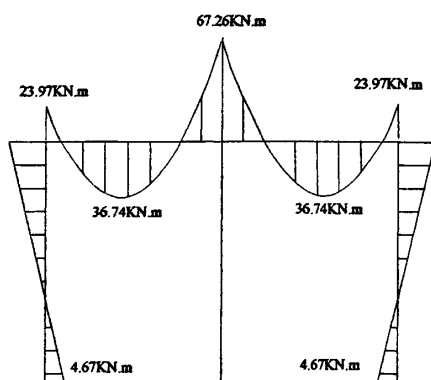


图 3-17 支护结构弯矩图

支护结构的轴力图见图 3-18。中隔墙最大轴力为 204.05kN。

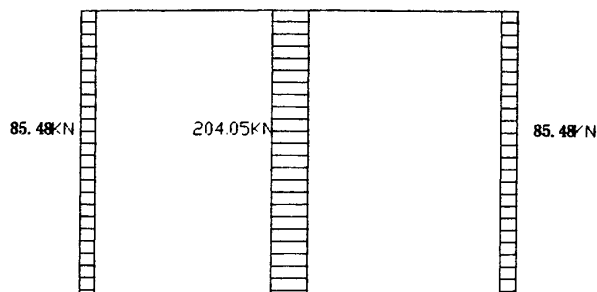


图 18 支护结构轴力分布图

管棚的弯矩分布情况见图 3-19。管棚中最大弯矩为 0.62kN·m。

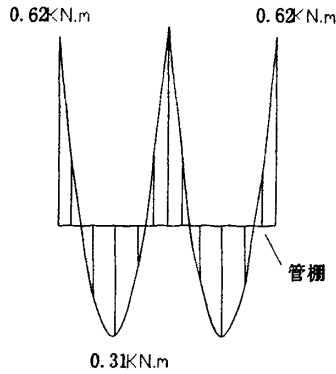


图 3-19 管棚弯矩图

当竖向支撑拆除后，不考虑竖向支撑的作用，则支护结构刚度有所降低，支护结构变形相对也增大，为此，对此工况下的“棚架效应”也进行了计算，计算中通道长度按 6m 考虑。

在该工况下，支护结构的变形情况见图 3-20。管棚直径为 159mm 时，支护结构跨中的最大竖向位移为 2.55mm，而管棚直径为 108mm 时，则为 2.59mm。

从 SAP2000 的分析看，在竖向支撑没有拆除时，管棚直径的改变对位移影响较小，而当在拆除支撑时，管棚直径的改变对位移有一定的影响，与本文中前述分析结果基本一致。

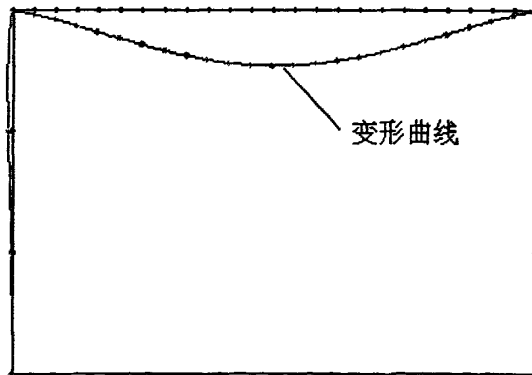


图 3-20 支护结构变形示意图

图 3-21 支护结构的弯矩图 (单位: kN·m 管棚 159)

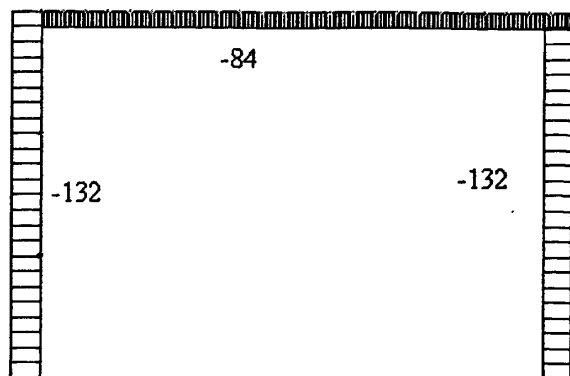


图 3-22 支护结构的轴力图 (单位: kN, 管棚 159)

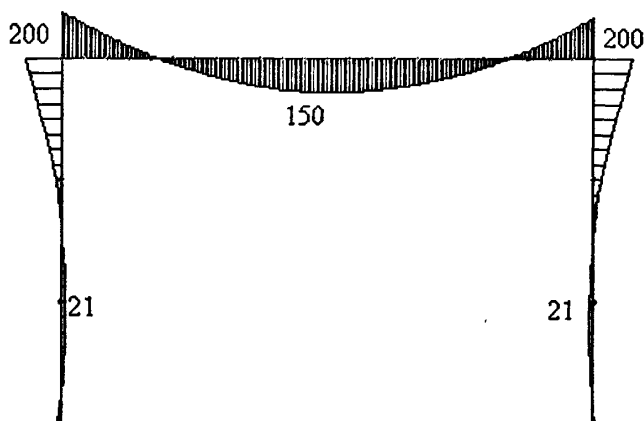


图 3-23 支护结构的弯矩图 (单位: kN·m, 管棚 108)

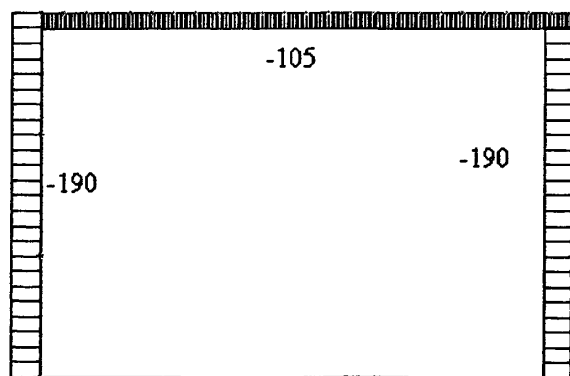


图 3-24 支护结构的轴力图 (单位: kN, 管棚 108)

3.6 小结

本章根据管棚法在城市软土地层应用时的实际情况，建立了管棚简化分析模型，该模型物理概念清楚，管棚受力和变形明确，可充分考虑未开段土体特性和开挖跨度、支护厚度等特点，比较实用。按照最小势能原理推导了变基床系数弹性地基梁

的解析解，并以此为基础对不同支护结构跨度和不同管棚直径条件下的管棚特性进行了分析，分析表明：

1 在不同支护跨度和管棚直径条件下，管棚作用特性不尽相同，即：管棚作用可分为传递荷载或承受荷载；

2 管棚作用特性主要取决于管棚与支护结构的相对刚度比；

3 当管棚主要起到荷载传递作用时，管径变化对体系内力分配和分布影响不显著，而当管棚作为承载构件时，则管径变化影响显著。

4 管棚对开挖释放荷载的传递、调节作用

4.1 管棚对开挖释放荷载的传递、调节作用分析模型

为把握管棚的荷载传递规律和主要因素的影响情况,本章根据软土地层管棚法施工时开挖阶段的实际情况,建立开挖阶段管棚分析模型,利用该模型重点对管棚的荷载传递作用进行分析。

地下工程目前对开挖问题的处理一般采用“释放荷载”来进行处理,开挖在力学上相当于在未开外部分施加反向的开挖边界接触压力,由于管棚主要在开挖阶段,即支护结构未施做前,起到防止坍塌和控制地表沉陷的目的,因此,对管棚作用的机理认识,主要针对在开挖阶段进行,这时,依据开挖释放荷载理念,则从上一施工循环支护完成后的时刻开始,开挖过程等效于管棚承受该施工循环产生的释放荷载,即如图4-1所示。

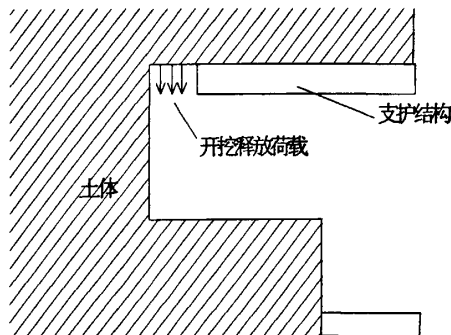


图 4-1 开挖过程示意图

在本模型中,不考虑管棚上部土体和管棚的相互作用,主要原因是软土地层在开挖过程中自承能力差,认为管棚承受上覆土重是合理的,即管棚荷载是明确的。

该体系主要由未开挖段土体,管棚及已经支护段等三部分构成,在对地基和支护段的处理上,由于 Winkler 假定可使模型求解相对简单,对工程实际问题的解决也基本令人满意,因此,综合以上认识,建立分析模型如图4-2所示。

该模型可以用增量法考虑施工过程,即对每个单步开挖过程只在模型上施加本循环开挖步产生的释放荷载,将本时刻以前各开挖步序产生的位移场和应力场叠加,即可得到本时刻累计位移和应力。

由于本文研究重点是管棚对开挖荷载的传递特点,因此本文仅选取一个开挖步序,对单开挖步序开挖释放荷载的传递情况进行分析。

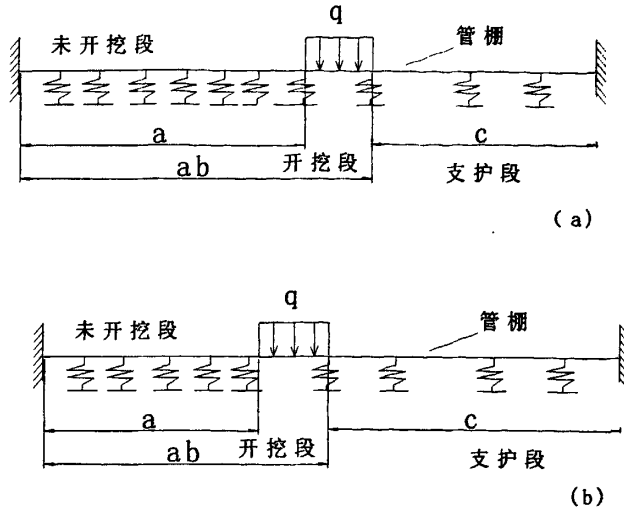


图 4-2 开挖阶段管棚分析模型

管棚采用梁模拟, 未开挖段和支护段对管棚作用用 Winkler 弹簧模拟, 管棚的弹性模量为 E , 惯性矩为 I , 管棚两端固定约束, 以考虑套拱作用, 管棚全长 l , 未开挖长度 a , 开挖段长度 $(ab-a)$, 支护段长度 c , 未开挖段的弹簧系数 k_1 , 开挖段弹簧系数 k_2 。

对图 4-2 分析模型, 应用 Fourier 级数法求解。

施工过程中因单循环步释放荷载引起的管棚位移为:

$$\text{设 } w_{(x)} = \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} + \frac{M_0 l^2}{6EI} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] + \frac{M_l l^2}{6EI} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \quad (4-1)$$

式中: w_n 、 M_0 、 M_l 为待求系数, 与开挖引起的释放荷载、管棚、土体基底系数及支护结构刚度特性相关。

$$w_{(0)} = 0$$

位移边界条件 $w_{(l)} = 0$ 满足。

$$w'_{(x)} = \frac{n\pi}{l} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos \frac{n\pi x}{l} + \frac{M_0 l^2}{6EI} \left[\frac{2}{l} - \frac{6}{l} \left(\frac{x}{l} \right) + \frac{3}{l} \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] + \frac{M_l l^2}{6EI} \left[\frac{1}{l} - \frac{3}{l} \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] \quad (4-2)$$

$$w''_{(x)} = - \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \cdot \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} + \frac{M_0 x}{EI} - \frac{M_l x}{EI} - \frac{M_0}{EI} \quad (4-3)$$

弹性能 U :

$$\begin{aligned} U &= \frac{EI}{2} \int_0^l (w'')^2 dx \\ &= \frac{EI}{2} \int_0^l \left[\sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} w_n \cdot w_m \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} + \left(\frac{M_0 x}{EI} - \frac{M_l x}{EI} - \frac{M_0}{EI} \right)^2 \right] dx \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{EI}{2} \int_0^l \left(2 \cdot \left[- \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} w_n \sin \frac{n\pi x}{l} \right] \cdot \left[\frac{M_0 x}{EI} - \frac{M_l x}{EI} - \frac{M_0}{EI} \right] \right) dx \\
& = \sum_{i=1}^4 U^i
\end{aligned} \tag{4-4}$$

$$\begin{aligned}
U^1 & = \frac{EI}{2} \int_0^l \frac{\pi^4}{l^4} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} w_n \cdot w_m \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} \\
& = \frac{\pi^4 EI}{4l} \sum_{n=1}^{\infty} n^4 \cdot w_n^2
\end{aligned} \tag{4-5}$$

$$\begin{aligned}
U^2 & = \frac{EI}{2} \int_0^l \left(\frac{M_0 \cdot x}{EI} - \frac{M_l \cdot x}{EI} - \frac{M_0}{EI} \right)^2 dx \\
& = \frac{EI}{2} \int_0^l \left[\frac{M_0 \cdot x}{EI} - \frac{M_l \cdot x}{EI} - \frac{M_0}{EI} \right]^2 dx
\end{aligned} \tag{4-6}$$

$$\begin{aligned}
U^3 & = \frac{EI}{2} \int_0^l \left(2 \cdot \left[- \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} w_n \sin \frac{n\pi x}{l} \right] \cdot \left[\frac{M_0 x}{EI} - \frac{M_l x}{EI} - \frac{M_0}{EI} \right] \right) dx \\
& = -\frac{M_0}{l} \cdot \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \cdot \sum_{n=1}^{\infty} w_n \int_0^l x \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} dx + \frac{M_l}{l} \cdot \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \cdot \sum_{n=1}^{\infty} w_n \int_0^l x \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} dx \\
& \quad + \frac{M_0}{l} \cdot \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \cdot \sum_{n=1}^{\infty} w_n \int_0^l \sin \frac{n\pi x}{l} dx
\end{aligned} \tag{4-7}$$

荷载 q 作的功 $A_{(q)}$:

$$A_{(q)} = \sum_{i=1}^3 A_q^i \tag{4-8}$$

$$A_q^1 = q \int_a^b \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} dx \tag{4-9}$$

$$A_q^2 = q \int_a^b \frac{M_0 l^2}{6EI} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx \tag{4-10}$$

$$A_q^3 = q \int_a^b \frac{M_l l^2}{6EI} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx \tag{4-11}$$

$$A_q^4 = q \int_a^b \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} dx \tag{4-12}$$

$$= -\frac{ql}{\pi} \sum_{n=1} \frac{w_n}{n} \left(\cos \frac{n\pi \bar{ab}}{l} - \cos \frac{n\pi a}{l} \right)$$

k1 段弹性能 A_{k_1} :

$$A_{k_1} = \frac{k_1}{2} \int_0^a w^2 dx = \sum_{i=1}^{13} A_{k_1}^i \quad 4-13)$$

$$\begin{aligned} A_{k_1}^1 &= \frac{k_1}{2} \int_0^a \left(\sum_{n=1} w_n \sin \frac{n\pi x}{l} \right)^2 dx \\ &= \frac{k_1}{2} \sum_{m=1} \left\{ \frac{a}{2} w_m^2 - \frac{l}{4m\pi} w_m^2 \sin \frac{2\pi ma}{l} \right\} + \frac{k_1}{4} \sum_{m=1} \sum_{n=1} w_m \cdot w_n \cdot \left| \frac{\alpha C}{m \neq n} \right| \\ \left| \frac{\alpha C}{m \neq n} \right| &= \left[\frac{l}{(m-n)\pi} \sin \frac{(m-n)\pi a}{l} - \frac{l}{(m+n)\pi} \sin \frac{(m+n)\pi a}{l} \right] \end{aligned} \quad 4-14)$$

$$\begin{aligned} A_{k_1}^2 &= \frac{k_1}{2} \int_0^a \left(\frac{M_0 l^2}{6EI} \right)^2 \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \\ &= \frac{k_1 M_0^2 l^4}{72 E^2 I^2} \int_0^a \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \end{aligned} \quad 4-15)$$

$$\begin{aligned} A_{k_1}^3 &= \frac{k_1}{2} \int_0^a \left(\frac{M_l l^2}{6EI} \right)^2 \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \\ &= \frac{k_1 M_l^2 l^4}{72 E^2 I^2} \int_0^a \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \end{aligned} \quad 4-16)$$

$$\begin{aligned} A_{k_1}^4 &= \frac{k_1}{2} \int_0^a 2 \cdot \left[\sum_{n=1} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \right] \cdot \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot \frac{M_0 l^2}{6EI} \cdot dx \\ &= \frac{k_1}{2} \cdot \frac{M_0 l^2}{6EI} \cdot 2 \cdot \int_0^a \left\{ \sum_{n=1} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \right\} \cdot dx \\ &= \frac{k_1 M_0 l^2}{6EI} \cdot \left\{ \int_0^a \sum_{n=1} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \frac{2x}{l} \cdot dx - \int_0^a w_n \sum_{n=1} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 \cdot dx + \int_0^a \sum_{n=1} w_n \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^3 \cdot dx \right\} \end{aligned} \quad 4-17)$$

$$\begin{aligned}
A_{k1}^5 &= \frac{k_1}{2} \int_0^a \left\{ 2 \cdot \left[\sum w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \right] \left[\frac{M_0 l^2}{6EI} \left(\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right) \right] \right\} dx \\
&= \frac{k_1 M_0 l^2}{6EI} \cdot \int_0^a \sum_{n=1} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot dx
\end{aligned} \tag{4-18}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{k_1 \cdot M_0 \cdot l^2}{6EI} \cdot \left[\sum_{n=1} w_n \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \frac{x}{l} \cdot dx - \sum_{n=1} w_n \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \frac{x^3}{l^3} \cdot dx \right] \\
&\quad \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \frac{x}{l} \cdot dx = \frac{1}{l} \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x \cdot dx \\
&= -\frac{1}{n\pi} \left[a \cdot \cos \frac{n\pi x}{l} - \frac{l}{n\pi} \sin \frac{n\pi x}{l} \right]
\end{aligned} \tag{4-19}$$

$$\begin{aligned}
&\int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \frac{x^3}{l^3} \cdot dx = \frac{1}{l^3} \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x^3 \cdot dx \\
A_{k1}^6 &= \frac{k_1}{2} \int_0^a 2 \left\{ \frac{M_0 l^2}{6EI} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot \frac{M_0 l^2}{6EI} \right\} \cdot dx \\
&= \frac{k_1 M_0 M_0 l^4}{36 E^2 l^2} \int_0^a \left\{ \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \right\} \cdot dx
\end{aligned} \tag{4-20}$$

$$\begin{aligned}
&\int_0^a \left[\frac{2x^2}{l^2} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \left(\frac{x}{l} \right)^4 - 2 \left(\frac{x}{l} \right)^4 + 3 \left(\frac{x}{l} \right)^5 - \left(\frac{x}{l} \right)^6 \right] \cdot dx \\
&= l \cdot \int_0^a \left[2 \frac{x^2}{l^2} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^3 - \left(\frac{x}{l} \right)^4 + 3 \left(\frac{x}{l} \right)^5 - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^6 \cdot d \left(\frac{x}{l} \right) \right] \\
&= l \cdot \left[2 \cdot \frac{1}{3} \left(\frac{a}{l} \right)^3 - 3 \cdot \frac{1}{4} \left(\frac{a}{l} \right)^4 - \frac{1}{5} \left(\frac{a}{l} \right)^5 + 3 \cdot \frac{1}{6} \left(\frac{a}{l} \right)^6 - \frac{1}{7} \left(\frac{a}{l} \right)^7 \right] \\
&= l \cdot \left[\frac{2}{3} \left(\frac{a}{l} \right)^3 - \frac{3}{4} \left(\frac{a}{l} \right)^4 - \frac{1}{5} \left(\frac{a}{l} \right)^5 + \frac{1}{2} \left(\frac{a}{l} \right)^6 - \frac{1}{7} \left(\frac{a}{l} \right)^7 \right]
\end{aligned} \tag{4-21}$$

以下求 K_2 段的弹性能 A_{k2}

$$A_{k2} = \frac{k_2}{2} \int_{ab}^l w^2 \cdot dx = \frac{k_2}{2} \sum_{i=1}^6 A_{k2}^i \tag{4-22}$$

$$\begin{aligned}
A_{k2}^1 &= \frac{k_2}{2} \int_{ab}^l \sum_{m=1} \sum_{n=1} w_n \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} \cdot w_n \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot dx \\
&= \frac{k_2}{2} \sum_{n=1} w_n^2 \left[\frac{c}{2} + \frac{l}{4n\pi} \cdot \sin \frac{2n\pi ab}{l} \right] + \frac{k_2}{2} \sum_{m=1} \sum_{n=1} w_n \cdot w_m \cdot \left| \frac{\alpha F}{m \neq n} \right| \\
\left| \frac{\alpha F}{m \neq n} \right| &= -\frac{l}{2(m-n)\pi} \cdot \sin \frac{(m-n)\pi ab}{l} + \frac{l}{2(m+n)\pi} \cdot \sin \frac{(m+n)\pi ab}{l}
\end{aligned} \tag{4-23}$$

$$A_{k2}^2 = \frac{k_2}{2} \cdot \frac{M_0^2 l^4}{36 E^2 I^2} \int_{ab} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \quad 4-24)$$

$$\begin{aligned} \int_{ab} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx &= \int_{ab} \left[4 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + 9 \left(\frac{x}{l} \right)^4 + \left(\frac{x}{l} \right)^6 - 12 \left(\frac{x}{l} \right)^3 + 4 \left(\frac{x}{l} \right)^4 - 6 \left(\frac{x}{l} \right)^5 \right] \cdot dx \\ &= l \cdot \left[4 \frac{1}{3} \left(\frac{x}{l} \right)^3 + 13 \frac{1}{5} \left(\frac{x}{l} \right)^5 + \frac{1}{7} \left(\frac{x}{l} \right)^7 - 12 \frac{1}{4} \left(\frac{x}{l} \right)^4 - 6 \frac{1}{6} \left(\frac{x}{l} \right)^6 \right]_{ab} \\ &= l \left[\frac{4(l^3 - ab^3)}{3l^3} + \frac{13(l^5 - ab^5)}{5l^5} + \frac{l^7 - ab^7}{7l^7} - \frac{3(l^4 - ab^4)}{l^4} - \frac{l^6 - ab^6}{l^6} \right] \end{aligned}$$

$$A_{k2}^3 = \frac{k_2}{2} \cdot \frac{M_l^2 \cdot l^4}{36 E^2 I^2} \int_{ab} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 \cdot dx \quad 4-25)$$

$$\begin{aligned} \int_{ab} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 \cdot dx &= \int_{ab} \left[\left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^6 - 2 \left(\frac{x}{l} \right)^4 \right] \cdot dx \\ &= l \left[\frac{1}{3} \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \frac{1}{7} \left(\frac{x}{l} \right)^7 - 2 \frac{1}{5} \left(\frac{x}{l} \right)^5 \right]_{ab} \\ &= l \left[\frac{l^3 - ab^3}{3l^3} + \frac{l^7 - ab^7}{7l^7} - \frac{2}{5} \cdot \frac{l^5 - ab^5}{l^5} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{k2}^4 &= \frac{k_2}{2} \cdot \int_{ab} 2 \cdot \left[\sum_{n=1} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \right] \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot \frac{M_0 l^2}{6EI} \cdot dx \\ &= \frac{k_2 M_0 l^2}{6EI} \cdot \int_{ab} \sum_{n=1} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot dx \\ &= \frac{k_2 M_0 l^2}{6EI} \cdot \frac{2}{l} \cdot \sum_{n=1} w_n \cdot \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x \cdot dx - \frac{k_2 M_0 l^2}{6EI} \cdot \frac{3}{l^2} \sum_{n=1} w_n \cdot \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x^2 \cdot dx \\ &\quad + \frac{k_2 M_0 l^2}{6EI} \cdot \frac{1}{l^3} \sum_{n=1} w_n \cdot \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x^3 \cdot dx \end{aligned} \quad 4-26)$$

$$\begin{aligned} A_{k2}^5 &= \frac{k_2}{2} \int_{ab} 2 \left[\sum_{n=1} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \right] \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \frac{M_0 l^2}{6EI} \cdot dx \\ &= \frac{k_2 M_0 l^2}{6EI} \cdot \sum_{n=1} w_n \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \frac{x}{l} \cdot dx - \frac{k_2 M_0 l^2}{6EI} \sum_{n=1} w_n \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^3 \cdot dx \end{aligned} \quad 4-27)$$

$$A_{k2}^6 = \frac{k_2}{2} \int_{ab} \frac{M_0 l^2}{3EI} \frac{M_l l^2}{6EI} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot dx \quad 4-29)$$

在 $x=0$ 和 $x=l$ 时, $w'(0)=w'(l)=0$

当 $x=0$ 时,

$$w'(0) = \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n + \frac{M_0 l^2}{6EI} \cdot \frac{2}{l} + \frac{M_l l^2}{6EI} \cdot \frac{1}{l} = 0 \quad 4-30)$$

$$\text{得: } \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n + \frac{M_0 l^2}{3EI} + \frac{M_l l^2}{6EI} = 0 \quad 4-31)$$

当 $x=l$ 时

$$w'(l) = \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cos n\pi - \frac{M_0 l}{6EI} - \frac{M_l l}{3EI} = 0 \quad 4-32)$$

$$\text{得: } \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cos n\pi - \frac{M_0 l}{6EI} - \frac{M_l l}{3EI} = 0 \quad 4-33)$$

此两个式联立

$$\begin{cases} \frac{M_0 l}{6EI} + \frac{M_l l}{3EI} = \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cos n\pi \\ \frac{M_0 l}{3EI} + \frac{M_l l}{6EI} = -\frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \end{cases} \quad 4-34)$$

$$\Rightarrow \frac{2M_l l}{3EI} - \frac{M_l l}{6EI} = \frac{2n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos n\pi + \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n$$

$$\frac{M_l \cdot l}{2EI} = \frac{2n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos n\pi + \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \quad 4-35)$$

$$M_l = \frac{2EI}{l} \cdot \frac{2n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos n\pi + \frac{2EI}{l} \cdot \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \quad 4-36)$$

$$= \frac{4EI\pi \cdot n}{l^2} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos n\pi + \frac{2EI\pi \cdot n}{l^2} \sum_{n=1}^{\infty} w_n$$

$$\frac{2M_0 l}{3EI} - \frac{M_0 l}{6EI} = -\frac{2n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n - \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos n\pi$$

$$\frac{M_0 l}{2EI} = -\frac{2n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n - \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos n\pi$$

$$M_0 = \frac{2EI}{l} \cdot \left(-\frac{2n\pi}{l} \right) \sum_{n=1}^{\infty} w_n - \frac{2EI}{l} \cdot \frac{n\pi}{l} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos n\pi \quad 4-37)$$

$$= -\frac{4EI n\pi}{l^2} \sum_{n=1}^{\infty} w_n - \frac{2EI n\pi}{l^2} \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \cos n\pi$$

将 M_0 M_l 看作是 w_n 的函数, 则所有的 w_n 是独立的。

$$\begin{aligned}\frac{\partial M_0}{\partial w_n} &= -\frac{4EI\pi}{l^2} \cdot n - \frac{2EI\pi}{l^2} \cdot n \cdot \cos n\pi \\ \frac{\partial M_l}{\partial w_n} &= \frac{4EI\pi}{l^2} \cdot n \cdot \cos n\pi + \frac{2EI\pi}{l^2} \cdot n\end{aligned}\quad 4-37-1$$

