

一座采用多项新技术、新工艺的顶推梁桥的设计与施工

徐华轩

【摘要】根据作者在国外参加顶推梁桥施工的实际经验,详细介绍了5种以前在国内外没有或很少使用的新技术、新工艺的设计和施工情况。

【关键词】顶推梁桥 新技术 新工艺 设计 施工

1、工程概况

罗密欧(Romieu)大桥位于塞浦路斯共和国L—P高速公路,为双线曲线桥(见图1),其主要技术指标为:

(1)桥长425m,单幅桥面宽12m,曲线半径1257m。

(2)桥面纵坡2.25%,横坡4.1%。

(3)桥跨布置:45.25+6×55.35+45.25m

(4)基础:1~6号墩为微桩,各墩均有194根,桩长全为25m,桩基上均是27.3×11×2.5m的承台。

(5)墩为外截面5.3×3m、壁厚40cm的等截面空心墩。

(6)梁为等截面预应力混凝土连续梁,高为3.8m,采用节段预制单点顶推法施工。顶推为上坡顶推,即从B台向A台方向顶推。

2、微型钢管压浆桩基础

2.1 采用微桩基础的大致由来

该桥初步设计为明挖扩大基础,施工设计时发现,在地基中不均匀地分布着:

(1)由细小颗粒组成的白垩,并有丰富的裂缝;

(2)由具有高塑性的膨胀性粘土形成的堆积层,含水量可高达200%。

由上述不同类型不均匀分布的土壤形成的地基会导致以下后果:

(1)土壤湿度达到饱和后,或从饱和变干时,膨胀土将会显著膨胀或收缩。由此产生的膨胀力(高达100T/mm²)和变形将对桥梁结构产生严重破坏。

(2)由于不规则分布的土壤和湿度,会对基础产生一些复杂且不可控制的作用力。

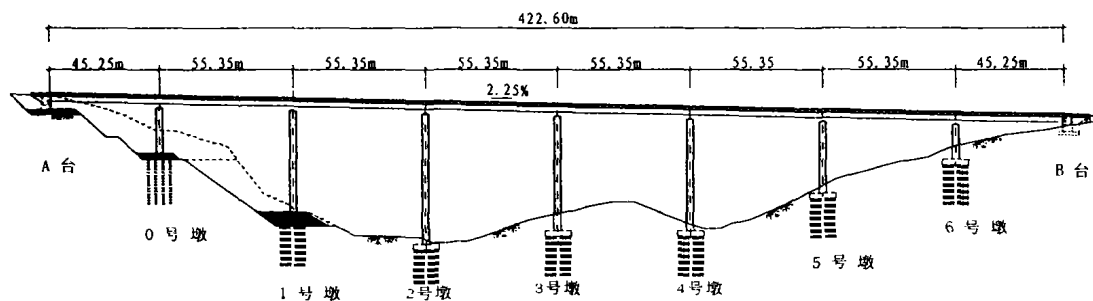


图1 全桥布置图

徐华轩:中铁16局集团有限公司施技处 工程师

《OVM通讯》 8 2002年第4期

如果加大基础尺寸,使扩大基础建造在桥梁沉降所允许的范围内,则开挖深度将达 15m。这将增加施工难度,并直接影响相邻墩台的稳定,造成滑坡或塌方。

为确保施工和结构安全,根据西班牙专家的建议,选用了微桩基础。该方案主要有如下优点:

(1)减少地基开挖,保持山体稳定,并减小基础尺寸。

(2)对微桩压浆后,浆液填充了土壤缝隙。从而可以改良土壤结构,减少土壤的含水量和膨胀性,增强地基稳定性。

(3)微桩和桩顶承台的设计,可以克服膨胀土所造成的危害,并降低基础沉降。

2.2 微桩结构、设计计算与检验

2.2.1 设计依据

(1)标准:英国标准 BS5400、BS8004、BD37/88 等。

(2)荷载:HA + 30 个单元的 HB(按照 BD37/88 中的 3 车道标准)。

2.2.2 微桩基础结构

微桩基础结构(见图 2)的主要技术指标如下:

(1)钢管:屈服强度 560MPa,外直径 89mm,壁厚 11.5mm,极限承载力 1570kN。

(2)钻孔:孔深 25m,直径 180mm。

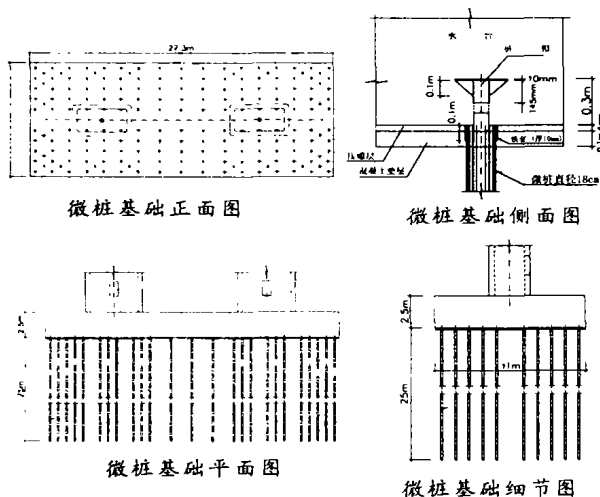


图 2 微桩基础布置图

(3)压浆:砂浆强度等级为 C25

(4)压缩层:4cm 厚的聚乙烯板

(5)桩顶承台尺寸:27.3 × 11 × 2.5m

2.2.3 微桩基础设计计算

2.2.3.1 补充的地质调查

为了准确掌握地质情况,在一般地质调查的基础上,增加了以下四个地质试验:自由膨胀曲线试验、变形能力试验、平板承载试验和三维变形试验。

2.2.3.2 微桩长度的确定

取微桩安全系数为 2,并不考虑压浆的抵抗力,则每根微桩的承载力为钢管极限承载力之半,即 $P = 1570/2 = 785\text{kN}$ 。则根据公式 $L=2P/(S \times q_s)$ 即可确定微桩长度。

