

廣東交通規劃設計

GUANGDONG COMMUNICATIONS PLANNING AND DESIGN

2019

1
总第173期

技术交流 信息共享

广东省交通规划设计研究院股份有限公司

地址：广州市沙河兴华路22号
邮政编码：510507
电话：020-3739 3172
传真：020-3739 3172
E-mail：841622401@qq.com
网址：www.ghdi.com.cn

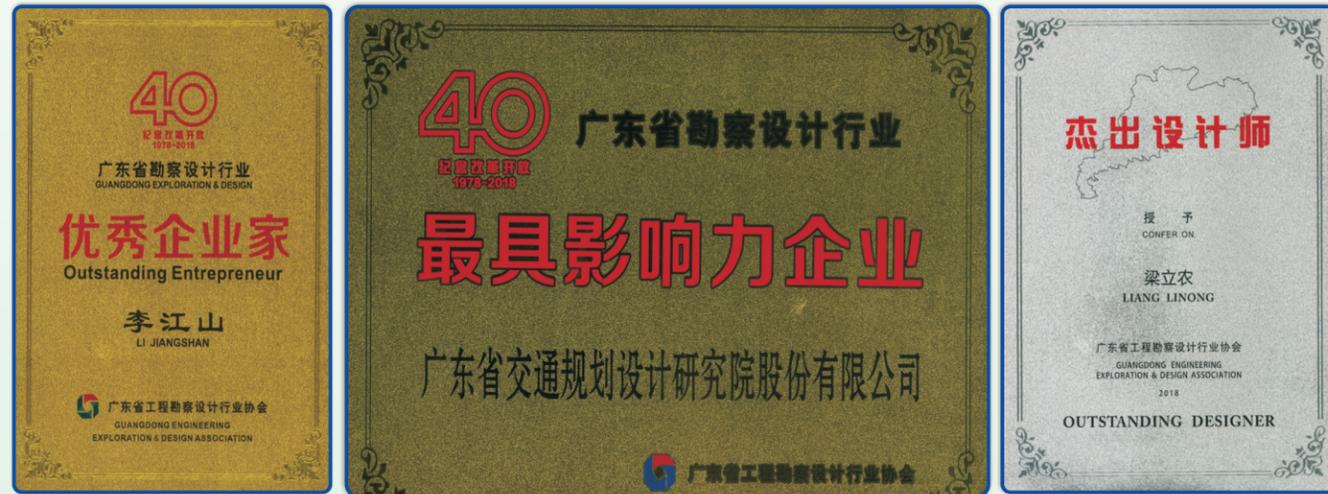


准印证号：(粤O)L0150076号

内部资料 免费交流

获奖喜报

在广东省勘察设计行业纪念改革开放四十周年活动中，公司荣获改革开放40年广东省勘察设计行业最具影响力企业，李江山董事长荣获广东省勘察设计行业优秀企业家称号，梁立农总工程师荣获广东省杰出设计师称号。



由公司研发的“一种工程地质勘察手钻钻机”、“基于互联网的动态触探测试数据采集及成果实时传输装置”和“一种隧道初期支护侵限的处理方法及其施工配套设备”获国家知识产权局授予发明专利。



2019年1月21日上午，公司在2号楼9楼会议室召开了以“工预可编制、项目汇报、改扩建桥梁下部结构等问题”为主题的2018年度技术质量分析会，出席会议的有黄湛军总经理、公司副总工程师，各分院、和立公司、九域公司的总工及部分技术人员等。



会议由梁立农总工程师主持



王强主任作年度技术质量情况汇报



黄湛军总经理作总结发言

公司于2019年2月25日召开了2019年度管理评审会议，公司领导、各部门负责人及有关人员参加了会议。



会议由黄湛军总经理主持



梁立农总工对公司三标质量情况作了总结



各职能部门对三标运行情况作了汇报

技术质量部于1月28日召开“长春至深圳国家高速公路河源热水至惠州平南段改扩建工程可行性研究报告”公司级设计评审会议。



会议由陈新富副总工程师主持



项目组人员向专家介绍设计情况



与会专家为完善设计献计献策

广东交通规划设计

(每季出版)

2019年3月30日印刷

2019年第1期

(总第173期)

内部资料 免费交流

准印证号: (粤O) L0150076号

编辑委员会

主任: 黄湛军

副主任: 梁立农 王强

委员: 谢伟强 彭向荣 陈潮锐

孙向东 王景奇 陈新富

梁志勇 张俐 刘吉福

主编: 梁立农

副主编: 王强

责任编辑: 刘祥兴

编辑: 《广东交通规划设计》编辑部

编印单位: 广东省交通规划设计研究院
股份有限公司

地址: 广州市沙河兴华路22号

邮政编码: 510507

电话: 020-37393172

传真: 020-37393172

E-mail: 841622401@qq.com

发送对象: 公司及行业内部

本期印刷数量: 600本

印刷单位: 广州市艺彩印务有限公司

封面封底: 兴宁至汕尾高速公路兴宁至
五华段(A2设计合同段)

目次

桥梁工程

某跨海大桥主桥总体方案与减隔震研究

…………… 梁雄, 梁立农, 孙向东, 李乾坤, 苏成 (1)

富龙西江特大桥钢箱梁方案疲劳分析研究

…………… 刘安兴, 孙颖, 刘杰, 傅海棠 (10)

高烈度区软土地大跨连续梁抗震性能研究

…………… 张畅 (18)

岩土工程

软基路堤换填轻质土厚度确定方法

…………… 刘吉福, 陈忠平, 汪建斌 (22)

地质灾害对高速公路隧道长度及埋深激增的响应研究

…………… 李红中, 张修杰, 马占武 (27)

轨道交通工程

基于BP神经网络的高速动车组牵引能耗计算模型

…………… 王黛 (33)

基于断裂力学的盾构隧道管片裂损破坏机理研究

…………… 蔡明生 (40)

水土保持工程

城市建设水土保持功能损失分析

…………… 张翔宇, 卓素娟, 王强 (45)

造价工程

一般软基与构造物软土地基处理方案造价比选

…………… 王丽霞 (49)

信息专栏

高质量发展“四好农村路”——全国交通运输系统深入学习
落实习近平总书记重要指示推进“四好农村路”会议摘录

…………… (52)

第一届中国水土保持学术大会的报道…………… (53)

第二届BIM在中国交通领域推广与应用技术交流会报道

…………… (53)

2018年度技术质量分析会报道…………… (54)

某跨海大桥主桥总体方案与减隔震研究

梁雄^{1,2},梁立农¹,孙向东¹,李乾坤³,苏成⁴

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507;

2. 华南理工大学 土木与交通学院, 广州 510640;

3. 广东和立土木工程有限公司, 广州 511400;

4. 华南理工大学 亚热带建筑科学国家重点实验室, 广州 510640)

摘 要: 结合桥址处实际工程条件,某跨海大桥主桥选取了286 m跨下承式双边钢箱主梁提篮拱桥及(125+286+125)m双塔三跨双索面预应力混凝土梁斜拉桥2种桥型方案进行研究比选;对下承式提篮拱桥方案,提出了4种总体施工方案进行研究比选;设计推荐采用拱轴系数1.5、矢跨比1/5、陀螺形钢箱截面拱肋及双边钢箱主梁的286 m跨下承式提篮拱桥,提出采用半潜驳船并利用潮汐差进行拱梁整体浮运架设施工。针对该桥质量大、重心高、高桩承台及场地特征周期长等不利抗震条件,采用球型钢支座及纵向粘滞阻尼器共同进行减隔震,并采用非线性时程法及时域显式降维迭代随机模拟法,分别进行减隔震元器件参数优化及结构抗震分析;计算结果显示,拱桥结构响应对粘滞阻尼器阻尼系数 C 较敏感,对速度指数 α 敏感性较小,设置减隔震系统后,主梁的纵桥向位移得到明显控制,降幅达到61.5%,拱肋轴力降低5.7%~19.6%,拱肋弯矩降低8.9%~59.0%,拱脚处内力降幅最大,主桥抗震满足要求。

关键词: 拱桥;桥型方案;减隔震;粘滞阻尼器;时域显式降维迭代

某跨海大桥初步设计阶段确定引桥海上桥梁采用50 m跨连续箱梁、非海上桥梁采用30 m跨宽幅式小箱梁,本文介绍主桥总体方案及减隔震研究。

1 主要技术标准

(1)设计公路等级:双向6车道一级公路。

(2)设计行车速度:80 km/h。

(3)汽车荷载标准:公路-I级。

(4)桥址处设计基本风速: $V_{s10}=45.1$ m/s。

(5)地震烈度:地震基本烈度7度,抗震措施设防烈度8度;水平向设计基本地震动加速度峰值0.113 g,场地类别Ⅲ类。

(6)通航标准:同时满足1000 t级海轮及部队船舶通航要求,单孔双向通航,通航净空尺度为通航净宽191 m,通航净高38 m。

2 主桥总体方案

2.1 桥型方案构思

该桥要求按地标性建筑进行设计,桥位处海面开阔,连续梁桥和连续刚构桥方案景观效果不突出,主跨286 m不在悬索桥经济跨度范围内且锚碇位于海水中,因此,均不宜采用,可选择的有拱桥和斜拉桥方案^[1]。

鉴于本项目通航航道明确,从经济及抗震的角度考虑,不适宜采用上承式和中承式拱桥方案^[2]。单跨下承式更为经济、景观上更能突出主拱;梁拱固结下承式拱桥是外部静定内部超静定结构^[3],有较大跨越能力和对地基适应能力强特点,受力明确,施工方便^[4]。拱桥方案提出下承式提篮拱桥进行比选,见图1。

同等主跨下,独塔斜拉桥比双塔斜拉桥造价高、工期长,边孔需设置1~2个辅助墩^[5],增加了被船撞的风险。双塔斜拉桥借助两座主塔共同形成的主跨,是受力较为理想的斜拉桥结构布置方式。斜拉桥方案提出双塔斜拉桥进行比选,见图2。

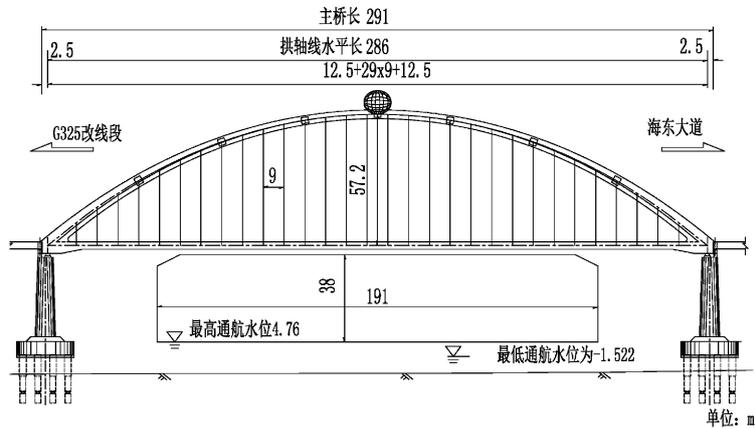


图 1 拱桥方案总体布置

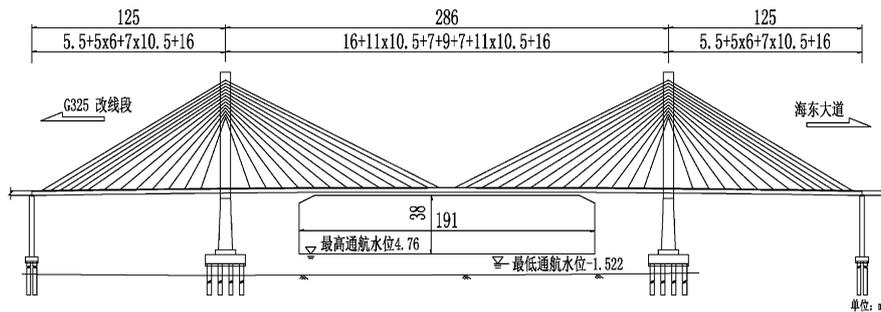


图 2 斜拉桥方案总体布置

2.2 桥型方案比选

抗风、抗震等^{[6][7]}，提出 2 个桥型方案进行比选，

结合桥位区的海面、地形、地质、水文、通航、 见表 1。

表 1 主桥桥型方案比较表

桥型方案	方案一 286 m 下承式双边钢箱主梁提篮拱桥	方案二 (125 + 286 + 125)m 双塔双索面预应力混凝土梁斜拉桥
抗风、抗震性能	刚性拱、刚性主梁，截面钝，抗风性能优。钢箱拱肋及正交异性钢桥面，上部结构轻，下部基础规模最小，抗震性能优。	混凝土主梁，抗风性能良。上部结构质量较大，基础规模大，抗震性能差。
施工方法、质量控制	采用岸边拼装拱肋和主梁，然后整体浮运架设。拱肋、主梁、吊杆及系杆等关键结构，均为陆上施工，受、风雨、浪影响小，质量及工期可控性优。	挂篮悬浇施工混凝土主梁。需长期海上高空作用，受风、雨、浪影响大，质量不容易控制。
施工工期(月)	22	32
耐久性及养护	采用双边钢箱主梁及钢箱拱肋，箱内设除湿度系统，耐久性得到保证；采用双吊杆，更换方便。后期养护费用较小。	斜拉索需要在 15 ~ 25 年进行更换，后期养护费用较高。
景观效果	采用下承提篮式拱桥，造型优美、时尚、简洁、突出；与附近桥型有明显区别，符合地方政府“一桥一景”的要求，地标性突出。	桥型方案与相邻桥型一致。
桥长 536 m(亿元)	4.76	4.27

表2 主桥总体施工方案比较表

施工方案	施工方案一 拱梁整体浮运架设 施工方案	施工方案二 海中设临时支架安装梁拱 施工方案	施工方案三 缆索吊装斜拉扣挂法 施工方案	施工方案四 海中少支架大节段安装 先拱后梁施工方案
特点	拱、梁、吊杆及系杆等关键结构,均为陆上施工,受风、雨、浪影响小,质量及工期可控性好;海上施工周期短,几乎不影响通航,最大程度降低了施工临时措施费用,且环保性好。	需长期海上高空作业,受风、雨、浪等影响大,工期不容易控制,施工周期长;焊接及涂装等关键工艺质量不容易控制;支架系统用钢量大,海水环境腐蚀量大,回收少,造价较高;航道疏浚施工需在拆除支架后,影响引桥施工,并一定程度上影响通航。	缆索吊装斜拉扣挂法,需跨越2年的台风周期,施工风险极大;拱肋姿态调整困难;高空作用,焊接等关键工艺质量不容易控制;缆索扣挂系统用钢量大,海水环境腐蚀量大,回收少,造价高。	需海上高空作业,受风、雨、浪影响大,工期不易控制,施工周期长;焊接及涂装等关键工艺质量不容易控制;支架系统用钢量大,回收少,造价较高;航道疏浚施工需在拆除支架后,影响引桥施工,并一定程度上影响通航。
施工周期	22	30	28	26
措施费用	低	较高	高	较高

方案三缆索吊装斜拉扣挂法施工方案,施工周期较长,抗台风风险大,对施工控制要求较高,施工措施费造价最高,不宜采用。

方案二海中设临时支架安装梁拱方案,未充分利用较好的运输、架设条件,支架搭设费用较高,影响通航,施工周期最长,不宜采用。

广州凤凰三桥主跨308 m下承式拱桥,采用15 000吨级驳船浮运整体提升钢箱主拱^[8];日本千岁大桥主跨260 m下承式桁架拱桥,采用驳船运输并利用浮吊整体吊装主拱^[9]。本桥拱梁总重11 500吨,拱梁结构整体重心离海面54 m,经验算,采用3万吨级驳船可满足拱梁整体浮运架设的稳定性要求。

方案一拱梁整体浮运架设方案,具体分为以下八个步骤(如图5所示):

施工步骤一:工厂预制拱肋、主梁,岸边组拼拱肋、主梁;拆除临时支架,拱梁顶推滑移至半潜驳船位置。

施工步骤二:低潮位时,半潜驳船压水下潜绞入梁底顶升拱梁。

施工步骤三:涨潮时,半潜驳船排水上浮将拱梁举起并吊入模块化临时墩。

施工步骤四:落潮时,半潜驳船压水下潜将拱

梁落在模块化临时墩上,完成一次整体顶升H;如此循环,顶升至设计标高。

施工步骤五:在拖轮牵引下,半潜驳船将拱梁整体浮运至桥位附近。

施工步骤六:涨潮时,半潜驳船排水上浮将拱梁举起至桥墩上方。

施工步骤七:落潮时,半潜驳船压水下潜,拱梁落在桥墩,完成架设。

施工步骤八:对系杆及吊杆内力进行调整张拉,施工桥面系,成桥通车。

拱梁整体浮运架设方案,具有施工质量及工期可控性好、施工周期短、施工措施费低及施工风险低等显著优点,推荐作为该桥总体施工方案。

3 主桥减隔震研究

3.1 计算方法、地震输入及模型

3.1.1 计算方法

该桥质量大、重心高、高桩承台及场地特征周期长等不利条件导致地震发生时,桥墩及桩基础所受到的作用较大^[10],为确保结构设计安全可靠、经济耐久,抗震分析采用非线性时程法及时域显式降维迭代法^[11~13]两种方法分别进行计算分析。

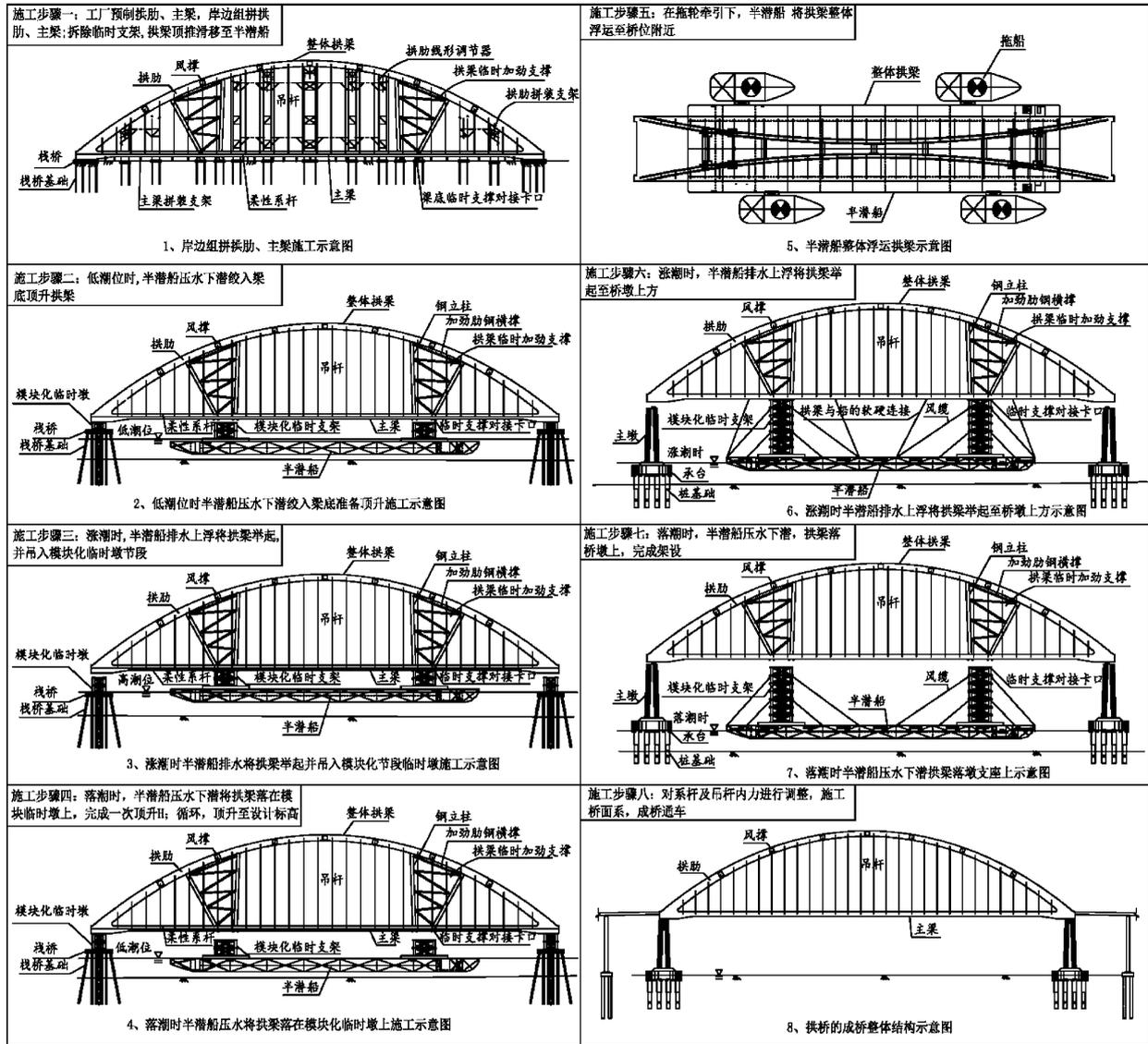


图5 拱梁整体浮运架设流程图

非线性时程法直接采用 Sap2000 软件建模进行动力响应计算;时域显式降维迭代法采用前述 Sap2000 软件模型进行两次脉冲激励的时程分析,用于建立结构动力响应的显式表达式,然后采用自编的 Matlab 程序是完成基于动力响应显式表达式的结构计算和结果统计分析。

3.1.2 地震输入

本项目 E1 水准 50 年超越概率 10% (重现期约 475 年),E2 水准 50 年超越概率 2.5% (重现期约 2000 年)。在地震响应分析中,取地表 50 年 2% (E2 水准)超越概率下的加速度反应谱作为水平地震作用,竖向地震作用取水平地震作用的 2/3。

水平向设计加速度反应谱如式(1)所示:

$$S_a(T) = \begin{cases} S_{\max} (0.435 + 5.65T) & 0 \leq T < T_0 \\ S_{\max} & T_0 \leq T < T_g \\ S_{\max} \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma & T_g \leq T < 10s \end{cases} \quad (1)$$

式中, S_{\max} 为场地水平向设计加速度反应谱最大值(g)、 T_g 为特征周期(s)、 γ 为指数,50 年超越概率为 2% (E2 水准)地震作用其值分别为 0.4753 m/s^2 , 1.1s, 1.1。

场地设计地面运动加速度时程是通过拟合场地设计加速度反应谱以及强度包络函数来合成的,图 6 为其中一条 E2 水准地面运动加速度时

程。计算 E2 水准 7 条地震波作用下的结构响应，取 7 地震波条波的平均响应作为最终输出结果。

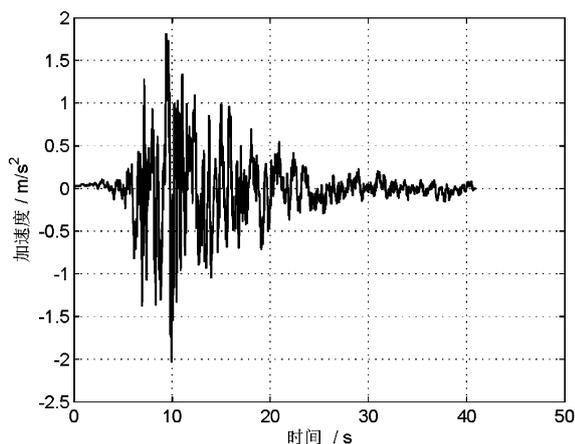


图 6 E2 水准地面运动加速度时程

3.1.3 分析模型

采用 Sap2000 软件建立空间动力模型进行计算,主梁、拱肋、桥墩、桩基、系杆和吊杆均采用梁单元模拟,其中系杆和吊杆单元释放对局部坐标系中 2 轴,3 轴的弯矩和扭矩;吊杆和拱肋都考虑了恒载几何刚度的影响;承台近似按刚体模拟,其质量堆聚在承台质心;二期恒载以均布质量形式加在主梁单元上,两边各考虑一联引桥对主桥动力特性的影响。