以下进行求导:

$$\text{由于势能 } \Pi = U + A_{k_1} + A_{k_2} - A_q \quad 4-38)$$

$$\frac{\partial U^1}{\partial w_n} = \frac{\pi^4 E I n^4}{2l^3} w_n \quad 4-39)$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial U^2}{\partial w_n} &= \frac{EI}{2} \left[\frac{2IM_0}{3E^2 I^2} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{2IM_l}{3E^2 I^2} \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \right] + \frac{2IM_0}{E^2 I^2} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} - \frac{2I}{3E^2 I^2} \left(M_0 \frac{\partial M_l}{\partial w_n} + M_l \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \right) \\ &\quad - \frac{2M_0 l}{E^2 I^2} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{l^2}{E^2 I^2} \left(M_0 \frac{\partial M_l}{\partial w_n} + M_l \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \right)\end{aligned}\quad 4-40)$$

$$\frac{\partial U^3}{\partial w_n} = -\frac{M_0}{l} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \cdot 7A - \frac{1}{l} \left(\frac{m\pi}{l} \right)^2 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \sum_{m=1} \left| \frac{7A}{m} \right| \quad 4-41)$$

外荷载

$$\frac{\partial A_q}{\partial w_n} = \frac{\partial A_q^1}{\partial w_n} + \frac{\partial A_q^2}{\partial w_n} + \frac{\partial A_q^3}{\partial w_n} \quad 4-42)$$

$$\frac{\partial A_q^1}{\partial w_n} = -\frac{ql}{\pi} \cdot \frac{1}{n} \cdot \sum_{n=1} w_n \left(\cos \frac{n\pi ab}{l} - \cos \frac{n\pi a}{l} \right) \quad 4-43)$$

$$\frac{\partial A_q^2}{\partial w_n} = \frac{ql^2}{6EI} \cdot \int_a^{ab} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \quad 4-44)$$

$$\frac{\partial A_q^3}{\partial w_n} = \frac{ql^2}{6EI} \cdot \int_a^{ab} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \quad 4-45)$$

$$\frac{\partial A_{k_1}}{\partial w_n} = \sum_{i=1}^6 \frac{\partial A_{k_1}^i}{\partial w_n} \quad 4-46)$$

$$\frac{\partial A_{k_1}^1}{\partial w_n} = \frac{k_1}{2} \cdot \left\{ \frac{a}{2} \cdot 2 \cdot w_n - \frac{l}{4n\pi} \cdot \sin \frac{2n\pi a}{l} \cdot 2w_n \right\}$$

$$+ \frac{k_1}{4} \cdot 2 \cdot \sum_{n=1}^{\infty} w_m \cdot \left| \frac{\alpha C}{m \neq n} \right|$$

$$= \frac{k_1}{2} \left(a \cdot w_n - \frac{l}{2n\pi} \cdot \sin \frac{2n\pi a}{l} \cdot w_n \right) + \frac{k_1}{2} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} w_m \cdot \left| \frac{\alpha C}{m \neq n} \right| \quad (4-47)$$

$$\frac{\partial A_{k1}^2}{\partial w_n} = \frac{k_1}{2} \cdot \frac{l^4}{36E^2 I^2} \cdot 2 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \cdot \int_0^a \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \cdot M_0 \quad (4-48)$$

$$\frac{\partial A_{k1}^3}{\partial w_n} = \frac{k_1}{2} \cdot \frac{l^4}{36E^2 I^2} \cdot 2 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \cdot M_l \cdot \int_0^a \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \quad (4-49)$$

$$\frac{\partial A_{k1}^4}{\partial w_n} = \frac{k_1 \cdot M_0 \cdot l^2}{6EI} \left\{ \frac{2}{l} \cdot \int_0^a x \sin \frac{n\pi a}{l} dx - \frac{3}{l^2} \cdot \int_0^a x^2 \sin \frac{n\pi a}{l} dx + \frac{1}{l^3} \cdot \int_0^a x^3 \sin \frac{n\pi a}{l} dx \right\} \quad (4-50)$$

$$+ \frac{k_1 \cdot l^2}{6EI} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \left\{ \frac{2}{l} \sum_{m=1}^{\infty} w_m \int_0^a x \sin \frac{m\pi a}{l} dx - \frac{3}{l^2} \sum_{m=1}^{\infty} w_m \int_0^a x^2 \sin \frac{m\pi a}{l} dx + \frac{1}{l^3} \sum_{m=1}^{\infty} w_m \int_0^a x^3 \sin \frac{m\pi a}{l} dx \right\}$$

$$\frac{\partial A_{k1}^5}{\partial w_n} = \frac{k_1 M_l l^2}{6EI} \left(\int_0^a \frac{x}{l} \sin \frac{n\pi x}{l} dx - \int_0^a \left(\frac{x}{l} \right)^3 \sin \frac{n\pi x}{l} dx \right) \quad (4-51)$$

$$+ \frac{k_1 l^2}{6EI} \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \left(\sum_{m=1}^{\infty} w_m \cdot \int_0^a \frac{x}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} dx - \sum_{m=1}^{\infty} w_m \cdot \int_0^a \left(\frac{x}{l} \right)^3 \sin \frac{m\pi x}{l} dx \right)$$

$$\frac{\partial A_{k1}^6}{\partial w_n} = \frac{k_1 l^4}{36E^2 I^2} \cdot \int_0^a \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx \cdot \left(M_0 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} + M_l \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \right) \quad (4-52)$$

$$\frac{\partial A_{k2}}{\partial w_n} = \sum_{i=1}^6 \frac{\partial A_{k2}^i}{\partial w_n} \quad (4-53)$$

$$\frac{\partial A_{k2}^1}{\partial w_n} = k_2 \cdot w_n \left[\frac{c}{2} + \frac{l}{4n\pi} \cdot \sin \frac{2n\pi ab}{l} \right] + k_2 \cdot \sum_{m=1}^{\infty} w_m \cdot \left| \frac{\alpha F}{m \neq n} \right| \quad (4-54)$$

$$\frac{\partial A_{k2}^2}{\partial w_n} = \frac{k_2 \cdot l^4}{72E^2 I^2} \cdot \int_{ab} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \cdot 2M_0 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \quad (4-55)$$

$$\frac{\partial A_{k2}^3}{\partial w_n} = \frac{k_2 \cdot l^4}{72E^2 I^2} \cdot \int_{ab} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx \cdot 2M_l \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \quad (4-56)$$

$$\frac{\partial A_{k2}^4}{\partial w_n} = \frac{k_2 \cdot M_0 l^2}{6EI} \cdot \frac{2}{l} \cdot \xi_5 - \frac{k_2 \cdot M_0 l^2}{6EI} \cdot \frac{3}{l^2} \cdot \xi_6 + \frac{k_2 \cdot M_0 l^2}{6EI} \cdot \frac{1}{l^3} \cdot \xi_7$$

$$+ \frac{k_2 \cdot l^2}{6EI} \cdot \frac{2}{l} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \sum_{m=1}^{\infty} w_m \cdot \xi_5 \Big|_{n=m} + \frac{k_2 \cdot l^2}{6EI} \cdot \frac{3}{l^2} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \sum_{m=1}^{\infty} w_m \cdot \xi_6 \Big|_{n=m}$$

$$+ \frac{k_2 \cdot l^2}{6EI} \cdot \frac{1}{l^3} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \sum_{m=1} w_m \cdot \xi_7 \Big|_{n=m} \quad (4-57)$$

$$\frac{\partial A_{k_2}^5}{\partial w_n} = \frac{k_2 \cdot M_l l^2}{6EI} \cdot \left(\int_{ab} \frac{x}{l} \sin \frac{n\pi x}{l} dx - \int_{ab} \left(\frac{x}{l} \right)^3 \sin \frac{n\pi x}{l} dx \right) + \frac{k_2 \cdot l^2}{6EI} \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \cdot \sum_{m=1} w_m \cdot \left| \frac{34A}{m} \right| \quad (4-58)$$

$$\frac{\partial A_{k_2}^6}{\partial w_n} = \frac{k_2 l^4}{6E^2 I^2} \cdot \int_{ab} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx \cdot \left(M_0 \frac{\partial M_l}{\partial w_n} + M_l \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \right) \quad (4-59)$$

方程组以 M_0 、 M_l 、 w_m 为未知数。

将方程写成以下形式：

$$\beta_1 M_0 + \beta_2 M_l + \beta_3 w_n + \sum_{m=1} w_m \cdot \beta_4 = \beta_5 \quad (4-60)$$

$$\begin{aligned} \beta_1 = & \frac{4l}{3EI} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} - \frac{4l}{3EI} \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} + \frac{k_1 \cdot l^2}{6EI} \cdot \xi_2 + \frac{k_1 \cdot l^4}{36E^2 I^2} \cdot \xi_3 + \frac{k_2}{6EI} \cdot \xi_7 + \frac{k_2 l^4}{36E^2 I^2} \cdot \xi_8 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \\ & - \frac{1}{l} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \cdot \int_0^l x \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} dx + \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \cdot \int_0^l \sin \frac{n\pi x}{l} dx + \frac{k_1 l^4}{36E^2 I^2} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \cdot \xi_1 \\ & + \frac{k_2 \cdot l^4}{36E^2 I^2} \cdot \xi_4 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{k_2 \cdot l}{3EI} \cdot \xi_5 - \frac{k_2}{2EI} \cdot \xi_6 \end{aligned} \quad (4-61)$$

$$\xi_1 = \int_0^l \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx$$

$$\xi_2 = \int_0^l \sin \frac{n\pi x}{l} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx$$

$$\xi_3 = \int_0^l \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx$$

$$\xi_4 = \int_{ab} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx$$

$$\xi_5 = \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x \cdot dx$$

$$\xi_6 = \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x^2 \cdot dx$$

$$\xi_7 = \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x^3 \cdot dx$$

$$\xi_8 = \int_{ab} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx$$

$$\beta_2 = \frac{l}{3EI} \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} + \frac{l}{6EI} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{1}{l} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \cdot \zeta_1 + \frac{k_1 \cdot l^4}{36E^2 I^2} \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \cdot \zeta_2 +$$

$$\frac{k_1 \cdot l^4}{6EI} (\zeta_3 - \zeta_4) + \frac{k_1 l^4}{36E^2 I^2} \cdot \zeta_3 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{k_2 l^4}{36E^2 I^2} \cdot \zeta_5 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} + \frac{k_2 l^2}{6EI} \left(\frac{\zeta_5}{l} - \frac{\zeta_7}{l^3} \right) \quad 4-62)$$

$$\zeta_1 = \int_0^l \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x \cdot dx$$

$$\zeta_2 = \int_0^a \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx$$

$$\zeta_3 = \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \frac{x}{l} dx$$

$$\zeta_4 = \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \left(\frac{x}{l} \right)^3 dx$$

$$\zeta_5 = \int_{ab}^l \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right]^2 dx$$

$$\beta_3 = \frac{\pi^4 E l n^4}{2l^3} + \frac{k_1}{2} \left(a - \frac{l}{2n\pi} \sin \frac{2n\pi a}{l} \right) + k_2 \chi_1 \quad 4-63)$$

$$\chi_1 = \left[\frac{C}{2} + \frac{l}{4n\pi} \cdot \sin \frac{2n\pi ab}{l} \right]$$

$$\beta_4 = -\frac{1}{l} \cdot \left(\frac{m\pi}{l} \right)^2 \cdot \zeta_1 \cdot \left(\frac{\partial M_0}{\partial w_n} - \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \right) + \left(\frac{m\pi}{l} \right)^2 \cdot \int_0^l \sin \frac{m\pi x}{l} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{k_1}{2} \cdot \zeta_2 \quad 4-64)$$

$$+ \frac{k_1 l^2}{6EI} \left[\frac{2}{l} \cdot \zeta_3 - \frac{3}{l^2} \cdot \zeta_4 + \frac{1}{l^3} \cdot \zeta_5 \right] \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{k_1 l^2}{6EI} \left[\frac{\zeta_3}{l} - \frac{\zeta_5}{l^3} \right] \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n}$$

$$+ \frac{k_2 \cdot l^2}{6EI} \left[\frac{2}{l} \zeta_6 - \frac{3}{l^2} \zeta_7 + \frac{1}{l^3} \zeta_8 \right] \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{k_2 \cdot l^2}{6EI} \cdot \left[\frac{\zeta_6}{l} - \frac{\zeta_8}{l} \right] \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n}$$

$$\zeta_1 = \int_0^l x \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} dx$$

$$\zeta_2 = \left[\frac{l}{(m-n)\pi} \cdot \sin \frac{(m-n)\pi a}{l} - \frac{l}{(m+n)\pi} \cdot \sin \frac{(m+n)\pi a}{l} \right] \Big|_{n+m}$$

$$\zeta_3 = \int_0^a x \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} dx$$

$$\zeta_4 = \int_0^a x^2 \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} dx$$

$$\zeta_5 = \int_0^a x^3 \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} dx$$

$$\begin{aligned}\zeta_6 &= \int_{ab} x \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} dx \\ \zeta_7 &= \int_{ab} x^2 \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} dx \\ \zeta_8 &= \int_{ab} x^3 \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} dx \\ \beta_5 &= -\frac{ql}{\pi} \cdot \frac{1}{n} \int_{ab} \sin \frac{n\pi x}{l} dx + \frac{ql^2}{6EI} \eta_1 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} + \frac{ql^2}{6EI} \cdot \eta_2 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n}\end{aligned}\quad 4-65)$$

$$\eta_1 = \int_a^{ab} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx$$

$$\eta_2 = \int_a^{ab} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] dx$$

管棚各段的弯矩:

在开挖段:

$$M_{(x)} = \frac{q \cdot (x-a)^2}{2} - \left\{ Q_0 \cdot x + M_0 - \frac{kl}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{w_m}{m} \left[\frac{(x-a) \cdot \cos \frac{m\pi a}{l}}{-x + \frac{l}{m\pi} \cdot \sin \frac{m\pi a}{l}} \right] \right\} \quad 4-66)$$

在未开挖段:

$$M_{(x)} = - \left\{ Q_0 \cdot x + M_0 - \frac{kl}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{w_m}{m} \left[-x + \frac{l}{m\pi} \cdot \sin \frac{m\pi a}{l} \right] \right\} \quad 4-67)$$

在支护段:

$$M_{(x)} = - \left\{ Q_0 \cdot (l-x) + M_0 + \frac{kl}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{w_m}{m} \left[(l-x) \cdot \cos m\pi + \frac{l}{m\pi} \cdot \sin \frac{m\pi x}{l} \right] \right\} \quad 4-68)$$

4.2 管棚的荷载传递、调节作用

对单循环进尺土体释放荷载以及对支护刚度进行计算时,土体荷载按取支护结构上方土柱自重,水平压力取静止土压力,静止土压力系数取 0.7。支护结构上方道路车辆和行人荷载取 20kPa,则通道顶部荷载 q 为 100 kPa,通道边墙上部水平荷载 e_1 为 70 kPa,下部荷载为 e_2 为 136.5 kPa。

单循环进尺 0.5m 时,单根管棚承受的释放荷载为 40e3N/m,土的基床系数按照上海基坑设计规范进行选取,为进行比较,取 5,000~40,000kN/m³。在采用 CRD 施工时,单侧洞室的支护刚度 8.89e4~20e4 kN/m³

4.2.1 管棚荷载传递特性

在单循环进尺 0.5m 时,以跨中位置管棚作为分析对象,土体系数取 10,000

kN/m^3 ，支护刚度取 $8.89 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ （支护结构刚度的计算方法是，选取纵向单位长度的横向支护结构截面，在跨中施加竖向单位荷载，计算支护结构的竖向变形，从而计算出支护结构的刚度）。在洞口附近，管棚承受一部分荷载，如距离洞口 1m 时，支护线刚度 $8.89 \times 10^4 \text{ N/mm}$ ，土体线刚度 $0.5 \times 10^4 \text{ N/mm}$ ，则未开挖段反力为 $4.46 \times 10^3 \text{ N}$ ，支护段为 $5.47 \times 10^3 \text{ N}$ ，管棚承受土体释放荷载的 50%，而当开挖进行到 3m 以后，则洞口套拱作用减弱。掌子面距离左洞口 15m 时，管棚下部的反力情况见表 4-1

表 4-1 管棚下部支护结构和地基反力

距离左端距离 (m)	10.5	12	13.5	15	15.5	16	16.5
反力 (N/m)	23.025	300.168	1109.637	7425.832	45857.28	11922.71	1475.33
距离左端距离 (m)	17	17.5	18	18.5	19	20	20.5
反力 (N/m)	2305.77	760.114	669.8714	110.2987	45.39296	4.95909	2.57481
Σ (N)							20000

从表 4-1 可看出，管棚下部的反力之和为： $2.0 \times 10^4 \text{ N}$ ，与开挖段 0.5m 的释放荷载 $20 \times 10^4 \text{ N}$ 相符合，相对于外荷载而言，管棚本身不具备承载能力，管棚仅仅是在开挖过程中因土体开挖产生的释放荷载向土体和支护段扩散。

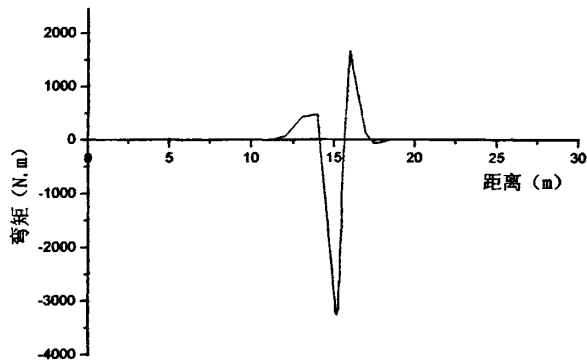
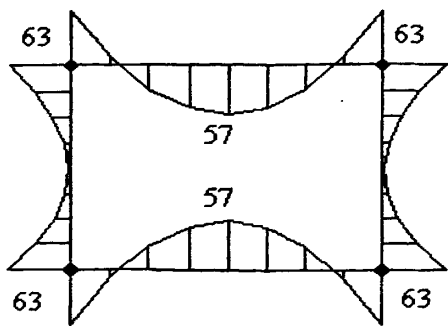


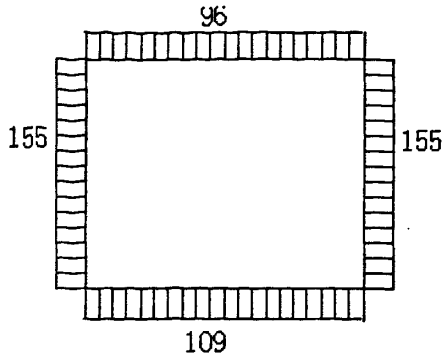
图 4-3 管棚弯矩分布

对此工况，管棚因土体释放荷载作用引起的弯矩分布如图 4-3 所示。

在管棚内最大产生的弯矩为 3.27 kNm ，若假定管棚内力按线性分布，则在管棚内产生的最大应力为 58 MPa ，远远低于管棚的设计强度 338 MPa ，在开挖过程中，支护结构内产生的弯矩和轴力分布情况如图 4-4 所示，在棚架体系中，管棚强度不是控制性因素。



a 弯矩图 (kN.m)



b 轴力图 (kN)

图 4-4 支护结构弯矩和轴力分布图

以上是特定土体和支护刚度条件下的管棚弯矩分布，由于管棚弯矩与下部土体及支护结构的特性相关，因此，以下着重对土体基床系数以及支护刚度等特性变化时对管棚弯矩的影响情况进行分析，以了解单开挖步序所引起的管棚最大弯矩变化范围。

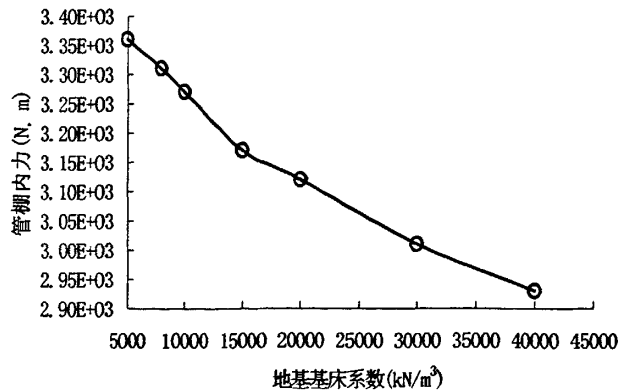


图 4-5 管棚弯矩与土体基床系数关系

在支护结构刚度为 $8.89 \times 10^4 \text{ N/mm}$ 时，土体基床系数在 $5000 \text{ kN/m}^3 \sim 40,000 \text{ kN/m}^3$ 范围内变化时，管棚弯矩随土体基床系数的变化情况如图 4-5 所示，从图可看出，在支护条件一定时，管棚弯矩随着土层基床系数减小而增大，主要是由于当土层基床系数减小时，管棚在开挖段以及未开挖段范围内的变形量及影响范围加大，管棚挠度曲线曲率变大所导致。基床系数分别为 $5,000 \text{ kN/m}^3$ 、 $10,000 \text{ kN/m}^3$ 时，管棚的挠度曲线和曲率图形如图 4-6、4-7 所示。

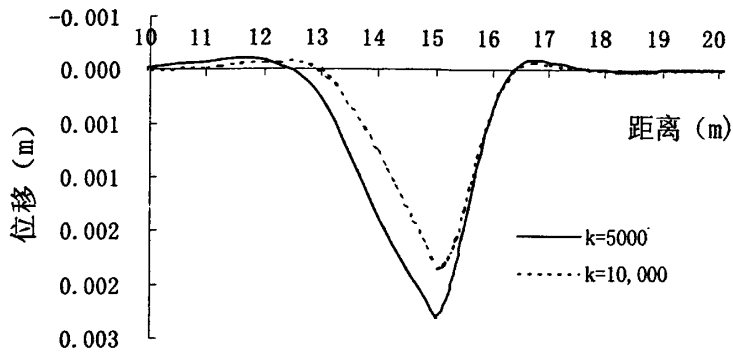


图 4-6 管棚位移曲线

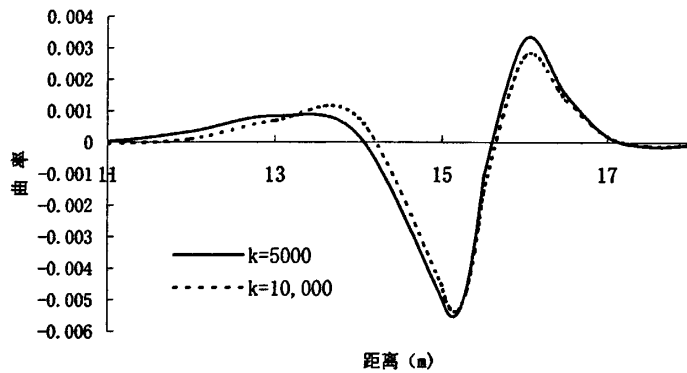


图 4-7 管棚曲率

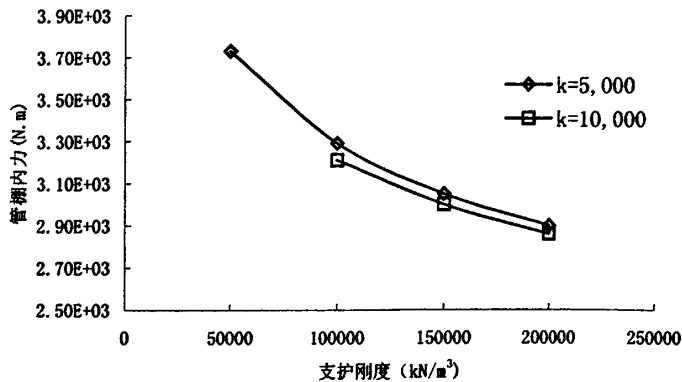


图 4-8 管棚弯矩与支护结构刚度关系

支护结构刚度对管棚弯矩的影响如图 4-8 所示，在土体条件一定时，管棚弯矩随支护结构刚度增大而降低；在支护结构刚度一定时，管棚弯矩随着地基基床系数的增大而降低，从总体上看，管棚弯矩随着支护结构刚度和土体地基基床系数的增大而降低，即：在棚架体系中，下部体系越“刚”，则管棚弯矩越小，反之，下部体系越“柔”，则管棚弯矩越大。因此，在地基基床系数取 5000 kN/m^3 和支护结构刚度取 $50,000 \text{ kN/m}^3$ 时，管棚的最大弯矩为 3.73 kNm ，在管棚内产生的最大应力为 66 MPa ，即使是在洞口附近，管棚承受荷载，管棚内力也小于 3.1 kNm ，因此，在软

土地层管棚主要是对上部土体荷载起到传递作用，而非承载。同时，管棚强度在“棚架体系”不是主要的控制性因素。

4.2.2 管棚对开挖释放荷载传递、调节规律

在未开挖段土体基础系数为 $0.5 \times 10^4 \text{ N/mm}$ ，支护段支护结构刚度为 $8.98 \times 10^4 \text{ N/mm}$ 时，未开挖段及支护段单位长度反力见表 4-1，支护段支护结构上的反力之和与未开挖段土体内反力之和的比值为 2.80，即：单开挖步序时，因开挖导致的土体释放荷载的 73% 是通过管棚作用传递到支护结构上。所以，管棚的主要作用即是 将土体开挖释放荷载传递到土体~支护体系中刚度较大的支护结构上。

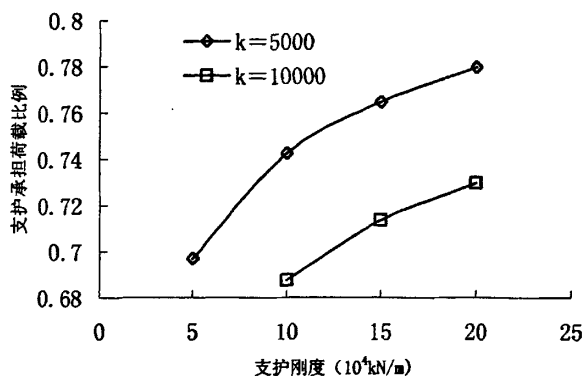


图 4-9 支护结构承担荷载比例与支护刚度关系

在土体基床系数分别为 $5,000 \text{ kN/m}^3$ 和 $10,000 \text{ kN/m}^3$ ，支护结构刚度从 $50,000 \text{ kN/m}^3$ 到 $200,000 \text{ kN/m}^3$ 之间变化时，支护结构承受的开挖荷载比例如图 4-9 所示，在未开挖段土体基床系数在 $10,000 \text{ kN/m}^3$ 时，支护结构承受全部土体释放荷载的 68.8% 以上，未开挖段土体越软，则该荷载比例值越大。

若定义支护结构刚度与地基基床系数比值 $\kappa = \sqrt[4]{\frac{K_{\text{sup prt}}}{k_{\text{soil}}}}$ ，则 κ 与开挖段和未开挖

段反力总和的比值如图 4-10 所示，二者基本呈线性关系。

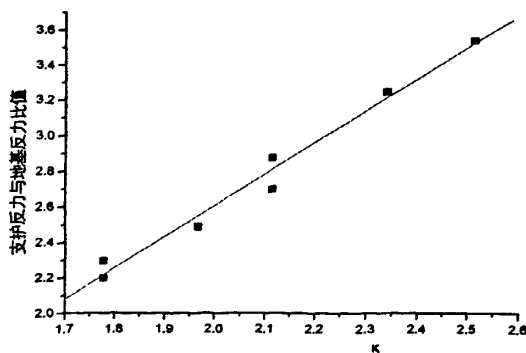


图 4-10 支护反力/土体反力与 κ 关系

在土体基床系数为 $10,000 \text{ kN/m}^3$ 时，支护刚度从 $100,000 \text{ kN/m}^3$ 变化到 $200,000 \text{ kN/m}^3$

000 kN/m³ 时，管棚下部反力的扩散范围如图 4-11 所示，从图可看出，支护刚度变化对扩散范围影响较小，主要对最大位移影响来体现支护反力的总值变化的。在支护刚度为 10, 000 kN/m 时，最大位移为 1.744mm，在支护刚度为 200, 000 kN/m³ 时，最大位移为 1.456mm。