根据德国规范 DIN4128 中砂浆与土壤之间的摩擦系数:粘土 $q_s=0.14\text{Mpa}$ 、白垩 $q_s=0.17\text{Mpa}$,计算得出该桥地质条件下的微桩长度为 17~25m。但在施工之前经过做试验桩验证,并为施工方便计,最后确定微桩长度全为 25m。

2.2.3.3 基础位移和微桩承载

基础结构是由分布于 26.3 × 10m 矩形框内的 194 根微桩支撑着桩顶承台,再由承台支撑着左右两线的墩和上部结构。运用三维空间的有限元法计算微桩及墩台的位移和受力,计算时主要采用了如下数据和假设:

(1)桩和土壤间按三维弹性作用考虑,采用 SAP-90 程序计算,并假定了有关材料的弹性性质。

(2)将桩顶承台下的土壤分成 6 层,每层 6m。每层的弹性模量等于该层中心值,其值根据公式 $E = 100+10Z$ 计算。其中:

E :土壤弹性模量, Z :所计算层的原始深度(距原地面)

(3)用于计算的土壤空间被划分为 528 个(88 个 × 6 层)三维单元和 756 个节点(108 个 × 7 层)。

该空间以外的土壤按在结合处弹性作用考虑。

(4) 承台按尺寸为 $26.3 \times 10\text{m}$ 的壳单元考虑。

(5) 由于 SAP-90 程序求解方程数量的限制, 将每个墩的 97 (194/2) 根微桩划分为 52 个结构单元体, 每个单元体包括附近位置的 1~3 根微桩。

(6) 微桩长度取 18m。

根据如上数据和假设计算了微桩、承台和墩的位移与受力, 结果满足要求。

2.2.3.4 墩顶位移

根据计算, 在承台、墩、梁的静、动荷载及回填土的自重作用下, 最高墩 (58m) 2 号墩的沉降为 4.1cm。如果仅考虑梁体的静、动荷载, 则基础的沉降仅为 2cm。根据梁的力学性质, 这种沉降结果是可以接受的。

根据计算, 在纵向风力作用下, 2 号墩墩顶的水平位移在 2.3~5.6cm 间。考虑像风荷载一样的许多瞬间荷载会产生可以恢复的弹性位移, 同时若不考虑承台位移, 则墩顶的最大水平位移不超过 4cm, 可以接受。

2.2.3.5 微桩钢管受力分析

根据分析, 6 号墩承受的水平力 (横向地震力) 最大, 达 7620kN。将其分配至 194 根微桩上, 同时不考虑微桩与土壤间的摩擦力, 则每个微桩承受的水平力为 39kN, 这在钢管横截面上产生的剪应力 $\tau = 14\text{MPa}$ 。

根据破坏情况下的公式 $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} < f_y$

其中: σ 为正应力, 剪应力 $\tau = 14\text{MPa}$, 钢管屈服应力 $f_y = 560\text{MPa}$

则 σ 的最大值为 559MPa。所以, 即使在最不利情况下, 钢管正应力的减少 (从 560 减至 559MPa) 也不是成比例的, 这是有利的。

2.2.3.6 膨胀性粘土的膨胀力

在计算中, 考虑了膨胀土的湿度变化和表层土壤的膨胀对基础受力的影响。并模拟由于热量变化增大而引起的膨胀压力模式, 运用 SAP-90

程序进行计算。计算中运用了以下两个公式:

自由膨胀条件下: $e = K \times T$

零变形条件下土壤膨胀压力: $\sigma = E \times K \times T$

其中: K 为膨胀材料的热膨胀系数, T 为温度增量, e 为膨胀土的自由膨胀率, σ 为零变形下的土壤膨胀压力, E 为土壤膨胀时的变形模量。

根据计算, 由土壤膨胀引起的拉力可以由 5 根左右的微桩承受, 基础和结构的稳定有足够的保证。

2.2.3.7 压缩层

在土壤和承台间设置可压缩的聚乙烯板, 以进一步抵抗土壤膨胀对承台的向上作用力, 保证结构稳定。

2.2.3.8 钢管保护层厚度

根据 BS8004, 灌注桩的钢筋保护层厚度不应小于 75mm, 这多用于直径大于 18cm 的大直径桩。由于微桩的保护层是在一定压力下, 从钢管内部向外部及土壤中注射砂浆而形成的。因此, 微桩外形成有缺陷的保护层的可能性比普通桩要小得多。

参照西班牙巴塞罗那国贸中心微桩的保护层厚度 31.5mm, 确定该桥为 45.5mm。

2.2.4 微桩承载试验

为了验证微桩设计的可靠性, 施工前在每个墩基础的中心处做一根 25m 长的微桩进行试验。最大试验荷载为其设计承载的 2 倍即 1570kN, 并在该荷载下持荷 48h, 观测试验微桩的沉降。

基于地基承载能力和上部结构的稳定性, 设计建议的沉降量为: 当加载至工作荷载 785kN 的 1 倍和 2 倍时, 最大沉降分别为 7mm 和 20mm。

各墩试验结果显示, 微桩沉降基本满足设计要求。而且在整个试验中, 试验桩没有发生裂缝, 这说明试验微桩的沉降很可能是在微桩本身的弹性范围内。

2.3 微桩施工工艺

2.3.1 施工工艺流程 (见图3)