考虑 P-Δ 效应对拱肋和桥墩的影响,对所有单桩进行模拟,土对桩的约束作用根据“m 法”采用弹簧进行模拟,采用非线性单元模拟减隔震元器件,计算模型见图 7。

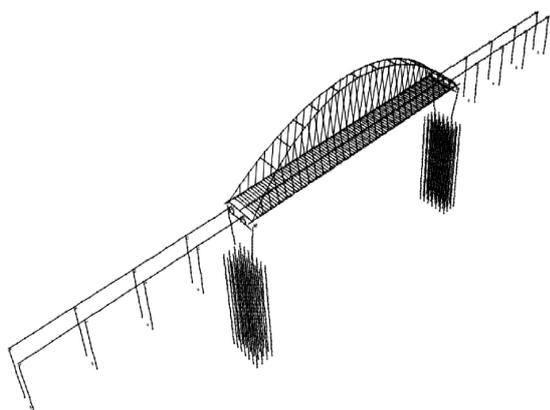


图 7 主桥抗震计算有限元模型

表 3 给出了动力模型的前 6 阶周期、频率及振型特征。

表 3 主桥基本动力特性

阶数	周期/s	频率/Hz	振型
1	3.537	0.283	主梁一阶横向振动
2	2.184	0.458	主梁一阶纵向振动
3	1.620	0.617	主梁二阶横向反向振动
4	1.588	0.630	拱肋一阶横向振动
5	1.379	0.725	主梁一阶竖向振动
6	1.280	0.781	拱肋二阶横向振动

3.2 主桥减隔震元器件设计与优化

3.2.1 竖向球型钢支座设计

主桥共设置 4 个球型钢支座,92 号墩两个支座纵向固定,93 号墩两个支座纵向活动。通过静力、抗风及抗震分析,球型钢支座选取竖向承载力 50 MN,设计纵向地震位移 ±300 mm,设计横向地震位移 ±200 mm,设计纵向剪力 15 000 kN,设计横向剪力 ≥11 600 kN。

活动支座动力刚度近似理想弹塑性,其摩擦滑移滞回模型如图 8 所示,单个活动支座动力特性取值为屈前刚度 $K_1 = 373\ 500\ \text{kN/m}$,屈后刚度 $K_2 = 3.7\ \text{kN/m}$,屈服力 $F_y = 747\ \text{kN}$ 。

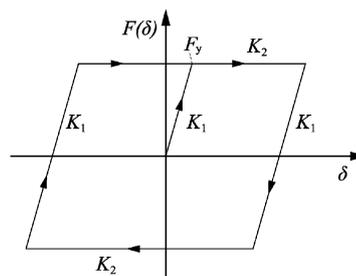


图 8 活动支座摩擦滑移滞回模型

3.2.2 纵桥向粘滞阻尼器参数优化

纵桥向设置粘滞阻尼器,通过阻尼器的滞回耗能能达到减小地震内力的效果,并实现限制主梁纵向位移的目的^[14]。主桥在每个桥墩下设置了 4 个粘滞阻尼器,全桥一共设置了 8 个粘滞阻尼器。粘滞阻尼器的非线性阻尼力模型为 $f = \text{sign}(v) C |v|^\alpha$,式中 v 为粘滞阻尼器两端节点在阻尼器轴向的相对速度, c 为阻尼系数; α 为速度指数。

为了确定合理的粘滞阻尼器参数,针对 E2 水准(100 年超越概率为 4%)地震作用,对不同粘滞阻尼器参数组合下进行敏感性分析。粘滞阻

尼器阻尼系数 c 的变化范围为 $1\ 000 \sim 7\ 000\ \text{kN} \cdot (\text{m}/\text{s})^{-\alpha}$, 增量为 $500\ \text{kN} \cdot (\text{m}/\text{s})^{-\alpha}$, 速度指数 α 的变化范围为 $0.1 \sim 0.8$, 增量为 0.1 , 共 104 个工况。

在 E2 水准顺桥向与竖桥向地震激励下, 粘滞阻尼器参数与支座变形的关系见图 9, 粘滞阻尼器参数与墩底顺桥向剪力的关系见图 10, 粘滞阻尼器参数与墩底顺桥向弯矩的关系见图 11, 粘滞阻尼器参数与拱脚顺桥向弯矩的关系见图 12。

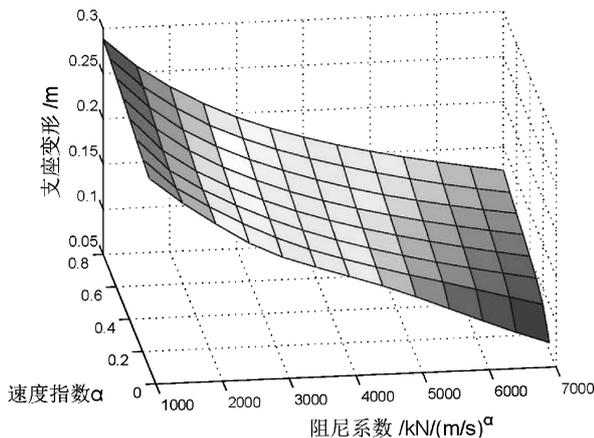


图 9 粘滞阻尼器参数与支座变形的关系

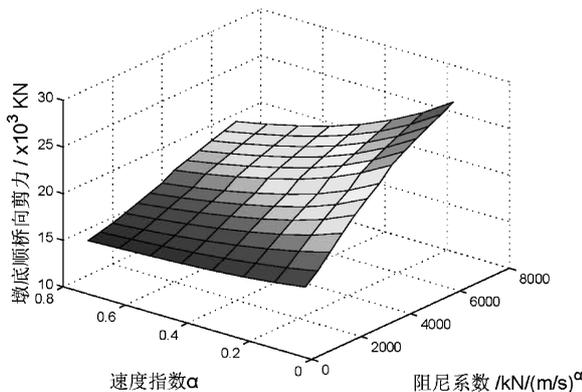


图 10 粘滞阻尼器参数与墩底顺桥向剪力的关系

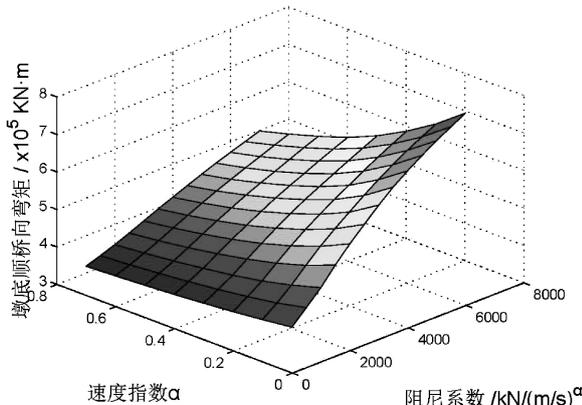


图 11 粘滞阻尼器参数与墩底顺桥向弯矩的关系

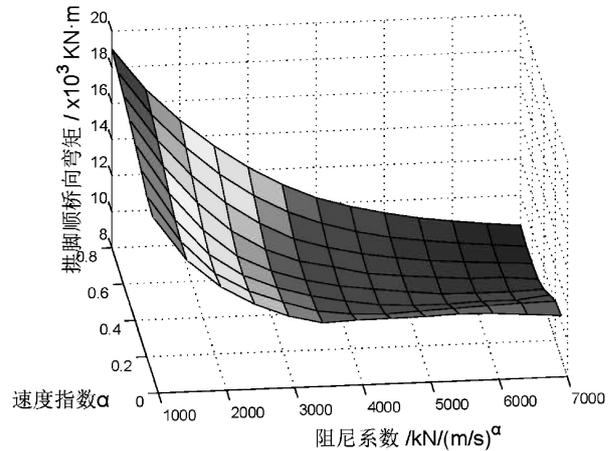


图 12 粘滞阻尼器参数与拱脚顺桥向弯矩的关系

由图 9 可以看出: 图形总体左高右低, 在相同的阻尼系数下, 支座变形随着速度指数的增大而缓慢增大; 在相同的速度指数下, 支座变形随着阻尼系数的增大而减小, 效应变化大, 衰减快, 支座变形对阻尼系数敏感性大。

由图 10 及图 11 可以看出: 图形总体左低右高, 在左上角处最低, 右下角处最高, 这两角点处曲率变化大, 在相同的阻尼系数下, 墩底顺桥向剪力及弯矩随着速度指数的增大而缓慢增大, 在相同的速度指数下, 主墩底顺桥向剪力及弯矩随阻尼系数的增大而增大。

由图 12 可以看出: 图形总体左高右低, 在相同的阻尼系数下, 拱脚顺桥向弯矩随着速度指数的增大而先缓慢减少后缓慢增大; 在相同的速度指数下, 支座变形随着阻尼系数的增大而减小, 阻尼系数在 1 000 至 3 000 时, 弯矩衰减较快, 3 000 至 7 000 时, 弯矩缓慢减少。

为合理控制主墩基础规模并减少伸缩缝及粘滞阻尼器尺寸, 减隔震设计优先考虑适当控制结构内力响应, 其次尽可能控制结构关键位移响应, 还需考虑粘滞阻尼器全寿命周期成本, 本项目综合考虑各项设计控制因素后, 粘滞阻尼器采用设计阻尼力 3 000 kN, 纵向地震位移 $\pm 300\ \text{mm}$, 阻尼系数 3 000, 速度指数 0.4。

3.2.3 减隔震效果分析

主桥设计采用 8 个粘滞阻尼器及 4 个球型钢支座共同进行减隔震, 约束体系布置见图 13。

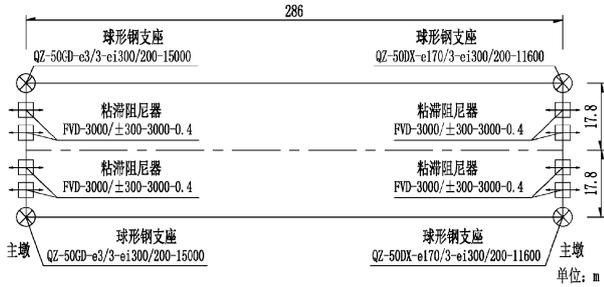


图 13 主桥减隔震约束体系布置图

将减隔震体系桥梁的地震响应与原结构体系进行对比。同一组地震波作用下,图 14 给出了减隔震体系与原体系 92 号主墩处拱脚弯矩时程曲线、图 15 给出了主梁梁端纵向位移时程曲线,表 4 给出了减隔震体系与原体系的拱肋内力峰值、主梁梁端位移峰值。

图 14、图 15 及表 4 可知,减隔震体系可有效降低结构的拱肋内力响应并显著减少梁端位移。相比原结构体系,拱肋轴力响应降低 5.7%~19.6%,拱肋弯矩降低 8.9%~59.0%,拱脚处降幅最大;梁端位移降 61.5%,控制效果明显。

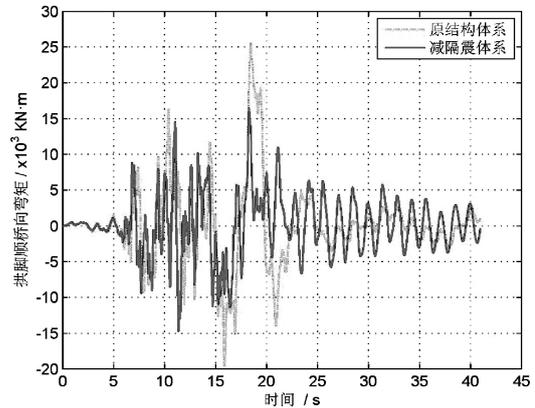


图 14 92 号主墩处拱脚弯矩时程曲线

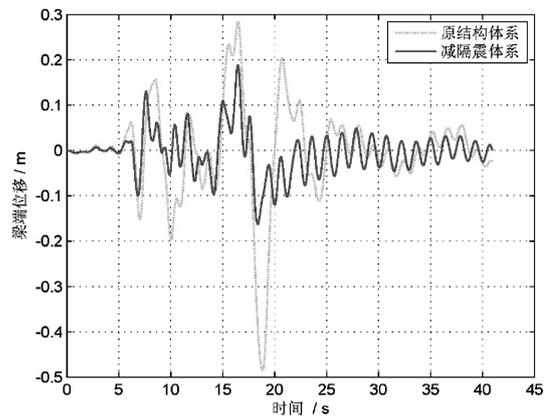


图 15 梁端位移时程曲线

表 4 地震作用峰值响应对比

位置	轴力 $\times 10^3$ kN			顺桥向弯矩 $\times 10^3$ kN·m			顺桥向位移 / m		
	原结构体系	减隔震体系	降幅	原结构体系	减隔震体系	降幅	原结构体系	减隔震体系	降幅
92 号主墩处拱脚	12.7	11.3	11.2%	26.5	16.5	38.0%	/	/	/
1/4 拱肋	12.0	10.4	13.8%	42.0	38.2	8.9%	/	/	/
2/4 拱肋(拱顶)	11.6	10.5	9.8%	16.6	15.0	9.9%	/	/	/
3/4 拱肋	12.0	11.4	5.7%	38.9	35.0	10.0%	/	/	/
93 号主墩处拱脚	15.6	12.6	19.6%	25.5	10.4	59.0%	/	/	/
主梁梁端	/	/	/	/	/	/	0.486	0.187	61.5%

3.3 主桥抗震验算主要结果

本桥高桩承台,E2 地震作用控制结构设计,经验算,主桥抗震设计满足规范要求,由于篇幅限制,仅列 E2 地震作用桩基础验算结果。考虑一般

冲刷后对桩基受力不利影响,总体模型得到需求弯矩及轴力后,利用 Ucyber 软件进行截面 M - A 关系数值分析,得到能力需求比。E2 地震作用桩基验算结果见表 5、表 6。

表 5 E2 纵向地震作用下桩基强度验算

地震输入	位置	验算轴力	需求弯矩	等效屈服弯矩	能力需求比	配筋率	验算结果
		$\times 10^3$ kN	$\times 10^5$ kN·m	$\times 10^5$ kN·m			
纵向 + 竖向	92 号主墩桩基	-3.22	0.45	0.64	1.44	1.95%	通过
	93 号主墩桩基	-2.82	0.41	0.64	1.56	1.95%	通过

表6 E2 横向地震作用下桩基强度验算

地震输入	位置	验算轴力 $\times 10^3$ kN	需求弯矩 $\times 10^5$ kN · m	等效屈服弯矩 $\times 10^5$ kN · m	能力需求比	配筋率	验算结果
横向 + 竖向	92号主墩桩基	0.37	0.63	0.67	1.07	1.95%	通过
	93号主墩桩基	-0.04	0.62	0.67	1.08	1.95%	通过

由表5可知,E2纵向地震作用,桩基础最小能力需求比1.44,由表6可知,E2横向地震作用,93号主墩桩基为弯拉受力,最小能力需求比1.08,均满足规范要求。桩基截面配筋率1.95%,才能满足E2地震作用下抗震性能要求,这主要由于设计地震反应谱特征周期较长(1.1 s),主墩承台质量较大、冲刷后桩基自由桩长较长(23 m)所引起。

4 结论

本文对某跨海大桥主桥总体方案与减隔震进行了研究及分析,主要结论如下:

(1)通过桥型方案比选,该桥采用拱轴系数1.5、矢跨比1/5、陀螺形钢箱截面拱肋及双边钢箱主梁的286 m跨下承式提篮拱桥。利用了浮力及潮汐差,提出拱梁整体浮运架设总体施工方案,使得超大吨位拱桥一次性安装变成可能,最大地降低了海上高空作业对通航的影响,有望取得较为显著的经济及社会效益。

(2)下承式提篮拱结构响应对粘滞阻尼器阻尼系数 c 较敏感,对速度指数 α 敏感性较小,合理选取阻尼参数,可有效降低结构内力、位移响应。综合考虑结构内力、位移响应规律及粘滞阻尼器全寿命周期成本,该桥粘滞阻尼器采用阻尼系数 $3\ 000\ \text{kN} \cdot (\text{m}/\text{s})^{-\alpha}$,速度指数0.4。

(3)采用球型钢支座及纵向粘滞阻尼器共同进行减隔震后,主梁的纵桥向位移降幅61.5%,拱肋轴力响应降低5.7%~19.6%,拱肋弯矩降低8.9%~59.0%,拱脚处内力降幅最大,减隔震效果显著。

(4)下承式提篮拱桥主墩承台质量较大及冲刷后桩基自由桩长较长时,在设计地震反应谱特

征周期较长的地震作用下,部分桩基础会出现弯拉受力,桩基截面需求的配筋率较高。

参考文献:

- [1]姚昌荣,李亚东,梁东,等.山区大跨度桥梁结构选型[J].桥梁建设,2012,42(06):81-86.
- [2]吴梅容,卓卫东,孙颖,等.中承式钢管混凝土拱桥动力特性分析[J].振动与冲击,2017,36(24):85-90+102.
- [3]文功启.128 m下承式尼尔森提篮系杆拱桥设计及其应用[J].交通科技,2014(01):11-13.
- [4]范波涛.钢筋混凝土系杆拱桥稳定性的非线性分析[D].武汉理工大学,2011.
- [5]戴利民.独塔协作体系斜拉桥设计参数研究[J].结构工程师,1999(03):7-13.
- [6]王瑛.金水沟大桥桥型方案比选研究[D].长安大学,2014.
- [7]黄燕庆,王东晖,张燕飞.杭州湾跨海大桥引桥方案构思与设计[J].桥梁建设,2006(03):20-23.
- [8]梁立农,何海,魏朝柱,等.广州南沙凤凰三桥方案设计[J].广东土木与建筑,2014,21(12):41-46.
- [9]王贵春,王艳,陈淮.日本千岁大桥的施工[J].世界桥梁,2006(03):5-7.
- [10]方圆,席进.大跨度系杆拱桥合理抗震体系研究[J].结构工程师,2015,31(05):65-70.
- [11]DBJ 15-92-2013 高层建筑混凝土结构技术规程[S].广州:2013.
- [12]苏成,李保木,陈太聪,等.粘滞阻尼器减震结构非线性随机振动的时域显式降维迭代随机模拟法[J].计算力学学报,2016,33(04):556-563.
- [13]代希华,李保木,苏成,等.大跨度悬索桥地震响应的几何非线性影响研究[J].桥梁建设,2017,47(03):36-40.
- [14]刘振宇,李乔,蒋劲松,等.南宁大桥粘滞阻尼器参数分析[J].桥梁建设,2007(04):25-28.

富龙西江特大桥钢箱梁方案疲劳分析研究

刘安兴¹, 孙颖¹, 刘杰², 傅海堂¹

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507; 2. 佛山市路桥建设有限公司, 佛山 528313)

摘要: 为了研究钢箱梁的疲劳性能,以某斜拉桥为基本背景,建立局部有限元模型,利用热点应力法,针对其钢箱梁三种方案的弧形切口及纵肋与横隔板焊缝处的疲劳细节进行详细的计算分析。研究表明:对于纵肋与横隔板焊缝处的疲劳细节,采用6 cm厚STC层应力幅改善作用最大,降幅为39%~69%,增加顶板和横隔板板厚最大降幅为19%;对于弧形切口疲劳细节,采用STC层应力幅降幅为14%~33%,增加顶板和横隔板板厚降幅为16%~45%。研究结果可为正交异性板的设计和疲劳分析提供参考。

关键词: 斜拉桥;正交异性板;轻型组合桥面板;疲劳;热点应力

1 概述

正交异性桥面板钢箱梁因其具有自重轻、强度高、施工快、整体性强等优点,现已广泛应用于世界各国大跨径钢桥中。但随着运营时间、交通量和车辆荷载的不断增加,钢桥面板疲劳开裂问题日益严重。钢桥面板的疲劳开裂位置主要有^[1]:纵肋与横肋(隔)板焊缝(含开孔部位);顶板与竖向加劲肋焊缝;顶板与纵肋焊缝。不过目前已不采用竖向加劲肋与顶板焊接的形式。

对于顶板与纵肋焊缝疲劳问题,王秀伟、唐亮^[2]认为,增加顶板厚度可有效降低顶板的疲劳应力幅,顶板厚度由12 mm增加至14 mm、16 mm、18 mm,顶板应力幅分别降低约28%、47%、60%。何东升、肖海珠、张晓勇^[3]研究了各板件的厚度对疲劳细节的影响,结果表明,增加顶板厚度和U肋厚度均能降低顶板与纵肋焊接处纵肋的竖向应力幅,但增加U肋厚度对顶板内横向应力幅影响较小,因此增加顶板厚度更为有效。丁楠、邵旭东^[4]研究了采用不同厚度UHPC桥面板对各疲劳细节的影响,结果表明,将UHPC超高性能砼引入正交异性钢桥面板形成“轻型组合桥面板结构”后,顶板和U肋的应力幅降幅明显。由以上研究结果可以看出,解决顶板与纵肋焊缝疲劳问题可以从增加正交异性桥面板顶板刚度入手,增加顶板板厚或顶板上设置UHPC轻型组合桥面板均可以有效

降低顶板与U肋焊缝的应力幅,可基本消除该处的疲劳风险^[4]。

纵肋与横隔板焊缝(含开孔部位)的疲劳问题在正交异性桥面板疲劳病害的比例将近40%^[1],为了进一步了解纵肋与横隔板焊缝及弧形切口疲劳性能,本文以富龙西江特大桥为工程背景,基于名义应力法和热点应力法,对其钢箱梁三种方案的弧形切口及纵肋与横隔板焊缝处的疲劳性能进行分析研究,判断U肋与横隔板的焊缝焊趾和横隔板的弧形切口处的疲劳细节应力是否满足规范要求。

2 工程概要及有限元分析

2.1 本桥工程介绍

富龙西江特大桥主桥钢箱梁方案跨径布置为42+170+580+170+42=1 004 m,边中跨比为0.37。边跨部分梁段采用混凝土箱梁,其余主梁采用钢箱梁,钢箱梁梁高3.5 m(中心线处,外轮廓),总宽度41.0 m(含风嘴),顶板宽38.5 m,底板宽24.8 m,风嘴宽1.25 m,索间距考虑节段重量因素后取15 m,横隔板间距3 m。顶板U肋高300 mm、上口宽300 mm、下口宽180 mm、厚度为8 mm,横向标准间距600 mm。设计荷载为公路-I级。

本文选取钢箱梁方案中的中跨4跨横隔板间距长度节段进行实体单元建模分析,按《公路钢结构桥梁设计规范》(以下简称“新钢桥规”)验算U肋与横隔板的焊缝焊趾和横隔板的弧形切口处的

疲劳细节应力,分以下三种不同的钢箱梁方案进行分析。

方案一:钢箱梁 + 双层环氧铺装方案;方案

二:同时加厚顶板及横隔板 ($t = 20 \text{ mm}$) 钢箱梁 + 双层环氧铺装方案;方案三:钢箱梁 + 6 cm STC + 4 cm 沥青铺装方案。

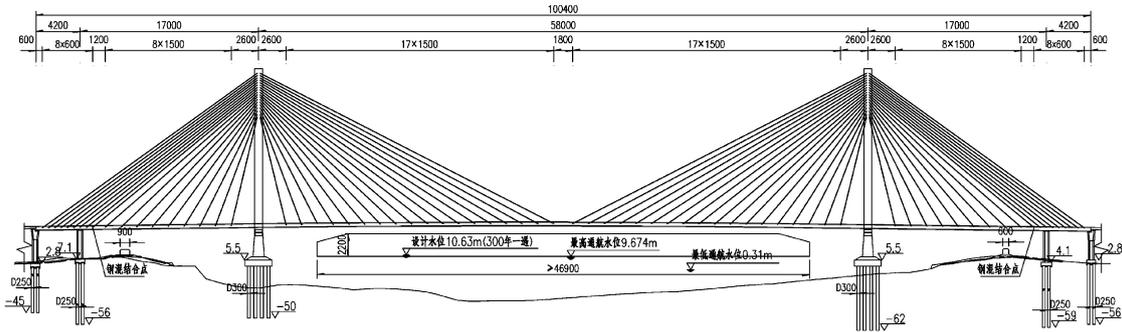


图 1 总体布置示意图(单位:cm)