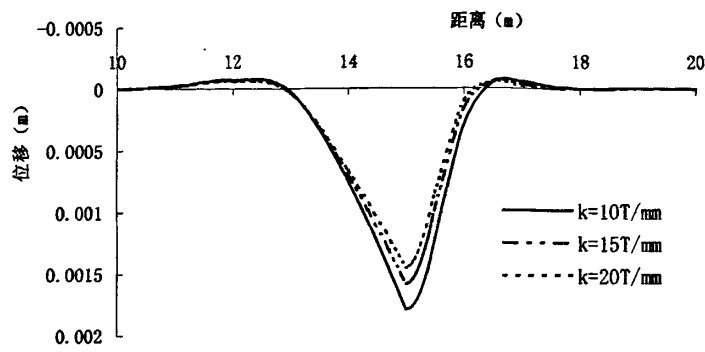


图 4-11 荷载扩散范围

荷载传播范围与弹性地基梁的特征系数 $\beta = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k}}$ 的关系见表 4-2，由表 4-2 可见，荷载的扩散范围主要取决于特征系数 β 。

表 4-2 荷载传播距离与特征系数关系		
位 置	特征系数	荷载传播距离(m)
支护结构	0.331805	1
支护结构	0.356548	1
支护结构	0.394585	1
土 体	0.701683	2

- 通过以上分析，可初步将软土地层中管棚作用机理归纳为：
- 1) 管棚的存在，改变了开挖释放荷载的作用形式，将开挖面土体的剪切变形转化为未开挖段土体的压缩变形和支护段支护结构因横向荷载导致的变形；
 - 2) 管棚将开挖释放荷载调节、定向到刚度较大的支护结构上，开挖释放荷载主要支护结构承担；
 - 3) 将由未开挖段土体上分担的开挖释放荷载调节到较大范围内。
- 以上三个因素的共同作用，使得管棚能够发挥限沉功能。

4.3 小结

本章根据管棚法在城市软土地层应用时的实际情况，建立了用于分析管棚荷载传递作用的分析模型，利用该模型重点对管棚释放荷载传递特点和主要因素进行了分析，分析表明：

- 1 软土地层，开挖过程的释放荷载通过管棚作用主要传递到支护结构上。
- 2 在支护体系中，管棚的承载能力不是控制性因素。

3 在管棚扩散荷载中,未开挖段和支护段承担扩散荷载比值与支护结构刚度和土体基床系数比值的 $1/4$ 次方成线性关系。

4 土体开挖释放荷载的扩散范围主要取决于体系特征系数。

5 在以上分析结果基础上,将软土地层中管棚作用机理归纳为:

1) 管棚的存在,改变了开挖释放荷载的作用形式,将开挖面土体的剪切变形转化为未开挖段土体压缩变形和支护段支护结构因横向荷载导致的变形;

2) 管棚将开挖释放荷载调节、定向到刚度较大的支护结构上,开挖释放荷载主要支护结构承担;

3) 将由未开挖段土体上分担的开挖释放荷载调节到较大范围内。

以上三个因素的共同作用,使得管棚能够发挥限沉功能。

5 开挖释放荷载引起管棚位移和弯矩关于管径的敏感度分析

管棚作为隧道和地下工程施工中的一种辅助手段,在我国、日本等国工程界得到广泛应用,在我国大陆地区应用的主要是直径 $\phi 79\text{mm} \sim \phi 299\text{mm}$ 的管棚,其中应用最多的是 $\phi 108\text{mm}$ 管棚,而日本、新加坡、香港等地区主要采用 $\phi 1000\text{mm}$ 左右及以上的管幕工法。管棚直径是管棚设计和施工中的一个控制性参数,不仅影响施工机具、施工方法的选择,而且直接影响工程的安全、造价及管棚功能是否能得到有效发挥。从管棚的应用目的看,管棚主要起到防止施工开挖过程中出现坍塌和过量沉降,防止地层因施工产生过量位移是管棚使用的一个重要目的,从目前我国管棚的应用看,管棚的直径变化范围很大,从 79mm 到 300mm 均有,对于管棚直径对地层位移影响情况缺乏深刻认识和有效的分析方法,因此,本章拟针对此情况,采用设计敏感度分析方法就管棚直径对地下工程开挖掘进引起的地层位移的影响情况进行研究。

5.1 开挖释放荷载引起管棚位移关于管径的敏感度

设计敏感度分析是处理设计变量对结构系统响应影响的一个有效手段,结构系统响应可以包括位移、应力、温度分布以及自振频率等。设计敏感度表示设计变量变化引起的系统响应变化量,即系统响应对设计变量的导数。设计敏感度分析的最直接和最有效方法是采用解析法,但对于一般模型,获得结构运动方程关于设计变量的微分方程比较困难,也不便于实施,因此,设计敏感度分析主要方法有差分法、离散半解析法以及连续体方法,关于三者的特点和原理以及局限性详见文献^[106]。由于上章的研究中已经获得了管棚分析模型的解析解,因此,本章主要通过采用解析法直接对位移和位移满足的能量方程进行微分来获得敏感度分析方程。

软弱土地层施工过程管棚的分析模型如图 5-1、5-2 所示,管棚采用梁模拟,未开挖段和支护段对管棚作用用 Winkler 弹簧模拟,管棚的弹性模量为 E ,惯性矩为 I ,管棚两端固定约束,以考虑套拱作用,管棚全长 l ,未开挖长度 a ,开挖段长度 $(ab-a)$,支护段长度 c ,未开挖段的弹簧系数 k_1 ,开挖段弹簧系数 k_2 。

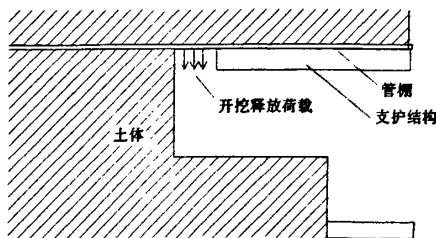


图 5-1 开挖过程示意图

施工过程中因单循环步释放荷载引起的管棚位移为:

$$\text{设 } w_{(x)} = \sum_{n=1}^{\infty} w_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} + \frac{M_0 l^2}{6EI} \left[\frac{2x}{l} - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] + \frac{M_l l^2}{6EI} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \quad (5-1)$$

式中: w_n 、 M_0 、 M_l 为待求系数,与开挖引起的释放荷载、管棚、土体

基床系数及支护结构刚度特性相关。

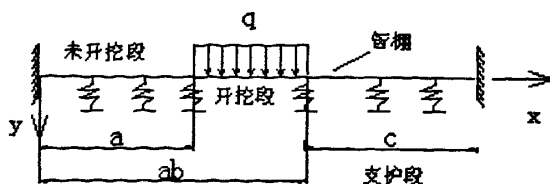


图 5-2 开挖释放荷载作用下的管棚分析模型

5-1)式的求解见第四章。

对本章研究问题而言：

若开挖过程中的单开挖步序引起的管棚位移为 $w_{(x)}$ ，则 $w_{(x)}$ 对管棚直径（为求解方便，用管棚截面惯性矩 I 描述）的敏感度 ΔS 为：

$$\Delta S = \frac{\partial w_{(x)}}{\partial I} \quad (5-2)$$

以下采用解析法求解 ΔS 。

5.2 管棚位移关于管径的敏感度求解方法

将位移 $w_{(x)}$ 对管棚惯性矩 I 微分，则得到：

$$\begin{aligned} \frac{\partial w_{(x)}}{\partial I} = & \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\partial w_n}{\partial I} \sin \frac{n\pi x}{l} + \frac{l^2}{6EI} \left[\frac{2x}{l} - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] \frac{\partial M_0}{\partial I} \\ & + \frac{l^2}{6EI} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] \frac{\partial M_l}{\partial I} - \frac{M_0 l^2}{6EI^2} \left[\frac{2x}{l} - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] - \frac{M_l l^2}{6EI^2} \left[\frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] \end{aligned} \quad (5-3)$$

在 5-3 式中，若获得位移敏感度 $\frac{\partial w_{(x)}}{\partial I}$ ，则需得到 $\frac{\partial w_n}{\partial I}$ ， $\frac{\partial M_0}{\partial I}$ ， $\frac{\partial M_l}{\partial I}$ 。

位移 $w_{(x)}$ 由最小势能原理，需满足以下方程：

$$\beta_1 M_0 + \beta_2 M_l + \beta_3 w_n + \sum_{m=1}^{\infty} w_m \cdot \beta_4 = \beta_5 \quad n=1,2,\dots \quad (5-4)$$

式中： $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ 为 k_1 、 k_2 、 EI 以及 a 、 ab 、 l 等的函数， β_5 是与外荷载 q 关联的函数。

将 5-4) 式对惯性矩 I 微分，得：

$$\begin{aligned}
 & \beta_1 \frac{\partial M_0}{\partial I} + \beta_2 \frac{\partial M_1}{\partial I} + \beta_3 \frac{\partial w_n}{\partial I} + \sum_{m=1}^n \beta_4 \frac{\partial w_m}{\partial I} \\
 & + M_0 \frac{\partial \beta_1}{\partial I} + M_1 \frac{\partial \beta_2}{\partial I} + w_n \frac{\partial \beta_3}{\partial I} + \sum_{m=1}^n w_m \frac{\partial \beta_4}{\partial I} = \frac{\partial \beta_5}{\partial I} \quad n=1,2,\dots
 \end{aligned} \quad 5-5)$$

若当 $n=N$ 时, $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ 的值为 $\beta_{1,N}, \beta_{2,N}, \beta_{3,N}$, 当 $m=M$ 时, β_4 的值为 $\beta_{4,M,N}$

则 5-5) 式的矩阵形式为:

$$\begin{bmatrix} \beta_{1,1} & \beta_{2,1} & \beta_{3,1} + \beta_{4,1,1} & \cdots & \beta_{4,N,1} \\ \beta_{1,2} & \beta_{2,2} & \beta_{4,1,2} & \cdots & \beta_{4,N,2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \beta_{1,N} & \beta_{2,N} & \beta_{4,1,N} & \cdots & \beta_{4,1,N} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial M_0}{\partial I} \\ \frac{\partial M_1}{\partial I} \\ \frac{\partial w_1}{\partial I} \\ \vdots \\ \frac{\partial w_n}{\partial I} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\partial \beta_{1,1}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{2,1}}{\partial I} & \frac{\partial (\beta_{3,1} + \beta_{4,1,1})}{\partial I} & \cdots & \frac{\partial \beta_{4,N,1}}{\partial I} \\ \frac{\partial \beta_{1,2}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{2,2}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{4,1,2}}{\partial I} & \cdots & \frac{\partial \beta_{4,N,2}}{\partial I} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \frac{\partial \beta_{1,N}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{2,N}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{4,1,N}}{\partial I} & \cdots & \frac{\partial \beta_{4,1,N}}{\partial I} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ w_n \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{\partial \beta_{5,1}}{\partial I} \\ \frac{\partial \beta_{5,2}}{\partial I} \\ \frac{\partial \beta_{5,3}}{\partial I} \\ \vdots \\ \frac{\partial \beta_{5,N}}{\partial I} \end{bmatrix} \quad 5-6)$$

记 $\begin{bmatrix} \beta_{1,1} & \beta_{2,1} & \beta_{3,1} + \beta_{4,1,1} & \cdots & \beta_{4,N,1} \\ \beta_{1,2} & \beta_{2,2} & \beta_{4,1,2} & \cdots & \beta_{4,N,2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ \beta_{1,N} & \beta_{2,N} & \beta_{4,1,N} & \cdots & \beta_{4,1,N} \end{bmatrix}$ 为矩阵 A,

$\begin{bmatrix} \frac{\partial M_0}{\partial I} \\ \frac{\partial M_1}{\partial I} \\ \frac{\partial w_1}{\partial I} \\ \vdots \\ \frac{\partial w_n}{\partial I} \end{bmatrix}$ 为矩阵 S,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \beta_{1,1}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{2,1}}{\partial I} & \frac{\partial (\beta_{3,1} + \beta_{4,1,1})}{\partial I} & \dots & \frac{\partial \beta_{4,N,1}}{\partial I} \\ \frac{\partial \beta_{1,2}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{2,2}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{4,1,2}}{\partial I} & \dots & \frac{\partial \beta_{4,N,2}}{\partial I} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \frac{\partial \beta_{1,N}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{2,N}}{\partial I} & \frac{\partial \beta_{4,1,N}}{\partial I} & \dots & \frac{\partial \beta_{4,1,N}}{\partial I} \end{bmatrix} \text{为矩阵 } B$$

$$\begin{bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ w_n \end{bmatrix} \text{为矩阵 } W, \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial \beta_{5,1}}{\partial I} \\ \frac{\partial \beta_{5,2}}{\partial I} \\ \frac{\partial \beta_{5,3}}{\partial I} \\ \vdots \\ \frac{\partial \beta_{5,N}}{\partial I} \end{bmatrix} \text{为矩阵 } \beta。$$

则 5-6) 式的矩阵表达式为:

$$A \cdot S + B \cdot W = \beta \quad 5-7)$$

5-4) 式的矩阵形式为:

$$\begin{bmatrix} \beta_{1,1} & \beta_{2,1} & \beta_{3,1} + \beta_{4,1,1} & \dots & \beta_{4,N,1} \\ \beta_{1,2} & \beta_{2,2} & \beta_{4,1,2} & \dots & \beta_{4,N,2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \beta_{1,N} & \beta_{2,N} & \beta_{4,1,N} & \dots & \beta_{4,1,N} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ w_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta_{5,1} \\ \beta_{5,2} \\ \vdots \\ \vdots \\ \beta_{5,N} \end{bmatrix} \quad 5-8)$$

$$\text{记 } \begin{bmatrix} \beta_{5,1} \\ \beta_{5,2} \\ \vdots \\ \vdots \\ \beta_{5,N} \end{bmatrix} \text{为矩阵 } D, \text{ 则 5-8) 的矩阵表达式为}$$

$$A \cdot W = D \quad 5-9)$$

由 5-9), 得:

$$W = A^{-1} \cdot D \quad 5-10)$$

将 5-10) 式代入 5-7) 式, 得:

$$A \cdot S + B \cdot A^{-1} \cdot D = \beta \quad 5-11)$$

将 5-11) 式中 $B \cdot A^1 \cdot D$ 移项, 则:

$$A \cdot S = \beta - B \cdot A^1 \cdot D \quad (5-12)$$

5-12) 式即为位移 $w_{(x)}$ 对管棚惯性矩 I 的敏感度分析方程。

由于在 $\frac{\partial w_{(x)}}{\partial I}$ 的表达式 5-3) 中, 同时含有 $\frac{\partial M_0}{\partial I}$, $\frac{\partial M_l}{\partial I}$ 以及 M_0 , M_l , 所以在进行位移敏感分析时, 需要同时求解方程 5-12) 与方程 5-9)。

方程组 5-12) 中, A 和 D 矩阵已经知道, 以下着重求 β 矩阵和 B 矩阵。首先求 β 矩阵, β 矩阵是 β_5 对 I 求导。

$$\frac{\partial \beta_5}{\partial I} = \frac{\partial}{\partial I} \left(\frac{ql^2}{6EI} \eta_1 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} \right) + \frac{\partial}{\partial I} \left(\frac{ql^2}{6EI} \eta_2 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} \right) \quad (5-13)$$

将 4-37-1) 式代入 5-13) 式, 得:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \beta_5}{\partial I} &= -\frac{ql^2}{6EI^2} \eta_1 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial w_n} - \frac{ql^2}{6EI^2} \eta_2 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial w_n} + \\ &\frac{ql^2}{6EI} \eta_1 \left[-\frac{4E\pi}{l^2} \cdot n - \frac{2E\pi}{l^2} \cdot n \cdot \cos n\pi \right] + \frac{ql^2}{6EI^2} \eta_2 \cdot \left[\frac{4E\pi}{l^2} \cdot n \cdot \cos n\pi + \frac{2E\pi}{l^2} \cdot n \right] \\ &= 0 \end{aligned}$$

即: β 矩阵是 0 矩阵。

将 β_1 、 β_2 、 β_3 、 β_4 分别对 I 求导即可获得 B 矩阵。

5.3 开挖释放荷载引起管棚位移的敏感度分析

工程背景如前所述, 土的基床系数按照上海基坑设计规范进行选取, 为进行比较, 取 $5,000 \sim 40,000 \text{ kN/m}^3$ 。在采用 CRD 施工时, 单侧洞室的支护刚度 $8.89 \times 10^4 \sim 20 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$

由于在敏感度分析方程中, 外荷载矩阵 β 为 0 矩阵, 开挖释放荷载导致管棚位移对管棚 I 的敏感度主要受未开挖段土体基床系数及支护段支护结构的刚度影响, 以下主要变化此二参数, 选取三个工况进行对比。

5.3.1 工况 1

在本工况中, 为对本章由解析法获得的位移敏感度结果进行验证, 同时采用差分法和解析法求解开挖释放荷载引起位移对管棚直径的敏感度, 对二者结果进行比较。当管径为 108、79mm 时, 壁厚 6mm, 而当管径为 159 及 300mm 时, 壁厚 10mm。

未开挖段土体基床系数取 $10,000 \text{ kN/m}^3$, 支护刚度取 $8.89 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$, 管棚

直径从 79mm 到 300mm 时位移敏感度如图 5-3 所示,在管径 79mm 的开始段,微分法和差分法相差较大,主要是由于在计算时,从 79mm 到 300mm 计算步长和解析法相同(均为 100 步),差分计算步长相对较大,由此引起的误差也相对较大。对于敏感度变化较小的其余地段二者吻合很好,计算表明,本文解析法是可靠的。

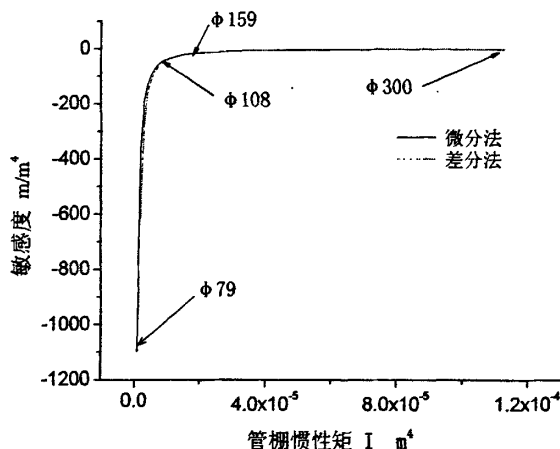


图 5-3 管径从 79mm 到 300mm 时的位移敏感度

由图 5-3 知道,位移敏感度变化段主要在管径从 79mm 到 159mm 段,该段位移敏感度如图 5-4 所示,位移敏感度在 108mm 附近为剧烈变化阶段,从 108mm 开始,位移敏感度开始趋于缓和,在 $\phi 159\text{mm}$ 时,位移敏感度为 27m/m^4 ,而 $\phi 108$ 的敏感度为 336m/m^4 , $\phi 79\text{mm}$ 的敏感度为 1100m/m^4 ,在 $\phi 200\text{mm}$ (壁厚 10mm) 敏感度降到 10m/m^4 以下,在 $\phi 300\text{mm}$ 时,则趋向于 0 (1.43m/m^4),管棚 I 值变化对位移基本没有影响。

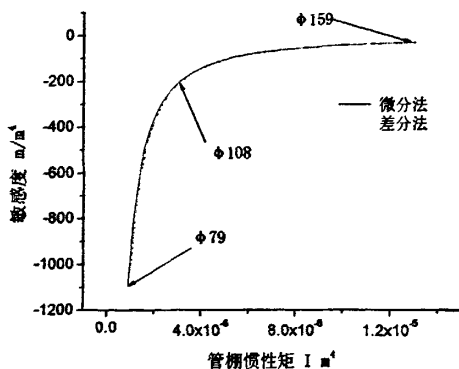


图 5-4 管径从 79mm 到 159mm 时的位移敏感度

5.3.2 工况二

未开挖段土体基床系数取 $5,000\text{kN/m}^3$,支护刚度取 $8.89 \times 10^4\text{kN/m}^3$ 在管棚管径从 $\phi 79\text{mm}$ 变化到 $\phi 159\text{mm}$ 时,位移敏感度随之变化情况如图 5-5 所示。管径为 $\phi 79\text{mm}$ 时,位移敏感度为 1460m/m^4 ,当管径为 $\phi 159\text{mm}$ 时,位移敏感度为 34m/m^4 。对比工况一与工况二可看出,在支护结构刚度一定时,管棚抗弯刚度越小,则未开挖

段土体基床系数对位移敏感度影响越明显,工况一、二相差30%左右;对于抗弯刚度相对较大的 $\phi 159$ (壁厚10mm)管棚,则未开挖段土体基床系数变化对位移敏感度影响相对较小。

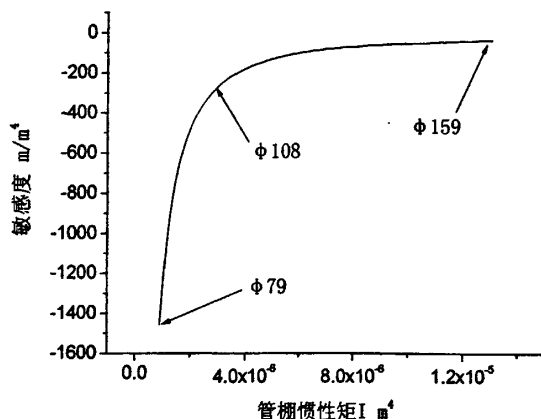


图 5-5 管棚从 $\phi 79\text{mm}$ 到 $\phi 159\text{mm}$ 时位移敏感度

5.3.3 工况三

未开挖段土体基床系数取 $5,000\text{kN/m}^3$,支护段的支护刚度取 $20 \times 10^4\text{kN/m}^3$,管径在 $\phi 79 \sim \phi 159\text{mm}$ 范围内变化时,位移敏感度如图 5-6 所示。管径为 $\phi 79\text{mm}$ 时,位移敏感度为 1280 m/m^4 ,管径为 $\phi 159\text{mm}$ 时,位移敏感度为 27 m/m^4 。对比工况二与工况三,可看出,在未开挖段土体基床系数一定时,开挖段支护结构刚度的提高对于位移敏感度的影响不是非常显著(工况二、三相差14%左右)。

对比工况一和工况三,可看出,当管棚直径较小时(如管径为 $\phi 79\text{mm}$),未开挖段地层基床系数与开挖段支护结构刚度相比,对位移敏感度的影响更明显(工况一、三相差16%左右),即在棚架体系中,作为刚度较小的地层条件改变,对位移敏感度影响相对较大。

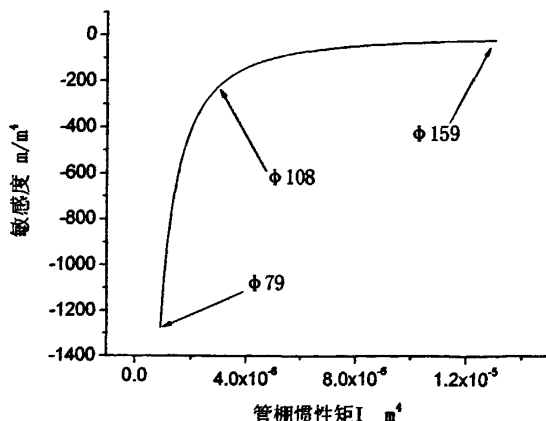


图 5-6 管棚从 $\phi 79$ 到 $\phi 159$ 时位移敏感度

综合工况一、工况二、工况三可看出:

- 1) 尽管开挖段支护刚度以及未开挖段土体基床系数对位移敏感度有一定影响,

但影响主要是对刚度相对较小的小直径管棚（ $\phi 79\text{mm}$ ），对于刚度条件相对较大的 $\phi 159\text{mm}$ 管棚，以上因素对敏感度的量值没有实质性改变，由图 5-3~6-6 可得到，该量值的绝对值在 40 m/m^4 以内。

2) 管径 $\phi 79\text{mm} \sim \phi 108\text{mm}$ ，为位移敏感度急剧变化范围，在该范围内，管棚直径的提高对于位移的影响较为显著， $\phi 108\text{mm}$ 以后，管棚直径改变对于位移的影响相对较小，到 $\phi 159\text{mm}$ ，则可认为，管径的提高对于位移几乎没有影响。

5.4 开挖释放荷载引起管棚弯矩的敏感度求解

施工过程中因单开挖步释放荷载引起的未开挖段的管棚内力为：

$$M(x) = Q_c \cdot x + M_c - \frac{k_1 l}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{w_n}{n} \left[\frac{(x-a) \cdot \cos \frac{n\pi a}{l} - x}{1} + \frac{l}{n\pi} \cdot \sin \frac{n\pi a}{l} \right] + \frac{k_1 \cdot M_0 \cdot l^2}{6EI} \lambda_1 + \frac{k_1 \cdot M_l \cdot l^2}{6EI} \lambda_2 \quad 5-14)$$

式中： $M(x)$ — x 处的管棚弯矩

Q_c 、 M_c — 原点处的剪力和弯矩

λ_1 、 λ_2 — 系数，仅仅与 x 、 l 、 a 相关

$$\lambda_1 = \int_0^x \left[2 \left(\frac{\xi}{l} \right) - 3 \left(\frac{\xi}{l} \right)^2 + \left(\frac{\xi}{l} \right)^3 \right] \cdot (x - \xi) d\xi \quad 5-15)$$

$$\lambda_2 = \int_0^x \left[\frac{\xi}{l} - \left(\frac{\xi}{l} \right)^3 \right] \cdot (x - \xi) d\xi \quad 5-16)$$

$$\text{若记： } \lambda_3 = (x-a) \cdot \cos \frac{n\pi a}{l} - x + \frac{l}{n\pi} \cdot \sin \frac{n\pi a}{l} \quad 5-17)$$

将 $M(x)$ 对管棚惯性矩 I 求导，则：

$$\begin{aligned} \frac{\partial M(x)}{\partial I} = & \frac{\partial Q_c}{\partial I} \cdot x + \frac{\partial M_c}{\partial I} - \frac{k_1 l}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \cdot \frac{\partial w_n}{\partial I} \cdot \lambda_3 - \frac{k_1 \cdot M_0 \cdot l^2}{6EI^2} \lambda_1 - \frac{k_1 \cdot M_l \cdot l^2}{6EI^2} \lambda_2 \\ & + \frac{k_1 l^2}{6EI} \cdot \lambda_1 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial I} + \frac{k_1 l^2}{6EI} \cdot \lambda_2 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial I} \end{aligned} \quad 5-18)$$

在 5-18) 中，若获得敏感度 $\frac{\partial M(x)}{\partial I}$ ，则需 w_n 、 M_0 、 M_l ， $\frac{\partial w_n}{\partial I}$ ， $\frac{\partial M_0}{\partial I}$ ，

$$\frac{\partial M_l}{\partial I} \text{ 及 } \frac{\partial Q_c}{\partial I}、\frac{\partial M_c}{\partial I}。$$

位移 $w_{(x)}$ 由最小势能原理, 需满足以下方程:

$$\beta_1 M_0 + \beta_2 M_l + \beta_3 w_n + \sum_{m=1} w_m \cdot \beta_4 = \beta_5 \quad n=1, 2, \dots \quad (5-19)$$

式中: $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ 为 k_1 、 k_2 、 EI 以及 a 、 ab 、 l 等的函数, β_5 是与外荷载 q 关联的函数。