该工艺是根据德国的相关规范编制的。

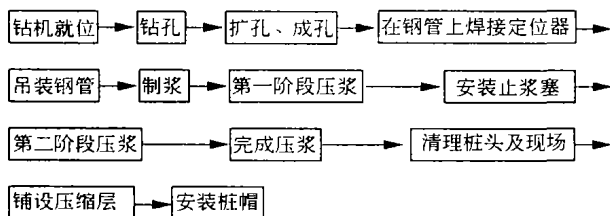


图3 微桩施工工艺流程图

2.3.2 砂浆配合比

微桩施工前先设计砂浆配合比, 根据当地规范, 经过数十次的反复试验, 最终确定的砂浆配合比为水泥: 细砂: 水 = 1: 1: 0.5, 并加适量减水剂。

值得一提的是, 该配合比的成功设计是压浆也是微桩施工的关键。将浆液从 25m 钢管内压进后, 再经桩孔反压上来, 难度很大。在压浆机适当的情况下, 砂浆的流动性、和易性等就是制约压浆成败的唯一因素。在现场两个月数十次试验的基础上, 并咨询德国 BAUER 公司后才确定该配合比。这对类似工程具有十分重要的参考意义。

2.3.3 施工要点

2.3.3.1 无套筒的微桩施工

(1) 钻孔

1. 钻机在混凝土垫层上钻孔, 钻孔深 25.3m。

2. 用旋转钻机钻孔。如钻孔干燥, 用钻机配带的高压风清孔; 有水微桩可以不清孔, 而在压浆时用砂浆将泥浆压出地面。直至压出新鲜的浆液。

3. 由装置在钻机上的液压调平系统保证钻孔的垂直度。

4. 先用外径 114mm 钻头钻孔, 然后用外径 152mm 的钻头扩孔。

5. 如有地下水, 可以在承台范围以外挖设适当深度和数量的集水井, 以降低地下水位。或采用有套筒的施工方式。

(2) 安装钢管

1. 当钻孔达到规定深度后, 用吊车吊进第一节 12m 的钢管, 并用管卡将其固定在孔口。

2. 接着吊装另一节 13.3m 的钢管, 并用连接器将两根钢管连接在一起。然后用管卡将之固定在孔口, 并露出垫层 30cm。

3. 为保证钢管的垂直及保护层厚度, 预先在钢管上按 50cm 的间隔焊接定位器。

(3) 压浆

1. 首先从钢管内压浆, 直至达到钢管外的砂浆浆液面低于混凝土垫层 1m。

2. 其次, 在钢管外的桩孔内安装止浆塞, 使桩内砂浆与外部空气隔断, 并封闭钢管。然后利用止浆塞从钢管外对孔道进行反压浆, 并且以 0.15MPa 的压力持压 15 分钟。以达到浆液对周围土壤缝隙的充分渗透。

3. 最后, 拔出止浆塞, 并对止浆塞处的空缺部分用砂浆灌满。

(4) 铺设压缩层和安装桩帽

1. 完成压浆并清理现场后, 在现场按承台尺寸满铺聚乙烯板。

2. 在桩顶安装桩帽。桩帽由连接器与边长 32cm、厚 1cm 的钢板焊连而成。

2.3.3.2 有套筒的微桩施工

一些墩的基础有地下水, 为防止塌孔, 在采取井点降水无效的情况下, 就必须用套管法进行施工。其施工方法参照无套筒法施工, 只需增加一些步骤:

(1) 钻孔前先将略大于微桩直径的套筒打入微桩位置, 然后钻机在套筒内钻孔, 并随着钻机下钻而不断往下压。

(2) 在钢管安装完、压浆前, 将套筒拔出, 再进行压浆。

2.3.4 坏桩的纠正

由于地质及不可预见因素的影响, 可能造成

钻孔的垂直度不合要求或形成塌孔。若遇此情况，用 C30 以上的砂浆将已钻的孔填满，待砂浆达到强度后，再重新钻孔。

2.3.5 施工组织

根据微桩的施工特点，分两个班组，分别负责钻孔和压浆。

需要的设备有：钻机、吊车、发电机、电焊机、拌浆机、压浆机等。

微桩施工中，主要是钻孔时间长。因此，如条件许可，可增加钻机以加快速度。

2.4 试验桩和验证桩的工艺流程

2.4.1 试验桩的工艺流程

在每个墩基础的中间做一根试验微桩，并在微桩的两边对称地各做一个深 18m 的锚桩，用于支承千斤顶的加载。然后在锚桩上用预埋的钢绞线锚固两个 1m 高的工字钢加载梁，并安装千斤顶和沉降计量表，从而形成一个完整的试验装置(见图 4)。

微桩压浆后，经过 28 天养护才可开始试验。根据 BS8004，试验步骤如下：

第一阶段加载(工作状态)：

1. 首先，按工作荷载 25% 的增量分别加载至

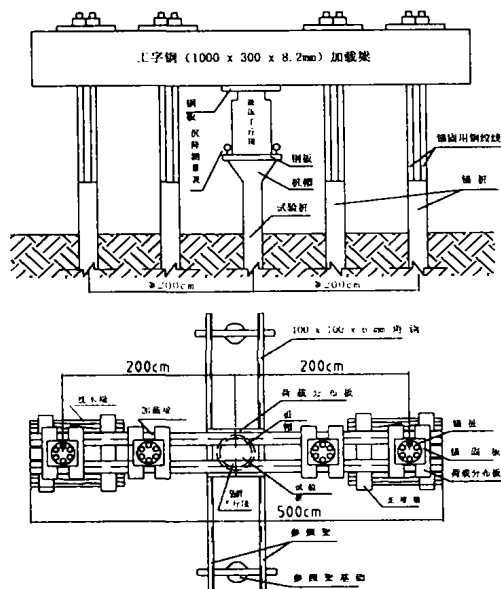


图 4 微桩承载试验系统布置图

195kN、390kN、585kN、785kN。

2. 然后，按相反的程序减载至 0，即 785kN、585kN、390kN、195kN、0kN。

3. 加载的精度为 2%，沉降测量的精度为 0.25mm。

4. 每次加载后、进行下一次加载前，要保持该阶段的加载值恒定不变，并且只有在每小时内沉降不超过 0.25mm 时才能进行下一阶段的加载。

5. 在进行下一阶段加载前，要记录自试验开始以后的沉降总量。

6. 在每次加载后的下列时间内要记录沉降量：1、2、4、8、15、30 分钟。如果必要，在上述时间后每隔 30 分钟测量一次，直至 20 分钟内的沉降量不大于 0.1mm。