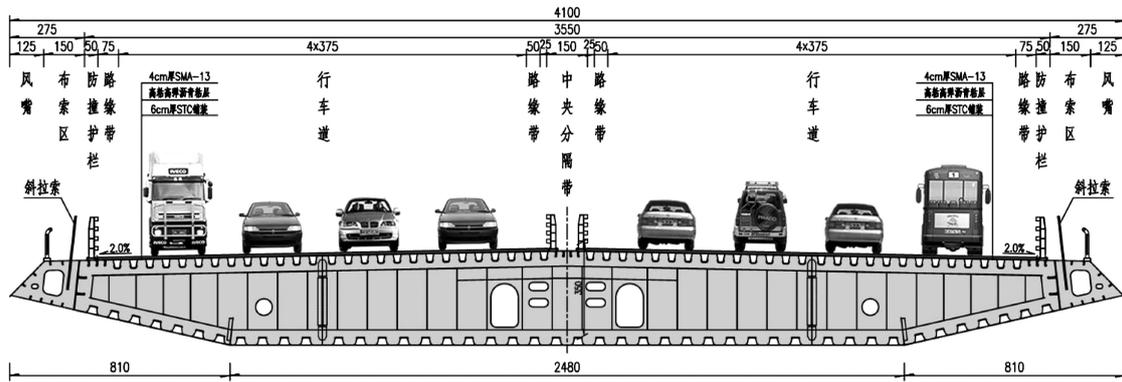


图 2 钢箱梁标准横断面图(单位:cm)

2.2 局部梁段有限元模型

2.2.1 局部梁段有限元模型

为了尽量减少边界约束对计算结果的影响,模型顺桥向选取 4 个隔板间距节段,即顺桥向长 $4 \times 3 = 12 \text{ m}$,横桥向考虑两块纵腹板之间的梁段,即横桥向 9 m 宽的范围,最终模型截取 $12 \times 9 \text{ m}$ 的梁段进行分析,重点观察最中间一块横隔板与 U 肋相交处的疲劳问题,采用 ANSYS 建立钢箱梁节段模型进行分析。

按照新钢桥规中的规定,桥面系构件应采用疲劳荷载计算模型 III 验算,轮压面积为 $0.2 \times 0.6 \text{ m}$,对于方案一、二考虑 5 cm 铺装厚度的扩散作用,实际采用的轮压面积为 $0.3 \times 0.7 \text{ m}$,方案三偏安全不考虑沥青铺装层的扩散作用。因前两个轴与后两个轴之间相距较远,故本次验算仅考虑相邻两个轴的加载。分析中钢板(弹性模量为 $2 \times 10^5 \text{ MPa}$,泊松比 0.3)采用 SHELL63 单元模拟,6

cm 的 STC (弹性模型为 $4 \times 10^4 \text{ MPa}$,泊松比为 0.2)作为桥面板的磨耗层采用实体单元 Solid65 模拟,不考虑钢顶板与 STC 之间的滑移效应,两材料界面采用节点耦合方式处理。

模型的边界约束:在左侧纵腹板位置约束竖向和横向自由度,顺桥向的两端面约束顺桥向平动自由度、绕横轴和竖轴的转动自由度,右端面为箱梁的截面对称中心,约束横桥向平动自由度和顶底板绕顺桥向轴线的转动自由度。

2.2.2 最不利活载位置的确定

(1)顺桥向以一个轮对在 1#隔板(如图 3 所示)位置向 3#隔板方向以 0.1 m 步长值移动,形成 1#~3#隔板之间轮压面积范围内的①~⑥点处的 a 和 b 处的应力影响线,从而找到针对 U 肋与横隔板的焊缝焊趾和横隔板的弧形切口处的疲劳破坏的纵向最不利加载位置。

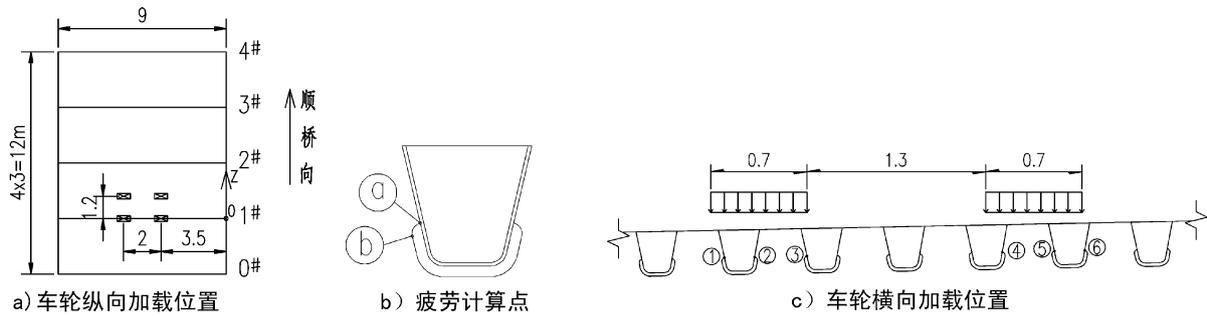


图 3 车轮加载位置(单位:m)

表 1 顺桥向影响线加载各观察点等效应力结果表

观察点号	疲劳位置	等效应力 - Top		等效应力 - Bottom	
		最大值对应的 Z 坐标/m	应力值/MPa	最大值对应的 Z 坐标/m	应力值/MPa
1	a	4.3	37	4.3	39.8
	b	2.2	24.8	3.0	23.6
2	a	1.3	73.9	2.5	92.7
	b	2.4	81.7	2.8	80.3
3	a	1.1	41.7	1.1	46.5
	b	2.4	33.7	2.8	32
4	a	1.2	81.6	1.3	91.6
	b	2.3	62.8	2.9	60.6
5	a	1.2	57.3	1.3	61.8
	b	2.4	69.2	2.8	67.7
6	a	4.2	42.3	4.3	42.6
	b	1.8	29.3	3.4	27.7

从加载位置来看,应力最大值多发生在 $Z = 1.3\text{ m}$ 和 $Z = 2.4\text{ m}$ 附近,故顺桥向加载位置采用 $Z = 1.3\text{ m}$ 和 $Z = 2.4\text{ m}$ 。

(2)横桥向加载的纵桥向位置取在 $Z = 1.3\text{ m}$ 和 $Z = 2.4\text{ m}$,起始位置如图 4 所示,由右向左以 0.1 m 步长值移动,形成各个 U 肋 a 点和 b 点的横向加载的应力影响线,从而找出在横桥向应力水平最大的 U 肋编号,U 肋编号如图 5 所示。

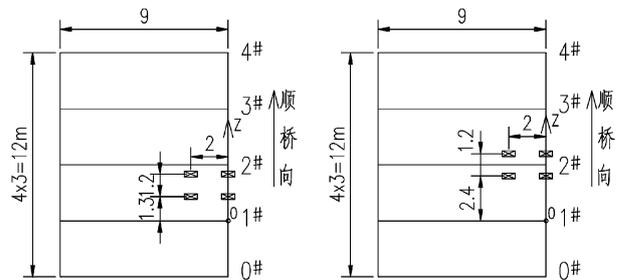


图 4 纵向最不利加载位置

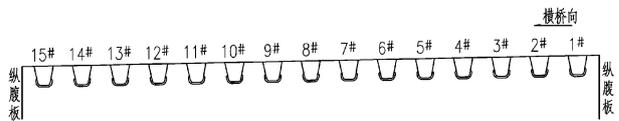


图 5 U 肋编号示意图

表 2 横桥向影响线加载各 U 肋等效应力表(单位:MPa)

U 肋编号	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
a 点应力	66.2	94.9	105.7	93.3	104.5	104.4	94.6	93.7	94.6	85.6	95.2	94.2	93.5
b 点应力	65.4	64.4	71.4	73.2	82	83.4	72.5	76.5	75.4	82.2	76.5	76.9	76.3

横桥向应力取 U 肋一侧腹板处的 a 和 b 点等效应力最大值,剔除靠边界约束最近的 1#和 15#U 肋,结果表明各 U 肋的最大应力相差不大,本文选取应力水平相对较大的 7#U 肋作为疲劳分析对象。

(3)找出受力最不利的 U 肋后,再针对该 U 肋分别用轮压荷载分别作用于 (I)U 肋腹板跨中位置;(II)U 肋腹板与顶板相交位置;(III)两个 U 肋腹板跨中位置,计算 U 肋 a 点和 b 点的应力幅。

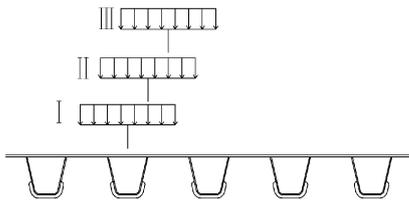


图 6 车轮横向加载位置

2.2.3 热点应力法

热点应力法是以热点应力为参照条件进行结构应力控制点疲劳试验和评定的疲劳评估方法,是目前综合考虑评估精度和工程应用两个关键因素的最佳选择。在钢板焊接结构中,焊趾处热点大致可以归纳为下图中的三种形式。

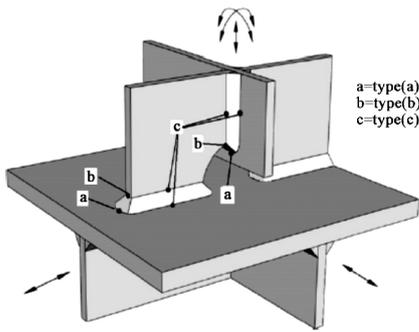


图 7 焊趾处三种热点类型

对本文研究易疲劳开裂部位 U 肋与横隔板的焊缝焊处(图 3 -b 所示计算点 a 处),该处 U 肋腹板的 SX 应力对应图 7 中的 c 类型,该处 U 肋腹板的 SY 应力对应图 7 中的 a 类型,该处隔板的应力对应图 7 中的 b 类型。其中,b 类型热点,按固点应力法计算,无需外推,应力参数选取主应力,应力读取位置为距 a 点 5 mm 位置;a 和 c 类型热点应力参数选取正应力,应力读取需采用外推的方式,如图 8 所示。本文热点选取各船级社推荐的 $0.5t$ 和 $1.5t$ 两个点线性插值: $\sigma = 1.5\sigma_{0.5} - \sigma_{1.5}$ 。

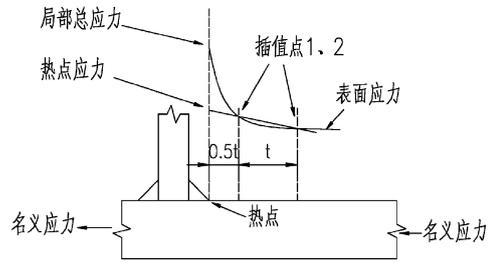


图 8 热点应力表面外推法

为提高模型提取应力的精确性,模型顶板和 U 肋在轮压面经过的位置均进行了单元加密,单元边长取 10 mm,在最终选取作为疲劳验算的 U 肋和隔板附近单元进行进一步加密,单元边长取为 4 mm,其余位置单元边长取为 40 mm。模型中不模拟焊缝,为避免计算值偏低,偏保守在板件中面交叉的位置插值。

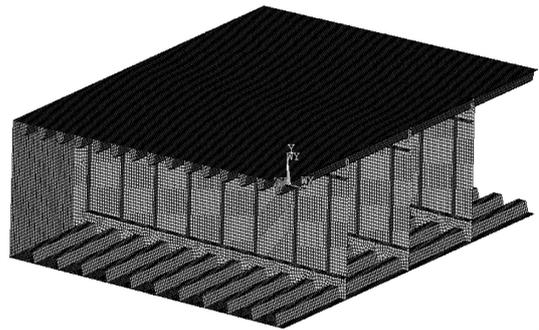


图 9 钢箱梁节段模型

3 有限元计算结果及分析

3.1 名义应力结果及分析

结果表格中 SX 和 SY 为单元坐标系下的应力,其中 a 点的 SX 为顺 U 肋轴线方向应力,SY 为顺 U 肋腹板斜面竖向应力;b 点应力开口环向为 SY 应力,垂直于 SY 方向为 SX 应力方向。应力方向示意如图 10 所示。

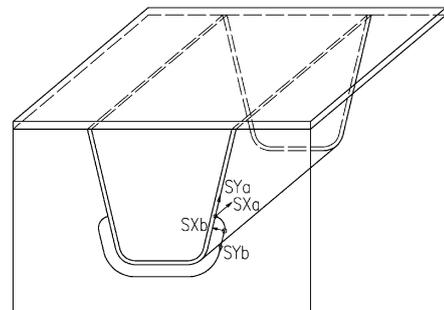


图 10 疲劳细节位置及应力方向示意

3.1.1 疲劳细节 a 点

将三个方案疲劳细节 a 点的计算结果进行汇总讨论分析,其中,加板厚 - 是在钢箱梁的基础上将原 16 mm 厚的顶板加厚至 20 mm,原 12 mm 的

中隔板加厚至 20 mm;STC - 是在钢箱梁的基础上顶板顶面加 6 cm 厚的 STC 面板。后续结果表均用“钢箱梁”、“加板厚”和“STC”来描述三个方案的应力大小及关系。

表 3 轮载作用于两个隔板跨中位置时各方案的 a 点应力汇总表 (单位:MPa)

活载加载工况	位置	SX - Top			SX - Bottom			SY - Top			SY - Bottom		
		钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC
最大应力幅	I a	-43.8	-43.7	-15.4	41.4	33.7	19.5	-14.8	-14.2	-5.0	74.9	70.9	33.5
	II a	-56.5	-58.0	-18.4	59.4	50.7	25.0	-26.4	-26.7	-8.5	94.7	91.1	38.6
	III a	-61.7	-64.9	-19.1	69.3	61.1	27.3	-34.6	-35.8	-11.4	102.4	100.1	38.4
应力幅降幅	I a	100.0%	99.8%	35.2%	100.0%	81.4%	47.2%	100.0%	96.2%	33.9%	100.0%	94.7%	44.8%
	II a	100.0%	102.7%	32.6%	100.0%	85.3%	42.1%	100.0%	101.1%	32.2%	100.0%	96.3%	40.8%
	III a	100.0%	105.1%	30.9%	100.0%	88.1%	39.4%	100.0%	103.6%	32.9%	100.0%	97.7%	37.5%

由表 3 可见,SX 应力顶底应力值相当,方向相反,说明 X 方向承受较大弯矩。SY 应力以拉应力为主,说明 Y 方向主要是沿 U 肋腹板方向的焊缝传力。结果表明,增加顶板和隔板的板厚对应应力幅没有多大改善,而采用 STC 面板后,应力幅下降明显,最大降幅为 70%。因为 STC 面板对钢箱梁

顶板起到了加劲作用,增加了桥面局部刚度,而顶板的变形受到限制减少了 a 点处 U 肋的畸变,使得 a 点处 U 肋相对于隔板未发生双向的明显变形,从而改善了该处的应力状况;另外,STC 面板也将车轮荷载面沿厚度方向进行扩散,随着力的扩散,传至 a 点的力也相应减少。

表 4 轮载骑中隔板对称布置时各方案的 a 点应力汇总表 (单位:MPa)

活载加载工况	位置	SX - Top			SX - Bottom			SY - Top			SY - Bottom		
		钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC
最大应力幅	I a	-25.2	-23.2	-14.6	36.9	31.7	22.4	-7.9	-6.4	-3.4	70.1	62.8	42.8
	II a	-29.8	-27.5	-16.0	45.7	39.4	24.3	-13.5	-11.4	-5.0	79.0	70.9	44.9
	III a	-29.3	-27.3	-15.1	46.3	40.5	23.0	-16.4	-14.3	-6.3	75.0	67.8	40.3
应力幅降幅	I a	100.0%	92.1%	58.1%	100.0%	85.7%	60.7%	100.0%	81.3%	42.9%	100.0%	89.5%	61.0%
	II a	100.0%	92.1%	53.7%	100.0%	86.3%	53.3%	100.0%	84.4%	37.3%	100.0%	89.7%	56.8%
	III a	100.0%	93.0%	51.5%	100.0%	87.5%	49.7%	100.0%	87.5%	38.2%	100.0%	90.4%	53.8%

由表 4 可见,SX 应力顶底应力值相差不大,方向相反,说明 X 方向承受较大弯矩,是由于隔板对 U 肋腹板的挤压所至。SY 应力以拉应力为主,说明 Y 方向主要是沿 U 肋腹板方向的焊缝传力。结果表明,增加顶板和隔板的板厚对应应力幅没有多大改善,应力降幅为 7% ~ 19%;而采用 STC 面板后,应力幅下降明显,降幅在 40% 以上。分析原因同上。

3.1.2 疲劳细节 b 点

对于 b 点而言,由表 5 可见,SY 应力均为压应力,X 方向的应力较小,在此不作讨论。结果表明,增加板厚和 STC 面板应力幅均较钢箱梁有所减少,增加板厚降幅较大一些,因为板厚直接影响竖向力的承压面积(N/A),而且对于面外弯矩来说增加板厚可以增大板的抗弯惯矩(M/W)。SY 应力方向顺切口方向,与竖直方向较接近,可以认为

b 点的压应力是由 a 点的竖向力在 b 点形成的弯矩引起的,故 a 点处拉应力的减少在 b 点也会引起压应力的减小。STC 面板对钢箱梁顶板起到了加劲作用,而顶板的变形受到限制减少了 a 点处 U 肋的畸变,改善了 a 点的应力状况,从而 b 点处的应力也随之改善。

表 5 轮载作用于两个隔板跨中位置时各方案的 b 点应力汇总表 (单位:MPa)

活载加载工况	位 置	SX - Top			SX - Bottom			SY - Top			SY - Bottom		
		钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC
最大应力幅	I b	-1.9	-1.3	-1.4	-1.3	-0.7	-1.1	-56.5	-38.4	-42.2	-42.9	-22.8	-37.0
	II b	-2.0	-1.4	-1.5	-1.5	-0.8	-1.2	-61.3	-41.5	-44.3	-47.6	-25.6	-38.9
	III b	-2.0	-1.3	-1.4	-1.5	-0.8	-1.0	-60.6	-41.0	-40.9	-48.1	-26.4	-35.7
应力幅降幅	I b	100.0%	67.6%	75.3%	100.0%	52.9%	84.2%	100.0%	68.0%	74.6%	100.0%	53.0%	86.1%
	II b	100.0%	67.5%	73.5%	100.0%	53.7%	79.0%	100.0%	67.7%	72.3%	100.0%	53.8%	81.6%
	III b	100.0%	67.3%	68.9%	100.0%	55.0%	70.8%	100.0%	67.6%	67.4%	100.0%	54.9%	74.2%

表 6 轮载骑中隔板对称布置时各方案的 b 点应力汇总表 (单位:MPa)

活载加载工况	位 置	SX - Top			SX - Bottom			SY - Top			SY - Bottom		
		钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC	钢箱梁	加板厚	STC
最大应力幅	I b	-2.4	-2.0	-1.6	-2.4	-2.1	-1.7	-76.1	-63.8	-52.2	-75.5	-63.8	-51.8
	II b	-2.6	-2.2	-1.7	-2.5	-2.2	-1.7	-80.1	-67.2	-54.8	-79.3	-67.0	-54.2
	III b	-2.4	-2.0	-1.6	-2.3	-2.0	-1.5	-73.7	-61.7	-49.7	-72.5	-61.3	-48.9
应力幅降幅	I b	100.0%	84.1%	67.6%	100.0%	85.2%	68.2%	100.0%	83.9%	68.6%	100.0%	84.6%	68.6%
	II b	100.0%	84.0%	67.5%	100.0%	85.3%	68.0%	100.0%	83.8%	68.4%	100.0%	84.5%	68.4%
	III b	100.0%	83.9%	66.6%	100.0%	85.3%	66.9%	100.0%	83.7%	67.5%	100.0%	84.6%	67.5%

对于 b 点而言,由表 6 可见,X 方向的应力较小,在此不作讨论,SY 应力均为压应力,且顶底面应力值基本相等。结果表明,增加板厚应力幅降幅 15% 左右,因为板厚直接影响竖向力的承压面积,而该工况隔板基本没有面外弯距。板厚虽可减小 b 点的应力,但是影响有限,而 STC 面板应力幅降幅则在 30% 以上,主要还是因为 STC 面板对钢箱梁顶板起到了加劲作用,而顶板的变形受到限制减少了 a 点处 U 肋的畸变,改善了 a 点的应力状况,从而 b 点处的应力也随之改善。

本文研究的隔板弧形切口 b 点是处于压应力状态,但实际工程案例也可能会出现裂纹,因为横梁切口常采用火焰切割,制造过程中不可避免地会引入残余应力^[5-7],同时考虑残余拉应力和活荷

载耦合作用受力状态下,弧形切口可能会产生疲劳开裂的现象,纵肋的扭转变形受到横隔板的约束作用,使得纵肋和横隔板连接处产生了一定的次应力。当然裂纹破坏也有可能是由剪切应力产生的疲劳破坏^[8],实际工程的开裂原因还有待更进一步研究。

3.2 热点应力结果及分析

3.2.1 损伤等效系数计算

γ_1 为损伤效应系数,根据验算构件影响线(面)的临界长度 L ,按新钢桥规附录 D,图 D.0.1-1 取值。本项目 $L > 80$ m,按 80 m 计算,得到:

$$\text{跨中部分 } \gamma_1 = 2.55 - 0.01 \times (L - 10) = 1.75$$

$$\text{支座部分 } \gamma_1 = 1.7 + 0.01 \times (L - 30) = 2.2$$

根据《工程可行性研究报告》交通量分析及预

测,可得本项目未来交通量,2040 年总交通量为 78 245 pcu/日,考虑 0.52 的方向系数,则单幅的交通量为 40 688 pcu/日。根据新钢桥规附录 D,第 D.0.2 条可以算得交通流量系数为:

$$\gamma_2 = Q_0/480 \times (N_{ly}/0.5/10^6)^{0.2}$$

式中:

Q_0 为疲劳荷载模型车总重,对于模型 III 为 480 kN;

N_{ly} 为慢车道或主车道的重车(总质量大于 10 t)年交通量(预测年),当无可靠数据时可参考下式计算:

$$N_{ly} = 0.95 pN_y/j$$

N_y 为计算车道所在行车方向上的年总交通量,本项目 $N_y = 40\ 688 \times 365 = 14\ 851\ 120$;

p 为重车在总交通量中所占的比率,当无可靠数据时可参考新钢桥规附录 D,表 D.0.2 取值,本项目偏保守取 $p = 80\%$ 。

j 为在该行车方向上慢车道与主车道数量和,本项目为 4。

因此可以得到:

$$N_{ly} = 0.95 \times 0.8 \times 14\ 851\ 120/4 = 2\ 144\ 502$$

$$\gamma_2 = 480/480 \times (2\ 144\ 502/0.5/10^6)^{0.2} = 1.34$$

γ_3 为设计寿命影响系数,按下式计算:

$$\gamma_3 = (t_{LD}/100)^{0.2} = (100/100)^{0.2} = 1$$

γ_4 为多车道效应系数,采用疲劳模型 III 时为 1.0。

γ 为损伤等效系数, $\gamma = \gamma_1 \times \gamma_2 \times \gamma_3 \times \gamma_4 \leq \gamma_{max}$,其中 $\gamma_1 \sim \gamma_4$ 在已求解, γ_{max} 按照新钢桥规附录 D,图 D.0.5 取值,跨中部分为 $\gamma_{max} = 2.0$,支承部分为 $\gamma_{max} = 2.7$,所以,得到:

$$\text{跨中部分 } \gamma = 1.75 \times 1.34 \times 1 \times 1 = 2.345 > \gamma_{max} = 2.0, \text{因此, } \gamma = 2.0$$

$$\text{支承部分 } \gamma = 2.2 \times 1.34 \times 1 \times 1 = 2.948 > \gamma_{max} = 2.7, \text{因此, } \gamma = 2.7$$

3.2.2 疲劳细节 a 点

由热点应力法推出的表 7 表明,对比原钢箱梁模型的结果,采用增加板厚的方式 a 点处的疲劳应力幅较之略有增大,分析是由于横隔板加厚增加了其刚度,导致 a 点处的应力略有增加;STC 面板能较大降低 a 点处的疲劳应力幅。在 SY 方向,三种模型均不满足规范要求,但是采用 STC 面板后应力幅大幅下降。

表 7 a 点 U 肋 SY 方向热点应力计算结果对比表(正应力)

模型	疲劳细节	计算应力幅/MPa	$\Delta\varphi$	γ	$\Delta\sigma_{E2}$	$k_s\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}/\text{MPa}$
原钢箱梁	a 点 U 肋 SY 方向;类型 a	80.2	0	2.7	216.6	51.9
加板厚	a 点 U 肋 SY 方向;类型 a	82.4	0	2.7	222.4	51.9
STC	a 点 U 肋 SY 方向;类型 a	44.0	0	2.7	118.7	51.9

表 8 a 点 U 肋 SX 方向热点应力计算结果对比表(正应力)