将方程 5-19) 对惯性矩 I 微分, 则:

$$\begin{aligned} & \beta_1 \frac{\partial M_0}{\partial I} + \beta_2 \frac{\partial M_l}{\partial I} + \beta_3 \frac{\partial w_n}{\partial I} + \sum_{m=1} \beta_4 \cdot \frac{\partial w_m}{\partial I} \\ & + M_0 \frac{\partial \beta_1}{\partial I} + M_l \frac{\partial \beta_2}{\partial I} + w_n \frac{\partial \beta_3}{\partial I} + \sum_{m=1} w_m \cdot \frac{\partial \beta_4}{\partial I} = \frac{\partial \beta_5}{\partial I} \quad n=1, 2, \dots \end{aligned} \quad (5-20)$$

由方程组 5-19) 和 5-20) 可联立得到 w_n 、 M_0 、 M_l 、 $\frac{\partial w_n}{\partial I}$ 、 $\frac{\partial M_0}{\partial I}$ 、 $\frac{\partial M_l}{\partial I}$ 。

以下在此基础上求解 $\frac{\partial Q_c}{\partial I}$ 、 $\frac{\partial M_c}{\partial I}$ 。

Q_c 、 M_c 主要由外荷载 q 、 a 段弹簧反力、 c 段弹簧反力等三部分引起, 由于 q 引起的弯矩和剪力与惯性矩 I 不相关, 因此, 以下仅对弹簧段地基反力引起的 Q_c 、 M_c 进行微分。

对于 a 段 (弹簧系数 k_1) 引起的 M_{c,k_1} :

$$M_{c,k_1} = -\frac{k_1}{l^2} \sum_{n=1} w_n \lambda_4 - \frac{k_1 \cdot M_0}{6EI} \cdot \lambda_5 - \frac{k_1 \cdot M_l}{6EI} \cdot \lambda_6 \quad (5-21)$$

式中: λ_4 、 λ_5 、 λ_6 均与 I 不相关

$$\lambda_4 = \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x l^2 dx + \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot x^3 dx - \int_0^a \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot 2lx^2 dx \quad (5-22)$$

$$\lambda_5 = \int_0^a \left[2 \left(\frac{x}{l} \right) - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot x (l-x)^2 dx \quad (5-23)$$

$$\lambda_6 = \int_0^a \left(\frac{x}{l} \right) \cdot x (l-x)^2 dx - \int_0^a \left(\frac{x}{l} \right)^3 \cdot x (l-x)^2 dx \quad (5-24)$$

将 5-21) 对 I 求导, 则:

$$\frac{\partial M_{c,k_1}}{\partial I} = -\frac{k_1}{l^2} \cdot \sum_{n=1} \frac{\partial w_n}{\partial I} \cdot \lambda_4 + \frac{k_1 (M_0 \cdot \lambda_5 + M_l \cdot \lambda_6)}{6EI^2} - \frac{k_1}{6EI} \left[\lambda_5 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial I} + \lambda_6 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial I} \right] \quad (5-25)$$

对于 c 段（弹簧系数 k_2 ）引起的 M_{c,k_2} ：

$$M_{c,k_2} = -\frac{k_2}{l^2} \sum_{n=1} w_n \lambda_7 - \frac{k_2 \cdot M_0}{6EI} \cdot \lambda_8 - \frac{k_2 \cdot M_l}{6EI} \cdot \lambda_9 \quad (5-26)$$

式中：

$$\lambda_7 = \frac{l}{n\pi} \left[\frac{\overline{ab} \cdot c^2 \cdot \cos \frac{n\pi ab}{l}}{l} - \int_{ab} \cos \frac{n\pi x}{l} \cdot (l-x)^2 dx + \int_{ab} \cos \frac{n\pi x}{l} \cdot 2x \cdot (l-x) dx \right] \quad (5-27)$$

$$\lambda_8 = \int_{ab} \left[2 \left(\frac{x}{l} \right) - 3 \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot x \cdot (l-x)^2 dx \quad (5-28)$$

$$\lambda_9 = \int_{ab} \left[\left(\frac{x}{l} \right) - \left(\frac{x}{l} \right)^3 \right] \cdot x \cdot (l-x)^2 dx \quad (5-29)$$

将 5-26) 对 I 进行求导，则：

$$\frac{\partial M_{c,k_2}}{\partial I} = -\frac{k_2}{l^2} \cdot \sum_{n=1} \frac{\partial w_n}{\partial I} \cdot \lambda_7 + \frac{k_2 (M_0 \cdot \lambda_8 + M_l \cdot \lambda_9)}{6EI^2} - \frac{k_1}{6EI} \left[\lambda_8 \cdot \frac{\partial M_0}{\partial I} + \lambda_9 \cdot \frac{\partial M_l}{\partial I} \right] \quad (5-30)$$

由 5-26) 5-21) 得 $\frac{\partial M_c}{\partial I}$ ：

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_c}{\partial I} = & -\frac{1}{l^2} \cdot \sum_{n=1} \frac{\partial w_n}{\partial I} (k_1 \cdot \lambda_4 + k_2 \cdot \lambda_7) + \frac{M_0 (k_1 \cdot \lambda_5 + k_2 \cdot \lambda_8) + M_l (k_1 \cdot \lambda_6 + k_2 \cdot \lambda_9)}{6EI^2} \\ & - \frac{1}{6EI} \cdot \frac{\partial M_0}{\partial I} [k_1 \cdot \lambda_5 + k_2 \cdot \lambda_8] - \frac{1}{6EI} \cdot \frac{\partial M_l}{\partial I} [k_1 \cdot \lambda_6 + k_2 \cdot \lambda_9] \end{aligned} \quad (5-31)$$

以下求 $\frac{\partial Q_c}{\partial I}$ ：

K₁ 段产生的剪力 Q_{c,K_1} ：

$$\begin{aligned} Q_{c,K_1} = & -\frac{k_1}{l} \cdot \sum_{n=1} \frac{w_n}{n\pi} \lambda_{10} + \frac{2k_1}{l^3} \cdot \sum_{n=1} w_n \cdot \lambda_{11} \\ & + \frac{k_1}{6EI} (M_0 \cdot \lambda_{12} + M_l \cdot \lambda_{14}) + \frac{k_1}{3EI} (M_0 \cdot \lambda_{13} + M_l \cdot \lambda_{15}) \end{aligned} \quad (5-32)$$

$$\text{式中：} \lambda_{10} = \int_0^a (l-x)^2 d \left[\cos \frac{n\pi x}{l} \right] \quad (5-33)$$

$$\lambda_{11} = \int_0^l \sin \frac{n\pi x}{l} (l-x)^2 \cdot x dx \quad 5-34)$$

$$\lambda_{12} = \int_0^l \left[2\left(\frac{x}{l}\right) - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] (l-x)^2 dx \quad 5-35)$$

$$\lambda_{13} = \int_0^l \left[2\left(\frac{x}{l}\right) - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] (l-x)^2 \cdot x \cdot dx \quad 5-36)$$

$$\lambda_{14} = \int_0^l \left[\left(\frac{x}{l}\right) - \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] (l-x)^2 dx \quad 5-37)$$

$$\lambda_{15} = \int_0^l \left[\left(\frac{x}{l}\right) - \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] (l-x)^2 \cdot x \cdot dx \quad 5-38)$$

将 5-32) 对 I 求导数, 则

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_{c,k_1}}{\partial I} = & -\frac{k_1}{l} \cdot \sum_{n=1} \frac{\lambda_{10}}{n\pi} \frac{\partial w_n}{\partial I} + \frac{2k_1}{l^3} \cdot \sum_{n=1} \frac{\partial w_n}{\partial I} \cdot \lambda_{11} - \frac{k_1}{6EI^2} (M_0 \cdot \lambda_{12} + M_l \cdot \lambda_{14}) + \frac{k_1}{6EI} \left(\frac{\partial M_0}{\partial I} \cdot \lambda_{12} + \frac{\partial M_l}{\partial I} \cdot \lambda_{14} \right) \\ & - \frac{k_1}{3EI^2 l} (M_0 \cdot \lambda_{13} + M_l \cdot \lambda_{15}) + \frac{k_1}{3EI l} \left(\frac{\partial M_0}{\partial I} \cdot \lambda_{13} + \frac{\partial M_l}{\partial I} \cdot \lambda_{15} \right) \end{aligned} \quad 5-39)$$

k_2 段产生的剪力 Q_{c,k_2} :

$$Q_{c,k_2} = -\frac{k_2}{l} \cdot \sum_{n=1} \frac{w_n}{n\pi} \lambda_{16} + \frac{2k_2}{l^2} \cdot \sum_{n=1} \frac{w_n}{n\pi} \cdot \lambda_{17} + \frac{k_2}{6EI} (M_0 \cdot \lambda_{18} + M_l \cdot \lambda_{20}) + \frac{k_2}{3EI l} (M_0 \cdot \lambda_{19} + M_l \cdot \lambda_{21}) \quad 5-40)$$

式中:

$$\lambda_{17} = c^2 \cdot ab \cdot \cos \frac{n\pi \cdot ab}{l} + \int_{ab}^l \cos \frac{n\pi x}{l} \cdot (l-x)^2 dx - \int_{ab}^l \cos \frac{n\pi x}{l} \cdot (l-x) dx \quad 5-40-1)$$

$$\lambda_{18} = \int_{ab}^l \left[2\left(\frac{x}{l}\right) - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] (l-x)^2 dx \quad 5-41)$$

$$\lambda_{19} = \int_{ab}^l \left[2\left(\frac{x}{l}\right) - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] (l-x)^2 \cdot x \cdot dx \quad 5-42)$$

$$\lambda_{20} = \int_{ab}^l \left[\left(\frac{x}{l}\right) - \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] (l-x)^2 dx \quad 5-43)$$

$$\lambda_{21} = \int_{ab}^l \left[\left(\frac{x}{l}\right) - \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right] (l-x)^2 \cdot x \cdot dx \quad 5-44)$$

将 5-40) 对 I 求导, 则:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_{c,k_2}}{\partial I} = & -\frac{k_2}{l} \cdot \sum_{n=1} \frac{\lambda_{16}}{n\pi} \frac{\partial w_n}{\partial I} + \frac{2k_2}{l^2} \cdot \sum_{n=1} \frac{\lambda_{17}}{n\pi} \frac{\partial w_n}{\partial I} - \frac{k_2}{6EI^2} (M_0 \cdot \lambda_{18} + M_l \cdot \lambda_{20}) + \frac{k_2}{6EI} \left(\frac{\partial M_0}{\partial I} \cdot \lambda_{18} + \frac{\partial M_l}{\partial I} \cdot \lambda_{20} \right) \\ & - \frac{k_2}{3EI^2 l} (M_0 \cdot \lambda_{19} + M_l \cdot \lambda_{21}) + \frac{k_2}{3EI l} \left(\frac{\partial M_0}{\partial I} \cdot \lambda_{19} + \frac{\partial M_l}{\partial I} \cdot \lambda_{21} \right) \end{aligned} \quad 5-45)$$

由 5-32、5-40，得：

$$\frac{\partial Q_c}{\partial I} = \frac{\partial Q_{c,k_1}}{\partial I} + \frac{\partial Q_{c,k_2}}{\partial I} \quad 5-46)$$

将 5-31)、5-46) 以及 w_n 、 M_0 、 M_l ， $\frac{\partial w_n}{\partial I}$ ， $\frac{\partial M_0}{\partial I}$ ， $\frac{\partial M_l}{\partial I}$ 代入 5-18)，即可得到管棚弯矩关于管棚惯性矩 I 的敏感度。

5.5 开挖释放荷载引起管棚弯矩敏感度分析

土的基床系数按照上海基坑设计规范进行选取，为进行比较，取 5,000~40,000kN/m³。在采用 CRD 施工时，单侧洞室的支护刚度 $8.89 \times 10^4 \sim 20 \times 10^4$ kN/m³

由于管棚弯矩关于管棚惯性矩的敏感度与外荷载不相关，因此，本节工况对比研究中主要变化未开挖段土体基床系数及支护段支护结构刚度等两个参数，选取三个工况。

5.5.1 工况 1

选择管棚直径研究范围时，取当前在我国应用相对较多的 79mm 作为下限，以近年在杭州解放路隧道使用的 300mm 作为上限。当管径为 108、79mm 时，壁厚取 6mm，而当管径取 159 及 300mm 时，壁厚取 10mm。

未开挖段土体基床系数取 10,000kN/m³，支护刚度取 8.89×10^4 kN/m³，管径在 79mm ~ 300mm 范围内变化时，对应的管棚弯矩敏感度如图 5-7 所示。

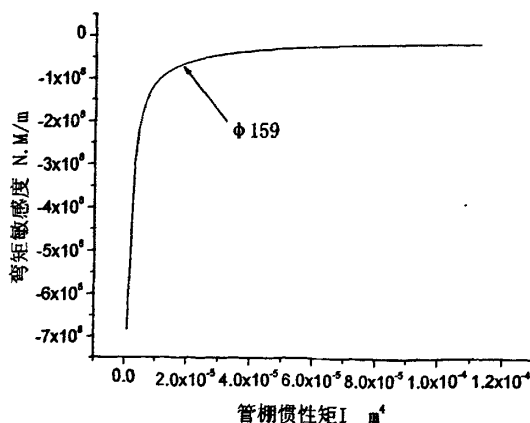


图 5-7 79mm ~ 300mm 管径对应的管棚弯矩敏感度

由图 5-7 知道, 管棚弯矩敏感度变化段主要在 79mm~159mm 管径区段, 该段弯矩敏感度如图 5-8 所示, 弯矩敏感度在 79mm~108mm 管径范围为剧烈变化区段, 从 108mm 管径开始, 管棚弯矩敏感度开始趋于缓和。在 $\phi 159\text{mm}$ 管径时, 管棚弯矩敏感度为 $8.5 \times 10^7 \text{ N.m/m}^4$, 而在 $\phi 108\text{mm}$ 管径时, 管棚弯矩敏感度为 $3.1 \times 10^8 \text{ N.m/m}^4$, 当管径为 $\phi 79\text{mm}$ 时, 管棚弯矩敏感度为 $6.3 \times 10^8 \text{ N.m/m}^4$ 。当管径为 $\phi 300\text{mm}$ 时, 该值为 $1.64 \times 10^7 \text{ N.m/m}^4$, 管棚 I 值变化对弯矩敏感度基本没有影响。

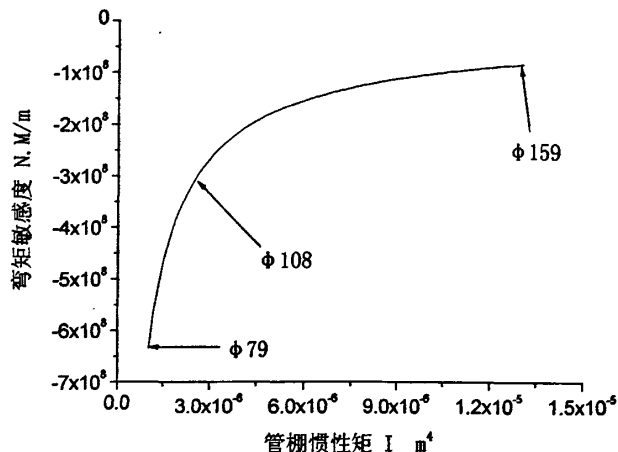


图 5-8 79mm ~159mm 管径对应的弯矩敏感度

5.5.2 工况二

未开挖段土体基床系数取 $5,000 \text{ kN/m}^3$, 支护刚度取 $8.89 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ 。当管径从 $\phi 79\text{mm}$ 变化到 $\phi 159\text{mm}$ 时, 对应的弯矩敏感度如图 5-9 所示。 $\phi 79\text{mm}$ 管径对应的弯矩敏感度为 $6.27 \times 10^8 \text{ N.m/m}^4$, $\phi 108\text{mm}$ 对应的弯矩敏感度为 $3 \times 10^8 \text{ N.m/m}^4$, 而 $\phi 159\text{mm}$ 对应的弯矩敏感度为 $8.2 \times 10^7 \text{ N.m/m}^4$, 对比工况一与工况二可看出, 在支护结构刚度一定条件下, 则地层条件对管棚内力敏感度影响相对较小。

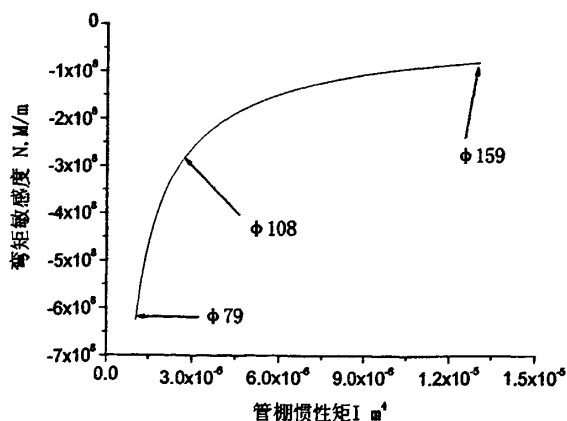


图 5-9 79mm ~159mm 管径对应的弯矩敏感度

5.5.3 工况三

本工况，未开挖段土体基床系数取 $5,000\text{kN/m}^3$ ，支护刚度取 $20 \times 10^4\text{kN/m}^3$ 。当管径从 $\phi 79\text{mm}$ 变化到 $\phi 159\text{mm}$ 时，对应的弯矩敏感度如图 5-10 所示。管棚在 $\phi 79\text{mm}$ 时，弯矩敏感度为 $5.1 \times 10^8\text{N.m/m}^4$ ， $\phi 159\text{mm}$ 时，该值为 $6.3 \times 10^7\text{N.m/m}^4$ ， $\phi 108\text{mm}$ 时，该值为 $2.4 \times 10^8\text{N.m/m}^4$ ，对比工况二与工况三，可看出在地层条件一定时，支护结构刚度的提高对于内力敏感度的影响比较显著（工况二、三相差 30~40% 左右）。

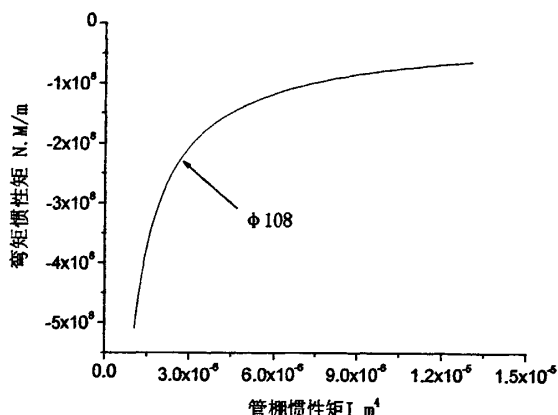


图 5-10 79mm ~159mm 管径对应的弯矩敏感度

综合工况一、工况二、工况三可看出：

1) 尽管地层条件对管棚内力敏感度有一定影响，但支护刚度对管棚内力敏感度的影响更显著。

2) 管径 $\phi 79\text{mm} \sim \phi 108\text{mm}$ ，为管棚弯矩敏感度急剧变化范围，在该范围内，管棚直径的提高对于管棚内力的影响较为显著， $\phi 108\text{mm}$ 以后，管棚直径改变对于弯矩敏感度的影响相对较小，管棚直径增至 $\phi 159\text{mm}$ ，则可认为，管径的提高对于管棚弯矩敏感度几乎没有影响。

5.6 小结

本章针对管棚开挖分析模型，采用解析法推导了位移敏感度分析方程和管棚内力敏感度分析方程，并针对目前我国常用的管棚直径情况，就施工开挖释放荷载产生管棚位移和内力对管棚惯性矩的敏感度进行了分析，主要取得以下结论：

1 本章方法与细化差分法时间步长得到的计算结果基本吻合，本章位移敏感度分析方法是可靠的。

2 管棚 $\phi 79\text{mm} \sim \phi 108\text{mm}$ ，为位移敏感度和内力敏感度急剧变化范围，在该范围内，管棚直径的提高对于位移和管棚弯矩的影响较为显著， $\phi 108\text{mm}$ 以后，管棚直径改变对于位移和弯矩的影响相对较小，至 $\phi 159\text{mm}$ ，可认为，管径的提高对于位移和内力几乎没有影响。

3 地层条件的改变对位移敏感度的影响相对较大。

4 支护结构刚度变化对管棚内力敏感度的影响较大。

6 喷射混凝土早期特征的有限元模拟

6.1 引言

喷射混凝土是在当前地下工程获得广泛应用的一种支护手段，其主要优点是能及时、分层喷射，早期强度较高，可控制围岩变形，提高围岩的自承作用，即使围岩有较大变形，也不致产生坍塌。尽管喷射混凝土的应用及其广泛，但对其材料本身特性的研究相对薄弱，分析其原因，本文认为主要有以下两方面：

1) 喷射混凝土一般多作为临时支护；

2) 目前地下工程的设计方法，以定性的工程类比为主，对材料本身的强度和变形特征没有强烈客观需求。

这种现状，存在以下问题：

1) 在很多隧道和矿山巷道中，喷射混凝土作为初期支护，与二次衬砌的间隔距离很长，甚至在很多场合，二次衬砌是不施作的，在这种情形下，喷射混凝土在其使用期间是否安全可靠，其安全稳定性的评价标准如何？

2) 在一些特殊工程，如大跨度、高应力隧道等，在设计阶段可供借鉴的工程实例较少，或几乎没有，这时工程的初次支护设计常常是或者不安全，或者太浪费；

3) 对以喷射混凝土为主的支护特性缺乏了解，则必然导致设计以既有工程实例作主要参考，难以有新突破。

当前，在国际上开始了出现一种趋势，就是将地下工程的定性设计向定量设计努力^{[62][66]}

定量化设计的前提是对材料本身特性研究比较深入，因此，加强对混凝土的特性，尤其是早期特性的研究非常重要。

目前地下工程的设计和分析，在对喷射混凝土的处理上，一般将其作为弹性材料，且弹性模量和强度是不变的，这样处理具有以下问题：

1) 喷射混凝土按照最终的强度进行分析，而早期强度低的时候，支护结构承受荷载却较大，因此，支护可能出现不安全的情况^[107]。

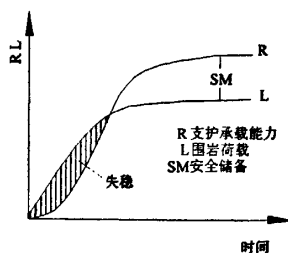
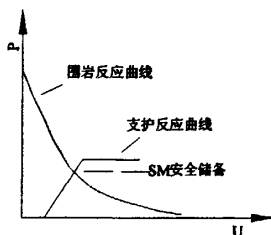


图 6-1 围岩反应曲线原理图

图 6-2 围岩荷载及支护承载能力曲线

喷射混凝土早期特性主要包括抗压强度及弹性模量这两个参数。喷射混凝土早期抗压强度更为设计和施工人员所重视，试验资料也相对较多，一些统计如图 3 所示，而喷射混凝土早期弹模的资料比较少，特别是 1d 龄期前的资料更加贫乏，国内基本没有看到相关资料报道。

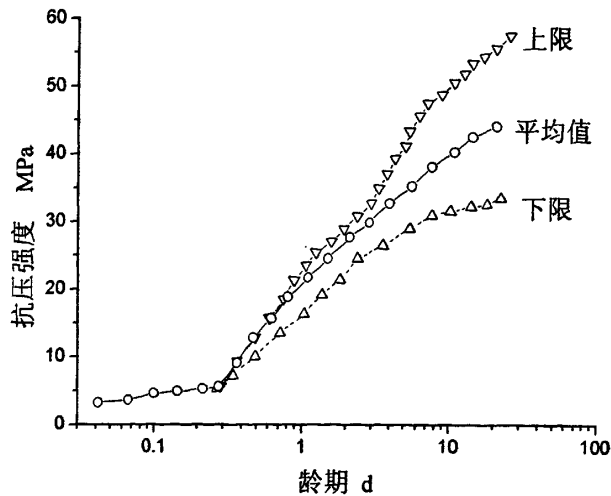


图 6-3 喷射混凝土抗压强度增长情况

喷射混凝土强度及其弹模随时间增长之间的关系在隧道支护问题中是个很重要的需要考虑的因素，基于目前所得到的资料，文献[107]给出的二者关系如图 6-4 所示，弹模的增长速率要比强度的增长速率高。文献[107]认为，这一现象，目前还没有引起工程界的广泛重视。喷射混凝土支护上的荷载同其刚度成正比，因而在喷射混凝土早期阶段，其上荷载达到最大值时，其强度仍处于“增长期”。如果在支护设计中使用喷射混凝土的最终强度来确定支护的安全系数，则喷射混凝土支护中的应力有可能会超过其强度，从而导致支护结构失稳。

为了提高喷射混凝土的早期强度，各种各样的速凝剂已在广泛应用，需要指出的是，在提高喷射混凝土早期强度的同时，其早期弹模也相应得到提高，从而导致支护荷载增大。

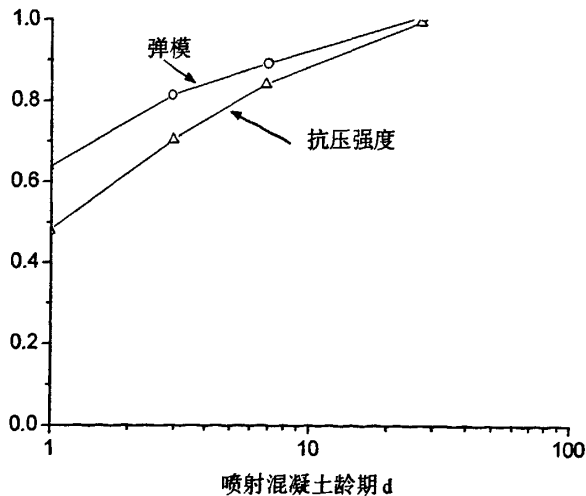


图 6-4 不同龄期喷射混凝土的强度、弹模与 28d 龄期时的比值

2) 地下工程分析时，若不考虑喷射混凝土早期特性，则所得到的应力、位移与实际状态是不相符的。按照岩体力学和新奥法观点，支护结构的刚度、架设时间等因素，对于支护结构应力、岩体应力及位移的大小和分布等影响很大，实际施工时支护结构刚度是变值，若按最终常量分析，显然分析所得到的支护和围岩应力偏大，而位移偏小。

3)与上类似,对于喷射混凝土支护和其它类型辅助结构(如管棚等)之间相互作用的情况,二者刚度大小对于荷载的分担,以及辅助结构作用情况等有影响。

4)在一些特殊场合,如存在爆炸荷载、钻进荷载等,则尤其关心喷射混凝土的早期特性。

5)支护结构纵向刚度变化影响其最终衬砌内的应力分布^[63]。

从当前既有的各类有限元软件来看,对于喷射混凝土的处理基本如上所述,通常不考虑喷射混凝土早期材料特性,综上所述,进行该方面的研究是非常必要的。

6.2 喷射混凝土与时间相关的材料模型

6.2.1 喷射混凝土的早期特征

喷射混凝土在早期阶段是性能迅速变化的阶段,同时也是主要受力的阶段。喷射混凝土的早期特性主要包括强度特性和变形特性,强度特征,一般更为设计和施工人员所关注,多用抗压强度表示,对于一定龄期(3天以后)的试验相对简单。一般早强喷射混凝土在3天就可以达到最终强度^[108]。喷射混凝土的早期强度试验情况见表6-1^[109]。

表 6-1 早期强度试验结果

试验组号	时间(h)	KM(MPa)	PN(MPa)	HS(MPa)
1	2	0.20	0.20	-
	4	0.52	0.76	-
	6	0.59/1.77*	0.79	4.04
	8	1.29/3.87*	-	8.64
2	2	0.36	0.49	-
	4	0.70	0.80	-
	6	0.78/2.34*	-	2.82
	8	1.31/3.93*	-	4.34
3	2	0.46	0.57	-
	4	0.60	0.76	-
	6	0.87/2.61*	-	2.12
	8	1.6/4.80*	-	4.69
4	2	0.46	0.43	-
	4	0.80	1.01	-
	6	1.07/3.21*	-	3.45
	8	1.76/5.28*	-	5.13
5	2	0.32	0.14	-
	4	0.40	0.29	-
	6	0.68	0.81	-
	8	1.07/3.21*	-	8.06
6	2	0.37	0.23	-
	4	0.41	0.45	-
	6	0.77	0.85	-
	8	0.86/2.58*	-	5.04