7. 保持 785kN 的工作荷载 48h，并记录沉降。

8. 在卸载的过程中，按与加载相同的方法和要求记录各阶段的加载值和沉降值。并在卸载至 0T 时，记录残余沉降。

第二阶段加载(极限状态)：

1. 首先，一次性地加载至工作荷载 785kN 的 125% 即 980kN，然后按 25% 的增量分别加载至 1180kN、1375kN、1570kN。

2. 然后，按相反的程序减载至 0，即 1570kN、1375kN、1180kN、980kN、0。

3. 按与第一阶段相同的方法和要求记录各阶段的加载值和沉降值。

4. 如有必要，一次性加载至微桩破坏，并记录破坏荷载。

2.4.2 工作验证桩的工作流程

为了检验已完微桩的承载能力，施工中随机地抽取已完微桩进行工作荷载试验。

验证桩的试验过程与试验桩相同，只是用验证桩两边对称的四个微桩作为锚桩。验证桩的最大加载为设计的工作荷载即 785kN，试验时按照与试验桩相同的方法加载和卸载，并记录整个试验

数据。然后与设计允许沉降值比较，以检查施工质量。

由于目前世界上很少采用微桩，因而可借鉴的设计标准和施工规范很少。设计和施工只能依据英国和德国现有的有关单项标准和规范，并借鉴了德国和西班牙使用微桩的一些经验。在此基础上，进一步通过试验桩和验证桩分别验证了设计、施工的正确和可靠，并得到了英国咨询公司的批准。

经过本桥微桩基础的设计、试验、施工和通车证明：采用微桩可以有效地解决基础不均匀沉降和膨胀等问题，并且能够加固地基，改良土壤结构，确保结构稳定，具有很好的推广应用价值。

3、桥墩顶部位移及顶推力自动监控系统

3.1 采用自动监控系统的背景

根据业主要求，大桥顶推过程中要有完善的监测手段以确保大桥质量和安全，具体的监测要求包括：

- (1) 动态监测桥墩顶部水平位移并实时显示其数值和曲线；
- (2) 测出瞬时总顶推力并实时显示；
- (3) 桥墩水平位移或顶推力超限报警，并输出控制信号，停止顶推。

3.2 自动监控系统的工作原理和方案构思

3.2.1 自动监控系统的工作原理

顶推桥梁时，由于梁体自重很大，使墩顶和梁体在相对运动时产生摩擦力，桥墩在该力的作用下将沿顶推方向产生水平位移。在进行桥墩设计时已经考虑了该影响，但施工中的情况比较复杂，有可能出现桥墩水平位移超出设计所允许的极限值、顶推力过大的情况。可见，在顶推过程中对各墩的水平位移进行动态监测是保证施工安全的必要手段。常用的监测仪器为经纬仪或全站仪，但经纬仪操作不便，难以实现自动监测；而数字化的全站仪则造价昂贵，且在每个墩上分别

安装、监测，需要投入的财力和人力太大，难以实现。因此，极有必要研制一套满足工程要求、智能化程度高且经济实用的墩顶位移自动监控仪。

监测墩顶水平位移的关键是选择什么样的测量装置，由于不便采用光学器件，因此对于墩顶位移的测量最好通过测量墩顶转角的间接测量方式来实现。就桥墩本身而言，可以近似认为是一个悬臂梁。因此只要知道墩顶的转角就可以推算出墩顶位移。在确定角度传感器前，需要知道桥墩偏转角的大致范围以确定传感器的量程。正常情况下的桥墩转角在已知顶推桥梁重量、受力桥墩个数以及各受力桥墩结构参数的情况下，可以通过理论计算得到。经计算可知该桥桥墩的最大转角为 $\pm 30'$ 。由于传感器工作范围很小，这就要求传感器有较高的分辨率和稳定性。同样，要求数据采集卡及相应的信号调理电路具有较高的分辨率。

根据上述分析，该系统可通过安装在桥墩上的高精度角位移传感器，将采集的角度信号经信号调理装置送至计算机，经数据处理后给出大桥各墩的水平位移。另外，顶推过程中测力装置将测得的油压信号也传送给计算机，经换算给出顶推力。计算机实时监测墩顶位移和顶推力并在屏幕上显示这些数据，一旦大于设计允许值即通过报警装置报警并停止顶推。

位移测量的关键是角度，其原理如图 5。对任

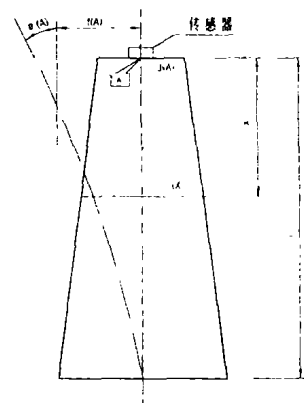


图 5 角位移与线位移关系及测量原理图

意形状的桥墩有 $f_{\lambda} = f(\theta_{\lambda})$ ，该关系式可据实际结构获得。特殊情况下如等截面结构， $J(x)$ 为常数，有关系式 $f_{\lambda} = 2L \theta_{\lambda} / \sqrt{3}$ (因为 $f_{\lambda} = f_{x=0} = PL^3 / 3EJ$, $\theta_{\lambda} = \theta_{x=0} = PL^2 / 2EJ$, 所以 $f_{\lambda} = 2L \theta_{\lambda} / \sqrt{3}$)。对于非等截面结构可按当量等截面的桥墩进行折算。