模型	疲劳细节	计算应力幅/MPa	$\Delta\varphi$	γ	$\Delta\sigma_{E2}$	$k_s\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}/\text{MPa}$
原钢箱梁	a 点 U 肋 SX 方向;类型 c	27.6	0	2.7	74.4	51.9
加板厚	a 点 U 肋 SX 方向;类型 c	36.5	0	2.7	98.5	51.9
STC	a 点 U 肋 SX 方向;类型 c	11.5	0	2.7	31.0	51.9

表 8 结果表明,三种模型下 a 点处的疲劳应力幅在 SX 方向考虑了损伤系数后钢箱梁和加板厚的钢箱梁模型应力幅超过了规范要求的容许值,但 STC 面板模型满足规范要求。对比原钢箱梁,

增加顶板和隔板板厚增大了 SX 方向隔板的刚度,U 肋 SX 方向与隔板之间的拉应力有所增大。STC 面板增大了桥面板的刚度,减小的 U 肋腹板 SX 方向的变形,从而降低了该处的应力。

表9 a点隔板横桥向热点应力计算结果对比表(主应力)

模型	疲劳细节	计算应力幅/MPa	$\Delta\varphi$	γ	$\Delta\sigma_{E2}$	$k_s\Delta\sigma_c/\gamma_{M2}/\text{MPa}$
原钢箱梁	a点隔板:类型b	56.6	0	2.7	152.8	51.9
加板厚	a点隔板:类型b	31.7	0	2.7	85.7	51.9
STC	a点隔板:类型b	21.8	0	2.7	58.9	51.9

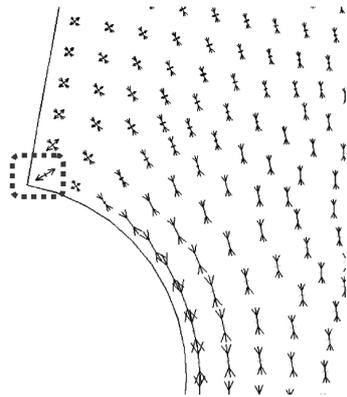
PRIN1
PRIN2
PRIN3

图11 横隔板主应力方向

表9及图11表明,主拉应力方向基本呈斜45度方向,三种模型中a点处隔板的疲劳应力幅考虑了损伤系数后均超过了规范要求的容许值。对比原钢箱梁,隔板板厚增加有效的降低了a点隔板的主拉应力,而采用STC桥面板后,a点隔板主拉应力降幅最显著。

4 结论

通过对比三个模型关注点处的名义应力和热点应力结果,得到以下结论:

(1) 对于关注点a点,该处由于承受双向面外弯矩,应力复杂,钢箱梁模型该处应力幅较大,增加顶板和隔板板厚对减小应力幅没有帮助,疲劳风险仍然存在,而在钢箱梁顶板上增加6 cm STC面板能有效降低a点的应力幅,疲劳风险大大降低,但仍有疲劳开裂风险。建议在组合梁经济跨径范围内,可优先考虑采用普通混凝土桥面板、UHPC桥面板取代正交异性桥面板。

(2) 对于关注点b点,三个模型计算结果显示

在该处主要为沿切口切线方向的压应力,增加隔板厚和钢箱梁顶板上增加6 cm STC面板均能降低该处的应力幅。

(3) 对比三个模型发现,增加钢箱梁顶板的刚度可以限制U肋的畸变,从而改善a点处的应力状况,而b点处的应力与a点的应力状况呈相关性,a点的应力改善b点处的应力也会随之改善。

参考文献:

- [1] 张清华,卜一之,李乔. 正交异性钢桥面板疲劳问题的研究进展[J]. 中国公路学报,2017,30(3):14-30.
- [2] 王秀伟,唐亮. 钢桥面板顶板-纵肋连接接头的疲劳性能[J]. 公路交通科技,2013,30(6):65-74.
- [3] 何东升,肖海珠,张晓勇. 公路正交异性钢桥面板细节疲劳研究[J]. 公路交通科技,2016,33(1):76-81.
- [4] 丁楠,邵旭东. 轻型组合桥面板的疲劳性能研究[J]. 土木工程学报,2015,48(1):74-81.
- [5] 唐亮,黄李骥,刘高. 正交异性钢桥面板横梁弧形切口周边应力分析[J]. 公路交通科技,2011,28(6):83-90.
- [6] 李传习,李游,陈卓异,等. 钢箱梁横隔板疲劳开裂原因及补强细节研究[J]. 中国公路学报,2017,30(3):121-131.
- [7] 祝志文,黄炎,向泽,等. 货运繁重公路正交异性板钢桥弧形切口的疲劳性能[J]. 中国公路学报,2017,30(3):104-112.
- [8] 吕彭民,宋年波,李大涛. 正交异性桥面板横隔板圆弧过渡处剪切疲劳强度实验研究[J]. 郑州大学学报(工学版),2015,36(2):62-66.
- [9] 邵旭东,胡建华. 钢-超高性能混凝土轻型组合桥梁结构[M]. 北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.
- [10] 广东省交通规划设计研究院股份有限公司,佛山市富龙西江特大桥工程初步设计,2017.

高烈度区软土地地大跨连续梁抗震性能研究

张 旸

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 以某一8度区软土地地大跨连续梁为背景, 对其抗震性能进行研究, 结合结构重要性等相关因素采用减隔震设计方案。通过计算对比发现, 采用双曲面摩擦摆支座对结构的抗震响应改善明显, 但主梁位移较大。在此基础上, 进一步对原结构主墩设置粘滞阻尼器, 并对阻尼器的阻尼指数进行了参数敏感性分析。通过对比发现, 阻尼指数越小, 对位移的改善效果明显, 而主墩的内力增幅较小, 能够较好的满足结构抗震性能目标。

关键词: 高烈度区软土地地; 大跨连续梁; 减隔震设计; 粘滞阻尼器

1 引言

自汶川地震以来, 桥梁结构的抗震安全性能备受关注。随着我国经济发展, 综合国力不断提升, 高速公路网不断完善并扩展, 在高烈度软土区域将会设计并建设越来越多的桥梁结构。研究高烈度区软土地地的大跨桥梁结构的抗震性能并指导工程设计, 平衡经济性与结构安全性这两大要素, 是摆在科研和设计人员面前的一个重要课题。

本文以某座大跨连续梁的抗震设计为背景, 阐述了处于高烈度区软土地地的大跨桥梁结构的

抗震设计过程及优化。

2 工程背景

本桥为汕头市某跨河大桥(见图1), 跨径组合为 $86 + 148 + 86 = 320$ m, 桥宽 13.75 m。主梁采用按二次曲线变化的变高单箱单室梁, 跨中梁高 1.8 m, 支点梁高 3.8 m。主墩采用 4 m 厚的空心板墩, 壁厚 1 m; 过渡墩采用 2.5 m 厚的空心板墩, 壁厚 0.5 m。桩基础均采用群桩基础。桥址位于 8 度抗震设防区, 且软基深度达 20 m 以上, 属于 IV 类场地。

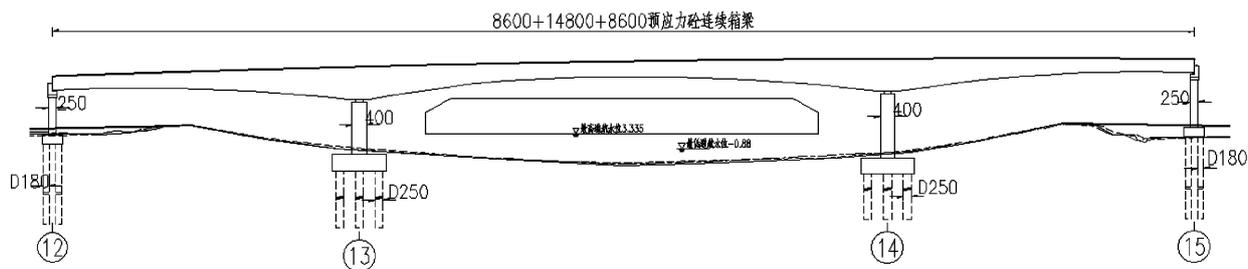


图1 主桥立面图

3 抗震设计

3.1 抗震设计技术路线

结合本桥的重要性和结构特点, 在桥梁抗震设计过程中依据图2所示的研究和设计流程进行, 并制定抗震设防策略。即, 在桥梁的静力设计以及明确的抗震设防水准和目标的基础上, 建

立空间有限元分析模型, 进行结构动力特性分析和地震响应分析, 由分析结果判断结构的易损部位并检验构件能力, 通过抗震设计对策研究, 达到抗震性能目标的要求。具体抗震设计过程如图2所示。

目前常用的抗震设计思路为延性设计和减隔震设计, 结合本桥的抗震设防目标和结构重要性,

最终采用减隔震方案。

3.2 减隔震设计方案

本桥主墩和过渡墩支座采用双曲面摩擦摆支座和拉索支座两种隔震方案,通过增加结构周期

以减小结构地震响应。利用 Midas 建立三维有限元分析模型(见图 3),同时考虑了主桥梁端引桥对主桥的动力特性的影响。

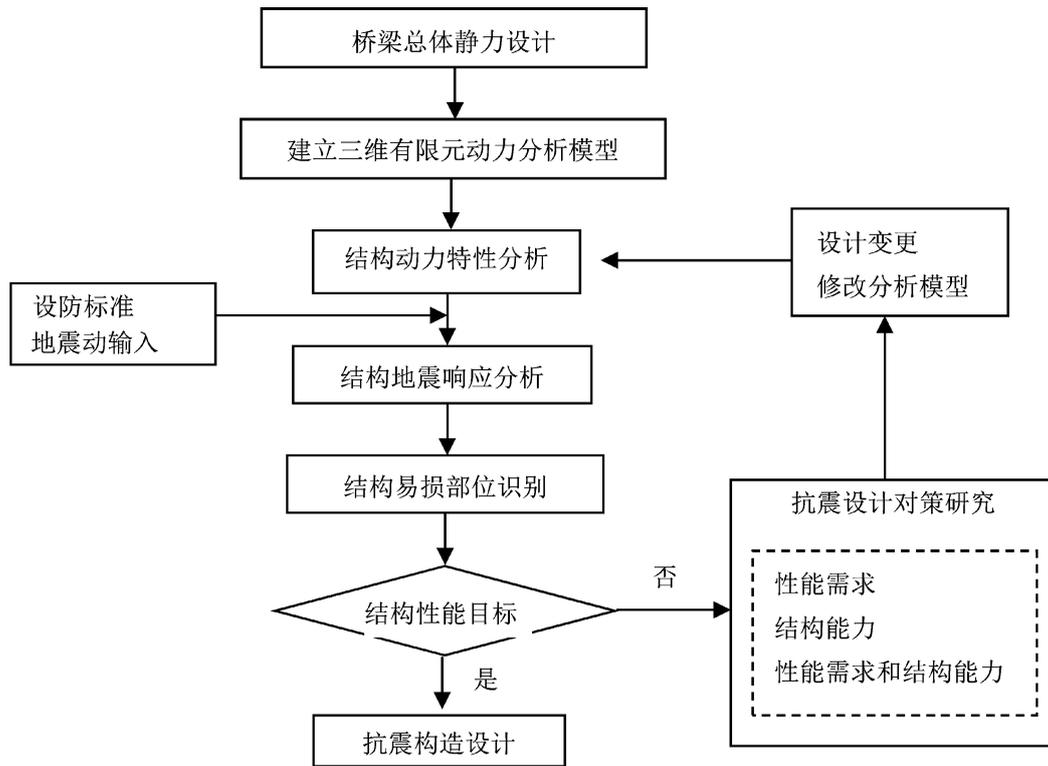


图 2 抗震设计流程图

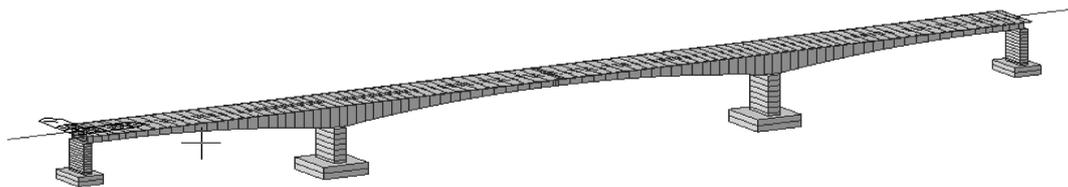


图 3 三维有限元模型

3.3 结果对比

表 1 和表 2 分别列举了两个减隔震方案在 E2

地震作用下的桥墩墩底截面内力以及最不利单桩截面的内力。

表 1 E2 地震作用下桥墩墩底内力

墩号	拉索支座方案				双曲面支座方案			
	纵桥向墩底响应		横桥向墩底响应		纵桥向墩底响应		横桥向墩底响应	
	轴力	弯矩	轴力	弯矩	轴力	弯矩	轴力	弯矩
P13	12 538.3	37 714.4	11 637.3	184 960.2	12 529.9	37 216.9	12 240.8	57 069.2
P14	35 250	605 967.6	33 691.9	795 202.4	33 831.1	139 601.7	32 347.5	349 210.6
P15	34 240.2	606 330.5	33 915.7	795 265.1	31 919.3	169 963.2	32 704.1	35 8111.4
P16	13 382.1	46 379.7	12 082	194 487	12 436.8	47 111	12 725.5	61 131.4

表2 E2地震作用下最不利单桩截面内力

桩位	拉索支座方案				双曲面支座方案			
	纵桥向墩底响应		横桥向墩底响应		纵桥向墩底响应		横桥向墩底响应	
	轴力	弯矩	轴力	弯矩	轴力	弯矩	轴力	弯矩
P13	8 338	4 825	16 260	9 224	8 561	4 792	7 750	5 868
P14	34 720	21 590	33 800	16 950	13 870	10 600	17 540	12 000
P15	34 810	23 000	34 260	14 930	15 150	11 370	18 150	10 090
P16	8 510	3 712	15 780	5 485	8 593	3 773	8 570	6 038

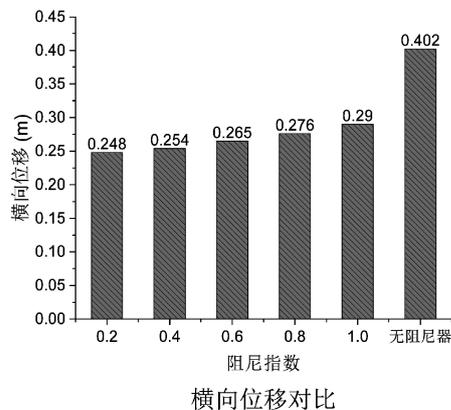
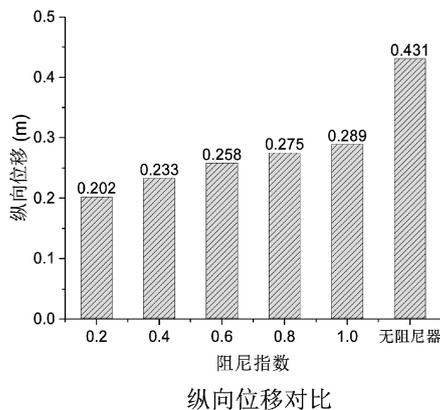
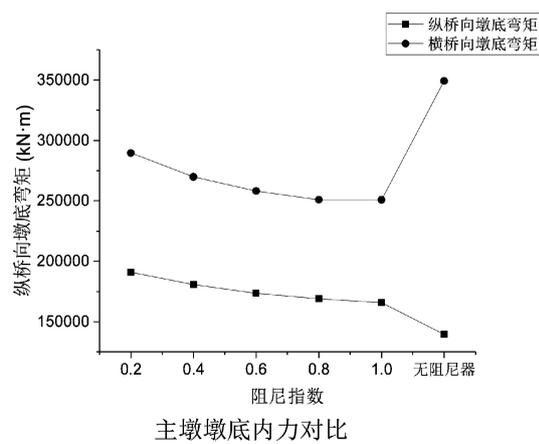
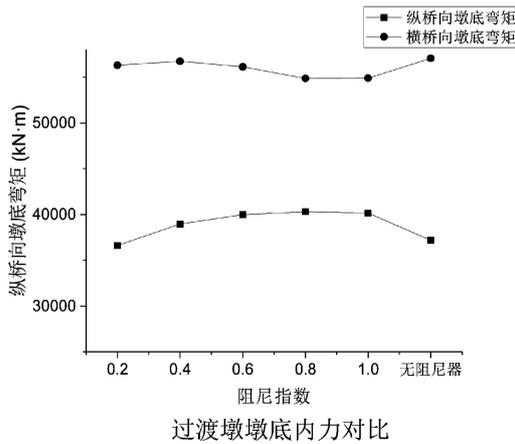
从上表可以看到,采用双曲面摩擦摆支座对易损构件的内力有很好的改善。与拉索支座相比,过渡墩的墩底内力减少了约65%;主墩内力减少了55%。究其原因主要是双曲面摩擦摆支座的滞回曲线饱满,具有较好的耗能能力;而拉索支座的优点是造价便宜,且具有可靠的防落梁措施,但滞回耗能能力差。

通过以上计算对比,可以看到采用双曲面摩擦摆减隔震支座可以有效的减小桥墩和桩基础的地震内力,但是相应的主梁在地震作用下的位移响应也会比较大。因而,本文在此基础上,对主墩设置粘滞阻尼器。一方面可以增加结构阻尼,通

过阻尼器耗能来改善墩桩内力;另外一方面,也能够通过粘滞阻尼器来减小主梁在地震作用下的位移。粘滞阻尼器的本构关系与阻尼器的阻尼系数和阻尼指数有关,本文将对粘滞阻尼器的阻尼指数进行参数敏感性分析。

4 参数分析

本文中选取阻尼系数为7 000 kN,对阻尼指数分别为0.2、0.4、0.6、0.8、1.0五个模型进行计算,对比过渡墩及主墩的墩底内力和支座位移。计算结果如下所示。



从上图的结果对比可知,在主墩设置粘滞阻尼器对过渡墩的内力影响较小;设置粘滞阻尼器以后,纵桥向地震作用下主墩的内力稍有增加,而横桥向的地震内力有所改善;随着阻尼指数的增加,主墩的内力递减而支座位移递增;对于深软基场地的的大跨桥梁,粘滞阻尼器能够有效的减小支座位移,限制梁体运动。

通常情况下在速度小于 1.0 m/s 时,速度指数越小则最大阻尼力越大,滞回环面积越大,耗能能力越强,对位移的改善情况也就越好。速度指数的变化对位移的影响幅度较大而对主墩内力的影响幅度较小。因而对于深软基场地的的大跨桥梁,在满足易损构件抗震需求的前提下,尽量选取速度指数较小的粘滞阻尼器,以减小地震位移。

5 结语

通过以上分析可以得到以下主要结论:

(1)对于软土地场的大跨桥梁,桥墩和桩基础是主要的易损构件。尤其对于桩基础,由于软土的侧向刚度小造成桩身的剪力衰减较慢,桩的

最大弯矩截面往往靠下且内力较大,控制设计。

(2)通过减隔震措施可以有效的减小易损构件的内力,其中双曲面摩擦摆支座的减震效果最好,但支座位移较大。

(3)粘滞阻尼器可以大幅度的降低支座位移,且易损构件的内力增加较小。对于大跨连续梁而言,速度指数越小则对位移的改善效果越好,易损构件的内力增幅对速度指数的敏感性较小。

参考文献:

- [1] 范立础. 桥梁抗震[M]. 同济大学出版社, 1997.
- [2] 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计[D]. 同济大学, 1998.
- [3] 翁大根, 卢著辉, 徐斌, 等. 粘滞阻尼器力学性能试验研究[J]. 世界地震工程, 2002, 18(4):30-34.
- [4] 汤昱川, 张玉良, 张铜生. 粘滞阻尼器减震结构的非线性动力分析[J]. 工程力学, 2004, 21(1):67-71.
- [5] 重庆交通科研设计院. 公路桥梁抗震设计细则[M]. 人民交通出版社, 2008.
- [6] 批准部门中华人民共和国住房和城乡建设部. 城市桥梁抗震设计规范[M]. 中国建筑工业出版社, 2011.

软基路堤换填轻质土厚度确定方法

刘吉福¹, 陈忠平², 汪建斌³

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507;

2. 广州大学土木工程学院, 广州 510006; 3. 广东盛瑞科技股份有限公司, 广州 511400)

摘要: 对工后沉降超过规范要求、稳定性不足的软基路堤, 换填轻质土是一种快捷、可靠、经济、副作用小的处理方案。现行规范缺少对换填厚度确定方法的规定, 或规定方法存在不合理之处。在分析换填轻质土厚度现有方法缺点的基础上, 对有齐全监测资料的路堤提出了固结度法确定轻质土换填厚度, 对缺少监测资料的路堤提出利用补充勘察资料确定换填厚度的计算沉降法, 对稳定性不足的路堤提出反算强度法确定换填厚度。最后, 通过算例演示了换填轻质土厚度确定过程。

关键词: 工后沉降; 换填; 泡沫轻质土; 排水固结; 复合地基

由于地基处理效果差、工期不足、设计计算方法存在不足等原因, 部分采用排水固结法、复合地基处理路堤在通车前或通车后预测的工后沉降不满足规范要求, 部分路堤出现开裂、水平位移或沉降不收敛等表征路堤稳定性不足的现象。对这样的路段, 可以采用旋喷桩、钢管注浆桩、模袋注浆桩、长螺旋钻机引孔施工预制管桩、换填轻质土等进行处理^[1-7]。工程实践表明, 换填轻质土具有施工速度快、质量可靠、无挤土效应等优点。当产生工后沉降的土层较深时, 换填轻质土还具有明显的经济优势。

对于软基深厚的新建低路堤, 换填轻质土往往也是经济合理的方案。

换填轻质土的关键技术是换填厚度的确定, 目前关于这方面的研究较少。

1 换填厚度现有确定方法评价

路基行业标准及关于轻质土路堤的地方规范对换填厚度未给出计算方法^[8-11]。文献[5]对新建、运营公路桥头路堤换填厚度规定分别按式(1)和式(2)计算

$$h_l = \frac{\gamma_f(KH_e - U_t H_f)}{\gamma_f - \gamma_l} \quad (1)$$

$$h_l = \frac{\gamma_f(KH_{e2} - H_{e1})}{K(\gamma_f - \gamma_l)} \quad (2)$$

式中: h_l 为换填轻质土厚度; γ_f 为填土重度; K

为安全系数; H_e 为将路面换算为填土的常规路基等效高度; U_t 为地基平均固结度; H_f 为预压阶段路基高度; γ_l 为轻质土重度; H_{e1} 为改造前 H_e ; H_{e2} 为改造后 H_e 。

对新建公路, 软土厚度小于 15 m 时, 取 1.2, 否则取 1.5; 对运营公路, 取 1.75。

当 $\gamma_f = 20 \text{ kN/m}^3$, $K = 1.5$, $H_e = 7 \text{ m}$, $U_t = 1$, $H_f = 7 \text{ m}$, $\gamma_l = 6 \text{ kN/m}^3$ 时, 按式(1)得 $h_l = 5 \text{ m}$ 。即预压高度与路基设计高度相等且完全固结时, 仍需换填 5 m, 明显不合理, 其主要原因是 H_e 乘了安全系数 K , 而不是对轻质土厚度乘以安全系数 K 。另外, 式(1)未考虑沉降土方的影响也是不合理的。

式(2)假设改造前的路基荷载已经固结完毕, 对很多工程是不合理的, 因为不少工程由于各种原因改造前尚未固结完毕。该方法实质上是对改造后路基所有荷载均乘以安全系数, 也是不合适的。

式(1)和式(2)实质均是永久荷载等于目前已经固结的荷载, 并考虑一定的安全储备, 因此两者可以合并。

文献[6]建议按式(3)计算换填厚度。

$$h_l = K \frac{T_f \gamma_f U_t - T_p \gamma_p - T_d \gamma_d}{\gamma_l} \quad (3)$$