7	2	0.30	0.26	-
	4	0.38	0.36	-
	6	0.57	0.59	-
	8	0.92	0.99	-

附注: KM=Kaindl-Meyco 法

PN=探针法

HS=Hiti 射螺栓法

*=乘以系数 C=3.0

隧道施工中,喷射混凝土支护要求快速硬化,早期强度发展规律与普通混凝土相比有很大区别,工程实践中,评价混凝土质量最重要指标是了解成型后几小时内抗压强度的发展规律,通常称为早期强度。因为最初几小时内的抗压强度不能用普通的钻芯法测定,所以必须用其它测试方法,表 6-1 中的 Kaindl-Meyco 拔出法和 Kusterle 综合法,可以测定喷射混凝土施工后 24 小时内的早期强度^[109],

Kaindl-Meyco 拔出法是在事先处理过的喷射混凝土表面射入一定规格的螺栓,然后在规定的龄期内用液压法将其拔出。一般情况下,拔出的喷射混凝土为截锥体,根据截锥体破损面积和拉拔力可以计算出剪切强度。

采用 Kusterle 综合法测定喷射混凝土的早期强度,在 6 小时内可以使用探针法。这种探针,尺寸精密,并能测定出将探针压入 15mm 混凝土中所需要的力,根据压入力的大小,可以从校准曲线上得出相应的抗压强度。

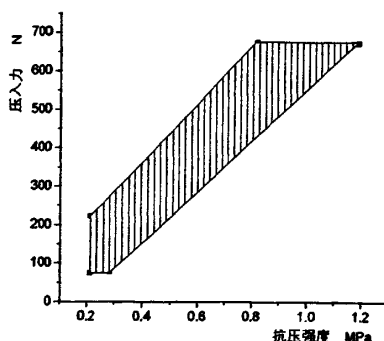


图 6-5 探针校准曲线

从大约 6 小时开始,测定混凝土的早期强度可以使用射螺栓法,其简单原理是,使用螺栓仪器,将螺栓射入砼中,并测出射入深度 L,然后用拔出仪器将螺栓重新拔出,得到拔出力 P,计算 P/L 的比值,可以根据校准曲线得出相应的抗压强度。

Yining Ding, Wolfgang Kusterle 等采取平板试验、梁试验以及压缩试验对钢纤维喷射混凝土和网喷射混凝土的早期特性进行了对比分析,试验条件如图 6-7 所示。试验中网喷射混凝土的破坏情况如图 6-8 所示。平板试验中的网喷射混凝土试验结果如图 6-9~图 6-12 所示^[59]。早期强度发展情况见表 6-2。

荷载 P 作用在四边简支的正方形板上,则最大挠度发生在板的中心^[114],为:

$$w_{max} = \frac{4Pa^2}{\pi^4 D} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{(m^2 + n^2)^2} \quad (6-1)$$

$$\text{上式中: } D \text{—板刚度 } D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$

E—弹性模量

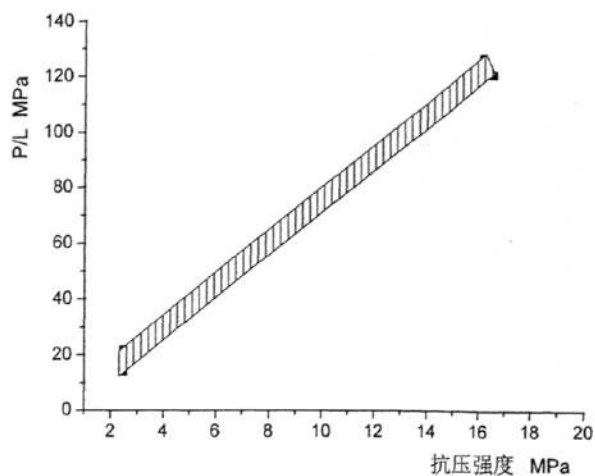


图 6-6 Hilti 射螺栓法校准曲线

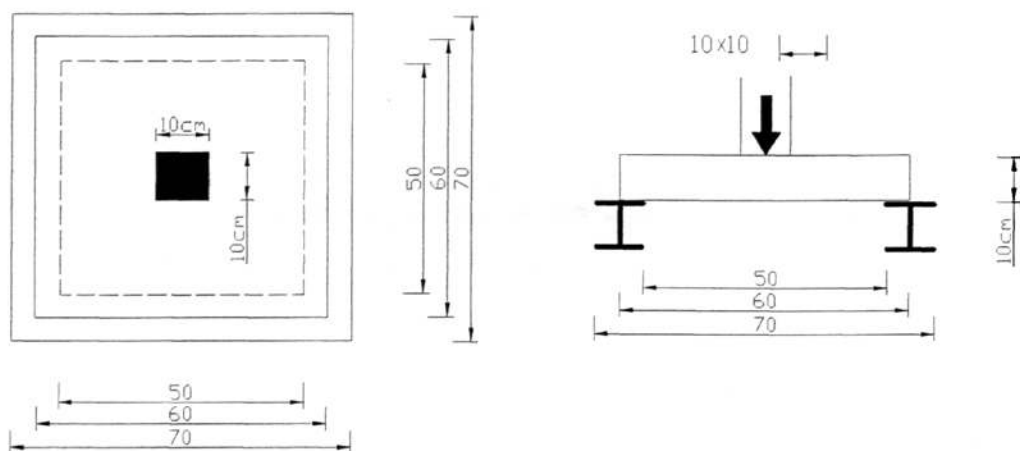


图6-7 平板试验的试验条件



图6-8 平板试验中的喷混凝土的破坏情况

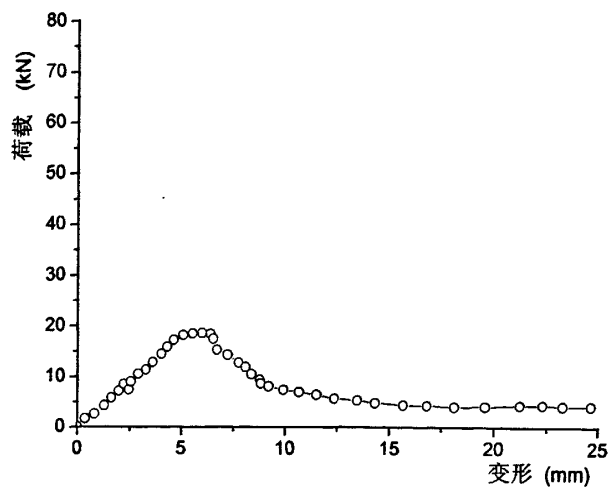


图6-9 10h时荷载~变形曲线

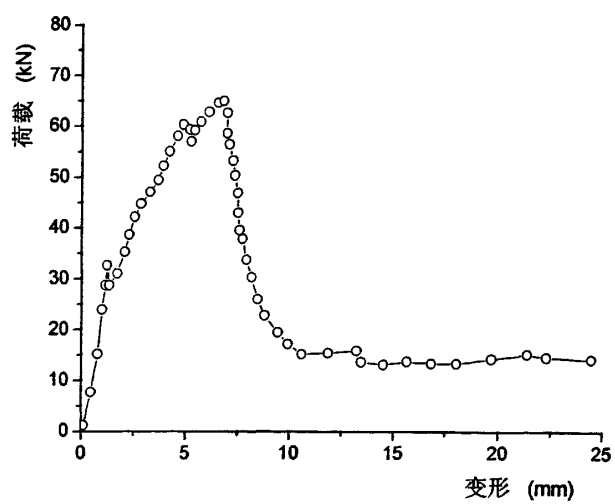


图6-10 18h 时荷载~变形曲线

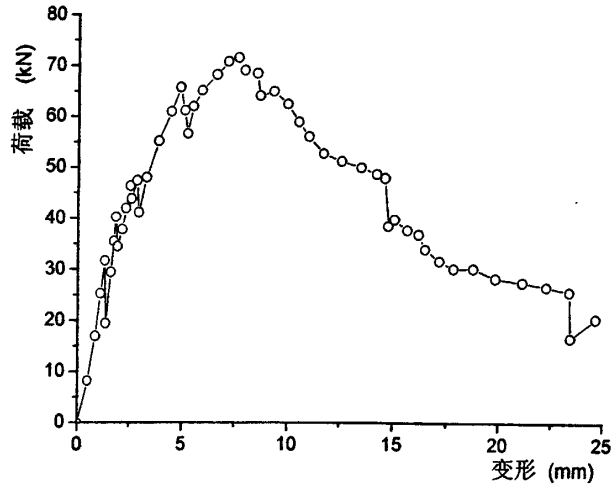


图6-11 30h 时荷载~变形曲线

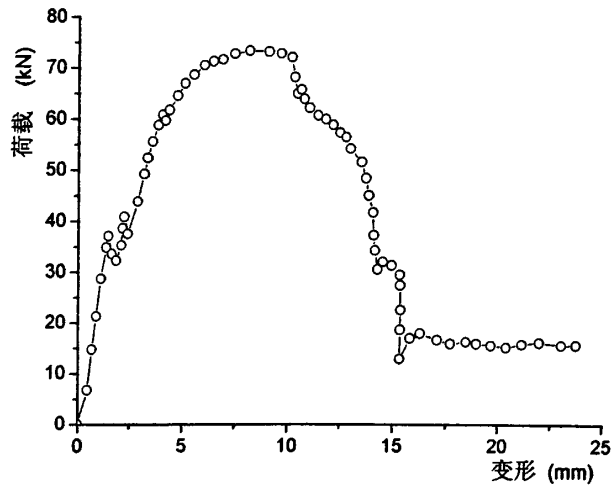


图6-12 48 h 时荷载~变形曲线

a—板边长, h—板厚

P—集中荷载

w_{max} —最大挠度

取式6-1)中级数的前四项, 得:

$$w_{max} = \frac{0.01121Pa^2}{D} \quad (6-2)$$

该值比精确值约小3.5%。

变换式6-2, 得:

$$\frac{P}{w_{max}} = \frac{Eh^3}{0.01121a^2 \cdot 12(1-\nu^2)} = E \cdot \kappa \quad (6-3)$$

上式中: $\kappa = \frac{h^3}{0.01121a^2 \cdot 12(1-\nu^2)}$, 为常量。

6-3式说明, 平板试验中荷载~挠度曲线的斜率与其弹性模量程成正比, 上面四组试验中荷载~挠度曲线的斜率如图6-13所示。

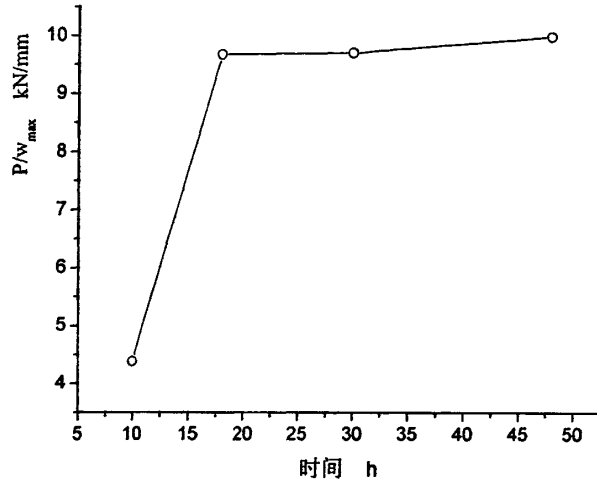


图6-13 荷载~挠度曲线斜率随喷射混凝土龄期变化关系

从图可看出, 在18h时, 弹性模量基本接近峰值。

表6-2 网喷混凝土和钢纤维混凝土的抗压强度发展情况

	抗压强度 (N/mm ²)					
	8h	10h	18h	30h	48h	72h
网喷混凝土	1.86	4.03	13.8	25.87	32.56	36.06
SFRC 20	2.35	5.11	18.63	26.33	32.65	37.52
SFRC 40	2.5	5.08	15.5	23.5	32.44	37.13
SFRC 60	2.8	3.8	15	25	33.3	37

6.2.2 喷射混凝土的早期特性模型

对于喷射混凝土的早期特征, 目前主要的假设有:

1 指数变化

$$E_{shot,t} = E_{shot,0} \cdot (1 - e^{-\alpha t}) \quad (6-4)$$

$$\sigma_{shot,t} = \sigma_{shot,0} \cdot (1 - e^{-\beta t}) \quad (6-5)$$

式中: $E_{shot,t}$ -- t 时刻喷射混凝土的弹性模量

$E_{shot,0}$ -- 喷射混凝土在 $t = \infty$ 的弹性模量,

$\sigma_{shot,t}$ --t时刻喷射混凝土的单轴抗压强度

$\sigma_{shot,0}$ --喷射混凝土在 $t = \infty$ 的单轴抗压强度

α, β --时间常数，很多研究者取二者为线性关系，如 $\alpha = \beta^{[110]}$

表 6-3 喷射混凝土的单轴抗压强度 (Hock 和 Brown, 1980) (MPa)

喷混凝土类型	硬化时间			
	1~3h	3~8h	1day	28day
无速凝剂	0	0.2	5.2	41.4
速凝剂 3%	0.69	5.2	10.3	34.5
常规	8.27	10.3	13.8	34.5

2对数形式

$$M_t = a + b \ln(t + c) \quad 6-6)$$

式中: M_t --t时刻喷射混凝土的弹性模量或压缩强度, a、b、c为常数^[111]。

文献^[111]认为 (2) 适合描述喷射混凝土的早期特性, 认为弹性模量和压缩强度常数是不相同的, 如图6-14~6-15 所示。

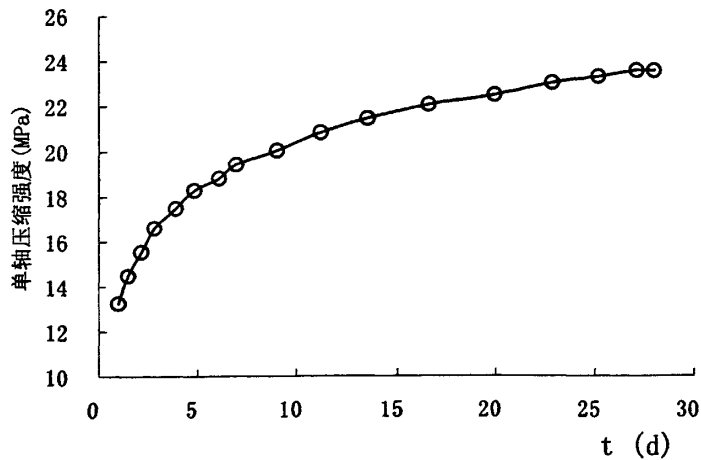


图6-14 喷射砼单轴压缩强度随时间对数变化

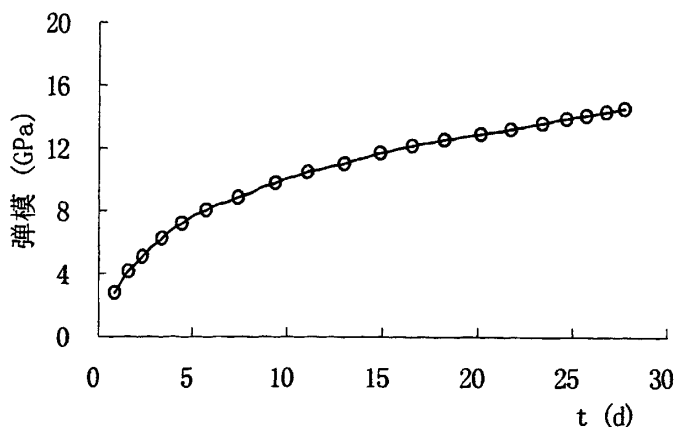


图6-15 喷射砼弹性模量随时间对数变化

根据文献[59], 喷射混凝土的本构关系以与时间相关的弹塑性软化模型比较合适, 但考虑到很多隧道尤其是浅埋隧道的现场量测结果, 支护结构下沉一般随开挖面的推进而变化, 掘进停止, 一般变形即结束, 喷射混凝土出现屈服的工程实例较少(大跨度、高应力隧道除外), 因此, 为简化分析, 本文采用随时间相关的非线性弹性模型作为喷射混凝土的本构模型。

参考文献[58], 喷射混凝土弹模变化按指数形式选取。最终弹模按照C20取为21GPa, 若采用文献[58]的参数, 取 β 为 0.0187 h^{-1} , 则弹模的发展速度太慢, 与文献[59]结果相差太大, 由于文献[59]的试验资料比较详细, 根据文献[59]的试验结果进行反推, 确定 $\beta = -0.202 \text{ h}^{-1}$ 。

6.3 喷射混凝土本构模型在有限元中的实现

6.3.1 计算要素

地下工程有限元分析, 除了要具备一般通用有限元的功能和特点外, 若考虑喷射混凝土随时间变化特性, 还须具备以下要素:

1) 喷射混凝土本构模型与时间相关, 喷射混凝土的变形特性和强度特征是随时间变化的;

2) 施工行为所对应的“时间”须是真实的时间, 是相对于某起始时间原点的相对时间, 任何开挖和支护行为都具有统一的时间坐标;

3) 支护材料均需具备“出生时间”属性, 出生时间不同, 龄期不同, 则其变形特征和强度特征也各异;

4) 外加荷载是时间的函数;

5) 由于材料非线性以及“死”“活”功能等, 运动方程须以增量形式表示^{[112][113]}。

由于本章算例中, 以梁作为分析对象, 因此, 以下计算步骤主要针对梁。喷射混凝土的本构方程按照前述以指数形式表示。

由于喷射混凝土本构模型为非线性弹性模型, 所以分析程序不进行应力屈服校核和应力调整。

6.3.2 E-B 梁计算理论

当前梁有限元分析理论^[115]，主要有两种：Euler—Bernoulli 梁和 Timoshenko 梁。

Timoshenko 梁是 C_0 型单元，基本特点是挠度和截面转动各自独立插值。即采用如下插值表示：

$$w = \sum_{i=1}^n N_i w_i \quad \theta = \sum_{i=1}^n N_i \theta_i \quad (6-7)$$

其中： n 是单元的节点数， N_i 是 Lagrange 插值多项式。

该梁单元表达式简单，可以考虑剪切变形的影响，但需要采取措施避免剪切锁死现象。

Euler—Bernoulli 梁，基于经典的梁弯曲理论，假设变形前垂直于中面的截面变形后仍保持为平面，且垂直于中心线，即 Kirchhoff 假设，该梁单元属于 C_1 型单元，基本未知数是中面挠度函数 $w(x)$ ，单元挠度插值采用三次方形式的 Hermite 插值多项式。

经典梁弯曲理论不考虑剪切变形的影响，但在经典梁单元基础上引入剪切变形的影响。该类型单元在力学计算中获得广泛应用。

本文计算算例选用 Euler—Bernoulli 梁单元。在荷载作用下的梁分析模型如图 6-16 所示。建立的如图所示坐标系统，其中挠度以向下为正。

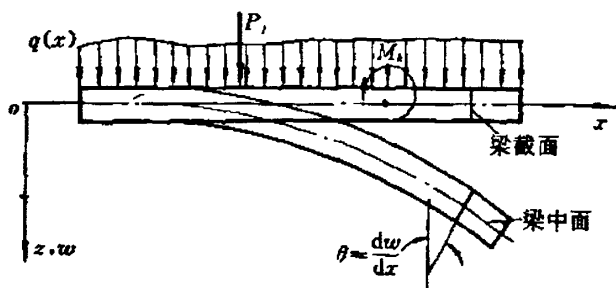


图 6-16 承受横向荷载作用的等截面梁

图 6-16 中， $q(x)$ 是均布荷载， P_i 、 M_i 分别是集中荷载和弯矩。

基于 Kirchhoff 假设，梁弯曲问题的基本方程如下：

$$\text{几何关系: } \kappa = -\frac{d^2 w}{dx^2} \quad (6-8)$$

$$\text{应力应变关系: } M = EI \kappa = -EI \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (6-9)$$

$$\text{平衡方程: } Q = \frac{dM}{dx} = -EI \frac{d^3 w}{dx^3} \quad (6-10)$$

$$-\frac{dQ}{dx} = EI \frac{d^4 w}{dx^4} = q(x) \quad (6-11)$$

$$\text{端部条件: } w = \bar{w} \quad \frac{dw}{dx} = \bar{\theta} \quad (6-12)$$

$$\text{或 } w = \bar{w}, \quad M = \bar{M} \quad (6-13)$$

$$\text{或 } Q = \bar{Q}, \quad M = \bar{M}$$

以上各式中: κ ——梁中面变形后的曲率

M 、 Q ——分别是截面上的弯矩和横向剪力

I ——截面惯性矩

$\bar{w}, \bar{\theta}, \bar{M}, \bar{Q}$ ——在端部已知的挠度、转动、弯矩和剪力。

建立以下泛函 $\Pi_p(w)$:

$$\Pi_p(w) = \int_0^l \frac{1}{2} EI \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 dx - \int_0^l q(x) dx - \sum_j P_j w_j + \sum_k M_k \left(\frac{dw}{dx} \right)_k \quad (6-14)$$

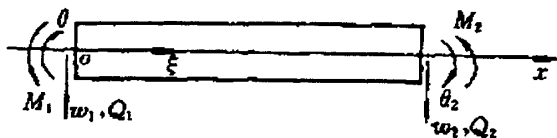


图 6-17 二节点梁单元

用有限元求解时, 采用二节点的 Hermite 单元。

单元内挠度函数 $w(\xi)$ 采用 Hermite 插值:

$$w(\xi) = \sum_{i=1}^2 H_i^{(0)}(\xi) w_i + \sum_{i=1}^2 H_i^{(1)}(\xi) \theta_i \quad (6-15)$$

$$\text{或 } w(\xi) = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi) a_i = N a^e$$

其中: $N = [N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4]$

$$a^e = [w_1 \quad \theta_1 \quad w_2 \quad \theta_2]^T, \quad \theta_i = \left(\frac{dw}{dx} \right)_i \quad (i=1,2)$$

$$N_1(\xi) = H_1^{(0)}(\xi) = 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3$$

$$N_2(\xi) = H_1^{(1)}(\xi) = (\xi - 2\xi^2 + \xi^3)l$$

$$N_3(\xi) = H_2^{(0)}(\xi) = 3\xi^2 - \xi^3$$

$$N_4(\xi) = H_2^{(1)}(\xi) = (\xi^3 - \xi^2)l$$

用上述单元对梁离散，并将挠度函数代入 泛函 $\Pi_p(w)$ 。

根据最小势能原理， $\delta \Pi_p = 0$ 得：

$$Ka = P \quad 6-16)$$

$$\text{其中: } K = \sum_e K^e \quad P = \sum_e P^e \quad a = \sum_e a^e$$

$$K^e = \int_0^l \frac{EI}{l^3} \left(\frac{d^2 N}{d\xi^2} \right)^T \left(\frac{d^2 N}{d\xi^2} \right) d\xi$$

$$= \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ \text{对称} & & 12 & -6l \\ & & & 4l^2 \end{bmatrix}$$

$$P^e = \int_0^l N^T q l d\xi + \sum_j N^T(\xi_j) P_j - \sum_k \frac{dN^T(\xi_k)}{d\xi} \frac{M_k}{l} \quad 6-17)$$

上式中 \sum_j 和 \sum_k 分别表示对单元内的集中力和弯矩求和， ξ_j 和 ξ_k 分别是荷载作用点的自然坐标。

以上基于 Kirchoff 假设的经典梁理论，是以梁的高度远远小于跨度为条件的，因为只有在此条件下，才能忽略横向剪切变形的影响。对于实际中需要考虑横向剪切变形影响的情况（如，高度相对跨度不太小的高梁），需要考虑横向剪切变形的影响作用，这种情形的梁变形情况如图 6-18 所示。

此时，梁横向剪切力所产生的剪切变形将引起梁的附加挠度，并使得原来垂直于中面的截面变形后不再垂直和中面垂直，且发生翘曲。

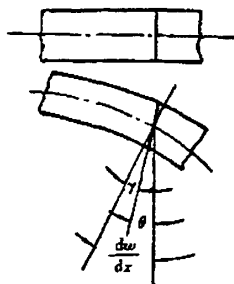


图 6-18 包括剪切影响的梁变形几何描述

图 17 中 γ 表示截面和中面相交处的剪切应变，且有如下关系：

$$\gamma = \frac{dw}{dx} - \theta \quad 6-18)$$

式 6-18) 中， θ 是梁截面的转动。

经典梁弯曲理论，忽略剪切应变，认为 $\gamma = 0$ ，从而可通过 $\frac{dw}{dx} = \theta$ 来求截面的转动。

在考虑剪切变形影响时, 按照几何学定义, 梁的曲率仍为:

$$\kappa = -\frac{d\theta}{dx} \quad (6-19)$$

考虑剪切变形的影响以后, 梁弯曲问题最小势能原理的泛函可表示为:

$$\Pi_p(w) = \int_0^l \frac{1}{2} EI \kappa^2 dx + \int_0^l \frac{1}{2} \frac{GA}{k} \gamma^2 dx - \int_0^l q(x) dx - \sum_j P_j w_j + \sum_k M_k \left(\frac{dw}{dx} \right)_k \quad (6-20)$$

式中: k — 截面剪切校正因子。

基于最小势能原理的考虑剪切影响的梁单元和不考虑剪切影响的梁单元相同, 仍以 w, θ 为截面参数, 但在刚度矩阵中引入了剪切的影响。

考虑剪切变形影响时, 梁的挠度表示为:

$$w = w^b + w^s \quad (6-21)$$

其中: w^b — 由弯曲变形引起的竖向位移

w^s — 由剪切变形引起的附加竖向位移。

单元的节点位移参数也表示为两部分, 分别表示为 a_b^e 和 a_s^e , 由于 w^s 为由剪切变形引起的附加横向位移, 所以:

$$a_b^e = \begin{Bmatrix} w_1^b \\ \theta_1 \\ w_2^b \\ \theta_2 \end{Bmatrix}, \quad a_s^e = \begin{Bmatrix} w_1^s \\ w_2^s \end{Bmatrix} \quad (6-22)$$

上式中: $\theta_1 = \left(\frac{dw^b}{dx} \right)_1$, $\theta_2 = \left(\frac{dw^b}{dx} \right)_2$ 用作节点参数以保证单元间的连续性, 同

时也表示 w^b 将仍采用和不考虑剪切变形影响的梁单元相同的 Hermite 插值表示。 a_s 中只有两个节点参数 w_1^s , w_2^s , 表明 w^s 将采用两点的 Lagrange 插值表示, 即线性插值表示式。