3.2.2 基于虚拟仪器技术的自动监控系统的方案构思

为增强监控系统在数据采集、数据处理和动态监控的实时性，系统采用集中监控措施。以一台工业控制计算机作为硬件系统的核心，集中控制信号采集、分析计算、顶推控制、数据输出及报警等。硬件系统的信号采集部分由高精度角位移传感器、压力传感器、16 位 A/D 转换卡及高精度信号调理电路构成。传感器的分辨率为 1 秒，其输出的电流信号在传输到信号调理电路后转换为计算机可识别的电压信号。压力传感器输出标准的 4~20mA 电流，经信号调理电路变换后送 A/D 转换卡。监测系统的输出部分包括报警及数据输出、顶推控制，输出量为数字量(见图 6)。

系统的软件是以 LabVIEW5 为开发工具编写的。LabVIEW 是美国 NI 公司推出的应用于测控领域的优秀软件，它是一种基于图形编程的开放式软件平台，其可视化图形编程环境非常形象直观，尤其是它能极大地提高效率、缩短设计周期。为了增强其对底层的控制能力及充分利用现有的代码资源，它提供了与 C 语言的接口 CLN，并支持 ActiveX 编程、DDE 数据交换及对动态连接库 DLL 的直接调用。同时，此平台提供了一些外挂工具如 PID 控制及模糊控制模块、与远程数据库的连接功能等，构成了一个完整的测控系统开发平台。主要应用于过程控制和数据采集、分析及显示等方面。

NI 公司提出“软件即仪器”是指基于计算机软件技术的测试、控制仪器，不再是功能单一的专用仪器，而是由基本的数据采集硬件和软件形成的柔性组合。与传统的测试仪器相比，其智能化程度、性能价格比、可靠性及可操作性等方面都具有明显的优势。这些特性也正是虚拟仪器的

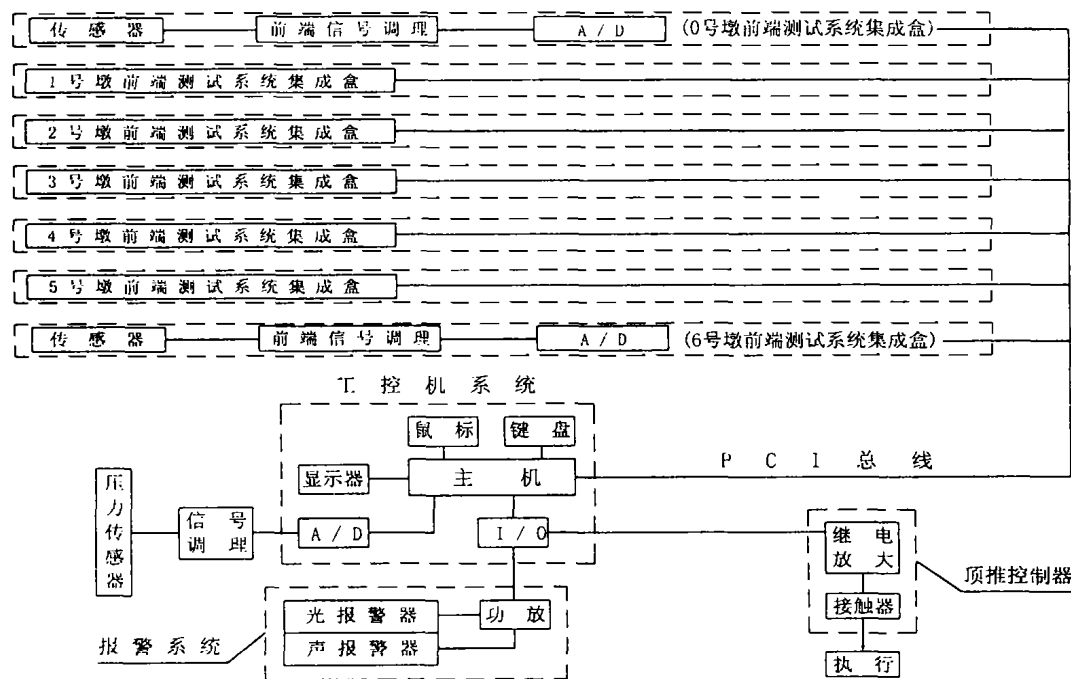


图 6 系统原理图

生命力之所在。

3.3 与施工阶段相适应的软件监测策略

桥梁顶推在施工中是分阶段进行的,在不同的顶推阶段桥墩上所支撑的桥梁段数即重量是不一样的,因此桥墩所承受的水平顶推力也不一样。监测系统主要根据各墩位移量的实际监测值和理论值是否一致来判断顶推状态是否正常。桥墩位移量的理论值在不同的顶推阶段是不一样的,因此对数据的处理和对桥墩位移状态的判断是与顶推阶段相对应的。本桥施工分 23 个阶段,监测系统要根据施工进度对 23 种工况分别进行处理。监测系统对顶推实行二级报警方式。每一个桥墩在整个顶推过程中有一个允许的最大位移量,在任一施工阶段,如果位移量超出这个极限值都将发送声光报警信号并终止顶推。如果桥墩的位移量没有超出极限值但超出了本阶段的允许值,系统不发送声光报警和停止顶推但给出警告提示,以表明当前的状态应引起注意(见图 7)。