式中: T_f 为预压阶段填土厚度(包括已完成沉

降土方); T_p 为路面厚度; γ_p 为路面重度; T_d 为剩余填土厚度。

式(3)与式(1)和式(2)类似,区别是考虑了沉降土方,且仅对轻质土厚度乘以安全系数 K ,较合理。但其中 T_d 与 h_l 相关联,不利于计算 h_l 。

文献[7]在条文说明中对新建路基换填轻质土厚度建议采用式(4)计算,对运营公路路基换填轻质土厚度建议按式(2)计算

$$h_l = \frac{K\gamma_f(T_e - U_l T_f)}{\gamma_f - \gamma_l} \quad (4)$$

式中: T_e 为包括已完成的沉降土方、路面的普通填土路基等效厚度; T_f 为包括已完成的沉降土方的预压阶段填土厚度。

式(4)由式(3)推导得到,克服了式(3)的缺点,更加合理。

式(1)~式(4)均按不产生工后沉降或剩余沉降的思路确定换填轻质土厚度,对容许一定工后沉降或剩余沉降的情况不适用。四个公式均未考虑地下水的影响。另外,由于四个公式均用到固结度,需要齐全的监测资料或者详细的地质资料、加载和预压过程资料,而实际工程往往不满足这些条件。

陈永辉等^[12]根据监测资料反算固结、压缩等参数,编制反映超载-卸载-再加载过程的地基沉降计算程序,计算不同的轻质土置换量与工后沉降之间的关系,再根据允许工后沉降即可确定轻质土置换设计厚度。该方法考虑因素齐全,但是计算复杂,难以在工程中推广应用。

2 换填厚度确定方法建议

2.1 固结度法

由应变固结度定义可得式(5)。

$$U_p = 1 - \frac{S_m}{S_e} \quad (5)$$

式中: U_p 为目标固结度; S_m 为容许工后沉降; S_e 为恒载对应的最终沉降。

研究表明,软基路堤沉降与荷载基本成正比^[13],因此得式(6)。

$$S_e = \frac{S_f[h_l\gamma_l + (T_e - h_l)\gamma_f]}{T_f\gamma_f} \quad (6)$$

式中: S_f 为对应 T_f 的最终沉降。

由应力固结度定义得式(7)。

$$U_p = \frac{T_f\gamma_f U_l}{h_l\gamma_l + (T_e - h_l)\gamma_f} \quad (7)$$

由式(5)~式(7),并考虑安全系数可得式(8)。

$$h_l = \frac{K\gamma_f[T_e S_f - T_f(S_f U_l + S_m)]}{S_f(\gamma_f - \gamma_l)} \quad (8)$$

安全系数 K 宜取1.2。

当容许工后沉降为0时,式(8)变为式(4),因此式(4)仅是式(8)的特例。

应用式(8)时应将路面重度换算为地下水位以上填土重度,地下水位以下填土浮重度换算为地下水位以上填土重度。

有详细的监测资料时,可根据监测资料推算 U_l 和 S_f 。当软土厚度超过15 m或存在软土下卧层时,利用表面沉降监测资料推算的 U_l 通常偏大、 S_f 通常偏小^[14],此时宜根据分层监测资料推算 U_l 和 S_f 。

当监测资料不完全,但可确定沉降速率和沉降速率系数 β 时,可通过钻探查明已发生沉降 S_l ,并利用式(9)估算剩余沉降^[15,16]。

$$S_r = \frac{V_s}{\beta} \quad (9)$$

式中: S_r 为剩余沉降; V_s 为沉降速率; β 为沉降速率系数。

进而得式(10)。

$$U_l = 1 - \frac{S_r}{S_l + S_r} \quad (10)$$

无监测资料,但严格按照设计施工,且地质资料、加载和预压过程资料齐全时,可计算确定 U_l 和 S_f ,并代入式(8)计算换填厚度。

2.2 计算沉降法

当无监测资料或监测资料不完全时,无法采用固结度法计算换填轻质土厚度。此时可采用计算沉降法确定换填轻质土厚度,其步骤为:

(1)对软土层重新钻探取土,分层实测软土层

的初始孔隙比和软土厚度等;

(2) 确定土体应力

对于排水固结法处理路段, σ_i 可偏保守地采用式(11)近似计算。

$$\sigma_i = \sum_{j=1}^i \gamma_s \Delta z_j + T_d \gamma_f + T_l \gamma_l + T_p \gamma_p \quad (11)$$

式中: γ_s 为地基土重度; T_d 为换填轻质土后剩余填土厚度; γ_f 为填土重度; T_l 为换填轻质土厚度; γ_l 为轻质土重度; T_p 为路面厚度; γ_p 为路面重度。

γ_s 、 γ_f 、 γ_l 位于永久地下水位以下的部分取浮重度。

对于复合地基路段, 可根据桩土作用计算桩间土附加应力。当 $P_p + Q_{uk} \leq 2A_u P$ 时按式(12)计算负摩擦力后计算中性面深度 z_e , 否则按式(13)计算负摩擦力后计算中性面深度 z_e 。

$$Q_s^n = \frac{Q_{uk} - P_p}{2} \quad (12)$$

$$Q_s^n = (A_u - b^2) p_{sc} \quad (13)$$

式中: P_p 为桩顶荷载; Q_{uk} 为单桩竖向极限承载力标准值; A_u 为单桩分担面积; p_{sc} 为桩帽间荷载集度; Q_s^n 为负摩擦力; b 为桩帽边长。

P_p 、 p_{sc} 可根据土拱效应计算得到^[17]。

桩身等沉面以上桩间土附加应力宜采用式(14)计算, 桩身等沉面以下桩间土附加应力宜采用式(15)、式(16)计算。

$$\sigma_{sj} = p_{sp} + \gamma_f h_d - \frac{\pi d}{A_u - A_p} \sum_{i=1}^j \Delta z_i \tau_{ui} \quad (14)$$

$$\sigma_{sj} = \sigma_{se} + \frac{\pi d}{(A_u - A_p) K} \sum_{i=1}^j \Delta z_i \tau_{ui} \quad (15)$$

$$K = \frac{Q_{uk} - Q_s^n}{P_p + Q_s^n} \quad (16)$$

式中: σ_{sj} 为第 j 层土处桩间土附加应力; p_{sp} 为桩间荷载集度; A_p 为桩身横截面面积; γ_f 为填土重度; h_d 为工作垫层厚度; σ_{se} 为桩身等沉面处桩间土附加应力; K 为单桩竖向承载力安全系数。

(3) 根据式(17)计算剩余沉降。

$$S_r = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} \Delta z_i \quad (17)$$

式中: S_r 为剩余沉降; n 为土层数; e_{0i} 为第 i 层土的初始孔隙比; e_{1i} 为第 i 层土总应力 σ_i 对应孔隙比; Δz_i 为第 i 层土的厚度。

(4) S_r 小于容许值 S_{ra} 时, T_l 为换填厚度。

采用剩余沉降法计算换填厚度应乘 1.2 安全系数。

该方法适用性强, 适用于由固结度不同的多层组成的地基, 不需要沉降监测资料。当监测资料齐全时, 也可采用该方法。其缺点是计算准确性取决于补充勘察的质量。

2.3 反算强度法

当路堤出现裂缝、水平位移或沉降不收敛时, 可根据勘察报告确定非加固区抗剪强度或抗剪强度指标, 利用稳定分析软件根据现有荷载反算加固区抗剪强度, 使路堤稳定安全系数为 1.0 ~ 1.02。然后, 利用反算得到加固区抗剪强度, 考虑路面荷载和汽车荷载, 试算得到路堤稳定安全系数满足规范要求的轻质土换填厚度。

当路堤同时存在工后沉降超标、稳定性不足时, 应分别根据工后沉降和稳定要求确定换填轻质土厚度, 并取两者的大值。

对新建路堤, 宜采用计算沉降法确定换填厚度。

3 工程算例

3.1 固结度法

某路基高 6.5 m, 其中路面厚 0.8 m。路堤填土重度 20 kN/m³, 路面结构重度 24 kN/m³。地基软土深度 20 m, 下卧 5 m 厚粉质黏土, 地下水位深度 0 m。容许工后沉降 0.3 m。采用排水固结法处理, 路面施工前填土顶面高度 6.3 m, 已完成沉降 2 m, 沉降速率 10 mm/月, 决定换填 6 kN/m³ 轻质土。

根据沉降监测资料, 利用双曲线法推算地基总沉降 $S_f = 2.7$ m, 平均固结度 $U_i = 74.1\%$ 。

$T_e = 0.8 \times 24 \div 20 + 6.5 - 0.8 + 2 \times 10 \div 20 = 7.66$ m, $T_f = 6.3 + 2 \times 10 \div 20 = 7.30$ m。根据式(8)计算的换填轻质土厚度 2.47 m。

3.2 排水固结路堤计算沉降法

某路基情况同 3.1。路堤填筑期未进行沉降监测,路面施工前监测的沉降速率 10 mm/月,不满足规范要求,决定换填 6 kN/m³ 轻质土。

由于监测资料较少,无法推算固结度,进行补充勘察。查明已完成沉降 2 m,软土厚度变成 18 m,上层 9 m 软土重度 16.6 kN/m³,下层 9 m 软土重度 16.8 kN/m³,统计得到软土压缩试验结果见表 1。

表 1 软土压缩试验统计结果

压应力/kPa	上层 9 m 软土 <i>e</i>	下层 9 m 软土 <i>e</i>
0	1.318	1.163
50	1.315	1.157
100	1.311	1.144
200	1.283	1.105
400	0.964	0.964

选择换填厚度 3 m 时,路堤荷载集度 $0.8 \times 24 + 3 \times 6 + (6.5 - 0.8 - 3) \times 20 + 2 \times 10 = 111.2$ kPa。上层 9 m 软土平均应力 $111.2 + 4.5 \times 6.6 = 140.9$ kPa,对应孔隙比 1.300,下层 9m 软土平均应力 $111.2 + 9 \times 6.6 + 4.5 \times 6.8 = 201.5$ kPa,对应孔隙比 1.103,由式(17)可得工后沉降 0.322 m,不满足要求。

换填厚度 3.5m 时,路堤荷载集度 $0.8 \times 24 + 3.5 \times 6 + (6.5 - 0.8 - 3.5) \times 20 + 2 \times 10 = 104.2$ kPa,上层 9m 软土平均应力, $104.2 + 4.5 \times 6.6 = 133.9$ kPa,对应孔隙比 1.303,下层 9m 软土平均应力 $102.8 + 9 \times 6.6 + 4.5 \times 6.8 = 194.5$ kPa,对应孔隙比 1.107,由式(9)得工后沉降 0.297 m,满足要求。

因此,需要换填 3.5m 厚泡沫轻质土,乘以 1.2 安全系数,得到换填厚度 4.2 m。

3.3 复合地基路堤计算沉降法

某路基情况同 3.1。管桩直径 0.3 m,间距 2.6 m,长度 22 m,单桩极限承载力为 600 kN。桩帽边长 1.3 m。检测表明,桩长、桩间距、单桩极限承载力均满足设计要求。路堤填筑期未进行沉降

监测,路面施工前沉降速率 10 mm/月,不满足规范要求,决定换填 6kN/m³ 轻质土。

由于监测资料较少,无法推算固结度,进行补充勘察。查明已完成沉降 0.5 m,软土厚度变成 19.5 m,上层 9.5 m 软土重度 16.6 kN/m³,不排水抗剪强度 18 kPa;下层 10m 软土重度 16.8 kN/m³,不排水抗剪强度 25 kPa。粉质黏土重度 17.8 kN/m³,不排水抗剪强度 50 kPa,端阻力 2 000 kPa。统计得到的软土压缩试验结果见表 2。

表 2 软土压缩试验统计结果

压应力 /kPa	上层 9.5 m 软土 <i>e</i>	下层 10 m 软土 <i>e</i>	粉质黏土 <i>e</i>
0	1.537	1.310	1.260
50	1.535	1.307	1.258
100	1.451	1.301	1.255
200	1.323	1.288	1.244
400	1.164	1.164	1.164

选择换填厚度 3m 时,路堤荷载集度 $0.8 \times 24 + 3 \times 6 + (6.5 - 0.8 - 3) \times 20 + 0.5 \times 10 = 106.2$ kPa。路堤土综合内摩擦角取 25°,根据土拱效应计算得到桩顶荷载 541.9 kPa、桩帽间荷载 34.7 kPa,桩间荷载 26.3 kPa。根据式(12)计算得到负摩擦力 29.1 kN,中性点位于桩顶以下 1.72 m。根据式(14)、式(16)计算的不同深度处附加应力、自重应力和总应力见表 3。其中 22 m 深度处附加应力两个数值分别是桩底面桩间、下卧层顶面处的附加应力。根据式(17)计算的沉降见表 4。由表 4 可知剩余沉降满足工后沉降要求。因此,需要换填 3 m 厚泡沫轻质土,乘 1.2 安全系数,得到换填厚度 3.6 m。

表 3 土体应力 (单位:kPa)

深度/m	附加应力	自重应力	总应力
0	26.3	0	26.3
1.72	21.9	11.4	33.3
9.5	41.6	62.7	104.3
20	76.8	130.7	207.5
22	90.9/106.2	146.3	237.2/252.5
25	106.2	169.7	275.9

表4 沉降计算

深度/m	平均总应力/kPa	孔隙比	沉降/mm
0-1.72	29.8	1.536	1
1.72-9.5	68.8	1.503	103
9.5-20	155.9	1.294	70
20-22	222.4	1.240	18
22-25	264.2	1.218	55
			247

3.4 欠稳定路堤反算强度法

某路基高8.5 m,软土重度 16.6 kN/m^3 ,不排水抗剪强度18 kPa,其他情况同3.3节。施工到路床顶面时出现较长纵向裂缝,经分析路堤稳定性不足,决定换填 6 kN/m^3 轻质土,轻质土内摩擦角 0° ,黏聚力 100 kPa ^[18,19]。

路堤出现裂缝时高度为7.7 m,反算加固区抗剪强度为37 kPa时,路堤稳定安全系数为1.007。

汽车荷载取20 kPa,换填4 m厚轻质土时,路堤稳定安全系数为1.308。因此,换填4 m厚轻质土。

4 结 语

(1) 现有换填轻质土厚度确定方法存在不合理之处。

(2) 工后沉降超标的软基路堤,监测资料齐全时可采用固结度法或计算沉降法;监测资料不完全时可采用计算沉降法。

(3) 稳定性不足的路堤,可采用反算强度法确定换填轻质土的厚度。

参考文献:

[1] 张菊清,黄奕辉. 高压旋喷注浆技术在高速公路软基处治中的应用[J]. 水运工程,2005(7):30-33.
 [2] 张联洲,安凯军,刘丽平. 静压灌浆和钢管桩结合注浆在路基沉陷加固中的应用[J]. 山东水利,2010(7):10-11.

[3] 崔晟东. 树根桩法在高速公路路基不均匀沉降处治中的应用[J]. 交通世界,2013(23):132-133.

[4] 陈忠平. 气泡混合轻质填土新技术[M]. 北京:人民交通出版社,2006.

[5] CECS 249:2008. 现浇泡沫轻质土技术规程[S]. 北京:中国计划出版社,2009.

[6] GDJTG/T E01-2011. 广东省公路软土地基设计与施工技术规定[S]. 北京:人民交通出版社,2012.

[7] CJJ/T 177-2012. 气泡混合轻质土填筑工程技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.

[8] JTG/T D31-02-2013. 公路软土地基路堤设计与施工细则[S]. 北京:人民交通出版社,2013.

[9] JTG D30-2015. 公路路基设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2015.

[10] DB33/T 996-2015. 公路工程泡沫混凝土应用技术规范[S]. 北京:人民交通出版社,2016.

[11] TJG F10 01-2011. 现浇泡沫轻质土路基设计施工技术规程. 北京:人民交通出版社,2012.

[12] 陈永辉,石刚传,曹德洪,等. 气泡混合轻质土置换路基控制工后沉降研究[J]. 岩土工程学报,2011,33(12):1854-1862.

[13] 张小平,刘吉福,李翔. 软基路堤高度与沉降的关系[J]. 路基工程,2008(2):121-122.

[14] 刘吉福. 叠加推算沉降误差分析[J]. 岩土工程学报,2009,31(11):1773-1778.

[15] 刘吉福,陈新华. 应用沉降速率法计算软土路堤剩余沉降[J]. 岩土工程学报,2003,25(2):233-235.

[16] 刘吉福,庞奇偲. 沉降速率系数确定方法[J]. 中山大学学报,2007,46(3):35-38.

[17] 陈云敏,贾宁,陈仁朋. 桩承式路堤土拱效应分析[J]. 中国公路学报,2004,17(4):1-6.

[18] 赵运会,刘华强,樊晓一,等. 三轴压缩条件下气泡轻质土应力-应变特性及破坏机制研究[J]. 路基工程,2016(4):74-77.

[19] 邓飞. 铁路路基工程现浇泡沫轻质土力学特性研究[J]. 铁道建筑技术,2018(1):5-8.

地质灾害对高速公路隧道长度 及埋深激增的响应研究

李红中^{1,2,3},张修杰^{1,2},马占武⁴

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507;

2. 广东省公路勘察设计技术咨询服务有限公司工程技术研究开发中心, 广州 510507;

3. 中山大学 地球环境与地球资源研究中心, 广州 510275; 4. 北方民族大学土木工程学院, 银川 750021)

摘要: 在交通基础工程的快速发展过程中,隧道工程的建设呈现出“长、深、大”的发展趋势。研究表明,隧道的长大深埋化会极大的加剧地质灾害的发生,尤其是增大了发生硬岩岩爆、高压突(涌)水、高地温和软岩大变形等特殊且更大影响地质灾害的风险。针对上述地质灾害的特点,本研究指出了各类地质灾害的应对策略和处理措施。最后,建议系统总结地质条件相似区域的隧道工程建设经验,形成针对性的长大深埋隧道成套建设技术和地方技术标准。

关键词: 高速公路;隧道;长大深埋化;地质灾害

1 引言

全球经济的发展历史表明,快速通畅的交通网络是经济发展的基本条件。在当今人口爆炸、土地退化、资源短缺和环境恶化的背景下,世界各国都将目光转向了地下空间开发及地下工程建设^[1],而隧道工程作为地下工程的重要组成部分因此成为了世界范围学术界和工程实践关注的焦点^[2]。现实中,隧道工程既可以有效的缩短线路里程,还具有“用途广泛、对环境破坏小、可以全天候运行、对备战非常有利”等优点^[3]。自20世纪80年代开始,我国隧道工程就开始进入了全面应用新原理、新方法、新工艺、新设备、新材料、新技术和新仪器的阶段^[2],大量的长隧道和隧道群工程得以快速建成。随着我国地下空间工程建设能力的不断提升,大量穿越山区、江河(海)和城市的隧道工程得以快速建成并呈现出愈发“长、深、大”化趋势。实际建设过程中,长大深埋隧道的隧洞开挖常常诱发多种类型的地质灾害,这是因为隧道工程的开挖建设破坏了原有水、岩、热、气等构成的复杂地质系统平衡,地质灾害就属于隧道影响范围对工程开挖扰动响应(或反馈)的重要方式^[4]。除了普通浅埋隧道常见的地质灾害类型

外^[5],长大深埋隧道还会面临诸如高地温、硬岩岩爆、软岩大变形和高压突(涌)水等特的地质灾害问题^[6],这些地质灾害在川藏公路二郎山隧道、宜万铁路堡镇隧道、兰新复线乌鞘岭隧道、西康铁路秦岭特长隧道Ⅱ线平导等隧道工程中均有发生^[7]。与此同时,隧道地质灾害所伴生的地质环境问题同样制约着长大深埋隧道的建设,如隧道突(涌)水存在疏干山塘、水库等储存的地表水体,这在影响区域性生产、生活和生态环境的同时甚至有引发社会问题的风险。因此,世界隧道建设的实践均一致证实了施工中地质灾害的防不胜防^[8]。鉴于此,本研究对长大深埋隧道及其面临的特有地质灾害及其防治方案进行了系统分析,以期引起同行对长大深埋隧道建设地方性成套修筑技术的总结和工程技术标准编制的重视。

2 公路长大深埋隧道

随着隧道工程的建设技术不断提升和突破,隧道工程的发展逐渐呈现出“长、深、大”的趋势。工程实践表明,公路山岭隧道工程的最大埋深从数百米逐渐发展为数千米,迄今已见报道的隧道最大埋深高达3 000 m^[9]。与铁路隧道不同的是,公路工程领域基于《公路隧道设计细则(JTG - T

D70-2010)》所界定的“长大深埋隧道”划分标准临界值为“长度 $L > 1\ 000\ \text{m}$ 、跨度 $B \geq 9\ \text{m}$ 且车道数量 $n \geq 3$ 和埋深 $H > (2 \sim 2.5) hq$ ”。事实上,上述关于隧道“长、大、深”的临界划分方案的界定也存在或多或少的不足或值得商榷的地方^[9],该标准的界定势必会随着人类隧道工程建设技术发展和经验的愈发丰富而趋向于更加合理。工程实践表明,长大深埋隧道工程涉及的地质灾害种类非常多,地质灾害导致的工程变更或事故极为常见^[8],尤其表现为硬岩岩爆、软岩大变形、高地温、高压涌水等地质灾害发生几率和危害性随这隧道工程的越发“长、大、深”化而剧增^[7]。以硬岩岩爆为例^[9],这类地质灾害在埋深 $H < 100\ \text{m}$ 的隧道中虽有发生,但其频率远远低于数百米埋深的隧道,这也就是学术界和工程实践广泛关注长大深埋隧道地质灾害成因、特点及防治方案的原因所在。

3 特殊地质灾害特征分析

3.1 硬岩岩爆

硬岩岩爆是深埋地下工程施工过程中常见的动力地质灾害现象,它是一种岩石自身弹性应变能释放造成的脆性破裂或爆裂并伴随着爆裂岩块以不同方式脱离母体的现象^[10],即岩石积聚的应变能大于岩石破坏所消耗的能量并表现为多余的能量导致岩石碎片从岩体中剥离、崩出现象^[11]。作为阻碍重大工程的进展的世界性难题,岩爆在力学机制上被归纳为压致拉裂、压致剪切拉裂、弯曲鼓折等方式及多种组合方式^[10],并划分出了微岩爆(I级)、中等岩爆(II级)、强烈岩爆(III级)、剧烈岩爆(IV级)四个烈度等级^[10],学术界迄今已经提出通过“强度理论”、“冲击倾向性理论”、“刚度理论”、“能量理论”、“综合理论”、“微重力理论”、“失稳理论”、“断裂、损伤、分数维理论”等理论来进行解释^[12]。研究表明,岩爆产生机理却迄今虽然没有一个公认的正确解释^[6],但岩爆本质上被认为是“地应力、埋深、岩体结构、岩性、地下水和人为开挖作用”六个方面综合作用的结果并

以“应力集中”的贡献最大^[13]。

硬岩岩爆灾害随着隧道工程越发长大深埋化而具有更高的发生频率^[7],这类突发性施工地质灾害源于硬质岩石在埋深大时具有的极高地应力快速释放致使岩石的脆性破坏。隧道的开挖过程中,当过高地应力的集中分布超过了硬质围岩所能承受的强度就会发生岩爆且速度极快、失稳破坏规模大,因而在隧道施工过程中防不胜防并造成巨大的损失^[7]。虽然世界范围内埋深 H 在 $130\ \text{m} \sim 2\ 404\ \text{m}$ 之间的地下工程均有见关于岩爆的报道,但已见报道的岩爆绝大多数都发生在 $300\ \text{m}$ 埋深以下^[13]。在我国目前的工程实践中,勘察设计单位多将埋深大于 $300\ \text{m}$ 作为最可能发生岩爆的部位^[14],这也就是该埋深范围内工程的岩爆成为预测重点的原因所在。

3.2 软岩大变形

隧道围岩大变形是指“隧道软弱围岩在具有高地应力条件下发生的沉降破坏并最终导致隧道围岩失稳的现象”^[15],其中高地应力和软弱围岩是这类地质灾害发生的重要条件。基于地质界和工程界定义软岩的“指标化”和“描述性”的侧重点差异,软岩的定义存在“工程软岩”和“地质软岩”两类^[16]。在《工程岩体分级标准》中,饱和单轴抗压强度 $R_c \leq 30\ \text{MPa}$ 的岩石界定为软质岩呼应了“工程软岩(即在工程力作用下能够产生显著塑性变形和流变的工程岩体)”^[16],其中含有膨胀性黏土矿物并在承受较低应力($R_a < 25\ \text{MPa}$)时就会出现显著变形的较低强度岩体被进一步命名为“膨胀性软岩”^[17]。从软岩本身的组成特点来看,软岩中存在的泥质成分(黏土矿物)和结构面导致其具有可塑性、膨胀性、崩解性、分散性、流变性、触变性和离子交换性等特点^[18],这也就是软岩在在地应力作用下易于发生大变形的原因所在。软岩大变形包括挤出变形和膨胀变形两大类,这些变形能导致隧道支护体系出现拱架扭曲变形、底部隆起、喷混剥落开裂等工程问题。工程实践中,隧道开挖后的二次应力源于松动压力、形变压力、膨胀压力等^[19],当二次应力超过了部分围岩的塑性极限