单元内 w^b w^s 表达式如下:

$$w^b = N_1 w_1^b + N_2 \theta_1 + N_3 w_2^b + N_4 \theta_2 = N_b a_b^e \quad (6-23)$$

$$w^s = N_5 w_1^s + N_6 w_2^s = N_s a_s^e \quad (6-24)$$

其中: $N_b = [N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4]$

$$N_s = [N_5 \quad N_6]$$

$$a_b^{(e)} = [w_1^b \quad \theta_1 \quad w_2^b \quad \theta_2]^T$$

$$a_s^{(e)} = [w_1^s \quad w_2^s]^T$$

$$N_1 = 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3$$

$$N_2 = (\xi - 2\xi^2 + \xi^3)l$$

$$N_3 = 3\xi^2 - \xi^3$$

$$N_4 = (\xi^3 - \xi^2)l$$

$$N_5 = 1 - \xi$$

$$N_6 = \xi$$

$$\xi = \frac{x - x_i}{l} \quad (0 \leq \xi \leq l)$$

将 6-23), 6-24) 代入 6-20), 由 $\delta \Pi = 0$, 可得:

$$K_b a_b = P_b \quad 6-25a)$$

$$K_s a_s = P_s \quad 6-25b)$$

6-25a) 和 6-25b) 不包含剪切变形影响的梁弯曲问题有限元求解完全相同。

$$K_s^e = \frac{GA}{kl} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad 6-26)$$

$$P_s^e = \int_0^l N_s^T q l d\xi + \sum_j N_s^T(\xi_j) P_j \quad 6-27)$$

$$\text{其中: } N_s = [N_5 \quad N_6]$$

此单元每个节点有 3 个位移参数, $w_i^b, w_i^s, \theta_i (i=1,2)$ 。在单元层次利用平衡方程, 使每个节点只保留 2 个独立的位移参数。首先从弹性关系可以得到:

$$Q = \frac{GA}{k} \gamma = \frac{GA}{k} \frac{dw^s}{dx} = \frac{GA}{k} \left(\frac{dN_5}{dx} w_1^s - \frac{dN_6}{dx} w_2^s \right) = \frac{GA}{kl} (w_2^s - w_1^s) \quad 6-28)$$

$$\begin{aligned} M &= -EI\kappa = -EI \frac{d^2 w^b}{dx^2} \\ &= -\frac{EI}{l^2} \left[(6-12\xi)(w_2^b - w_1^b) + l(6\xi-4)\theta_1 + l(6\xi-2)\theta_2 \right] \end{aligned} \quad 6-29)$$

则利用平衡方程:

$$Q = \frac{dM}{dx} = \frac{6EI}{l^3} [2(w_2^b - w_1^b) - l(\theta_1 + \theta_2)] \quad 6-30)$$

还有几何关系

$$w_2 - w_1 = w_2^b - w_1^b + w_2^s - w_1^s \quad 6-31)$$

从以上各式, 经过运算得到:

$$w_2^b - w_1^b = \frac{1}{1+b}(w_2 - w_1) + \frac{lb}{2(1+b)}(\theta_1 + \theta_2) \quad 6-32)$$

$$w_2^s - w_1^s = \frac{1}{1+b}(w_2 - w_1) + \frac{lb}{2(1+b)}(\theta_1 + \theta_2) \quad 6-33)$$

$$\text{式中: } b = \frac{12EI\kappa}{GA l^2}$$

得到最后的求解方程:

$$Ka = P \quad 6-34)$$

式中:

$$K = \sum_e K^e \quad P = \sum_e P^e \quad a = \sum_e a^e$$

$$K^e = \frac{EI}{(1+b)l^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ & (4+b)l^2 & -6l & (2-b)l^2 \\ & & 12 & -6l \\ \text{对称} & & & (4+b)l^2 \end{bmatrix}$$

对比 6-34), 6-16) 可看到, 剪切变形的影响通过系数 b 反映在刚度矩阵中, 它使梁的刚度减弱。例如对于矩形截面, $b = \frac{6Eh^2}{5Gl^3}$, 可见, 当高度 h 相对跨度 l 很小时, 剪切变形的影响可以忽略。

6.3.3 考虑喷射混凝土早期特性的有限元实施

设在 $t = t_n$ 时刻有一组平衡状态, 位移 u_n 、应力 σ_n 、应变 ε_n 及外荷载 F_n 均已经获得;

在 $t = t_n + \Delta t$ 时刻:

1) 求 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 阶段的刚度矩阵 K_{n+1}

由于材料为非线性, 则若按切线刚度矩阵计算后, 需要进行平衡迭代, 由于在 Δt 取值较小时, 在该时段内, 弹性模量的变化相对较小, 可近似为常量, 则在 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 阶段, 只须计算 $t_n + \Delta t$ 时刻刚度矩阵, 不再进行平衡迭代。

对于一维的 E-B 梁, 单元刚度 k_{n+1} 可显式表达为:

$$k_{n+1} = \begin{bmatrix} \frac{E(t)A}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12E(t)I}{l^3(1+\phi)} & \frac{6E(t)I}{l^2(1+\phi)} & \frac{(4+\phi)E(t)I}{l(1+\phi)} & 0 \\ 0 & \frac{6E(t)I}{l^2(1+\phi)} & \frac{4E(t)I}{l(1+\phi)} & \frac{(2-\phi)E(t)I}{l(1+\phi)} & 0 \\ -\frac{E(t)A}{l} & 0 & 0 & 0 & \frac{E(t)A}{l} \\ 0 & -\frac{12E(t)I}{l^3(1+\phi)} & -\frac{6E(t)I}{l^2(1+\phi)} & 0 & \frac{12E(t)I}{l^3(1+\phi)} \\ 0 & \frac{6E(t)I}{l^2(1+\phi)} & \frac{(2-\phi)E(t)I}{l(1+\phi)} & 0 & \frac{6E(t)I}{l^2(1+\phi)} \end{bmatrix}$$

式中: $\phi = \frac{12EI\kappa}{GA_s l^2}$ — 剪切影响系数;

A_s — 有效抗剪面积;

$E(t)$ 为 $t = t_n + \Delta t$ 时刻单元的弹性模量

2) 计算在 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 阶段的有效外荷载增量 ΔF_{n+1} :

$$\Delta F_{n+1} = F_{n+1} - R_n \quad (6-35)$$

式中: F_{n+1} 为 $t_n + \Delta t$ 时刻的外荷载矢量;

R_n 为 t_n 时刻的平衡节点力

$$R_n = R_{n-1} + \int_{\Omega} B^T \cdot \Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n} d\Omega \quad (6-36)$$

$$\Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n} = D_n \cdot \Delta \varepsilon_{t_{n-1} \rightarrow t_n} \quad (6-37)$$

式中, $\Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n}$ — $t \in [t_{n-1}, t_n]$ 内的应力增量

$\Delta \varepsilon_{t_{n-1} \rightarrow t_n}$ — $t \in [t_{n-1}, t_n]$ 内的应变增量

D_n — 本构矩阵, 在计算 D_n 时, 应用的弹性模量 $E(t)$ 为 $t = t_n$ 时刻的取值。

3) 计算 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 位移增量 Δu_{n+1}

根据增量形式的运动方程:

$$K_{n+1} \cdot \Delta u_{n+1} = \Delta F_{n+1} \quad (6-38)$$

通过 K_{n+1} 三角分解, 并回代得到 Δu_{n+1}

4) 单元应力计算

$$\Delta \varepsilon_{t_n \rightarrow t_{n+1}} = B \cdot \Delta u_{t_n \rightarrow t_{n+1}} \quad (6-39)$$

$$\Delta\sigma_{t_n \rightarrow t_{n+1}} = D_{n+1} \cdot \Delta\varepsilon_{t_n \rightarrow t_{n+1}} \quad (6-40)$$

D_{n+1} 计算时, 采用 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 时刻的弹性模量

5) 单元内力, 即单元节点弯矩和轴力的计算

将 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 阶段的位移增量 Δu_{n+1} 通过坐标变化矩阵 T , 转变为单元坐标下,

$$\Delta U_{n+1} = T \cdot \Delta u_{n+1} \quad (6-41)$$

计算单元刚度矩阵 k_{n+1} , 这时弹性模量 $E(t)$ 为 $t = t_n + \Delta t$ 时刻单元的弹性模量

利用单元平衡方程:

$$\Delta M_{n+1} = k_{n+1} \cdot \Delta U_{n+1} \quad (6-42)$$

得到 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 时刻单元内力即弯矩和轴力的增量, 与上时刻单元内力进行叠加, 即获得当前时刻单元内力。

6.4 算例

选取一个二维 E-B 梁进行分析, 梁长 4.80m, 两端固定约束, 划分为 20 个单元, 节点共 22 个, 单元和节点编号如图 6-19~图 6-20 所示

单元全部为喷射混凝土材料, 截面高 30cm, 宽 1m, 单元出生时间为 0h, 弹模随时间的增长情况如公式 6-43) 和图 6-21 所示。在节点 10、12 处作用有集中荷载, 荷载随时间的变化如图 6-22 所示。

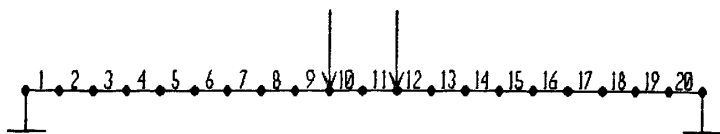


图 6-20 单元编号

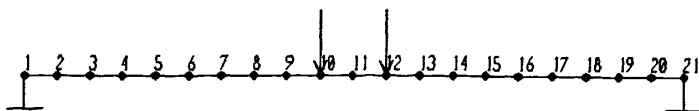


图 6-21 节点编号

$$E(t) = 21e9 \cdot (1 - e^{-0.202t}) \quad (\text{pa}) \quad (6-43)$$

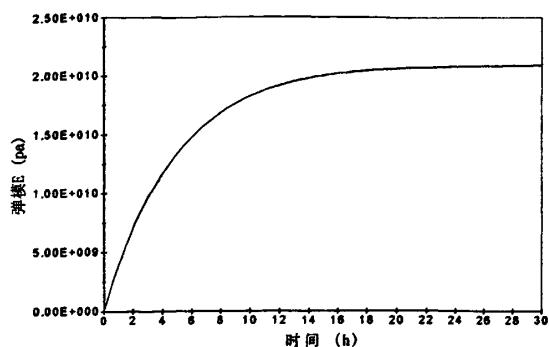


图 6-21 弹模随时间变化情况

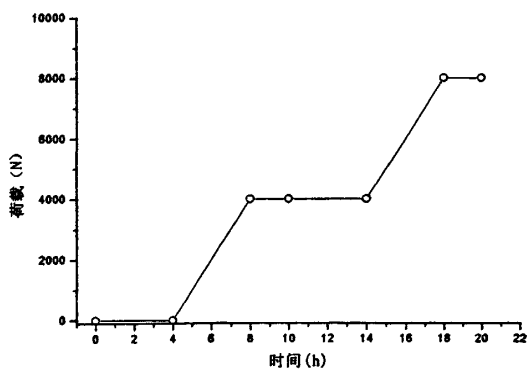


图 6-22 加载函数曲线

计算得到跨中节点 11 的位移随时间的变化如图 6-23 所示。

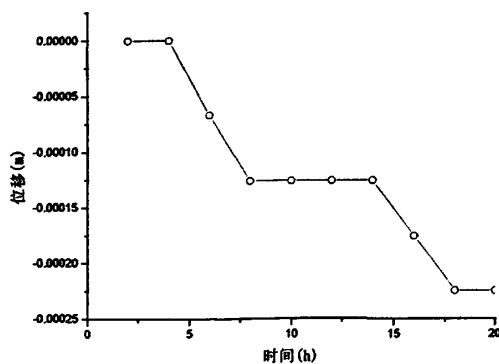


图 6-23 节点 11 沉降随时间变化

图 6-23 中, 在时间 4~8h 期间, 荷载增加 4000N, 位移增量为 0.126627mm, 而在 14~18h 时间, 荷载增量同样为 4000N, 位移增量为 0.09802mm, 同样荷载, 在前期引起的位移是后期的 1.291 倍, 即前期位移比后期位移大 30%左右。本文的分析结果和 ANSYS 通过单时间步位移增量叠加方法进行计算的计算结果是吻合的。

6.5 小结

本章对当前喷射混凝土特性研究进行了回顾，对喷射混凝土的早期本构模型进行了探讨，提出了在地下工程有限元分析中对喷射混凝土随时间硬化特性进行模拟的方法。以 E-B 梁分析作为算例对本文方法进行了考核，结果表明：本文方法是适合的；地下工程有限元分析中，考虑喷射混凝土随时间硬化特性是必要的和有意义的；

7 管棚作用机理空间分析

在第3、4章,立足于文献^[91]提出的“棚架体系”视角,建立了管棚作用分析的双基床系数弹性地基梁模型,并利用该模型对棚架体系进行了分析,对管棚作用机理作了初步归纳,该模型对于理解管棚作用机理比较实用,但由于该模型是一维模型,对于开挖跨度、管棚和支护体系横向变形及相互作用等因素不便于考虑,因此,本章拟在前述分析基础上,建立可考虑更多因素的管棚作用空间分析模型,并据此对管棚作用机理作进一步的探讨。

7.1 管棚作用机理空间分析模型

7.1.1 管棚分析模型

在考虑建立三维空间管棚和支护体系分析模型之初,对当前管棚分析模型作了比较,并考虑本论文第3、4章对管棚作用的分析结果,权衡之后,确定所建模型需要具备以下功能和特性:

- 1) 模型应充分反映工程实际,主要针对浅埋、软弱地层以及我国采用的小直径管棚($\phi 79\sim 159\text{mm}$);
- 2) 概念清晰,荷载作用明确,计算结果较易判释、验证;
- 3) 可有效考虑管棚与支护之间的相互作用;
- 4) 能对地下工程开挖、掘进的施工过程模拟;
- 5) 模型求解较方便。

基于以上考虑,建立如图7-1~7-2所示模型。该模型避开当前地下工程中开挖问题主要采用的连续体分析模型,主要考虑是:若采用连续体模型,则计算规模大,耗时很长,同时,自由度耦合给计算结果判释带来难度。在浅埋、软土地层地下工程中,土体软弱,开挖过程中,自承拱难以形成,隧道结构上覆土体荷载是明确的,采用土体自重荷载基本合理,正因此,荷载~结构模型才在软土地下工程和基坑工程的计算分析、设计工作中得到广泛采用。

基于以上考虑,以荷载-结构模型作为基础,采用FEM进行求解,管棚采用梁单元,支护结构采用板(壳)单元。地下结构分析,一般采用梁单元进行模拟支护结构,但在考虑开挖效应时,沿着隧道纵向刚度变化大,支护结构双向受力,因此,采用板(壳)更为合理。为减小计算规模,在已经开挖区域(区域划分见图2、图4)采用等效刚度法,用支撑弹簧代替支护结构;未开挖区域,采用Winkler弹簧代替土体;在开挖区域,有三种状态:

- 1) 没有开挖之前,管棚由Winkler土体弹簧支撑;
 - 2) 开挖之后,未支护之前,移去Winkler土体弹簧;
 - 3) 支护之后,支护板单元激活,用于连接管棚和支护结构的刚性弹簧激活,该弹簧仅具有竖向刚度,只向下传递竖向荷载。
- 开挖过程的模拟采用等效节点荷载法,即:将上一时步得到的开挖面前方土体反力,反向作为当前开挖时步的开挖释放荷载。

由于主要考察掌子面区域,而此区域喷射混凝土刚刚完成,正处于为“成长期”,其强度和变形特征均迅速变化,因此,在本模型中,一个重要问题是要考虑喷射混

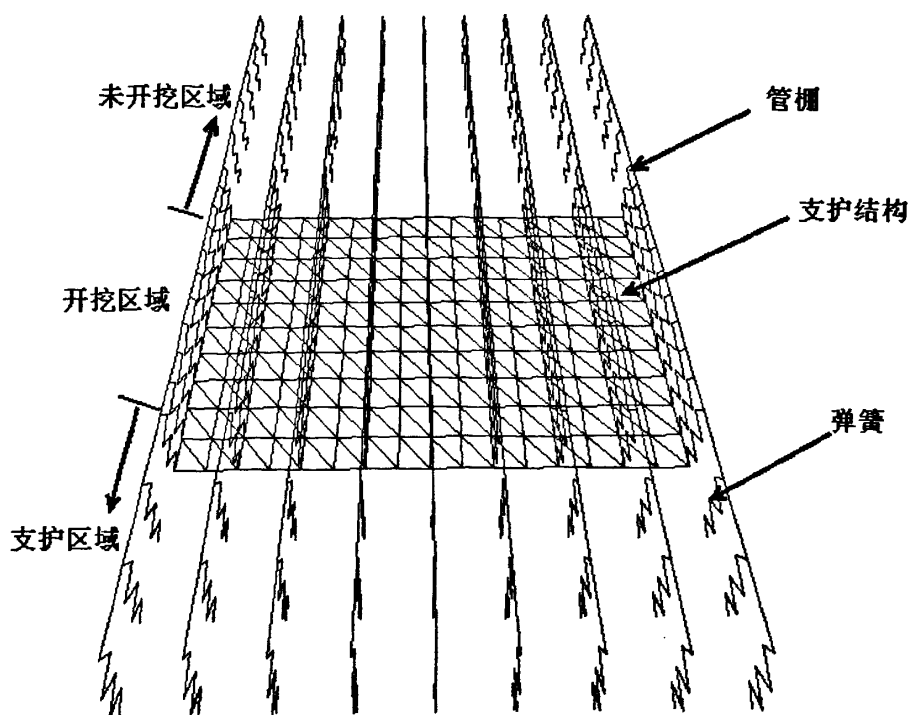


图 7-1 棚架体系分析模型

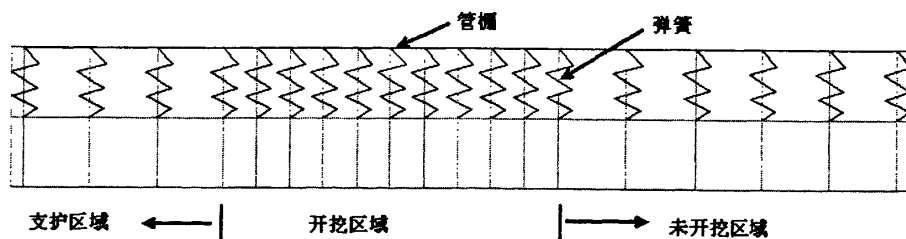


图 7-2 棚架体系剖面图

凝土早期特性。

7.1.2 喷射混凝土的早期特性

喷射混凝土的早期特性主要包括强度特性和变形特性，强度特征，一般更为设计和施工人员所关注，多用抗压强度表示。对于喷射混凝土的早期特征，目前主要的假设有为：

- 1) 指数变化；
- 2) 对数形式。

根据文献^[59]，喷射混凝土的本构关系以与时间相关的弹塑性软化模型比较合适，但考虑到很多隧道尤其是浅埋隧道的现场量测结果，支护结构下沉一般随开挖面的推进而变化，掘进停止，一般变形即结束，为简化分析，采用随时间相关的非线性

弹性模型作为喷射混凝土的本构模型，即：

$$E(t) = 21e9 \cdot (1 - e^{-0.202t}) \quad 7-1)$$

7.2 板弯曲计算理论

在图 7-1、7-2 分析模型中，支护结构采用板（壳）单元进行模拟，且需要考虑其早期特性，需要对既有的 FEM 程序作修改，为此，本节对 FEM 分析中，相关的板单元计算理论作简要叙述。

板依据其厚度和变形大小，分为三类：

- 1 小变形薄板
- 2 大变形薄板
- 3 厚板

当板厚与板面内的最小特征尺寸之比 $> 1/5$ 时，为厚板，当板厚与板面内最小特征比值 $< 1/80$ 时，为膜板，该值在二者之间时，为薄板。对于厚板，应按照空间问题处理，对于膜板，由于抗弯刚度很小，基本只能承受膜平面内的张力。

如果挠度和板厚之比小于或等于 $1/5$ 时，则可认为属于小挠度问题，如果超过这个限度，则属于大挠度问题。

本文主要采用小变形、薄板理论。

7.2.1 经典薄板理论

薄板理论主要有三个基本假设（Kirchhoff 假设）：

- 1 变形前垂直于薄板中面的直线段（法线），在薄板变形后仍保持为直线，垂直于弯曲变形后的中面；
- 2 中面在弯曲过程中，长度不变，没有拉伸或压缩；
- 3 剪切应力和法向应力相比很小，在计算时可予以忽略。

考虑一个板厚为 t ，各项同性的板，主平面为 xy 平面，根据以上假设，板为平面应力条件，所有应力沿着板的厚度是线性变化。

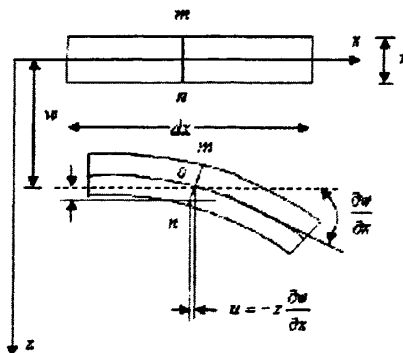


图 7-4 板弯曲变形示意图

板弯矩为：

$$\begin{aligned}
 M_x &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x z \cdot dz \\
 M_y &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y z \cdot dz \\
 M_{xy} &= \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} z \cdot dz
 \end{aligned} \tag{7-2}$$

上式中： M_x 、 M_y — 在 x 和 y 方向的弯矩

M_{xy} — 扭矩

M_x 、 M_y 、 M_{xy} — 单位长度弯矩值。

若板的挠度为 w ，则板位移~曲率关系为：

$$\begin{aligned}
 \kappa_x &= -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\
 \kappa_y &= -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\
 \kappa_{xy} &= -\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}
 \end{aligned} \tag{7-3}$$

假定 x 方向长度为 dx 的板，在 z 方向施加一个荷载，点 O 在板的中面上，如图 7-4 所示。

依据 Kirchhoff 假设，弯曲前垂直于中面的直法线，在弯曲后，仍垂直于中面，位移可写为：

$$\begin{aligned}
 u &= -z \frac{\partial w}{\partial x} \\
 v &= -z \frac{\partial w}{\partial y}
 \end{aligned} \tag{7-4}$$

应变为：

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\
 \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\
 \gamma_x &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}
 \end{aligned} \tag{7-5}$$

对于平面应力情形，应力~应变关系为：

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad 7-6)$$

用应变矩阵代入上式，得到：

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ -z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} \quad 7-7)$$

板内的应力可以表述为：

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{-z \cdot E}{1-\nu^2} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \\ \sigma_y &= \frac{-z \cdot E}{1-\nu^2} \left[\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \\ \tau_{xy} &= \frac{-2z \cdot E}{1-\nu^2} \left(\frac{1-\nu}{2} \right) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) \end{aligned} \quad 7-8)$$

沿着板厚进行积分，可得到：

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{-Et^3}{12(1-\nu^2)} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \\ M_y &= \frac{-Et^3}{12(1-\nu^2)} \left[\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \\ M_{xy} &= \frac{-Et^3}{12(1-\nu^2)} (1-\nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) \end{aligned} \quad 7-9)$$

式中： $\frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} = D$ 板的变形刚度。

7-9) 的矩阵形式为：

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D & D\nu & 0 \\ D\nu & D & 0 \\ 0 & 0 & D\left(\frac{1-\nu}{2}\right) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ -2\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} \quad 7-10)$$

弯矩与曲率的关系为：

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D & D\nu & 0 \\ D\nu & D & 0 \\ 0 & 0 & D\left(\frac{1-\nu}{2}\right) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{Bmatrix} \quad (7-11)$$

7.2.2 DKT 板

经典 Kirchhoff 板为 C_1 型单元，构造插值函数比较复杂，当前的该类单元为非协调单元，或者称为部分协调单元，即在相邻单元的交界线上，挠度和挠度沿着交界线方向的导数是连续的，但是挠度沿交界线的法向导数是不连续的。

Batoz et al (1980) 提出了三角形板弯曲单元—DKT 单元，该单元采用 w 和 θ_x 、 θ_y 的独立插值，不同于 Mindlin 板将 w 和 θ_x 、 θ_y 之间的约束方程以罚函数方法引入泛函，DKT 板是在若干离散点强迫其实现。

DKT 单元是在有限元程序中得到广泛采用的单元形式，这部分将介绍由 Batoz et al (1980) 提出的 DKT 单元，单元如图 7-5 所示。

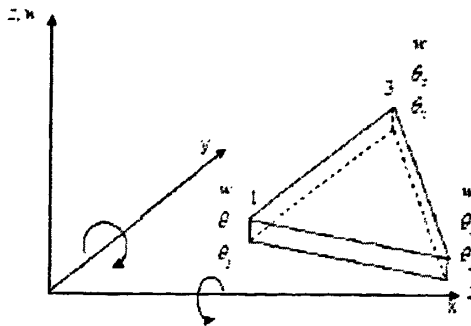


图 7-5 板单元节点编号

弯曲能：

$$U_b = \frac{1}{2} \int_A \kappa^T D_b \kappa \cdot dx dy \quad (7-12)$$

$$D_b = \frac{Et^3}{12(1-\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \left(\frac{1-\nu}{2}\right) \end{bmatrix} \quad (7-13)$$

上式中： t 是板厚
曲率为：

$$\kappa = \begin{bmatrix} \beta_{x,x} \\ \beta_{y,y} \\ \beta_{x,y} + \beta_{y,x} \end{bmatrix} \quad 7-14)$$

依据小变形薄板的基本假设，位移 u 、 v 和 w 用下式表达：

$$\begin{aligned} u &= z\beta_x(x, y) \\ v &= z\beta_y(x, y) \\ w &= w(x, y) \end{aligned} \quad 7-15)$$

上式中： w 是横向位移， β_x 和 β_y 是在垂直于 xz 和 yz 平面方向的转动。

Batoz et al (1980) 作了以下研究，以对垂直于中面的转动和横向位移 w 之间的关系作修正：

- 1) 板单元只有 9 个自由度，即每个单元节点具有的 w 和 θ ；
- 2) 依据 Kirchhoff 理论，转动定义为：

$$\theta_x = \frac{\partial w}{\partial x} \quad \theta_y = \frac{\partial w}{\partial y} \quad 7-16)$$

- 3) 将 Kirchhoff 假设强加于在单元内的离散点；
- 4) β_x 和 β_y 之间的协调不能破坏

据此，Batoz et al (1980) 作了以下假定：

- 1) 6 个节点的转动和形函数之间的关系是二次的，即

$$\begin{aligned} \beta_x &= \sum_{i=1}^6 N_i \beta_{xi} \\ \beta_y &= \sum_{i=1}^6 N_i \beta_{yi} \end{aligned} \quad 7-17)$$

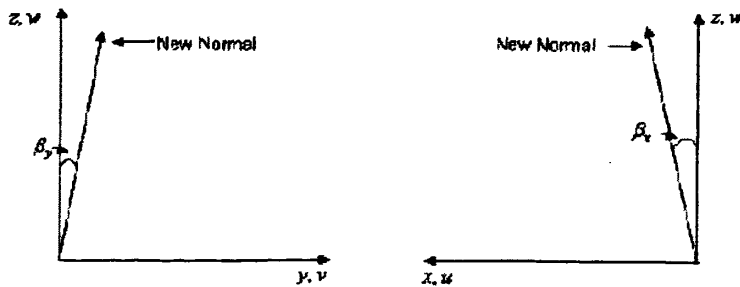


图 7-6 转动示意图

对于 $i=1,6$, 形函数以面积坐标形式 ξ 和 η ，为：

$$\begin{aligned}
N_1 &= 2(1-\xi-\eta)\left(\frac{1}{2}-\xi-\eta\right) \\
N_2 &= \xi(2\xi-1) \\
N_3 &= \eta(2\eta-1) \\
N_4 &= 4\xi\eta \\
N_5 &= 4\eta(1-\xi-\eta) \\
N_6 &= 4\xi(1-\xi-\eta)
\end{aligned} \tag{7-18}$$

2 应用 Kirchhoff 假设, 移去剪切应变。

在角点:

$$\gamma = \begin{bmatrix} \beta_x + w_{,x} \\ \beta_y + w_{,y} \end{bmatrix} = 0 \quad k=1,2,3 \tag{7-19}$$