系统采集的顶推力值不仅用于报警显示而且用于协助判断顶推状态。理论上,能够准确知道桥墩的偏转角或水平顶推力就可以推算出桥墩的位移量。但实际测量值总是和理论计算值存在一

定的差距,而且产生这种差距的因素也比较复杂。比如桥墩弹性模量的精度、测量及数据变换精度,以及在顶推过程中各桥墩受力不均匀及各种扰动因素的影响。为提高测量精度,本系统采用由顶推力反算的位移量作为修正值来调整角位移传感器的测量值,取得了很好的效果。

系统软件由以下模块构成:硬件初始化模块、数据采集及处理模块、报警和输出模块、数据运算与处理模块、数据分析及曲线显示模块、输出控制模块、数据存档模块。其中几个主要模块的作用如下:

(1) 硬件初始化模块:包括传感器和数据采集卡的初始化,主要完成 Windows 对虚拟设备驱动程序的对传感器的回零操作。

(2) 数据采集及处理模块:完成对各桥墩角位移信号和顶推油压信号的采集,并根据不同的顶推阶段对采集的数据进行分析以判断顶推是否正常。

(3) 报警和输出模块:当采集的信号稍微偏离正常范围时,系统给出报警提示(相应的数据以红色高亮闪烁显示);如果数据偏离极限,则在报警提示的同时输出声光报警信号,监控界面上相应的报警指示灯高亮指示,并停止顶推。

3.4 系统的硬件构成

系统硬件主要由以下部分组成:桥墩测试系统、工控机系统、报警系统、顶推控制系统、顶推压力测量装置、电缆线等。各部分的组成为:

(1) 桥墩测试系统由角位移传感器、信号调理装置及辅助装置组成。

(2) 工控机系统由主机、显示器、键盘、鼠标、A/D 及 I/O 组成。

(3) 报警系统由声光报警系统和功率放大系统组成。桥墩位移或顶推力超限时,该系统接受来自计算机的指令(通过 I/O 口),发出警报信号。

(4) 顶推控制装置由光隔离电路、放大系统和继电器等组成。

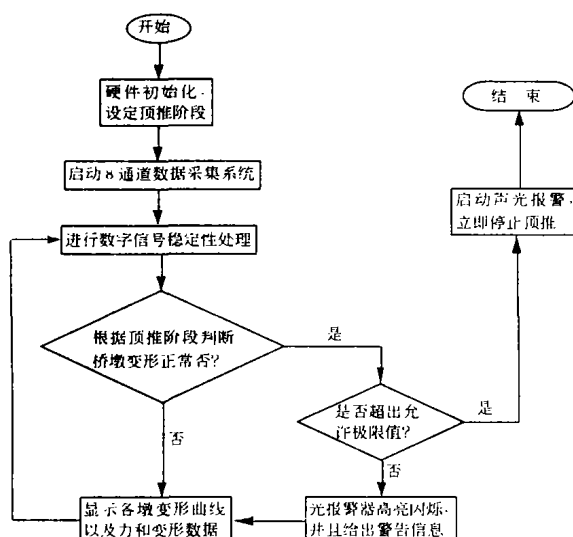


图 7 监控系统软件流程图

(5) 顶推力测量装置由油压传感器和信号调理装置组成。它将测得的压力信号通过 A/D 板送入计算机, 经计算转换成顶推力。

上述有关部件的主要性能参数为:

(1) 工业控制计算机

CPU	内存	硬盘	显示器	操作系统	其它
PII300	64M	4.3G	15" RT	Windows98	标准配置

(2) 数据采集卡: DAQ PCI 1602

模拟输入特性: 16 路通道, 分辨率 16 位, 最大单通道采样速率 200k/s, 缓存堆栈为 1024 个采样点。

模拟输出特征: 2 路通道, 分辨率 12 位, 最大刷新速率 20k/s。

数字量输入输出: 通道数为 24I/O (3 个 8 位口), 兼容 TTL。

(3) 声光警报器: 输入电压 24VDC, 功率 30W。

(4) 位移传感器: 量程 0~2°, 分辨率 1"。

(5) 油压传感器: 量程 0~750Bar, 精度 5/1000。

(6) 传感器电缆: CGFF 4 × 0.06

(7) 开关电源: 输入 220VAC; 输出 24VDC。

(8) 信号调理电路: 5B 系列

(9) 继电器: 无触点式固态继电器阵列

3.5 监控系统的技术指标

(1) 位移测量范围与精度: 范围 0~300mm, 精度 1mm (墩高不大于 60m 时)

(2) 顶推力测量范围: 0~6000kN

3.6 监控系统的特点

(1) 高精度: 采用特制的角位移传感器, 使角度测量精度在秒级水平。

(2) 智能化程度高: 系统在计算机控制下, 实现对桥墩位移和顶推力的实时监测。整个过程可以不需要人为干预, 大大减轻测试强度。同时由于不使用光学仪器测量, 避免了人为的观测误差

或错误。

(3) 良好的应急性能: 控制箱上的急停按钮可保证系统对突发事件的快速反应, 保证施工安全。

(4) 安全锁定: 任何一次报警后, 只有当各参数恢复正常并按复位键后系统才允许继续顶推。否则系统将保持锁定并始终处于停止状态, 从而避免误操作导致事故。

(5) 高安全性: 测试系统和报警系统采用对人身安全的低压直流供电, 保证了施工过程中的人身安全。

(6) 低成本: 由于该系统采用的测量原理不同于普通的光学仪器, 而是采用虚拟仪器技术。因此, 其成本大大降低, 整个费用仅与一台全站仪相当。

4. 顶推梁施工期间防止梁体在地震力作用下沿纵向移动装置

4.1 采用防移制动装置的理由

顶推梁施工期间, 由于梁体置于摩擦系数很低的滑道之上, 所以在施工期间一旦有较大的水平力 (主要是地震力) 作用在梁上, 则梁体将会在水平方向产生摇摆且不可控制的移动。在横向, 有用于顶推施工期间控制和调整梁体方向的导向装置, 通过设计该装置的数量和强弱, 可以方便地实现横向移动的控制。但对于纵向, 虽有纵向顶推拖拉装置和置于 B 台上的防溜装置 (因为该桥位于坡道上) 可抵抗一部分纵向力, 但其不足以抵抗较大级别的地震力。