(或强度极限)或使围岩进入显著的流变状态时就会发生围岩显著的变形、破裂、松碎、破坏等现象。

软岩大变形的发生概率随着隧道的愈发长大深埋化而增大^[20],这主要归因于该埋深条件下极高地应力的缓慢释放导致围岩柔性破坏^[21]。隧道的开挖过程中,过高的地应力超过了软质围岩的承受能力就会发生软岩大变形,该隧道围岩的柔性变形破坏具有速率高、累积量大、发展持续时间长、危害程度大和治理费用高等特点,因而常常会导致比较大的影响。根据我国的工程实践经验^[21],隧道围岩开挖应力调整过程中产生的塑性变形圈的支护变位的最大允许值通常为20 cm(其中南昆铁路家竹箐隧道经验为单线超过25 cm和双线超过50 cm),其中隧道开挖后出现的围岩变形量超过正常变形允许值2倍(即围岩单线变形量大于40 cm)时即被定义为大变形。

3.3 高压突(涌)水

隧道突(涌)水是指隧道开挖破坏了岩体结构并接通了富水构造导致大量水体涌入隧道内,这种现象常发生在断层破碎带、岩溶发育地区及其它富水构造分布区(如岩层面之间的裂隙、承压含水层、背斜轴部、向斜盆地的出水单元等)^[22]。深埋隧道的不良水文地质结构常常会在隧道周围产生高水头压力,这种压力将导致隧道围岩中断续延伸结构面的劈裂并相互贯通,地下水沿该通道集中涌出就表现为高压突水。研究表明,隧道突(涌)水的发生需要有充足的水源,其中“岩溶空间”、“含裂隙的岩层(体)”和“断层破碎带”构成了水源最常见的存储构造,并尤其以碳酸盐岩地区的“岩溶裂隙、溶腔、溶潭、岩溶管道和地下河等”和岩体破碎松散且富水的断层破碎带均构成了常见的储水构造。据统计,我国近八成的交通和水电隧道工程建设面临的重大安全事故均源于突水突泥灾害^[23],其中尤其以岩溶发育区隧道突(涌)水事故最为常见,这类事故的危害程度主要受控于“岩溶的发育规模、溶腔内岩溶水压力、溶腔和隧道的空间关系、溶腔和地表水系的连通性”等因素。根据通道的成因,隧道突(涌)水的通道

还可划分为“地质缺陷式(即完整岩体裂隙演化形成的突水通道)”和“非地质缺陷式(受外岩石之外的因素影响形成的断层、破碎带和岩溶管道等通道)”两种形式。

隧道突(涌)水灾害随着公路隧道长大深埋化而表现出涌水量大和水头压力高两大特点,这是因为该类隧道穿越部位的埋深大、地质条件复杂、水文地质单元多和水源补给量充足。据报道^[24],我国交通基础工程领域在1988年以前建成的隧道约有80%都在施工中遇到了涌水问题,而且有高达30%左右的隧道在运营期间仍存在涌水漏水病害。长大深埋隧道穿越富水断层破碎带和岩溶发育区时发生隧道突(涌)水事故的几率和危害性均较高,这种现象特别是在深埋岩溶隧道中尤为突出,过高水头压力直接威胁人员及设备安全、衬砌施工、区域内水资源系统(如导致地下水位下降)和区域生态环境的平衡(如破坏了区域水资源及水环境)。工程实践表明^[25],隧道的大埋深可以使地下水位高出洞顶数百米,如台湾双线高速公路隧道地下水位高出隧道中线300 m,渝怀线某特长隧道地下暗河水位高出隧道顶板近400~500 m。

3.4 高地温

高地温(或地下温泉)是指在地下的某些特殊部位的地温(或热水)超过30℃^[26],而实际工程中如隧道原始岩温高达35℃和湿度达80%时的“高地温”现象就会给施工过程带来极为严重的影响^[27]。随着隧道长度和埋深的增大,高地温现象就越发明显并对隧道工程带来诸多不利影响,如威胁人员健康和生命,恶化施工环境并降低生产效率,影响混凝土及防排水材料的效果,产生附加温度应力会引起隧道初期支护及二次衬砌开裂,影响结构安全和耐久性等。已有工程实践表明^[26],地温异常区、区域活动断层带、高地应力或埋深($H_{\max} \geq 1500$ m)的长大深埋隧道极易存在高地温现象,而模型试验、理论研究、现场监测等研究进一步揭示出了隧道内“围岩的散热、机械等放热、隧道下部高温热水带等热源散热”三种常见热源和“热传导(岩温)、热对流(汽、液相的热流

体)、热辐射”三种热能传导方式。

高地温是隧道建设长大深埋化后所面临的新难题,这是因为地温值会随着隧道埋深的增加而逐渐增加。长大深埋隧道大都修建在以较坚硬岩石作围岩的地区,这些岩石因热导率较低而易于聚集热能并受地质构造、岩浆活动和地下水的活动等影响。在我国^[28],铁道部规定隧洞内施工过程中的气温不大于 28°C ,交通部规定隧洞内施工过程中气温不大于 30°C ,而迄今有资料显示的隧道内施工过程中的温度以日本规定的不高于 37°C 最高。在已有工程实践中,高地温隧道正常施工的开展常常通过如下辅助措施^[27]:①通过通风(增加风量)来降低空气热量来实现降温;②个体防护(成本仅为其它制冷成本的 $1/5$),即工人穿着有干冰、压缩空气、冷水及自冷却作用的冷却服;③减少围岩散热、机电设备散热、热水散热、矿物氧化放热等热源;④通过制冷机(如独立移动式制冷机,安装在隧道外的集中固定式大型制冷机)人工制冷降温。

4 地质灾害的防治

在土地资源日趋紧张、环保意识日益增强和可持续发展的背景下,以越岭隧道、城市轨道交通、跨江过海通道为代表的地下空间的开发在近年来取得了巨大进步。为了尽可能降低长大深埋隧道建设面临的风险,学术界和工程实践在隧道灾害防治方面聚焦“灾害预测预报”和“治理治理”开展了大量研究。本研究结合已有工程实践经验和研究成果,下文对上述长大深埋隧道特有地质灾害的防治方案进行了系统梳理和总结。

4.1 硬岩岩爆

为了减轻岩爆给隧道建设带来的影响,人们提出了“岩爆趋势预测”和“岩爆短期预报(也称工作面日常预测)”两个阶段(或两个层次)的针对性预测工作^[29]。岩爆趋势预测具有定性成分且主要关注预测判据的建立,它主要是对较大区域在未来一段较长时间内发生岩爆的可能性进行预测,目前常见的预测方法包括微震监测方法(也称实

测预报法)、理论分析方法(包括岩爆临界深度预测法、倾向性指数判断法、强度理论方法、能量释放率指标 ERR 法、数值预测方法)和经验类比法(也称工程地质类比预报法)三套趋势预测方法。短期预报带有定量成分,主要是通过一系列仪器设备来实现岩爆发生的地点、量级和时间的准确判断,目前的主要方法有钻屑法、水份法、地音与微震监测相结合方法、其它地球物理方法和观察法等。基于理论研究和工程实践经验,工程界总结出的最常见岩爆防治措施包括^[30,31]:①在掌子面和洞壁经常喷撒冷水以改善围岩物力性能;②采用钻爆法施工、减小药量和控制光爆效果以改善围岩应力条件;③通过锚杆等技术进行围岩加固处理。

4.2 软岩大变形

极高地应力条件下的软弱围岩在施工过程中基本都会发生大变形现象,如南昆铁路家住箐隧道、木寨岭公路隧道、宜万铁路堡镇隧道、兰渝铁路毛羽山隧道、川藏公路二郎山隧道、兰新复线乌鞘岭隧道等。基于此,人们提出了针对隧道软岩的经验类比设计模型、荷载结构设计模型、连续介质设计模型和收敛约束设计模型四类支护设计理论^[17]。研究表明,隧址区内“地应力水平和方向”和“地应力与隧道走向夹角”等关键因素必须要在隧道结构设计时予以高度重视^[32],而施工期间还需要重视“辅助长锚杆施作”和“严格控制开挖台阶高度、长度并加快初支封闭成环”以改善结构受力状态进而维护系统稳定^[17,18]。在工程实践中,隧道软弱围岩的变形速率快、持续时间长且变形量大,二次衬砌的支护时间过早或过晚将造成二次衬砌或初期支护的变形过量并失去应有的支护效果,而传统新奥法则在确定二衬最佳支护时间上表现出明显优势并可通过不断优化来解决可能存在的不足^[33]。

4.3 高压涌(突)水

高压突(涌)水灾害是制约长大深埋隧道建设常见且棘手的问题,其中尤其以碳酸盐岩分布区的岩溶隧道最为突出,如我国的川藏公路二郎山

隧道、西康铁路秦岭隧道、广渝高速华莹山隧道等均面临了突(涌)水灾害^[25]。工程实践中,人们基于现场实地调查、数学力学分析、室内试验和数值模拟等方法进一步提出了确定性数学模型和随机性数学模型两种方法^[22]:确定性数学模型方法主要包括常用的水文地质比拟法、解析法、径流模数法、物理模拟法、数值模拟法和水均衡法,而非确定性模型方法包括水文地质比拟法、回归(相关)分析法、模糊数学模型、灰色系统理论、BP人工神经网络以及时间序列分析。另外,《铁路工程水文地质勘察规程(TB10049-2004)》则给出了简易水均衡法(包括地下径流深度法、地下径流模数法及降雨入渗法)、地下水动力学法(古德曼经验公式、佐藤邦明非稳定流式、裘布依理论公式及佐藤邦明经验式)和水文地质比拟法三大类预测方法。基于断层破碎带隧道涌水突泥案例的调查,三种注浆加固的工程地质模型得以建立并提出了富水断层破碎带涌水突泥地质灾害复合注浆治理技术^[23]。

4.4 高地温

高地温在隧道工程建设过程中有时也表现为地下温(热)泉,这类灾害在世界各国的隧道建设中极为常见^[26,34],如日本安房公路隧道(长度 $L=4.35\text{ km}$ 、最大埋深 $H_{\max}=700\text{ m}$)的局部温度高达 75°C 、意大利亚平宁铁路隧道($L=18.518\text{ km}$ 、 $H_{\max}=2000\text{ m}$)局部温度高达 63.8°C 、瑞士辛普隆铁路隧道($L=19.80\text{ km}$ 、 $H_{\max}=2140\text{ m}$)局部温度高达 55.4°C 和中国西康铁路秦岭隧道($L=18.448\text{ km}$ 、 $H_{\max}=1600\text{ m}$)局部温度高达 40°C 等。因此,人们通过已有的工程实践总结出了如下解决高地温隧道的施工措施^[26]:隧道支护形式的选择需要综合考虑施工和运营两阶段的“安全性、隔热效果、经济性、耐久性”等指标,开挖后的初期支护要尽可能及时并采用信息反馈法指导现场施工,采取通风洒水来降低隧道洞内温度,遇热水涌出时需要增建排水设施以降低水位,必要时采用水玻璃水泥系药液注浆堵截水和稳定围岩,采用高地温条件下结构耐久性更强的新型材料。

5 结论

本研究主要结论包括:

(1)公路工程长大深埋隧道目前的临界划分标准为长度 $L>1000\text{ m}$ 、跨度 $B\geq 9\text{ m}$ 且车道数量 $n\geq 3$ 和埋深 $H>(2\sim 2.5)hq$,该标准也存在或多或少的不足并会随着隧道工程建设技术的发展而向着更合理化发展。

(2)隧道长大深埋化发展趋势加剧了地质灾害发生的概率。工程实践表明,隧道的越发长大深埋化主要增大了硬岩岩爆、软岩大变形、高压突(涌)水和高地温等影响极大的地质灾害发生概率。

(3)隧道长大深埋化对地质灾害发生概率影响的机理存在差异。围岩的地应力因埋深增大而增高,高地应力在硬质岩石中易于快速释放并引发硬岩岩爆,在柔性(软质、或破碎)围岩中则易于缓慢释放并引发软岩大变形。地下水的水头压力因埋深增大而增大,隧洞埋深增大易于连通更多的地下水单元并增大水源的补给量,隧道突(涌)水灾害的发生概率和危害性的增大就源于增大的涌水量和水头压力。高地温灾害的发生归因于埋深的增加伴随的岩石温度增高。

(4)地质背景相似区域的长大深埋隧道成套建设技术的总结和技术标准的建立意义明显。同一地质单元具有相似地质背景(组成、结构和演化过程等),这类区域中长大深埋隧道工程建设经验具有明显的可借鉴性。系统总结同一地质单元具有相似地质背景区域中的建设经验,这将可以对未来隧道工程建设提供指导,同时也有助于降低地质灾害发生的风险和造成的影响。

参考文献:

- [1] 刘宝琛. 综合利用城市地面及地下空间的几个问题[J]. 岩石力学与工程学报. 1999, 18(01): 110-112.
- [2] 王梦恕. 21世纪我国隧道及地下空间发展的探讨[J]. 铁道科学与工程学报. 2004, 1(1): 7-9.
- [3] 张东明. 山区隧道施工中塌方处治的分析与研究(硕

- 士学位论文, 导师:王元汉)[D]. 武汉: 华中科技大学, 2011.
- [4] Wanne T S, Young R. Bonded - particle modeling of thermally fractured granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2008, 45(5): 789 - 799.
- [5] 贺威. 旗山形隧道塌方原因分析及处理技术[J]. 公路工程. 2008, (06): 98 - 100.
- [6] 钱七虎. 岩爆、冲击地压的定义、机制、分类及其定量预测模型[J]. 岩土力学. 2014, 35(1): 1 - 6.
- [7] 徐则民, 黄润秋, 范柱国, 等. 长大隧道岩爆灾害研究进展[J]. 自然灾害学报. 2004, 13(2): 16 - 24.
- [8] 钱七虎. 地下工程建设安全面临的挑战与对策[J]. 岩石力学与工程学报. 2012, 31(10): 1945 - 1956.
- [9] 徐则民, 黄润秋, 王士天. 隧道的埋深划分[J]. 中国地质灾害与防治学报. 2000, 11(04): 8 - 13.
- [10] 王兰生, 李天斌, 徐进, 等. 二郎山公路隧道岩爆及岩爆烈度分级[J]. 公路. 1999, (02): 41 - 45.
- [11] 周青春, 李海波, 杨春和. 地下工程岩爆及其风险评估综述[J]. 岩土力学. 2003, 24(S2): 669 - 673.
- [12] 姜彤, 李华晔, 刘汉东. 岩爆理论研究现状[J]. 华北水利水电学院学报. 1998, 19(1): 46 - 48.
- [13] 杜子建. 岩爆预测理论与应用研究(硕士学位论文, 导师: 许梦国)[D]. 武汉: 武汉科技大学, 2007.
- [14] 张勤世. 《围岩工程地质分类》标准在引黄工程设计和施工过程中的应用[J]. 中国工程咨询. 2009, (06): 39 - 40.
- [15] 杨文晗. 软岩大变形隧道随机力学特征研究(硕士学位论文, 导师: 刘志强)[D]. 兰州: 兰州交通大学, 2015.
- [16] 何满潮, 景海河, 孙晓明, 等. 软岩工程力学[M]. 北京: 科学出版社, 2002: 1 - 252.
- [17] 崔炳伟. 断层带膨胀性软岩隧道变形特性研究(硕士学位论文, 导师: 靳晓光教授)[D]. 重庆: 重庆大学, 2012.
- [18] 黄林伟. 软岩隧道大变形力学行为与控制技术的研究(硕士学位论文, 导师: 刘新荣教授)[D]. 重庆: 重庆大学, 2008.
- [19] 朱维申, 何满潮. 复杂条件下围岩稳定性与岩体动态施工力学[M]. 北京: 科学出版社, 1995: 1 - 440.
- [20] 吴广明. 高地应力软岩大变形隧道施工技术[J]. 现代隧道技术. 2012, 49(4): 94 - 98.
- [21] 卞国忠. 浅谈隧道围岩大变形的判据及处理措施[J]. 科学技术通讯. 1998, (2): 15 - 17.
- [22] 袁婷. 深埋超长隧道水文地质条件及涌水机理研究(硕士学位论文, 导师: 邓英尔和张强)[D]. 成都: 成都理工大学, 2012.
- [23] 张伟杰. 隧道工程富水断层破碎带注浆加固机理及应用研究(博士学位论文, 导师: 顾金才和李术才)[D]. 济南: 山东大学, 2014.
- [24] 黄润秋, 王贤能, 陈龙生. 深埋隧道涌水过程的水力劈裂作用分析[J]. 岩石力学与工程学报. 2000, 19(05): 573 - 576.
- [25] 徐则民, 黄润秋, 范柱国, 等. 深埋岩溶隧道涌水最大水头压力评估[J]. 地球科学进展. 2004, 19(S1): 363 - 367.
- [26] 白国权, 仇文革, 张俊儒. 高地温隧道隔热技术研究[J]. 铁道标准设计. 2013, (2): 77 - 80, 84.
- [27] 谷柏森. 隧道高地温应对措施及通风设计 - - 高黎贡山铁路特长隧道可行性研究[J]. 现代隧道技术. 2007, 44(2): 66 - 71.
- [28] 尹士清. 向莆铁路长大隧道群地温预测和测试分析[J]. 铁道工程学报. 2015, (4): 91 - 95.
- [29] 滕伟福, 胡新丽, 唐辉明. 岩石全应力 - 应变试验与岩爆理论研究[J]. 岩土力学. 2002, 23(S1): 59 - 61.
- [30] 徐林生, 王兰生, 李天斌. 国内外岩爆研究现状综述[J]. 长江科学院院报. 1999, 16(04): 25 - 28.
- [31] 李红中, 张修杰, 刘祥兴. 岩爆的研究进展及其对广东省长大深埋隧道建设的启示[A]. 2016年五省一市二区桥隧高新技术论坛: 长大桥隧的安全、智能、绿色、耐久论文集[C]. 中国: 上海, 2016.
- [32] 胡文涛. 极高地应力软岩挤压变形特征及支护结构工作性态分析[J]. 国防交通工程与技术. 2012, 10(4): 20 - 23.
- [33] 唐霞, 陈建平, 孙洋, 等. 软岩公路隧道二次衬砌支护时间的优化研究[J]. 科学技术与工程. 2015, 15(03): 144 - 149.
- [34] 杨平平. 高地温隧道温度场分布规律研究(硕士学位论文, 导师: 叶朝良和曲桂有)[D]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2014.

基于BP神经网络的高速动车组牵引能耗计算模型

王 黛

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 为准确计算动车组牵引能耗,提出BP神经网络模型和改进牵规法预测动车组牵引能耗。选取机车类型、坡度、目标速度、停站方案等8个因素作为动车组牵引能耗之BP神经网络的输入变量,建立3层BP神经网络模型。采用增加动车组运动方程和优化基本阻力公式方式对牵规法进行优化。利用正交实验法对动车组牵引能耗影响因素进行分析,并对111组数据进行模拟验证。研究表明:BP神经网络模型的误差在4.26%以内,改进牵规法的误差基本在10%以内,证明BP神经网络模型比改进牵规法模型能更好地预测动车组的牵引能耗,而且当目标速度增大时,BP神经网络模型的计算精度明显比改进牵规法的计算精度高;目标速度和坡度对牵引能耗有显著影响。

关键词: 动车组;牵引能耗;BP神经网络;改进牵规法;因素分析

随着动车组越来越受人们的青睐,其能源消耗问题也日渐被人们所关注^[1]。由于国内的动车组并无准确、快捷的能耗计量方式,各铁路企业间的电能费用清算不以实际电能消耗量而是以动车组牵引工作量作为清算依据^[2],因此,提出一套准确的动车组牵引能耗测算方法对动车组电能费用的清算工作具有重要的意义。电力机车的能源消耗计算主要有2种计算方法:一种为从功的定义出发,能耗正比于列车中受到的合力和速度的乘积^[3-5];另一种方法为利用网压与网流的乘积得到电力机车总能耗^[6]。由于国内的动车组运行的网压网流数据是严格保密的,因此,第1种方法计算动车组能耗应用较广。“列车牵引计算规程”^[7](以下简称“牵规”)属于第1种方法,牵规将机车的基本运行阻力用关于速度的二次函数表示。但当时速大于200 km/h时,由空气动力引起的基本阻力将急剧增大^[8],牵规中的基本阻力公式不再适用于动车组,通过对基本阻力公式的系数进行修正,提出改进牵规法。但当目标速度增大时,改进牵规法的计算误差增大,导致改进牵规法计算动车组牵引能耗存在一定的局限性。BP神经网络可以克服该局限性,它能够建立复杂的非线性模型^[9],反映动车组影响因素与牵引能耗之间的非线性关系。目前,BP神经网络已经成功地用于多种能耗的预测。李志勇等^[10]利用径向基神经网络

拟合出不同工况下机车的效率从而计算机车能耗。QUSHILIN等^[11]利用BP神经网络来预测城市建筑物的能源消耗。AZADEH等^[12]通过随机程序综合人工神经网络和基因工程来预测电能消耗。喻伟等^[13]利用BP神经网络建立了建筑能耗和室内热舒适状况的预测模型。本文作者利用BP神经网络理论,建立动车组牵引能耗计算模型,并与改进的牵规法计算的结果进行比较,说明BP神经网络模型对动车组牵引能耗计算的准确性。

1 动车组牵引能耗模型的建立

1.1 数据处理

本研究基于沈阳铁路局的CRH380B和CRH5这2种车型在长吉(长春-吉林)城际铁路和哈大(哈尔滨-大连)高速铁路上的运行情况展开。对这2种车型进行了为期3月调研,收集了大量的能耗和运行基础参数(包括动车组的基础设施数据和运营组织数据)。其中:能耗为动车组运行一趟的总能耗(E);基础设施参数包括动车组机车车型 f 、坡度 i 、曲线半径 r 、隧道长度 l 、动车总质量 m ;运营组织参数包括目标速度 v 、停站方案 z 、满载率 η 。

1.2 BP神经网络模型

BP神经网络的基本原理是:给定1个输入信号,它从输入层单元传到隐藏层单元,经隐藏层单元处理后再传递到输出层单元,由输出层单元处

理后产生 1 个输出,这就是 1 个前向传播过程;计算实际输出与期望输出之间的误差,将误差值沿网络反向传播并修正连接权值,此为误差反向传播过程。给定另一个输入信号,重复上述过程,直到全局误差达到满意为止,学习结束。

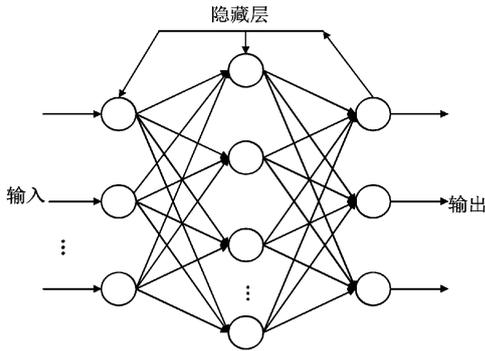


图 1 单隐藏层 BP 神经网络结构图

建立的 BP 网络模型的输入神经元包括基础设施数据和运营组织数据共 8 个变量,模型的输出神经元为 1 个,即动车组牵引能耗。根据神经网络模型的输出参数(1 个)和输入参数(8 个),建立 1 个 3 层 BP 神经网络模型。研究表明:1 个有足够神经元的单隐藏层的神经网络,通过选择合适的连接权值和传递函数,可以逼近任意 1 个输入和输出间光滑的、可测量的函数^[14]并通过实验方法确定。

神经网络模型中隐藏层的非线性转移函数采用单极性 S 型转移函数,对隐藏层,有

$$\begin{cases} y_j = g(\text{net}_j) & j = 1, 2, \dots, m \\ \text{net}_j = \sum_{i=0}^n v_{ij} x_j & j = 1, 2, \dots, m \\ g(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} & x = \text{net}_j \end{cases} \quad (1)$$