γ —剪切应变

在中点,

$$\beta_{sk} + w_{,sk} = 0 \quad k=4,5,6 \tag{7-20}$$

3 在中点, 挠度的导数表示为:

$$w_{,sk} = -\frac{3}{2l_{ij}}w_i - \frac{1}{4}w_{,si} + \frac{3}{2l_{ij}}w_j + \frac{1}{4}w_{,sj} \tag{7-21}$$

k 是 ij 边的中点, l_{ij} 是 ij 边长度。

4 在中点, 转动的导数表达为:

$$\beta_{nk} = \frac{1}{2}(\beta_{ni} + \beta_{nj}) \tag{7-22}$$

$k=4,5,6$ 代表边 2-3, 3-1, 2-1 的中点。

上述四个假设的结果是, 最终将单元内 θ_x 、 θ_y 表示成 3 个角点参数的插值形式。

单元的最终位移表示为:

$$U^T = \{w_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad w_2 \quad \theta_{x2} \quad \theta_{y2} \quad w_3 \quad \theta_{x3} \quad \theta_{y3}\} \tag{7-23}$$

节点位移与转动 β_x 、 β_y 的关系为:

$$\begin{aligned}
\beta_x &= H_x^T(\xi, \eta)U \\
\beta_y &= H_y^T(\xi, \eta)U
\end{aligned} \tag{7-24}$$

H_x H_y 是形函数的分量矢量

$$H_x(\xi, \eta) = \begin{bmatrix} 1.5(a_6 N_6 - a_5 N_5) \\ (b_5 N_5 - b_6 N_6) \\ N_1 - c_5 N_5 - c_6 N_6 \\ 1.5(a_4 N_4 - a_6 N_6) \\ (b_6 N_6 + b_4 N_4) \\ N_1 - c_6 N_6 - c_4 N_4 \\ 1.5(a_5 N_5 - a_4 N_4) \\ (b_4 N_4 + b_5 N_5) \\ N_3 - c_4 N_4 - c_5 N_5 \end{bmatrix} \quad 7-25)$$

$$H_y(\xi, \eta) = \begin{bmatrix} 1.5(d_6 N_6 - d_5 N_5) \\ -N_1 + e_5 N_5 + e_6 N_6 \\ -(b_5 N_5 + b_6 N_6) \\ 1.5(d_4 N_4 - d_6 N_6) \\ -N_2 + e_6 N_6 + e_4 N_4 \\ -b_6 N_6 - b_4 N_4 \\ 1.5(d_5 N_5 - d_4 N_4) \\ -N_3 + e_4 N_4 + e_5 N_5 \\ -(b_4 N_4 + b_5 N_5) \end{bmatrix}$$

上式中:

$$a_k = -\frac{x_{ij}}{l_{ij}^2}$$

$$b_k = \frac{3}{4} \frac{x_{ij} y_{ij}}{l_{ij}^2}$$

$$c_k = \left(\frac{1}{4} x_{ij}^2 - \frac{1}{2} y_{ij}^2 \right) / l_{ij}^2$$

$$d_k = -\frac{y_{ij}}{l_{ij}^2}$$

$$e_k = \left(\frac{1}{4} y_{ij}^2 - \frac{1}{2} x_{ij}^2 \right) / l_{ij}^2$$

$$x_{ij} = x_i - x_j$$

$$y_{ij} = y_i - y_j$$

$$l_{ij}^2 = (x_{ij}^2 + y_{ij}^2)$$

k=4,5,6 分别针对边 ij=2-3, 3-1, 1-2

应变—位移矩阵为:

$$B(\xi, \eta) = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_{31}H_{x,\xi}^T + y_{12}H_{x,\eta}^T \\ -x_{31}H_{y,\xi}^T - x_{12}H_{y,\eta}^T \\ -x_{31}H_{x,\xi}^T - x_{12}H_{x,\eta}^T + y_{31}H_{y,\xi}^T + y_{12}H_{y,\eta}^T \end{bmatrix} \quad 7-26)$$

$$2A = x_{31}y_{12} - x_{12}y_{31}$$

形函数对 ξ 和 η 的导数为:

$$H_{x,\xi} = \begin{bmatrix} P_6(1-2\xi) + (P_5 - P_6)\eta \\ q_6(1-2\xi) + (q_5 - q_6)\eta \\ -4 + 6(\xi + \eta) + r_6(1-2\xi) - \eta(r_5 + r_6) \\ -P_6(1-2\xi) + \eta(P_4 + P_6) \\ q_6(1-2\xi) - \eta(q_6 - q_4) \\ -2 + 6\xi + r_6(1-2\xi) + \eta(r_4 - r_6) \\ -\eta(P_5 + P_4) \\ \eta(q_4 - q_5) \\ -\eta(r_5 - r_4) \end{bmatrix}$$

$$H_{y,\xi} = \begin{bmatrix} t_6(1-2\xi) + (t_5 - t_6)\eta \\ 1 + r_6(1-2\xi) - (r_5 + r_6)\eta \\ -q_6(1-2\xi) - \eta(q_5 + q_6) \\ -t_6(1-2\xi) + \eta(t_4 + t_6) \\ -1 + r_6(1-2\xi) - \eta(r_4 - r_6) \\ q_6(1-2\xi) + \eta(q_4 - q_6) \\ -\eta(t_5 + t_4) \\ \eta(r_4 - r_5) \\ -\eta(q_5 - q_4) \end{bmatrix}$$

$$H_{x,\eta} = \begin{bmatrix} -P_5(1-2\eta) - \xi(P_6 - P_5) \\ q_5(1-2\eta) - \xi(q_5 + q_6) \\ -4 + 6(\xi + \eta) + r_6(1-2\eta) - \xi(r_5 + r_6) \\ \xi(P_4 + P_6) \\ \xi(q_4 - q_6) \\ \xi(r_4 - r_6) \\ P_5(1-2\eta) - \xi(P_5 + P_4) \\ q_5(1-2\eta) + \xi(q_4 - q_5) \\ -2 + 6\eta + r_5(1-2\eta) + \xi(r_4 - r_5) \end{bmatrix}$$

$$H_{y,\eta} = \begin{bmatrix} -t_5(1-2\eta) - \xi(t_6 - t_5) \\ 1 + r_5(1-2\eta) - \xi(r_5 + r_6) \\ -q_5(1-2\eta) + \xi(q_5 + q_6) \\ \xi(t_4 + t_6) \\ \xi(r_4 - r_6) \\ -\xi(q_4 - q_6) \\ t_5(1-2\eta) - \xi(t_5 + t_4) \\ 1 - r_5(1-2\eta) + \xi(r_4 - r_5) \\ -q_5(1-2\eta) + \xi(q_4 - q_5) \end{bmatrix} \quad 7-27)$$

$$P_k = -6x_{ij}/l_y^2$$

$$q_k = 3x_{ij}y_{ij}/l_y^2$$

$$r_k = 3y_{ij}^2/l_y^2$$

$$t_k = -6y_{ij}/l_y^2$$

式中: $k=4,5,6$ 分别对于边 $ij=23, 31, 12$

用 7-26) 计算得到位移~应变矩阵, 将位移~应变矩阵代入 7-12), 单元刚度矩阵为:

$$K_{DKT} = 2A \int_0^{1-\eta} \int_0^\eta B^T \cdot D_b \cdot B \cdot d\xi d\eta \quad 7-28)$$

式中: D_b 是板弯曲的材料矩阵。

若单元为常厚度, 单元刚度矩阵可以通过 Gauss 积分获得, 三个积分点位于边中点, 积分点的坐标和权重见表 7-

表 7-1 积分点的坐标

积分点	坐标	权重
1	(0.5,0)	1/3
2	(0.5,0.5)	1/3
3	(0,0.5)	1/3

Gauss 积分形式的单刚为:

$$[k]_{9 \times 9} = 2A \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^3 w_j w_i \left[B(\xi_i, \eta_j) \right]_{9 \times 3}^T [D_b]_{3 \times 3} [B(\xi_i, \eta_j)]_{3 \times 9} d\xi d\eta \quad 7-29)$$

DKT 单元由于引入约束条件, 消去了各边中节点的转动参数, 仍是 3 结点三角形单元。在各边界上, 位移沿边界法向和切向的导数由角结点参数完全确定, 所以相邻单元是完全协调的。

7.3 喷射混凝土支护结构计算步骤

设在 $t=t_n$ 时刻有一组平衡状态, 位移 u_n 、应力 σ_n 、应变 ε_n 及外荷载 F_n 均已经获得;

在 $t = t_n + \Delta t$ 时刻:

1) 求 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 阶段的刚度矩阵 K_{n+1}

由于材料为非线性, 则若按切线刚度矩阵计算后, 需要进行平衡迭代, 由于在 Δt 取值较小时, 在该时段内, 弹性模量的变化相对较小, 可近似为常量, 则在 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 阶段, 只须计算 $t_n + \Delta t$ 时刻刚度矩阵, 不再进行平衡迭代。板刚度矩阵计算采用高斯点积分法。

2) 计算在 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 阶段的有效外荷载增量 ΔF_{n+1} :

$$\Delta F_{n+1} = F_{n+1} - R_n \quad 7-30)$$

式中: F_{n+1} 为 $t_n + \Delta t$ 时刻的外荷载矢量;

R_n 为 t_n 时刻的平衡节点力

$$R_n = R_{n-1} + \int_{\Omega} B^T \cdot \Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n} d\Omega \quad 7-31)$$

$$\Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n} = D_n \cdot \Delta \varepsilon_{t_{n-1} \rightarrow t_n} \quad 7-32)$$

式中, $\Delta \sigma_{t_{n-1} \rightarrow t_n}$ 为 $t \in [t_{n-1}, t_n]$ 内的应力增量, $\Delta \varepsilon_{t_{n-1} \rightarrow t_n}$ 为 $t \in [t_{n-1}, t_n]$ 内的应变增量, 其中 D_n 矩阵为本构矩阵, 在计算 D_n 时, 应用的弹性模量 $E(t)$ 为 $t = t_n$ 时刻的取值。

3) 计算 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 位移增量 Δu_{n+1}

根据增量形式的运动方程:

$$K_{n+1} \cdot \Delta u_{n+1} = \Delta F_{n+1} \quad 7-33)$$

通过 K_{n+1} 三角分解, 并回代得到 Δu_{n+1}

4) 单元应力计算

$$\Delta \varepsilon_{t_n \rightarrow t_{n+1}} = B \cdot \Delta u_{t_n \rightarrow t_{n+1}} \quad 7-34)$$

$$\Delta \sigma_{t_n \rightarrow t_{n+1}} = D_{n+1} \cdot \Delta \varepsilon_{t_n \rightarrow t_{n+1}} \quad 7-35)$$

D_{n+1} 计算时, 采用 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 时刻的弹性模量

5) 单元内力, 即单元高斯点弯矩和轴力的计算

将 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 阶段的位移增量 Δu_{n+1} 通过坐标变化矩阵 T , 转变为单元坐标下,

$$\Delta U_{n+1} = T \cdot \Delta u_{n+1} \quad 7-36)$$

计算单元刚度矩阵 k_{n+1} ，这时弹性模量 $E(t)$ 为 $t = t_n + \Delta t$ 时刻单元的弹性模量
利用单元平衡方程：

$$\Delta M_{n+1} = k_{n+1} \cdot \Delta U_{n+1} \quad (7-37)$$

得到 $t \in [t_n, t_n + \Delta t]$ 时刻单元内力，与上时刻单元内力进行叠加，即获得当前时刻单元内力。

7.4 管棚作用的空间分析

7.4.1 计算模型

工程背景如前，利用本章的分析模型进行分析。通道长度 30m，开挖断面 $7\text{m} \times 4.5\text{m}$ ，埋深 4m，初支厚度 30cm，格栅+C25 喷射混凝土，二次衬砌厚度 30cm，C30S8 防水混凝土，CRD 法施工，开挖进尺 0.5m，管棚采用 $\Phi 108\text{mm}$ ，壁厚 8mm，横向间距 40cm。

对单循环进尺土体释放荷载以及对支护刚度进行计算时，土体荷载按取支护结构上方土柱自重。支护结构上方道路车辆和行人荷载取 20kPa，则通道顶部荷载 q 为 100 kPa。本次开挖主要进行左上洞室开挖，开挖跨度为方便计取 3.2m，管棚共 9 根，为减小计算规模，仅考虑拱顶部分。

单循环进尺 0.5m 时，单根管棚承受的释放荷载为 $40 \times 10^3 \text{N/m}$ ，土的基床系数按照上海基坑设计规范选取为 5000kN/m^3 。

开挖起始时间为 21h，从 $\text{time}=24\text{h}$ 开始进行开挖，每次开挖距离 0.5m，开挖一次完成，即 $\text{time}=24\text{h}$ 时刻瞬时完成，3 小时后，即 $\text{time}=27\text{h}$ 时，支护一次完成，施工过程如图 7-7 所示，开挖长度累计 2.5m，历时 27 小时。

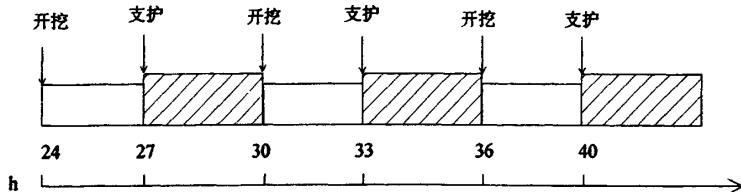


图 7-7 开挖过程示意图

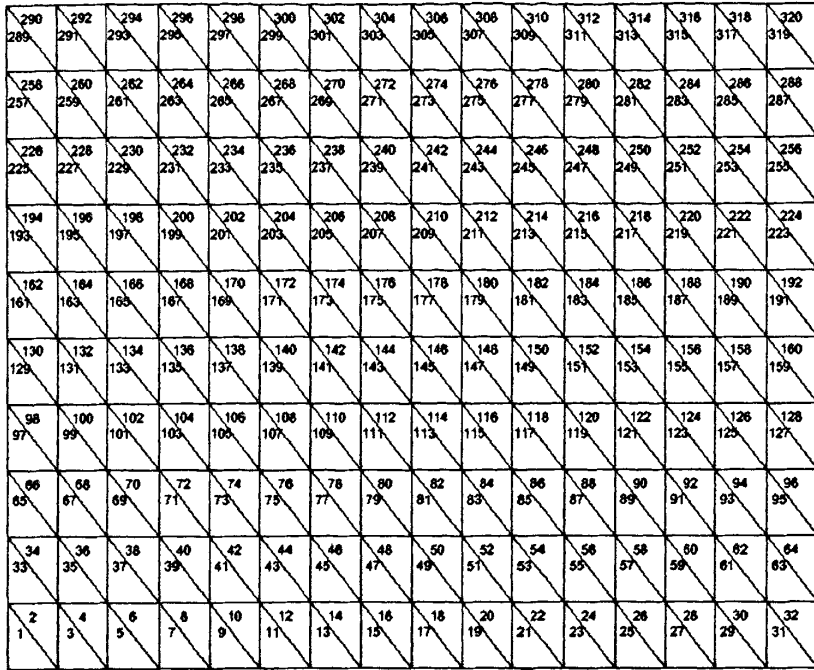


图 7-8 板单元编号

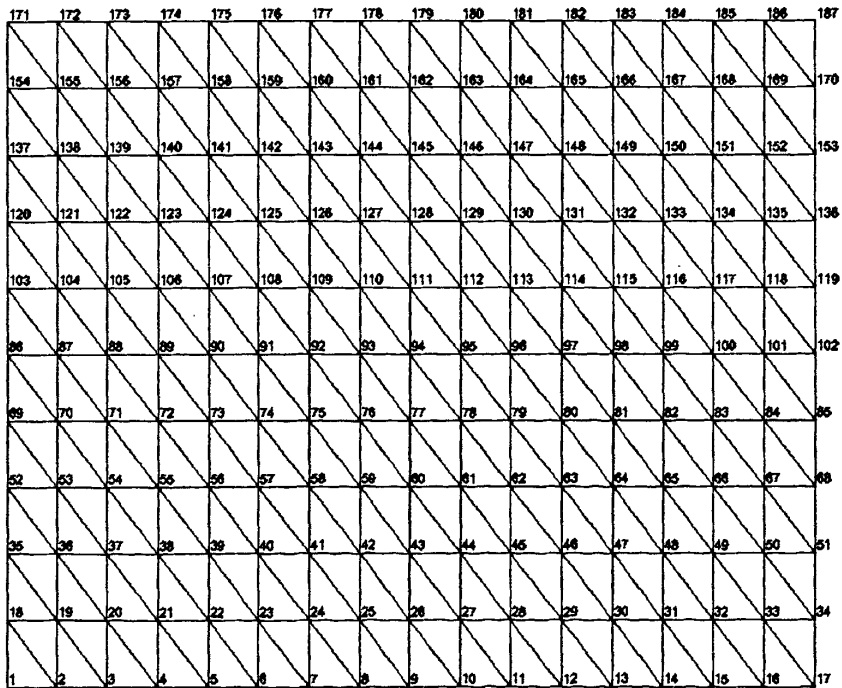


图 7-9 板节点编号

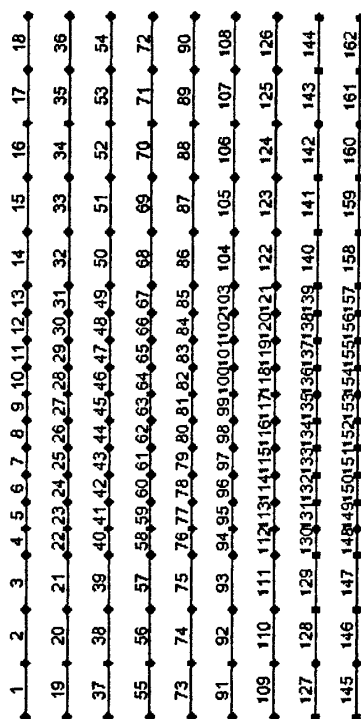


图 7-10 管棚单元编号

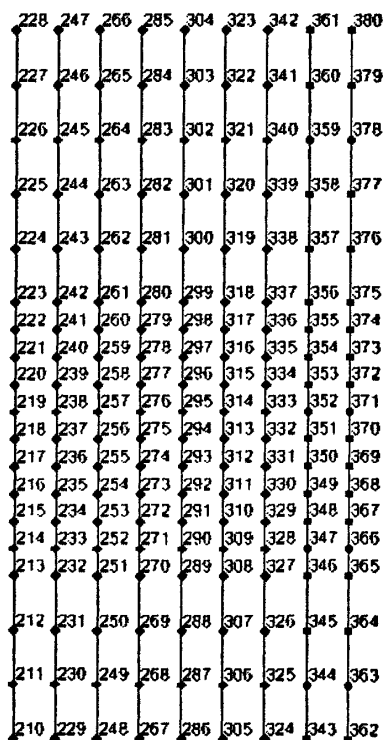


图 7-11 管棚节点编号

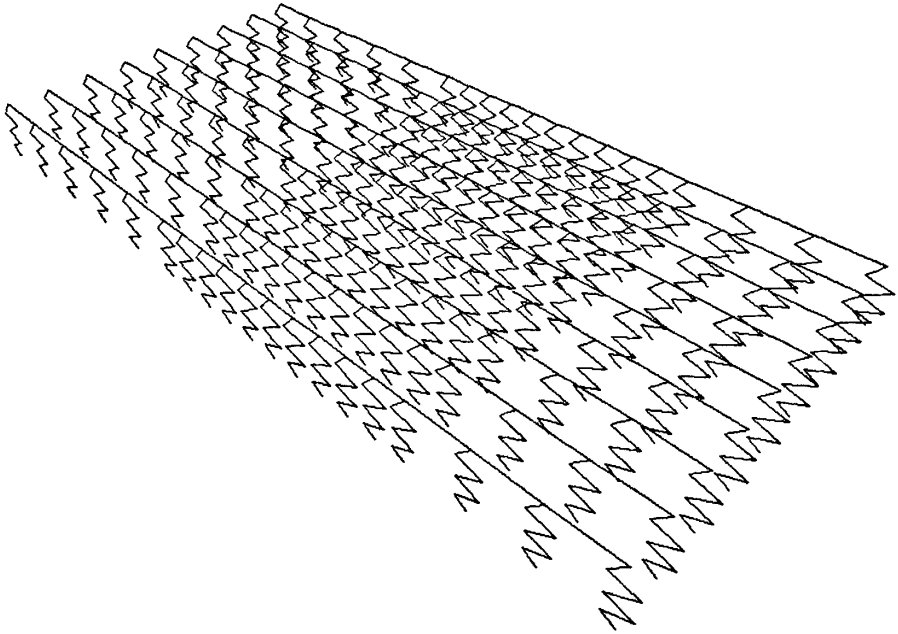


图 7-12 管棚连接

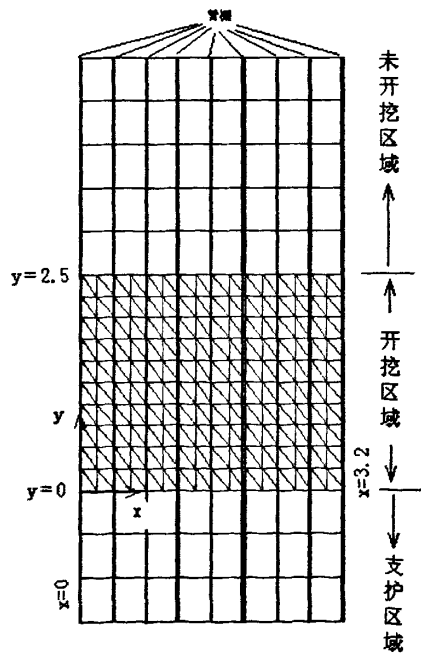


图 7-13 管棚开挖区域模型

7.4.2 喷射混凝土早期特性考虑的必要性

为进行对比，以下分别采用模型 1 就考虑喷射混凝土早期变形特性和不考虑时间效应进行了分析，开挖结束后（从 $y=0$ 开挖到 $y=2.5\text{m}$ ），跨中管棚的纵向变形如

图 7-14 所示。

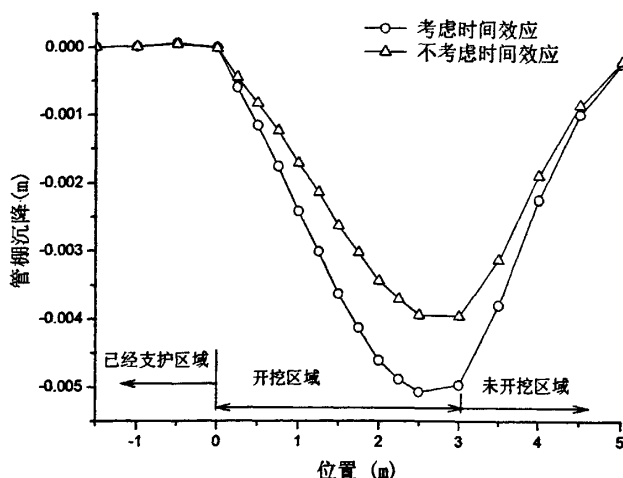


图 7-14 跨中管棚纵向变形

由上图可看出，考虑喷射混凝土早期弹性模量随时间变化特性与否，跨中管棚变位最大相差 30% 左右，管棚变形曲率也相差较大，对于管棚内力的影响也较显著，因此，在棚架体系分析中，考虑喷射土的早期弹模随时间变化的特点是非常必要的。

7.4.3 管棚对开挖释放荷载的传递、调节作用

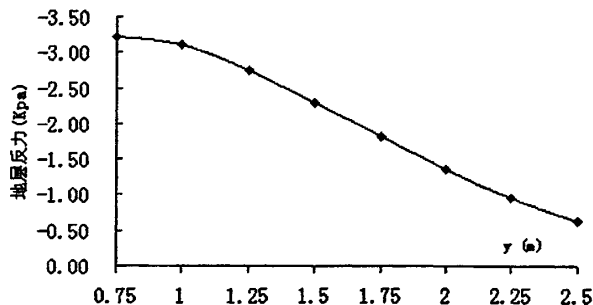


图 7-15 跨中新增反力分布

第一次开挖结束后（从 $y=0$ 开挖到 $y=0.5\text{m}$ ），掌子面前方跨中即 $x=1.6\text{m}$ 位置，沿着纵向（ y 方向）新增地层反力分布如图 7-15 所示。

本次开挖，开挖释放荷载累计为 $5.77 \times 10^4 \text{N}$ ，在开挖面前方的土体中增加的地层反力为 $1.35 \times 10^4 \text{N}$ ，掌子面后方支护区域增加的支护反力为 $4.40 \times 10^4 \text{N}$ ，二者之和为 $5.75 \times 10^4 \text{N}$ ，可见，管棚将所有开挖释放荷载向未开挖段和已经支护段进行了扩散，管棚本身基本没有分担释放荷载。由前期研究知道，管棚究竟是承受荷载还是传递荷载主要取决于管棚和支护结构的相对刚度比。当采用小直径管棚（直径在 159mm 以下）时，开挖跨度小于 8m 时，开挖过程中，管棚基本是不承受荷载，主要是起到对开挖释放荷载进行传递、调节的作用，以本情况为例，主要是将开挖释放荷载定向到相对刚度比较大的已经支护区域，该区域承担开挖释放荷载的 75% 以上，在软土地层采用管棚法施工时，开挖释放荷载通过管棚作用主要是由支护结构承担。

管棚对开挖区域坍塌预防和地层沉降控制功能主要通过荷载传递、调节作用得到实现,开挖引起的释放荷载是直接作用在管棚上面,并通过管棚向掌子面前、后进行传递,而一般在工程措施合理有效时,支护结构完成后,支护结构刚度比较大,从而可有效控制开挖释放荷载引起的地层位移。反之,若没有管棚,开挖释放荷载直接作用在开挖区域土体,则土体因此引起的变位必然较大。

开挖释放荷载通过管棚作用主要由刚度较大的支护区域承担,由于位移得到有效控制,开挖区域土体(管棚上部土体)没有较大的变位,受管棚支撑,应力状态基本仍保持原有的三向受力状态,同时,管棚一般要进行注浆,对地层进行加固,地层强度达到有效提高。在这些因素共同作用下,从而达到防掌子面坍塌的效果。

7.4.4 开挖释放荷载传递、调节特征

当 $\text{time}=48\text{h}$, 即开挖到 $y=2.5\text{m}$ 时, 因本次开挖新增反力, 沿跨中 ($x=1.6\text{m}$) 纵向分布、沿 $y=3.0\text{m}$ (地层反力) 横向分布以及沿 $y=2\text{m}$ (支护反力) 横向分布情况如图 7-16~图 7-17 所示。

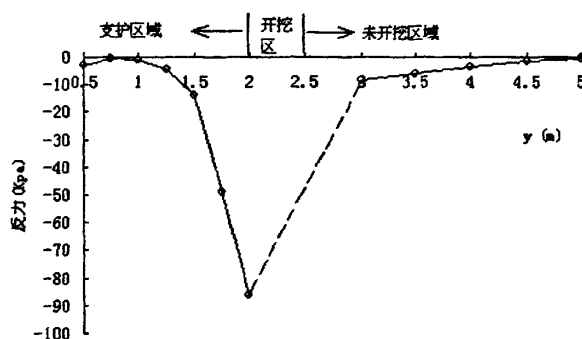


图 7-16 沿跨中 ($x=1.6\text{m}$) 反力纵向分布

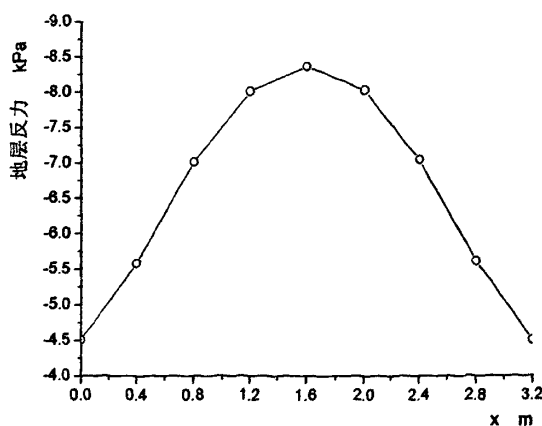
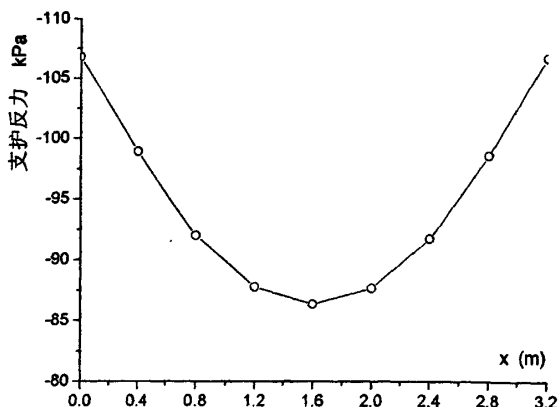