由于塞浦路斯地处欧亚地震带的地中海中, 属地震多发区。为提高施工期间的安全保障, 在该国有关部门的要求下, 采用了纵向防地震制动装置。

4.2 防移制动装置的结构、原理及使用

4.2.1 结构

该装置的基本构件为 3500kN 顶力的自锁千斤顶和与之连为一体、位于其上的糙板 (摩擦系数 μ

= 0.5)。利用墩梁之间的空间，在墩的四角即支座支承垫石两端分别放一套千斤顶和相应的附件，然后用2根直径32mm的预应力粗钢筋(每根张拉力600kN)将每侧的两套千斤顶固定在支承垫石上，从而形成一个稳固的制动体系。

4.2.2 原理

升起千斤顶，使梁体完全支承在千斤顶上，则千斤顶上的糙板在梁体自重作用下产生较大的摩擦力而发挥防移、制动作用。

4.2.3 使用

根据计算，本桥共需4套该装置。随着顶推的不断前移，分别将其放置在5~1号墩上。最多时使用4套，分别固定在1~4号墩上。

每段梁顶推完后，将千斤顶升起并将梁从滑道(支座)上升起至少1mm，以确保梁的全部竖向力由千斤顶支承。然后旋拧固定带丝扣的锁定装置，并释放液压力使液压系统退出工作，防移系统发挥作用。

顶推操作前，降下千斤顶，使梁完全支承在滑道(支座)上，顶推得以进行。

4.3 防移制动装置的计算

根据欧洲规范(Eurocode 8, Part 2, Annex A)，对施工期间的地震事件进行了计算。

4.3.1 施工期间的地震回归期

根据公式 $t_{rc} \approx t_c / p$

其中 t_c 为梁体施工所用时间，根据本桥实际，取0.6年， p 为施工期间超出设计地震事件的容许概率，取0.05

则 $t_{rc} \approx 0.6/0.05=12$ 年

4.3.2 施工期间的地面运动加速度

根据公式 $a_{gc} / a_g = (t_{rc} / t_{r0})^k$

其中 a_g 为大桥设计中采用的地面运动加速度，为0.15g， t_{r0} 为参照的地震回归期，取475年， $k \approx (0.30 \sim 0.45)$ ，取最不利值0.3。

则 $a_{gc} = (12/475)^{0.3} \times 0.15g = 0.05g$ ，即施工期

间的最大地震力相当于33%的大桥设计中所采用的地震力。

4.3.3 计算概况

(1) 根据弹性反应谱理论按上述的 a_{gc} 值进行计算。

(2) 由于B台上的防溜装置具有比各墩上的防移装置大得多的刚度，因此，计算时如果在各阶段均考虑其作用，则防溜装置将承受大部分纵向力。致使各墩上防移装置的作用无法在计算中得到体现，这与实际不符。所以，计算中除了在最初几段考虑其作用外，后面阶段均不将之计入计算，尽管仍然使用。

(3) 计算了在施工期间的地震力作用下，防移装置和桥墩抵抗地震水平力的能力以及梁体的防移能力。

实践证明，该系统的引入不仅不对墩梁设计造成任何改变，而且方便实用。

5、一种新型钢绞线连接器

5.1 新型连接器构造

连接器用于锚固前段钢绞线束，并连接后段束，它把钢绞线的应力既传递给梁体混凝土又传递给另一根钢绞线束。目前国内采用的连接器为周边悬挂式(见图8)，它的中心区域具有和普通锚具排列相同的锚圈孔，用以张拉和锚固第一段钢绞线束。它的周边具有与中心孔数相同的等距分布的U形缺口，将事先在现场做成有锁头器的钢绞线逐根放入U形缺口中，从而形成第二段束。然后用外壳将连接器密封，并在浇筑第二段混凝土后再张拉该段束。

作者在国外施工中首次采用了周边内置式连接器，其构造如图9。它的中心区域也具有和普通锚具排列相同的锚圈孔，用以张拉和锚固第一段束。它的周边则为具有与中心孔数相同的等距分布的锚塞孔，锚塞孔内有在生产中已置于其中的夹片和限位弹簧。穿束时，把钢绞线逐根插入锚

塞孔内的夹片中即可形成第二段束。

显然,后者明显优于前者。它具有安全可靠、使用方便、无需专用施工设备等优点,具有很好的推广应用价值。相信在国内有关部门努力下,我国可在不久的将来推广应用自己设计生产的新型连接器。

5.2 确保新型连接器安全使用的措施

尽管新型连接器操作方便,但若使用不当,也会造成与其结构特点相应的施工问题。根据实际使用经验,总结如下:

5.2.1 可能出现的问题

由于新型连接器是通过锚塞孔内的夹片来实现钢绞线的连接和锚固的。因此,若锚塞内的夹片不能有效工作,则会造成张拉失锚。

5.2.2 问题的原因分析

在连接器和夹片质量可靠的前提下,导致夹片不能有效工作的唯一原因是压浆中的浆液或混

凝土中的砂浆进入锚塞孔后包裹了夹片,从而使夹片不能自由活动、有效夹持钢绞线而产生失锚问题。

5.2.3 问题的解决

(1)安装连接器前,用适当的密封材料涂抹在连接器内外的各连接部件间,以防压浆中高压力的浆液或振捣混凝土时砂浆从其间的缝隙进入连接器中。

(2)安装连接器后、套外壳前,在连接器周围缠上密封材料,以防振捣混凝土时砂浆从两者的缝隙间进入连接器 and 外套内。

(3)在第二段钢绞线张拉完后,用较稀的砂浆封锚并做好振捣,使砂浆充分进入夹片缝隙,防止压浆时浆液从夹片缝隙进入连接器内。

(4)压浆前,先用压缩空气检查连接器处密封情况。具体方法是:向前一段管道内压入压缩空气,并检查是否有气流从后一段逸出。若有,则

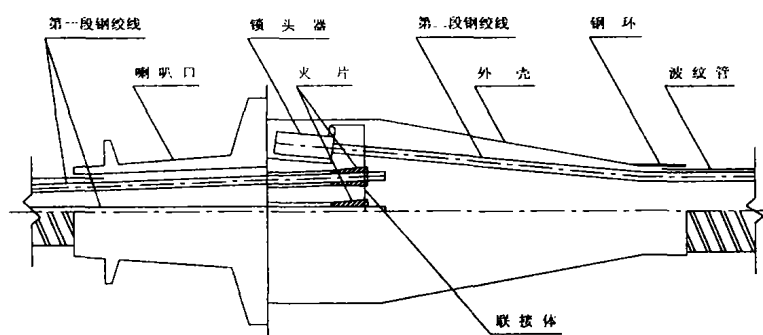


图8 老式连接器构造

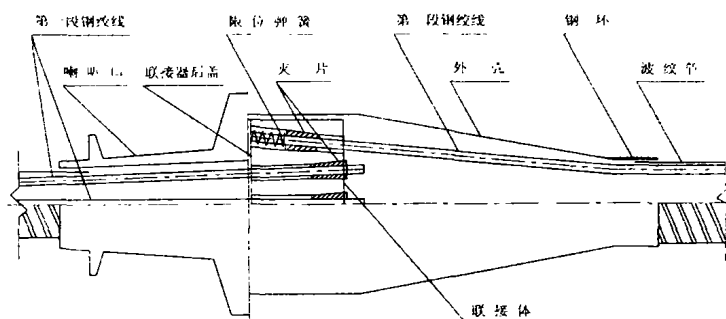


图9 新型连接器构造

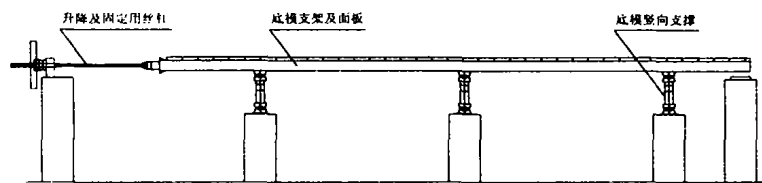


图 10 底模就位、灌注混凝土时

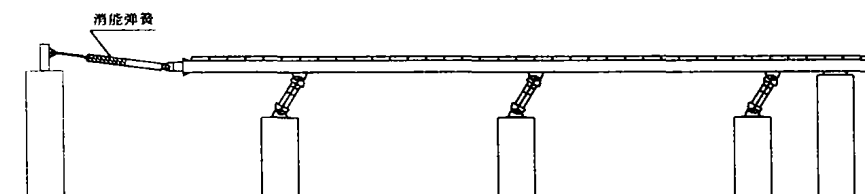


图 11 底模下降、顶推过程中

推迟其压浆至下一次。

(5) 若一旦张拉失锚, 往往只是一束钢绞线中位于连接器底部的几根。而处理中为有必要的作业空间, 需退出连接器上部包括未失锚钢绞线在内的全部钢绞线。因为未失锚的钢绞线已被楔紧在锚塞孔内, 所以退出时需视实际张拉力的大小, 用适当吨位的小千斤顶反顶钢绞线和夹片, 使之放松, 然后取出锚塞孔内的钢绞线。而对失锚的夹片, 只需清理干净粘附在夹片上和锚塞孔内的浆体即可, 然后就可重新穿束张拉。

6、新型顶推梁制梁底模系统

6.1 结构设计

目前普遍采用的顶推梁底模系统均使用千斤顶支撑及升降, 该法需要多达40个左右的千斤顶, 而且拆装调整费时。为改进这一缺点, 在该桥设计使用了整体自升降式底模系统, 其升降时的状况如图 10、11。

6.2 使用要点

(1) 升模。旋拧底模上尾部的丝杠即可将其升起。升起后要注意使底模的竖向支撑杆垂直或略向前倾斜, 绝对避免其后倾的现象发生。以免顶推时底模在经过最高点时顶推力过大而造成顶推

困难和模板损坏。

(2) 脱模。顶推过程中底模在顶推力的作用下将自行脱离混凝土而落下。

(3) 为便于脱模而使用变直径销子。脱模顶推前使用小直径部分; 就位灌注混凝土前, 使用大直径部分。

实践证明, 该模板体系方便实用, 经济省时。2人可在半小时内完成底模就位及调整的全部工作, 与传统方法相比, 节省时间和劳力均可达到3~4倍。

参考文献

1. 德国标准: Small Diameter Injection (Cast-in-place Concrete Piles and Composite Piles) Construction Procedure, Design and Permissible Loading
2. 英国标准: BS5400、BS8004、BD37/88 等
3. 西班牙资料: The Operation Manual for Post Tensioning System of MK4
4. 杨宗放, 方先和编著, 现代预应力混凝土施工, 中国建筑工业出版社, 1993