输出层采用线性转移函数,对输出层有:

$$\begin{cases} E_k = f(\text{net}_k) & k = 1, 2, \dots, l \\ \text{net}_k = \sum_{j=0}^m w_{jk} y_j & k = 1, 2, \dots, l \end{cases} \quad (2)$$

采用 matlab7.0 中人工神经网络应用模块建立 BP 人工神经网络模型,从调研数据中选择 111 组基础数据,将这些数据随机分成 3 组:

(1) 训练组。随机选取 69 组数据用于网络训练,预设隐藏层神经元为 5 个,并根据误差调整连接权值,其中训练方法采用 Levenberg - Marquardt

运算法则,误差精度设为 1×10^{-2} (误差平方和),学习率 $I_r = 0.1$,训练目标误差为 1×10^{-2} ,最大迭代数为 50 000^[15]。

(2) 验证组。随机选取 26 组数据用于检测网络的泛化能力,当泛化能力不再提高时终止网络训练。

(3) 测试组。随机选取 16 组数据,用于独立测试所训练网络的性能,对训练过程无影响。

为了提高模型的准确度和收敛速度,在进行网络训练与测试之前输入样本和检验样本数据先归一化预处理成(0,1)之间的实数,归一化方法为:

$$\bar{x}_i = \frac{x_i - \min(x)}{\max(x) - \min(x)} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

1.3 改进牵规计算法

由牵规可知空气阻力是列车速度的平方的函数。当列车时速小于 200 km/h,空气阻力在基本阻力中占的比例较小;当列车时速大于 200 km/h 时,空气阻力就成为基本阻力的主要部分^[8]。但是,动车组基本阻力取决于许多因素,它与零部件之间、车表面与空气之间以及车轮与钢轨之间的摩擦和冲击密切相关,还与动车拖车车辆的结构、技术状态、气候条件等有关。这些因素极为复杂,甚至相互矛盾,在实际运行中很难用理论公式进行精确计算,一般根据具体的列车车型通过多次试验测得^[16]。

根据牛顿第二定律和动车组实际运行速度曲线建立动车组运动方程。改进牵规法计算动车组牵引能耗的具体计算公式为:

$$\begin{cases} \frac{dv}{dt} = \frac{F_Q(t, v) - F_z(s, v)}{(\gamma + 1)m} \\ f_{z1}(s, v) = a + bv + cv^2 \\ f_{z1}(s, v) = \frac{mgf_{z1}(s, v)}{1\ 000} \\ f_{z2}(s, v) = i + \frac{600}{r} + 0.000\ 13\ l \\ f_{z2}(s, v) = \frac{mgf_{z2}(s, v)}{1\ 000} \\ F_z(s, v) = F_{z1}(s, v) + F_{z2}(s, v) \\ E_Q = \int F_Q(t, v)v(t) dt \end{cases} \quad (4)$$

其中: $F_Q(t, v)$ 为动车运行时的牵引力, kN; $F_Z(s, v)$ 为在 s 处对应的线路条件下动车的总阻力, kN; γ 为回转质量系数, $\gamma = 0.08^{[17]}$; a, b 和 c 为与动车组类型有关的经验常数^[16]; $f_{z1}(s, v)$ 为动车组单位基本阻力, N/kN; $F_{z1}(s, v)$ 为动车组基本阻力, kN; $f_{z2}(s, v)$ 为动车组单位附加阻力, N/kN; $F_{z2}(s, v)$ 为动车组附加阻力, kN; 0.000 131 为经验公式表达的隧道阻力^[8]。

2 计算结果与分析

2.1 2种模型计算结果比较

利用归一化处理的数据对BP神经网络进行训练和测试。当训练变数 n 为 258 遍时, 均方差为 1×10^{-4} , 函数收敛, 训练结束。运用训练好后的BP神经网络对测试结果进行能耗预测, 计算结果与改进牵规法计算结果如图2所示。

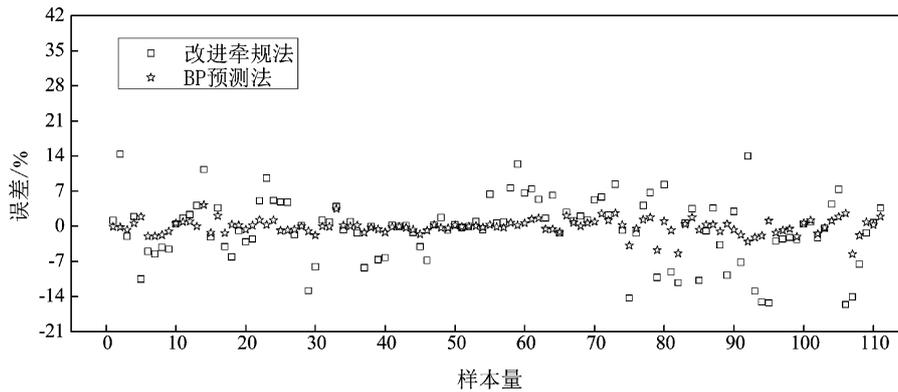


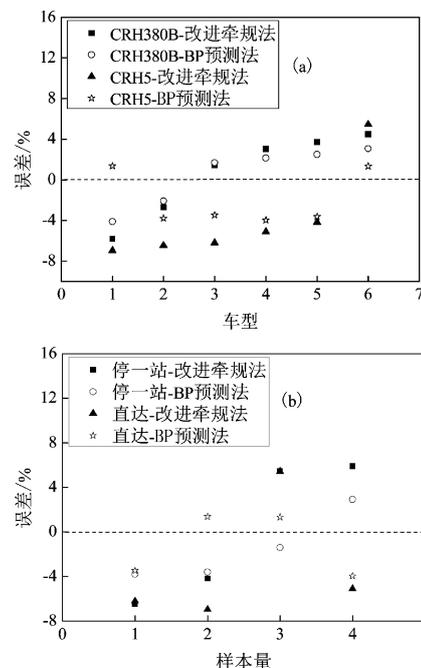
图2 不同模型计算值与实测值的误差

由图2可知, BP神经网络模型计算结果的误差在正负4.26%以内。改进牵规法的计算误差基本在正负10%以内, 也有少数计算点误差超过10%, 最大误差为14.39%。通过111组数据模拟验证, BP神经网络模型的预测误差比改进牵规法小的有109组, 只有2组数据的BP神经网络模型预测误差比改进牵规法的预测误差大, 因此, BP神经网络用于计算动车组能耗结果准确度更高。改进牵规法从运动方程出发, 根据实际运行速度曲线分析每一微小时间步长(5 s)内动车组的受力情况, 牵引能耗正比于合力和速度的乘积, 因此, 计算较准确。出现误差超过10%的样本点, 其原因是在坡度和曲线半径同时作用的情况下, 改进牵规法计算附加阻力只能将两者的阻力代数相加, 不能体现两者同时作用时的阻力情况。BP神经网络模型在学习训练时, 根据输入样本值和设定的误差值, 能调节隐层和输出层之间的连接权值, 智能分析各种影响因素综合作用的情况, 使计算误差达到设定精度要求, 因此, 计算较准确。

2.2 不同条件下的误差分析

为了更好地描述人工神经网络模型与改进牵

规法的计算准确度, 从动车组车型、动车总质量、目标速度、坡度等变量出发, 分析2种模型计算动车组能耗的准确度。当车型、停站方案、线路条件(包括坡度、曲线半径、隧道长度)、目标速度不同, 而其他变量相同时, 2种模型对动车组牵引能耗的计算误差如图3所示。



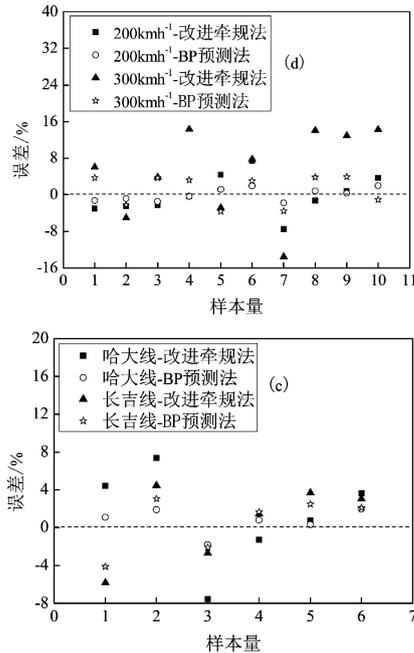


图 3 不同条件下 2 种模型计算误差

从图 3(a), (b) 和 (c) 可知: 当车型、停站方案、线路条件变化而其他变量不变时, BP 神经网络模型计算的误差均在正负 4.2% 以内, 改进牵规法计算误差均在正负 7.5% 以内, 2 种方法的计算误差波动不明显。从图 3(d) 可见: 当目标速度变化, 而车型、线路条件、停站方案相同, 目标速度为 200 km/h 时, BP 神经网络模型计算的误差在正负 2% 以内, 改进牵规法计算误差在正负 7.6% 以内; 而当目标速度为 300 km/h 时, BP 神经网络模型计算的误差在正负 3.9% 以内, 改进牵规法的计算误差最大达 14.3%。可见, BP 神经网络模型具有更高的计算精度。因为随着动车组目标速度的增大, 很多在低速情况下可以忽略的工程问题突现出来, 如运行稳定性、进出隧道的阻力等, 这些由于速度变大引起的空气动力学阻力对牵引能耗有很大的影响^[18]。而 BP 神经网络模型在学习训练时, 根据输入样本值和设定的误差值, 调节隐层函数的连接权值, 使计算误差达到设定精度要求, 所以计算较准确。可见: 当目标速度增大时, BP 神经网络模型仍然能很好地预测牵引能耗, 而改进牵规法的计算误差明显增大。

由图 3 可知: 当车型、停站方案、线路条件、目标速度不同时, BP 神经网络模型的计算误差波动

比改进牵规法的计算误差波动小, 说明 BP 神经网络模型的计算范围更广。由于国内的动车组实际运行情况复杂, 当目标速度变化较大 (200 ~ 300 km/h), 因此, BP 神经网络模型有望成为预测动车组的牵引能耗的首选方法。

2.3 牵引能耗影响主次因素分析

研究表明, 动车组的牵引能耗受基础设施和运营组织等多种因素的共同影响^[19], 本文利用正交实验法分析各影响因素对动车组牵引能耗的影响。正交试验^[20]是从全面试验中挑选出部分有代表的点进行试验的方法, 这些代表点具有均匀、整齐的特点。正交试验设计能有效减少试验次数, 具有很高的效率。但正交实验法不能给出误差估计, 无法得出分析精度, 因此, 不能确定某个因素对能耗的影响权重。方差分析主要是通过显著性检验来判断因子的主次顺序, 因此, 正交实验法的方差分析法可以将牵引能耗各影响因素进行排序分析^[21]。

设某一正交实验有 K 个因子, 每个因子都取 m 个水平, 按某一方案共进行 n 次试验, 那么, 可以认为实验结果 y_1, y_2, \dots, y_n 之间的差异是由两方面原因造成: 一个是因素的水平变化所带来的指标值波动, 另一个是试验误差所带来的指标值波动, 即总的偏差平方和是因素的偏差平方和与随机误差平方和之和。具体的实验数学模型如下。

总偏差平方和为

$$\begin{cases} Q = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \\ \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \end{cases} \quad (5)$$

式中: Q 为总偏差平方和, 反映实验指标总的波动情况; i 为实验次数; y_i 为第 i 次实验的牵引能耗值。

因素的偏差平方和为

$$\begin{cases} S = 2 \sum_{j=1}^2 (x_k^j)^2 \\ x_k^j = \frac{1}{M} (y_k - M \bar{y}) \end{cases} \quad (6)$$

式中: S 为因素的偏差平方和, 反映第 K 个因子的水平变化所引起的指标值波动; j 为影响因子

的水平; M 为每一列中某一水平重复数; y_k 为 K 因子取 j 水平的能耗和。

随机误差平方和为

$$Q = \sum S + E \quad (7)$$

可以证明,以上各偏差平方和都服从 χ^2 分布,因而可以构造 K 因素 F 统计量 F_K 。根据 F_K 可以对因素 $K(K=1,2,\dots,7)$ 进行主次关系排序。

$$\begin{cases} F_K = \frac{MS}{ME} \\ MS = \frac{S}{f_k} \\ f_k = m - 1 \end{cases} \quad (8)$$

从 BP 神经网络模型可以看出:牵引能耗取决于动车组质量、坡度、目标速度等因素。动车组牵引能耗的正交实验中,取牵引能耗的 7 个影响因素,即动车组质量、坡度、曲率半径、隧道长度、目标速度、停站方案、满载率,因此因子数取 7,每个因子取 2 个水平。用正交 $L_8(2^7)$ 进行试验,并用 BP 神经网络模型计算出动车组牵引单耗。

由式(5)~(8)并结合表 2,可以计算出各个因素的 S 和 F ,从而得到 F 分布值及其排序,其结果见表 3。

表 1 因素水平取值表

因子	1	2	3	4	5	6	7
水平	动车组质量/kg	坡度/%	曲率半径	隧道长度/m	目标速度/(km·h ⁻¹)	停站方案	满载率/%
1	536	6	7000	3000	200	直达	80%
2	500	12	9000	1500	300	停一站	100%

表 2 牵引能耗正交实验设计

试验号	牵引能耗影响因子							单耗 千瓦时每万吨公里 /kWh·(Wtkm) ⁻¹
	1	2	3	4	5	6	7	
1	1	1	1	1	1	1	1	346.6
2	1	1	1	2	2	2	2	580.8
3	1	2	2	1	1	2	2	509.6
4	1	2	2	2	2	1	1	683.8
5	2	1	2	1	2	1	2	502.3
6	2	1	2	2	1	2	1	426
7	2	2	1	1	2	2	1	685.1
8	2	2	1	2	1	1	2	518

表 3 牵引能耗各影响因素 F

影响因素	动车组质量	坡度	曲率半径	隧道长度	目标速度	停站方案	满载率
F	5.91	207.24	5.32	22.21	269.59	19.42	5.86
排序	5	2	7	3	1	4	6

当某一因子的 F 大于显著水平下的临界值时,便认为是显著性因子,取显著性水平为 0.1,临界值 $F_{0.1}(1,1) = 39.86$ 。因此,牵引能耗显著影响

因素是目标速度、坡度,其他影响因素对牵引能耗并无显著影响。各因素对动车组牵引能耗作用的权重从大至小排序为目标速度、坡度、隧道长度、

停站方案、动车组质量、满载率、曲率半径。因此,从目标速度和坡度两方面考虑以实现动车组节能。

2.4 目标速度和坡度对牵引能耗模型模拟影响

为验证目标速度和坡度对牵引能耗的显著影

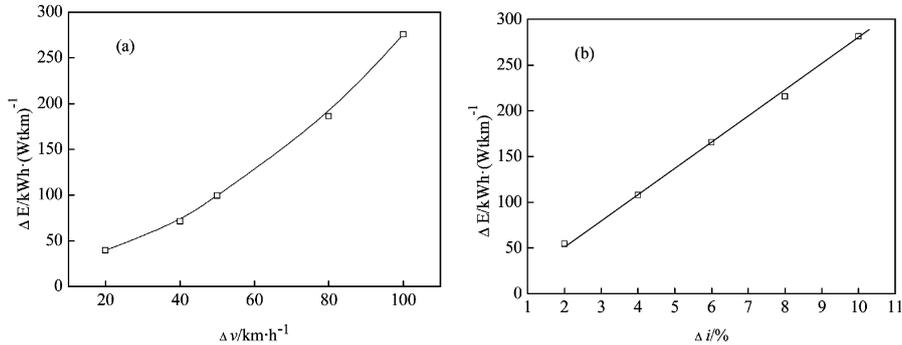


图4 影响因素与单耗的关系图

从图4(a)可见:动车组的单耗与目标速度呈现指数关系;当目标速度增大20 km/h时,单耗增加 $39.5 \text{ kWh} \cdot (\text{Wtkm})^{-1}$;当目标速度增大50 km/h时,单耗增加 $59.8 \text{ kWh} \cdot (\text{Wtkm})^{-1}$;当目标速度增大100 km/h时,单耗增加 $275.7 \text{ kWh} \cdot (\text{Wtkm})^{-1}$ 。对此现象可用动车组牵引能耗的计算原理解释:动车组牵引能耗为合力与速度的乘积,当动车组目标速度大于200 km/h时,空气阻力为阻力的主要部分^[8],而空气阻力为速度的二次函数,因此,动车组牵引能耗与速度呈三次方关系。从图4(b)可见:动车组的单耗与坡度呈线性关系;当坡度等量增加时,单耗也等量增加。由于动车组能耗计算公式中阻力为坡度的一次函数^[22],因此,动车组牵引能耗与坡度呈线性关系。由图4可验证目标速度和坡度对牵引能耗有显著影响,且目标速度的影响程度大于坡度的影响程度。

3 结论

(1) 选取机车类型、坡度、目标速度、停站方案等8个因素作为BP神经网络的输入变量,输出神经元为动车组牵引能耗,建立动车组牵引能耗的3层BP神经网络模型,确定了此网络模型的训练函数。BP神经网络模型能很好地预测动车组的

牵引能耗,研究目标速度和坡度规律变化时动车组牵引能耗的变化情况。为说明问题的普遍适用性,采用单耗增加量为横坐标,目标速度增加量和坡度增加量为纵坐标,得出单耗增加量与目标速度增加量、坡度增加量的关系,见图4。

牵引能耗,计算的111组数据误差在4.26%以内。

(2) 根据牛顿第二定律建立动车组运动方程,并对牵规法进行改进,得出改进牵规法计算动车组牵引能耗模型。改进牵规法的计算结果较准确,对111组数据进行计算,相对误差基本在10%以内,最大误差为14.39%。

(3) BP神经网络模型的计算精度比改进牵规法的计算精度高。当动车组的目标速度从200 km/h增大到300 km/h时,BP神经网络模型计算的最大误差从2%变成3.9%,而改进牵规法计算的最大误差从7.6%增大至14.3%。因此,BP神经网络模型的计算范围更广,有望成为预测动车组的牵引能耗的首选方法。

(4) 目标速度、坡度对动车组能耗有显著影响,而动车组质量、曲线半径、满载率等因素对动车组能耗影响不大。

参考文献:

- [1] SHI - GEN G, SHU - HU Q, HAI - RONG D, et al. Data - based dynamic characteristic modeling and tracking control for high - speed train[C]//Intelligent Control and Automation (WCICA), 2012 10th World Congress on. IEEE, 2012: 2913 - 2917.
- [2] 陈治亚,施正威,冯芬玲,等. 铁路机车运输能源消耗统计现状分析[J]. 中国铁路, 2010(6): 24 - 26.

- [3] QU J, SUN P, WANG Q, et al. Optimization for high-speed train operation considering driving strategies and time-table [C]//Control Conference (CCC). China, IEEE, 2013: 8167-8171.
- [4] HU P, CHEN R, LI H, et al. Train operation traction energy calculation and saving in urban rail transit system [C]//Proceedings of the 2012 Second International Conference on Instrumentation, Measurement, Computer, Communication and Control. IEEE Computer Society, 2012: 505-507.
- [5] KIM K, CHIEN S I J. Simulation-based analysis of train controls under various track alignments [J]. Journal of Transportation Engineering, 2010, 136(11): 937-948.
- [6] GOODMAN C J, SIU L K, HO T K. A review of simulation models for railway systems [C]//International Conference on Developments in Mass Transit Systems 1998. IEEE, 1998: 453.
- [7] TB/T 1407-1998, 列车牵引计算规程[S].
- [8] 周锋. 动车组牵引计算建模及软件仿真[D]. 成都: 西南交通大学交通运输学院, 2007: 1-61.
- [9] 韩立群. 神经网络理论、设计及应用[M]. 北京: 化学工业出版社, 2007: 1-208.
- [10] 李志勇, 文睿, 危初勇. 基于径向基神经网络的机车牵引能耗计算模型[J]. 铁道学报, 2011, 33(9): 27-30.
- [11] SHILIN Q, ZHIFENG S, HUIFANG F, et al. BP neural network for the prediction of urban building energy consumption based on Matlab and its application [C]//Computer Modeling and Simulation, 2010. ICCMS '10. Second International Conference on. IEEE, 2010: 263-267.
- [12] AZADEH A, GHADERI S F, TARVERDIAN S, et al. Integration of artificial neural networks and genetic algorithm to predict electrical energy consumption [J]. Applied Mathematics and Computation, 2007, 186(2): 1731-1741.
- [13] 喻伟, 李百战, 杨明宇, 等. 基于人工神经网络的建筑多目标预测模型[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, 43(12): 4949-4955.
- [14] HORNIK K, STINCHCOMBE M, WHITE H. Multilayer feedforward networks are universal approximators [J]. Neural Networks, 1989, 2(5): 359-366.
- [15] NIELSON H R. Theory of the back propagation neural network [J]. IEEE UCN, 1989(1): 693-696.
- [16] 张曙光. 中国高速铁路技术丛书[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2008: 1-581.
- [17] 马少坡. 动车组牵引计算仿真研究[J]. 铁道建筑技术, 2013(S1): 243-267.
- [18] 郭玉华, 陈治亚, 周丹. 双层集装箱车通过隧道气动性能实车试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2010, 41(3): 1207-1211.
- [19] 陈涛. 高速列车运行能耗测算方法及其影响因素量化分析[D]. 北京: 北京交通大学交通运输学院, 2011: 1-70.
- [20] 李晓峰, 李加勇, 董会超, 等. 正交实验法研究电沉积Mg-Ni储氢合金的制备工艺[J]. 稀有金属材料与工程, 2009, 38(4): 709-712.
- [21] 蒙霞, 王树枫, 张有山, 郭良栋. 基于模糊神经网络的电能耗预测模型[J]. 辽宁科技大学学报, 2015, (06): 440-445.
- [22] 刘峰, 姚松, 张洁, 张娜. 动车组横风环境下的交会气动效应[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2016, (01): 307-313.