图 7-17 $y=3\text{m}$ 处地层反力横向分布

图 7-18 $y=2\text{m}$ 处支护反力横向分布

由图 7-16~7-18 可看出, 开挖释放荷载的重分布是和支护结构与管棚的相对刚度关联的, 就开挖面前方土体而言, 由于支护结构跨中位置刚度相对较小, 因此, 对应的土体部分承受释放荷载较大; 就支护结构而言, 由于在靠近边墙位置处, 支护结构刚度较大, 因此, 该区域承受更大的开挖荷载, 即: 棚架为空间体系, 开挖释放荷载的调节、重分布为一空间行为, 既有纵向 (支护结构与土体之间), 也有横向 (支护结构与支护结构、土体与土体之间) 的扩散或重分布。概括就是, 开挖释放荷载从纵向讲, 主要由支护区域承担, 从横向讲, 在土体中间部位, 开挖释放荷载最大, 而在支护区域的中间部位, 开挖释放荷载最小。

基于以上理解, 对于软土、一般跨度的地下结构而言, 从位移控制角度讲, 应控制开挖后方支护刚度, 提高支护结构刚度, 则可承担更多开挖释放荷载, 将开挖释放荷载转移到支护结构上, 这样掌子面前方土体的释放荷载可得到减少, 从而也可达到控制开挖面前方的前期沉降的目的。由于支护结构刚度主要受支护材料和跨度等因素影响, 其中, 支护结构的刚度与跨度在均布荷载作用下大致成 3 次方关系, 因此, 减小开挖跨度是限沉、防塌的有效途径。

限制开挖面前方土体沉降的一个重要手段是对地层进行注浆, 由于开挖释放荷载对跨中位置土体影响更大, 因此, 对掌子面注浆时, 对跨中部位要尤其予以加强。

在开挖到 2.0m 时 ($\text{time}=45\text{h}$), 掌子面前方土体中的竖向应力分布如图 7-19 所示。

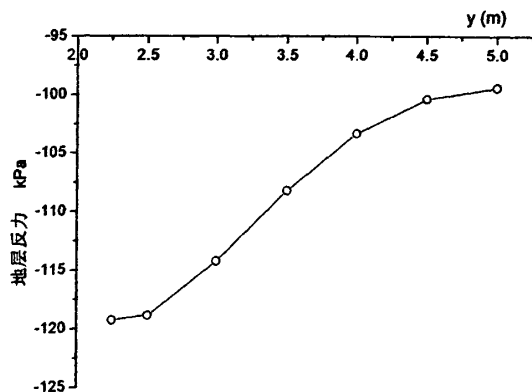


图 7-19 地层反力分布

从图 7-19 可看出, 开挖引起的掌子面前方土体竖向荷载最大增加 20%, 且扩散范围向前延长, 延长长度 2.25m。

由于在开挖面前方 2.5m 内的土体有竖向荷载增加, 因此, 为减小开挖过程中, 掌子面前方的变形, 应主要对开挖面前方 2.5m 内土体重点加固, 提高其刚度 (基床系数) 控制开挖面前方的沉降和保证掌子面的稳定性。

7.5 结论

本章针对软土地层管棚法施工过程, 从棚架体系视角, 建立了可用来分析管棚作用的空间分析模型, 并以上海地铁某车站出入口工程作为实例, 对管棚防止掌子面坍塌和控制地层沉降的作用作了分析, 计算表明:

1) 本模型对于阐述管棚作用是比较合适的, 可将工程实际主要特征予以考虑, 如施工过程、管棚与支护之间相互作用以及喷射混凝土早期弹性模量随时间逐渐变化特性等;

2) 在棚架体系分析中, 考虑喷射混凝土早期特性是必要的;

3) 棚架为空间体系, 开挖释放荷载的调节、重分布为一空间行为, 既有纵向 (支护结构与土体之间), 也有横向 (支护结构与支护结构、土体与土体之间) 的扩散或重分布。概括就是, 开挖释放荷载从纵向讲, 主要由支护区域承担, 从横向讲, 在土体中间部位, 开挖释放荷载最大, 而在支护区域的中间部位, 开挖释放荷载最小。

4) 在软土地层, 小直径管棚法施工中, 管棚主要是通过管棚注浆, 对地层加固, 以及棚架体系在纵向和横向对开挖释放荷载重新调节和分布等, 从而起到防坍、限沉之目的。

本文主要对软土地层管棚法施工中管棚的作用机理以及管径因素的影响问题进行了研究,主要取得了以下一些结论:

1 本文根据管棚法在城市软土地层应用时的实际情况,建立了管棚简化分析模型,并按照最小势能原理推导了变基床系数弹性地基梁的解析解。通过对管棚作用机理的综合分析,将其归纳为:

a 管棚的存在,改变了开挖释放荷载的作用形式,将开挖面土体的剪切变形转化为未开挖段土体压缩变形和支护段支护结构因横向荷载导致的变形;

b 管棚将开挖释放荷载调节、定向到刚度较大的支护结构上,开挖释放荷载主要支护结构承担;

c 将由未开挖段土体上分担的开挖释放荷载调节到较大范围内。

2 针对管棚开挖分析模型,采用解析法推导了位移敏感度分析方程和管棚内力敏感度分析方程,并针对目前我国常用的管棚直径情况,就施工开挖释放荷载产生管棚内力对管棚惯性矩的敏感度进行了分析,认为:

管径 $\phi 79\text{mm} \sim \phi 108\text{mm}$,为位移敏感度急剧变化范围,在该范围内,管棚直径的提高对于位移和内力的影响较为显著, $\phi 108\text{mm}$ 以后,管棚直径改变对于位移和内力的影响相对较小, $\phi 159\text{mm}$ 直径管棚可以认为,管径的提高对于位移几乎没有影响。

棚架体系中,地层条件的改变对位移敏感度的影响相对较大,而支护结构刚度变化对管棚内力敏感度的影响较大。

3 在管棚作用简化分析模型基础上,建立了分析管棚作用的空间模型,对管棚作用机理作了进一步分析,分析表明:

棚架为空间体系,开挖释放荷载的调节、重分布为一空间行为,既有纵向(支护结构与土体之间),也有横向(支护结构与支护结构、土体与土体之间)的扩散或重分布。概括就是,开挖释放荷载从纵向讲,主要由支护区域承担,从横向讲,在土体中间部位,开挖释放荷载最大,而在支护区域的中间部位,开挖释放荷载最小。

在软土地层中,对于开挖释放荷载,管棚主要起到杠杆调节作用。在纵向和横向对开挖释放荷载调节和重新分布,是管棚功能发挥的主要原因。

参 考 文 献

- [1]罗富荣,肖广智,国斌.浅埋暗挖小矢跨比地下过街道的设计与施工[J].土木工程学报,1995,28(6)
- [2]国斌.浅埋隧道的设计方法[J].隧道及地下工程,1994 (4)
- [3]丁锐.富水砂层城市过街道浅埋暗挖修建技术[J].铁道工程学报,2001(3)
- [4]钟俊杰.新型的地下暗挖法~管幕工法的设计与施工[J].中国市政工程,1997(2)
- [5]吕建中,楼如岳.城市交通矩形地下通道掘进机技术的研究与应用[J].非开挖技术,2003(1)
- [6]王梦恕.浅埋暗挖法设计、施工问题新探[J].地下空间,1992, 12(4)
- [7]丁锐.富水砂层城市地下过街道浅埋暗挖施工技术[J].世界隧道,2000(5)
- [8]刘建国.水平旋喷搅拌桩工法应用研究[J].铁道工程学报,2002 (2):103~106
- [9]周晓敏.北京地铁隧道水平冻结和暗挖施工模型试验与实测研究[J].岩土工程学报,2003,25(6)
- [10]朱君.大管棚在隧道长、大塌方施工中的应用[J].华东交通大学学报,2003,20(5)
- [11]孙令伟.管棚法在隧道塌方处理中的应用[J].中南公路工程,2000,25(4)
- [12]邓新成,叶涛.芙蓉山隧道的长管棚设计与施工[J].岩土工程界,2002,5(10)
- [13]彭宇民.浅谈长管棚在土介质中的失效及其预防措施[J].隧道建设,2001,21(2)
- [14]历建平,金宝双.小导管管棚法在万家寨引黄工程中的应用[J].水利水电,2002(4)
- [15]陈荣典,林爱芬.长大管棚在杨梅岭隧道浅埋段的施工技术[J].公路隧道,2002(4)
- [16]杨荣.官头岭隧道进口段暗挖施工技术[J].铁道标准设计,2003(1)
- [17]赵西民.在大管棚超前支护下开挖软岩隧道[J].铁道建筑,1995(11)
- [18]张金夫,司军平.电脑台车打设超前管棚预注浆施工技术[J].现代隧道技术,2002,39(3)
- [19]肖广智.软弱地层中用浅埋暗挖法修建地铁车站的探讨[J].西部探矿工程,2000(6)
- [20]罗富荣.北京地铁天安门西站“暗挖拟作法”施工技术[J].岩土工程学报,2001,23(1)
- [21]董建驹,王新线,李海峰.广州地铁公纪区间 21.6m 大跨度段施工技术[J].铁道建筑技术,2002 (3)
- [22]马天文.南京地铁南京站-车井亭区间渡线隧道施工技术[J].现代隧道技术,2003,40(2)
- [23]肖德成,许文学.北京地铁西单车站大管棚超前支护技术[J].铁道建筑技术,1994(3)
- [24]刘德志.大管棚预注浆超前支护技术在市区浅埋大跨度隧道施工中的应用[J].铁道建筑,2002(1)
- [25]王暖堂,陈瑞阳,谢菁.城市地铁复杂洞群浅埋暗挖法施工技术[J].岩土力学,2002,23(2)
- [26]叶超明.拾荷隧道下穿铁路段设计与施工技术要点[J].重庆交通学院学报,2001,20(2)
- [27]李国华.地铁隧道穿越跨河桥以及富水砂层段施工技术[J].上海铁道科技,2003(3)
- [28]孙伟亮.双层大管棚托换法穿越楼房桩基隧道施工技术[J].现代隧道技术,2003,40(1)
- [29]王小鹤,刘坤伟,周莲.某双孔隧道穿越路基暗挖段试验研究总结[J].地下空间,1998,18(5)
- [30]葛建明,张雪峰.管棚加固技术在地道桥顶推施工中的应用[J].太原理工大学学报,2002,33(5)
- [31]李永宝.采用大管棚超前支护技术穿越软~流塑地层[J].西部探矿工程,2003(1)
- [32]杨世武.淤泥质地层浅埋暗挖施工技术措施[J].铁道工程学报,2003(2)
- [33]苏钧,许燕峰.长管棚技术在广州地铁区间隧道中的应用[J].铁道建筑,2000(4)
- [34]Anon. New techniques used in construction the Antwerp Metro. Ground Engineering,1985,18(1)
- [35]Mussger,K;Koinig J; Reischil,St. Jet grouting in combination with NATM.Proceedings - 1987 Rapid Excavation and Tunneling Conference[C], New Orleans, LA, USA, 1987
- [36]Bito,Yasuhisa. Construction methods of the structures passing through under railway lines. Japanese Railway Engineering,1987,26(4)
- [37]Pelizza,S;Barisone,G;Campo,F;Corona,G. Neolithic site kept safe under Italian umbrella. Tunnels and Tunnelling, 1990.22 (3)
- [38]Poma ,Antonio. Problems and geomechanical ground modeling in the realization of the S. Vitale tunnel on the Caserta-Foggia line [J]. Ingegneria Ferroviaria,1994, 49(3)
- [39]Coller,Philip J;Abbott;David G .Microtunneling techniques to form an in-situ barrier around existing structures.

- Proceedings of the 5th Annual International Conference on High Radioactive Waste Management[C]. LV,USA,1994
- [40]廖洪钧.在地下水位下利用小口径顶管法进行管棚施工[J].岩土钻凿工程,1996(5)
- [41]Liao, H.J, Cheng, M.Construction of a piperoofed underpass below groundwater table.Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering[C], 1996,19(4)
- [42]Evert Hoek. Big tunnels in bad rock. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering ,2001,127(9)
- [43]Dou,Huaren;Swann,Leslie;H,Tong. Design and construction of a vehicular underpass under a live highway.Proceedings - Rapid Excavation and Tunneling Conference[C], United States ,2003
- [44] Pavle,Dekovic'Zvonimir,Rudarsko. Pipe roof application on the "Javorova Kosa" and "Pod vugles" tunnels.Jureta, Geolosko Naftni Zbornik,2003(15)
- [45]吴志良.应用非开挖技术施工北京地铁超长管棚的试验设计方案[J].非开挖技术,2003(6)
- [46]蒋秋戈.国内外管棚钻机发展现状[J].基础与非开挖施工,1998(4)
- [47]康宝生.旁管法技术在大管棚施工中的应用[J].建筑机械,2004(2)
- [48]paul Hayward.冲击矛和旁管锤[J].非开挖技术,2003 (4~5)
- [49]paul Hayward. 冲击矛和旁管锤综述[J].非开挖技术,2002 (5)
- [50]Paul Hayward, 张淑娟译.微型隧道施工技术和微钻系统[J].非开挖技术,2002(2~3)
- [51]Ian Clarke.Fetcham 的导向螺旋钻进[J].非开挖技术,2003(4~5)
- [52]网构钢架在北京地铁工程中的应用[R].铁道部科学研究院铁建所,1987
- [53]金川地下坑道格栅支护试验研究报告[R].西南交通大学,1990
- [54]Pan,Yii-Wen,Huang Zeng-Lin. Model of the time-dependent interaction between rock and shotcrete[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,1994,31(3)
- [55]S.V.L.Barrett and D.R.McCreath,shotcrete support design in blocky ground : towards a deterministic approach[J], Tunneling and Underground Space Technology ,1995,10(1)
- [56]M.Verman,B.Singh,J.L.Jethwa and M.N.Vlladkar. Determination of support reaction curve for steel supported tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1995,10(2)
- [57]Meschke G ,Kropik C, Mang H.A. Numerical analyses of tunnel linings by means of a viscoplastic material model for shotcrete[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering,1996,39(18)
- [58] P.P.Oreste and D.Pella. Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence –confinement approach to tunnel design[J]. Tunneling and Underground space, 1997,12(3):425~431
- [59] Yining Ding, Wolfgang Kusterle. Comparative study of steel fibre-reinforced concrete and steel mesh-reinforced concrete at early ages in panel tests[J]. Cement and Concrete Research, 1999 (29): 1827~1834
- [60]Sercombe,Jerome,Hellmich,Christian,Ulm,Franz-Josef,Mang Herbert. Modeling of early-age creep of shotcrete. I: Model and model parameters [J]. Journal of Engineering Mechanics,2000,26(3)
- [61]Stacey T.R,Ortlepp W.D. Tunnel surface support - Capacities of various types of wire mesh and shotcrete under dynamic loading[J]. Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy, 2001, 101(7)
- [62] Roman Laokner, Jurgen Macht, Christian Hellmich, Herbert A. Mang. Hybrid method for analysis of segmented shotcrete tunnel linings[J].Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002,128(4):298~308
- [63]P.P.Oreste.The importance of longitudinal stress effects on the static conditions of the final lining of a tunnel[J].Tunneling and Uunderground Space Technology, 2002,17(1)
- [64]Clayton C.R.I, Van Der Berg J.P Heymann,G,Bica A.V.D,Hope V.S. The performance of pressure cells for sprayed concrete tunnel linings[J]. Geotechnique,2002,52(2)
- [65]赵成刚,刘素华.壳体理论与喷射混凝土支护的柔性特征[J].煤矿开采,2003,8(3)
- [66] R.Lackner, H.A.Mang. Cracking in shotcrete tunnel shells[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2003(70):1047~1068
- [67]Kalman Kovari. History of the sprayed concrete lining method :milestones up to the 1960s. Tunneling and Underground Space Technology ,2003, 18 (1)
- [68]John,Max,Mattle,Bruno. Shotcrete lining design: Factors of influence[C]. Proceedings - Rapid Excavation and

Tunneling Conference, United States,2003

- [69]Konishi, Shiniji,Kojima,Yoshiyuki,Tsuno,Kiwamu. New Design Standard for Urban Railway Shotcrete Tunnels[R], Quarterly Report of RTRI (Railway Technical Research Institute) (Japan),2003,44(4)
- [70]铁道部第二勘测设计院.《隧道》手册[M].北京:中国铁道出版社,1995
- [71]Chungsik Yoo,Hyun-Kang Shin. Deformation behavior of tunnel face reinforced with longitudinal pipes –laboratory and numerical investigation. Tunneling and Underground Space Technology, 2003 , 18 (1)
- [72]C.W.W.Ng,G.T.K.Lee.A three dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilizing tunnel faces[J]. Computers and Geotechnics, 2003 (29)
- [73]杨晓杰,邓飞皇,曹伍富,刘玉香,郭志明.广州地铁双线交汇段放坡支护方案优化研究[J].中国矿业大学学报, 2004,33(3)
- [74]许三平.利用 ANSYS 对公路顶管法施工中管棚进行非线性分析[J].公路勘察与设计,2004(1)
- [75]Goto,Yoshiaki,Yamashita,Akihiko,Iida,Takeshi. Load distribution by joint in pipe beam roof[C]. Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers,1984(334/1-1)
- [76]Goto,Yoshiaki,Yamashita,Akihiko,Takase,Yukinori. Field observation of load distribution by joint in pipe beam roof[C]. Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers,1984(334/1-1)
- [77]Okawa,Takashi,Yokoyama,Jiro,Ishihara,Hisashi,Kojima,Wataru. Effect of pipe-roof in tunneling method[C]. Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers,1985(335)
- [78]Goto,Yoshiaki,Takase, Yukinori, Matsuda,Akira, Shintaku, Hiroaki, Iida, Takeshi. Design method of the pipe beam roof considering the load distribution of joints. Sumitomo Metals,1985,37(2).
- [79]吴维.管棚支护的设计与施工[J].铁道勘测与设计,1993(2)
- [80]张川,杨春满,左永江.松软地层水平管棚工艺参数的研究[J].煤炭学报, 2000, 25(6)
- [81]叶超明.给荷隧道下穿铁路段设计与施工技术要点[J].重庆交通学院学报,2001,20(2)
- [82]常炳东.大管棚预支护基理研究[D].成都:西南交通大学,1999
- [83]K.J.L Stone,T.A.Newson. Arching effects in soil-structure interaction[C]. Proceedings of the international conference on physical modeling in geotechnics, Canada, 2002-07
- [84]M.Hachiya and Y.Inoue ,J.Tohda. Response of buried pipeline subjected to different ground settlement[C]. Proceedings of the international conference on physical modeling in geotechnics, Canada, 2002-07
- [85]R.Popescu,R.Philips,I.Konuk,P.Guo,A.Nobahar. Pipe-soil interaction :large scale and numerical modeling[C], Proceedings of the international conference on physical modeling in geotechnics ,Canada, 2002-07
- [86]丁大钧,刘忠德.弹性地基梁计算理论和方法[M].南京:南京工学院出版社,1986
- [87]龙驭球.弹性地基梁的计算[M].北京:人民教育出版社,1981,
- [88]严宗达,卜小明.弹性地基上结构物的级数解法问题[J].天津大学学报,1991(4)
- [89]M.S. Kaschiev, K. Mikhajlov. A beam resting on tensionless winkler foundation[J]. Computer and Structures , 1995,55(2).
- [90]X.W. Chen, T.X. Yu. Elastic plastic beam-on-foundation under quasi-static loading. International Journal of Mechanical Sciences, 2000(42): 2261~2281
- [91]周顺华.软弱地层采用管棚法施工的棚架基理及参数分析[J].岩石力学与工程学报,2005,24(14)
- [92]周顺华,张先锋,余才高,杨龙才.南京地铁软流塑浅埋地层浅埋暗挖法施工技术的探讨[J].岩石力学与工程学报, 2005,24(4)
- [93]地铁 M8 线中兴路车站 4# 出入口管棚法施工辅助工法计算分析报告(内部资料)[R].上海:同济大学路基与土工技术研究所,2004-08
- [94]章立峰.管棚法通过软弱地层的棚架效应[T].上海:同济大学硕士学位论文, 2004
- [95]中船勘察设计研究院.上海市轨道交通杨浦线(M8 线)中兴路站工程地质勘察报告[R].2001-08
- [96]同济大学.软土地层中管棚法修建地铁出入口过街通道工程可行性分析[R].2003-09
- [97]铁道第三勘察设计院.上海市轨道交通杨浦线(M8 线)工程—中兴路车站 4 号出入口通道暗挖段设计方案

[R].2003-12

[98] 宏润建设集团股份有限公司, 同济大学, 铁道第三勘察设计院. 地铁 M8 线中兴路车站 4 号出入口管棚法施工科研中期报告[R].2004-10

[99] 宏润建设集团股份有限公司. 上海市轨道交通杨浦线 (M8 线) VII 标中兴路车站四号出入口施工方案 [R].2003-12

[100] 卜小明. 弹性地基与无拉力弹性地基上深浅梁的 Fourier 级数解法[J]. 计算物理, 1995, 12(2): 153~156

[101] 臧小龙. 软土盾构隧道纵向结构变形研究[T]. 同济大学硕士学位论文, 2003

[102] A.Yavari, S.Sarkani, J.N.Reddy. Generalized solution of beams with jump discontinuities on elastic foundations[J]. Arch of Applied Mechanics, 2001(71): 625~639

[103] W. Han, K.L. Kuttler, M. Shillor, M. Sofonea. Elastic beam in adhesive contact[J]. International Journal of Solids and Structures, 2002 (39): 1145~1164

[104] 徐士良. Fortran 常用算法程序集. 北京: 清华大学出版社, 1995

[105] 邓建中, 葛仁杰, 程正兴. 计算方法. 西安: 西安交通大学出版社, 1985

[106] Duan, Wei. Design sensitivity analysis and optimization of nonlinear structures with hyper-elastic materials[D]. USA: The University of Iowa, 1996

[107] 常燕庭. 喷射混凝土早期材料性质对支护效果的影响[J]. 长江科学院院报, 1992, 9(3): 8~16

[108] 铁道部基本建设总局. 新奥法指南[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1998

[109] 杨思忠. 喷射混凝土早期强度试验方法及比较. 市政工程, 1992(4): 25~27

[110] P. P. Oreste. A procedure for determining the reaction curve of shotcrete, lining considering transient conditions[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2003, 36 (3): 209~236

[111] Gyu-Jin Bae, Soo-Ho Chang, Seok-Won Lee, Hae-Geun Park. Evaluation of interfacial properties between rock and mass shotcrete[J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 2004, 41(3): 1~7

[112] E.R.J 欧文; E. 辛顿. 塑性力学有限元[M]. 北京: 兵器工业出版社, 1989

[113] 丁浩江, 何保福, 谢贻权, 徐兴. 弹性和塑性力学中的有限单元法[M]. 北京: 机械工业出版社, 1981

[114] 吴家龙. 弹性力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1987

[115] 王珣成, 劭敏. 有限单元法的基本原理和数值方法. 北京: 清华大学出版社, 1997

致 谢

岁月匆匆，光阴荏苒！在博士论文终得以完成之时，也即将结束在同济的校园生活，掩卷沉思，感触颇深！特借此机会向关心和帮助过我的各位老师、同学、同仁以及为我默默付出的家人表示感激之情！

本论文是在导师周顺华教授的悉心指导下完成的，论文的选题、研究、撰写等各个阶段都凝聚着导师大量的心血。自进入同济大学以来，导师在生活上给予了无微不至的关怀，而在课题研究和论文工作中则从严要求，在做人、做事、治学等方面使我受益非浅，而影响深远。在此，学生对导师致以诚挚的敬意和衷心的感谢！

本课题的研究得到了上海申通集团有限公司、宏润集团股份有限公司、中铁隧道集团、铁道第三勘测设计院等单位的资助和协助，在此，向这些单位表示感谢！特别感谢课题现场试验中的几位同仁：中铁隧道集团的邓建林高工，毛占勇工程师，翟可工程师，宏润集团股份有限公司的陈立行工程师，聂作彬工程师，铁道第三勘测设计院的郑习羽工程师！感谢他们的大力支持和关照！

在论文撰写过程中，得到了同济大学路基与土工技术研究所的王炳龙教授、杨龙才博士、许恺博士、宫全美副教授、雷震宇博士后等老师的关心和帮助，在此向所有关心和支持我的老师、学者、专家表示诚挚的谢意！

感谢参与论文预评审的同济大学的王炳龙教授、宫全美副教授，西南交通大学的毛坚强教授，东南大学的刘松玉教授！感谢他们在百忙中抽出时间认真评阅，提出了大量宝贵的意见和建议！

感谢评阅、评议博士论文和出席博士论文答辩会的各位专家、教授，感谢他们在百忙中给予的指导！

感谢同学郭庆海博士、王祥博士等在我学习期间给予的支护和鼓励！

感谢三年学习生活中一起作课题和进行现场试验的博士、硕士同学以及测工！感谢他们的配合和支持！

特别感谢我的妻子任鸿飞女士，是她在求学期间独自承担起育儿重任，是她的悉心呵护，小儿董任翔才得以无忧无虑、天真烂漫的快乐成长，成长速度令我惊讶。

最后，感谢您的浏览，期待您的批评和指正！

董新平

2006-2-22 于同济

E-mail:dxp3000@163.com

攻读博士期间发表论文

- [1]刘招伟,王梦恕,董新平,地铁隧道盾构施工引起的地表沉降分析,岩石力学与工程学报,2003,22(8)
- [2]董新平,周顺华,软土地层开挖释放荷载引起管棚位移敏感度分析,岩土工程学报,2005,27(11)
- [3]董新平,周顺华,软土地层开挖释放荷载引起管棚内力敏感度分析,同济大学学报(接受)
- [4]董新平,周顺华,高万春,地下通道开挖宽度对地表沉降的影响,地下空间与工程学报,2005,1(4)
- [5]董新平,周顺华,软土地层管棚法施工中管棚作用空间分析,岩土工程学报(接受)
- [6]董新平,郭庆海,周顺华,圆形基坑的变形特点及主要影响因素分析,地下空间与工程学报,2005,1(3)
- [7]董新平,郭庆海,周顺华,圆形基坑的受力特征和计算模型,河南科学,2005,23(2)
- [8]董新平,周顺华,高万春,浅埋地下通道地表沉降原因分析,现代隧道技术,2005,42(3)
- [9]董新平,周顺华,软土地层管棚荷载扩散作用分析,现代隧道技术,2005,42(6)
- [10]董新平,周顺华,管棚法在东部城市软弱地层中应用综述,2004年土木工程协会及地下工程协会年会论文
- [11]董新平,周顺华,喷射混凝土的早期特性及分析,现代隧道技术(已接收)
- [12]董新平,周顺华,软弱地层管棚作用特性及分析,地下空间与工程学报(已接受)