基于断裂力学的盾构隧道管片 裂损破坏机理研究

蔡明生

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:近年来国民经济迅猛发展,城市化进程正处于快速发展期,在此期间,城市地下空间开发规模逐年增大。盾构法作为一种安全高效的施工方法,已成为修建城市地下铁道的主要施工方法。盾构隧道在修建及运营过程中,不可避免会出现许多隧道病害,而管片裂损是最为常见且危害较大的病害之一。为了研究盾构隧道管片结构的裂损机理,在混凝土断裂力学理论上,采用扩展有限元方法研究在各种外荷载作用下管片的裂损机理,以及含裂缝管片的受力特性,探讨裂损对管片结构安全性的影响。其分析结果可为优化设计和施工提供有益参考,为类似工程提供借鉴。

关键词:断裂力学;有限元;管片;裂损破坏

1 引言

盾构隧道作为城市交通的重要组成部分,一方面大大缓解了城市客运交通,同时盾构隧道修建和运营时期伴随着管片裂缝出现的一系列病害问题,如管片渗漏、接缝张开、沉降、管片腐蚀和掉块也值得人们去注意。盾构隧道管片式衬砌结构一旦开裂,不但不易修缮,影响隧道的正常运行,而且将造成隧道内其他附属设施遭到不同程度的破坏;管片结构产生裂缝,还能对隧道结构稳定性造成破坏,使衬砌有效厚度变薄,安全可靠降低,影响隧道运营,甚至威胁列车行车安全。目前盾构隧道衬砌结构裂缝几乎成为整个地铁工程的通病,成为地铁病害预防和治理的难点,因此对地铁隧道衬砌结构裂缝成因的分析及治理研究显得十分重要。

盾构隧道在施工和运营过程中,隧道管片式衬砌结构发生不同程度破坏和损伤的情况屡见不鲜。目前针对盾构隧道管片破坏问题主要集中在管片接头的力学性能上,对整环或几环衬砌结构的整体力学性能和破坏机理研究的较少。主要的研究手段是花费大量时间、精力和财力进行1:1室内足尺试验或现场原位试验,比较缺乏理论和

数值研究。本文以断裂力学为理论基础,利用abaqus软件扩展有限元模块深入探讨各主要影响因素下衬砌管片裂损产生的规律及破坏形态。

2 断裂力学理论

断裂力学(Fracture Mechanics)是近30年发展起来的新的力学分枝,它的任务是研究含有缺陷或裂缝的材料强度问题,它以光滑试样的拉伸试验把材料分为脆性断裂和韧性断裂两大类,土木工程中结构破坏主要是以脆性断裂为主,断裂力学又被称为“裂纹力学”。

在断裂力学中,断裂即在外荷载作用下,材料内部形成了位移间断面,根据受力的不同,裂纹的种类也有所不同。断裂力学将裂纹分成三类:张开型(I型)、滑移型(II型)和撕开型(III型),如图1所示。

按力学特征分为:

(a)张开型(I型):在与垂直与裂纹面的拉应力作用下,裂纹面上下表面沿拉应力张开而形成的一种裂纹。受力特征:构件受与裂纹面正交的拉应力作用,即正应力垂直于裂纹面;位移特征:裂纹面的上、下表面沿 y 方向位移,裂纹扩展方向与 y 轴垂直。位移分量 u 连续, v 不连续。

(b)滑开型(Ⅱ型):构件受垂直于裂纹尖端线的剪切力作用,裂纹上、下表面在该剪切力作用下发生相对位移而形成的一种裂纹。受力特征:构件受剪切力作用,该切应力平行与裂纹长度方向;位移特征:裂纹上、下表面沿该剪切应力方向的位移分量 u 不连续,位移分量 v 连续;裂纹沿剪切力方向扩展。

(c)撕开型(Ⅲ型):构件受平行于裂纹尖端线

的剪切力作用,裂纹面上、下表面沿裂纹面外的发生相对滑动而形成的一种裂纹。受力特征:构件受在裂纹面内且与裂纹尖端线平行的剪切应力作用,即切应力垂直与裂纹长度方向;位移特征:裂纹上、下表面沿 z 轴方向发生相对滑动;裂纹扩展方向垂直于剪切应力;上、下表面沿该剪应力方向的位移分量 w 不连续。

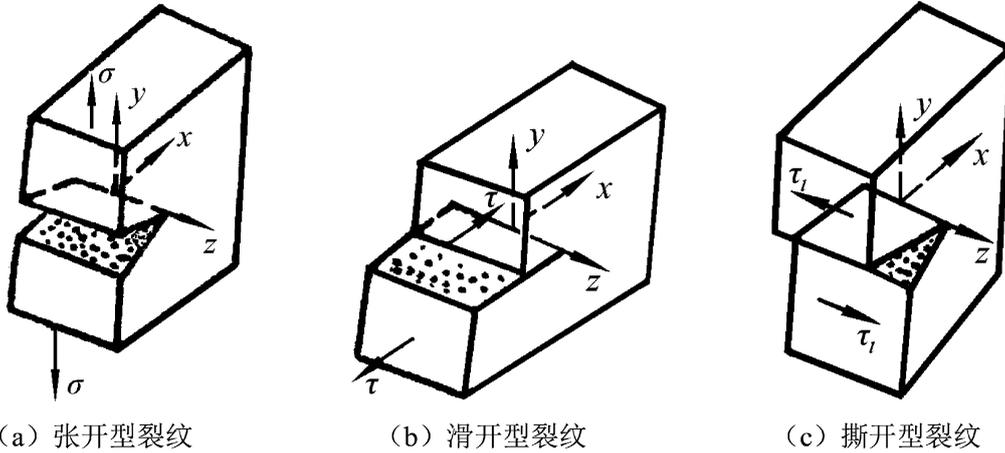


图 1 三种基本裂纹模式

在三种基本类型裂纹中,由于管片结构主要承受弯矩和轴力作用,故张开型裂纹最常见且最危险的裂纹,最容易出现的由是两种或两种以上的基本裂纹组成的复合裂纹。

按裂纹在构件中的位置,可分为:

(1)穿透裂纹:当裂纹贯穿整个构件时,一般可简化为裂尖裂纹。

(2)表面裂纹:当裂纹分布于构件表面时,一般可简化为半椭圆裂纹。

(3)深埋裂纹:当裂纹深埋于构件内部时,又称为内部裂缝,一般可简化为椭圆裂纹或圆片裂纹。

(3)选取区间隧道的一段管片进行三维数值分析,宽度为 4.5m,管片环数为 3 环。(4)地层与管片之间的相互作用及管片与管片间的相互作用用弹簧来模拟。

3 盾构隧道裂损破坏机理研究

本文采用 ABAQUS 软件,以断裂力学理论为基础,深入探讨盾构管片开裂的主要影响因素。为了便于分析和数值模拟的实现,在建立三维模型之前,先做以下 4 点假设来简化模型:

(1)将管片接头看作是一个纯平面,不考虑其变形影响;(2)不考虑管片螺栓孔的应力变化;

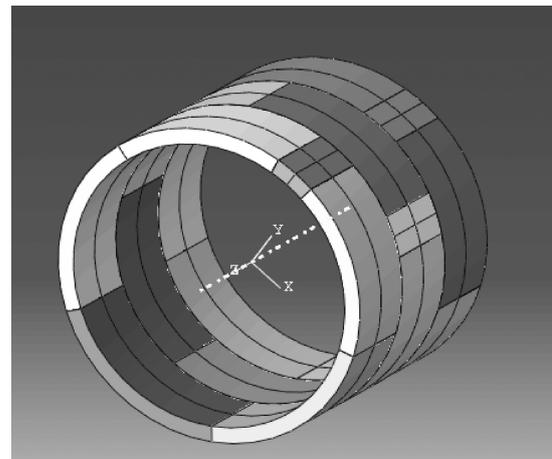


图 2 盾构隧道衬砌三维模型

(1)衬砌管片外径为 6 000 mm,内径为 5 400 mm,管片每环宽 15 000 mm,共 3 环。沿 Z 轴方向,错缝拼装,错缝角度 45° ,每环由 6 块管片组成,见图 2。管片参数见表 1。

表1 管片参数表

项目	参数
分块形式	3+2+1
外径	6 000 mm
内径	5 400 mm
厚度	300 mm
宽度	1 500 mm

3.1 偏压荷载作用下衬砌管片裂损分析

偏压作用是指衬砌结构承受不对称的围岩荷载,是盾构隧道衬砌开裂的主要原因之一。盾构隧道受地质条件和地面密集建筑物影响,容易出现局部偏压现象。本节主要针对局部偏压的情况进行数值模拟分析,以衬砌上半部分圆拱右幅45°角线为中线,设置偏压范围分别为10°、20°、30°、40°(α)四种工况,采用均布荷载P模拟偏压荷载。力学模型如图3所示。

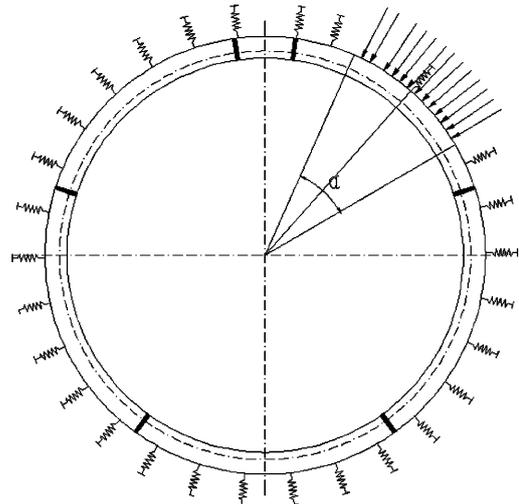
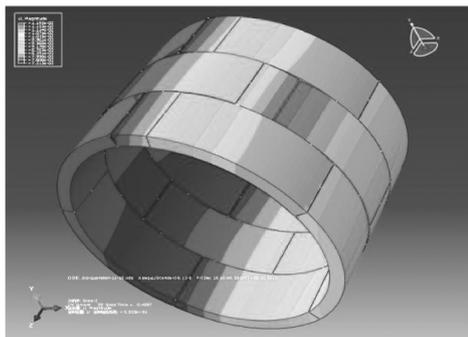


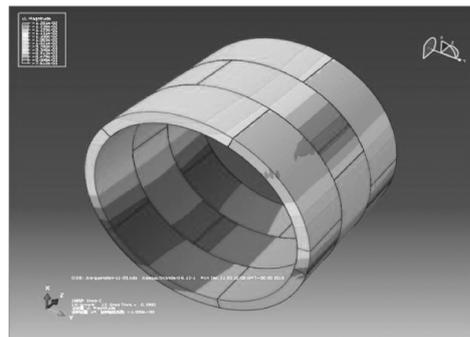
图3 偏压计算示意图

2. 计算结果分析

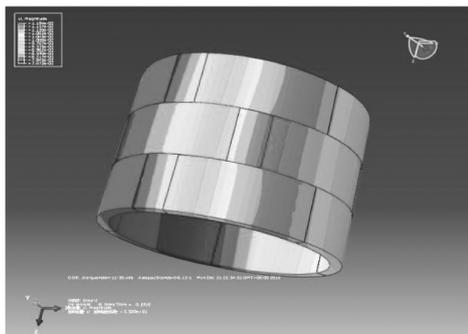
按照上述方法,对衬砌结构在偏压作用下进行开裂数值模拟计算。其衬砌结构位移图见图4。



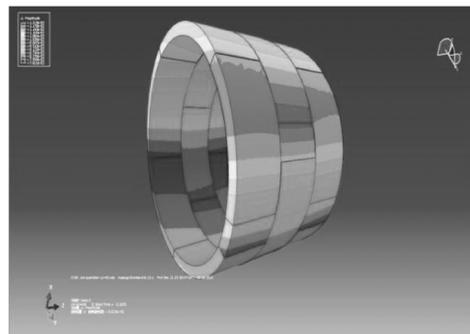
(a) 衬砌偏压 10°



(b) 衬砌偏压 20°



(c) 衬砌偏压 30°



(d) 衬砌偏压 40°

图4 衬砌管片位移图

图4为管片结构的在偏压荷载的收敛位移图,管片结构位移最大处发生在第2环管片封顶块与其相邻块的接缝处。由图中可以看出,随着偏压范围的增大,管片结构发生的收敛位移也会增大。随着荷载的增大,还会出现管片接缝张开

的现象,影响管片结构整体性。

3.2 围岩松弛压力下管片结构裂损分析

在盾构隧道中,因管片支护和注浆填充,隧道拱顶土体位移受限制,土拱效应不完全发挥,土体剪应力小于其抗剪强度,而使围岩变形形成松弛

荷载。在发生超挖或者遇到空洞即时回填时,由于回填材料的不够密实而以重力形式作用于衬砌结构上,地下水的作用也会使围岩强度降低,增大围岩的变形能力,而使衬砌结构承受的荷载越来越大。

本次计算以拱顶松弛压力作用于衬砌结构的范围不同而进行建模分析,分为 10° 、 20° 、 30° 、 40° (α) 4 个工况,为简便计算,松弛荷载用均布荷载 P 进行模拟,盾构隧道衬砌松弛荷载力学模型如图 5。

(1) 管片位移

图 6 给出了盾构隧道在偏压作用时的位移云图和变形放大图,与未变形管片结构对比,管片结构上半部分下沉明显,其中最大位移发生在拱顶,拱顶位移随着松弛荷载范围的增大而增大。以拱顶衬砌表面节点为 S 为研究对象,研究拱顶环向位移与松弛荷载的关系。 S 为管片内侧主裂缝表面一点,图中共有两个突变点,第一个突变点为裂

缝其裂时刻,第二个突变点为管片结构失去了承载能力。管片结构起裂后,裂缝两侧单元体向相反方向移动,在结构破坏之前,节点的环向位移基本上与松弛荷载的大小成正比。

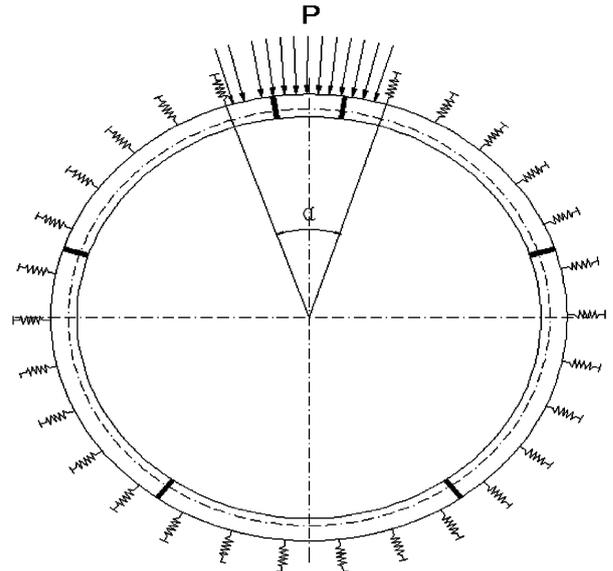
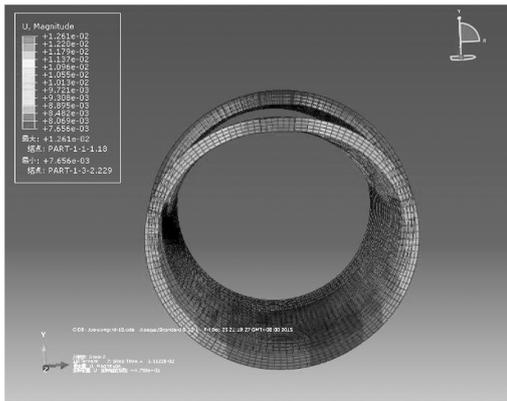
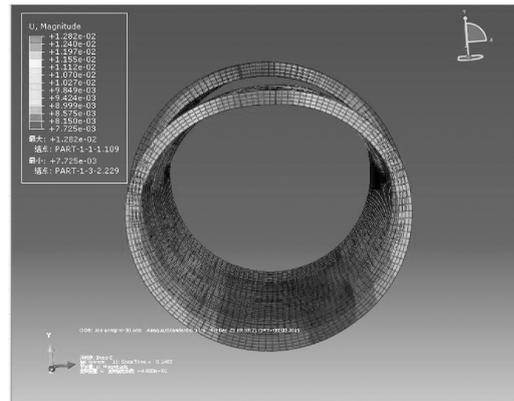


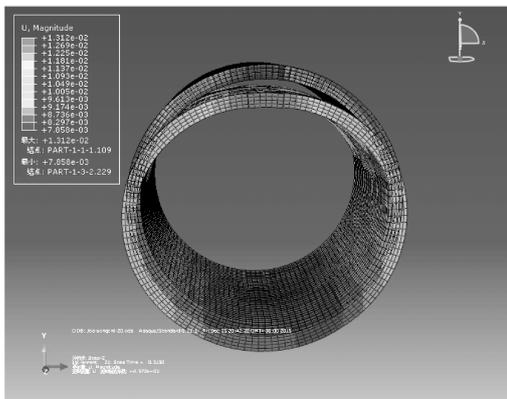
图 5 松弛荷载计算模型



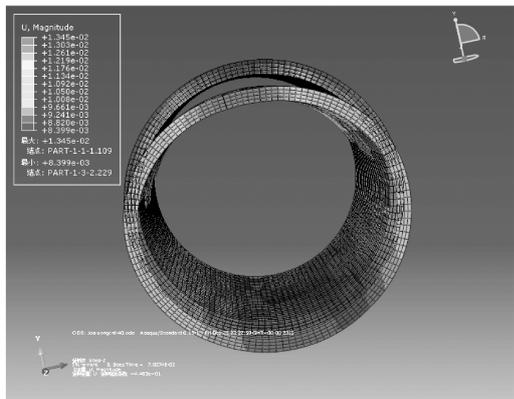
(a) 管片位移云图 ($\alpha=10^\circ$)



(b) 管片位移云图 ($\alpha=20^\circ$)



(c) 管片位移云图 ($\alpha=10^\circ$)



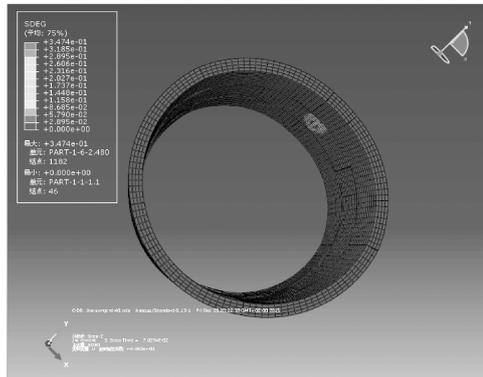
(d) 管片位移云图 ($\alpha=20^\circ$)

图 6 管片位移云图

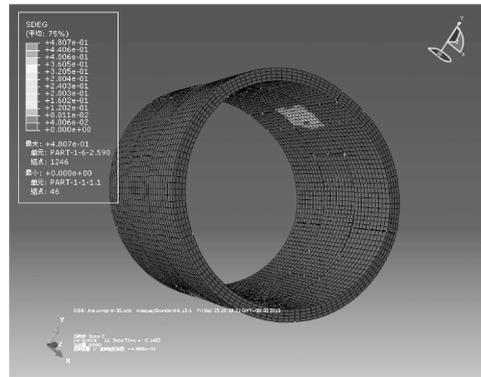
(2)管片裂损

管片结构在松弛压力荷载作用下,拉应力集中在拱顶管片内侧以及拱肩外侧,其中最大拉应力位于拱顶内侧,无论偏压荷载范围大多,随着外

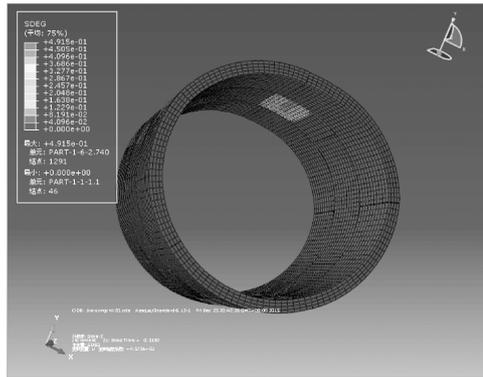
荷载增大,拱顶内侧最先发生开裂,外侧出现受压区。在同样偏压荷载作用下,偏压范围越大,管片结构裂损越严重,如图7。



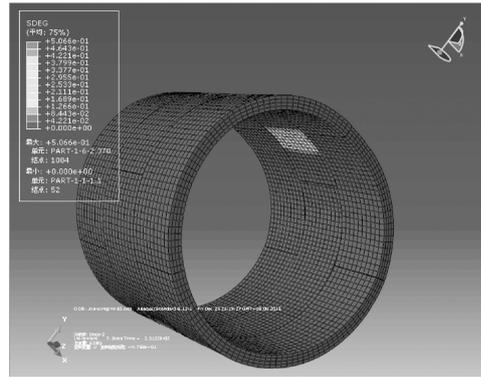
图：管片裂损云图 (α=10°)



图：管片裂损云图 (α=20°)



图：管片裂损云图 (α=30°)



图：管片裂损云图 (α=40°)

图7 管片裂损云图

4 结语

本文基于断裂力学相关理论,通过 ABAQUS 有限元软件,建立扩展有限元模型,计算分析了管片结构在局部偏压及管片结构受松弛荷载两种不良地质条件下,其裂缝发生机理及变形规律。

(1)当偏压荷载作用范围较小时,衬砌在偏压位置主要发生外侧混凝土压溃破坏;随着偏压范围的增大,结构破坏的范围扩大,偏压位置内缘混凝土产生拉裂缝,两侧混凝土外缘会产生拉裂缝区当偏压范围越大,衬砌结构在相对小的荷载状态下即会产生裂缝,结构的极限承载力也相对较低。

(3)管片结构在松弛荷载条件下,拉应力集中在拱顶内侧及两边拱腰外侧,最先发生拉裂破坏的为管片结构拱顶内侧;随着松弛荷载范围增大,

管片裂损越严重。

参考文献:

[1] 柳献,张浩立,鲁亮,王秀志. 超载工况下盾构隧道结构承载能力的试验研究[J]. 地下工程与隧道,2013年04期.

[2] 鲁亮,孙越峰,柳献,王秀志,王维朋. 地铁盾构隧道足尺整环结构极限承载力试验研究[J]. 结构工程师,2012年06期.

[3] 毕湘利,柳献,王秀志,鲁亮,杨志豪. 通缝拼装盾构隧道结构极限承载力的足尺试验研究[J]. 土木工程学报,2014年10期.

[4] 封坤,何川,苏宗贤. 南京长江隧道原型管片结构破坏试验研究[J]. 西南交通大学学报,2011年04期.

[5] 董新平,解枫赞. 一类盾构管片接头破坏历程的解析解[J]. 岩土工程学报,2013年10期.

[6] 董新平. 盾构衬砌整环破坏机理研究[J]. 岩土工程学报,2014年03期.

城市建设水土保持功能损失分析

张翔宇,卓素娟,王强

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:生产建设项目造成水土流失的,应进行治理并恢复其原有水土保持功能。本文通过分析城市建设水土流失内涵及城市水土保持功能,提出城市建设蓄水保水功能损失率和水损失率两个城市水土保持功能损失计算指标,并以实例计算,供业内交流探讨。

关键词:蓄水保水功能损失率;水损失率;水土保持功能;水土流失;城市建设

城市建设是否会造成严重水土流失,有没有必要编报水土保持方案?对于这个问题一直存在争议,从业单位解释不清,建设单位也无法理解,并且已有部分省、市水土保持规划明确城市不是水土流失易发区。造成此现象的主要原因就是对城市建设造成的水土流失认识不清楚、不准确,对建设单位来说城市规划建设用地就是用来建设构筑物的,水保从业人员用建设项目造成了水土资源及土地生产能力破坏和损失来解释或者强调土壤流失量,很难让建设单位理解。如果从城市建设造成原地貌水土保持功能损失的角度来解释,会容易理解些。

本文根据城市建设水土流失内涵,分析城市建设造成的水土保持功能损失,提出蓄水保水功能损失率和水损失率两个指标,希望能为城市水土保持发展提供参考和指导,进一步明确城市水土保持的重要性。特别是我国正在推进海绵城市建设,海绵城市建设的目标核心就是使70%的降雨就地消纳和利用,这与水土保持功能中的蓄水保水功能存在异曲同工之处。

1 城市建设水土流失内涵

水土保持法律定义是指对自然因素和人为活动造成水土流失所采取的预防和治理措施。水土流失是指在水力、风力、重力及冻融等自然营力和人类活动作用下,水土资源和土地生产能力的破坏和损失,包括土地表层侵蚀及水的损失^[1]。由以上概念可知,水土流失包括土地资源破坏和损失、水资源的破

坏和损失、土地生产能力的破坏和损失。

水资源为地球表面可供人类利用的水,包括水量、水域和水能资源。水土流失概念中水土资源水损失是指大于土壤入渗强度的雨水或融雪水因重力作用而沿坡面流失的现象。就城市生产建设项目而言,在规划建设用地范围内硬化地表,造成地表径流增加、入渗减少,导致原地块保水蓄水能力降低。对整个城市而言,区域地表大量硬化,雨量径流系数增大,降雨下渗少,径流多,造成原城市水循环破坏、地下水得不到补给、“逢雨必涝”的现象。

土地资源为当前和可预见到的将来在一定条件下可供人类开发利用的土地。土地具有自然及社会属性,同时也包括被开发利用后创造的价值。据此土地资源的界定,就城市建设而言,城市建设用地利用方向就是城市开发建设,城市规划建设用地性质就是土地社会属性决定的土地资源利用,建设活动并没有造成规划建设用地范围内的土地资源破坏和损失,若防护不当可能对规划建设范围外造成土地资源破坏和损失。土地生产力指土地在一定条件下可能达到的生产水平,反应土地的生产能力。对于城市规划建设用地,无土地生产力的要求。

因此,城市建设造成的水土流失主要是水损失,并没有造成规划建设地块内的土地资源及土地生产力的破坏和损失。城市建设水土保持的核心是预防治理生产建设活动造成的水损失,及由水损失引起的水土流失危害。

2 城市建设水土保持功能损失

2.1 水土保持功能概念

水土保持法第三十二条：“在山区、丘陵区、风沙区以及水土保持规划确定的容易发生水土流失的其他区域开办生产建设项目或者从事其他生产建设活动，损坏水土保持设施、地貌植被，不能恢复原有水土保持功能的，应当缴纳水土保持补偿费，专项用于水土流失预防和治理”。法律条款中正式提出水土保持功能一词。水土保持功能指水土保持设施、地貌植被所发挥或蕴藏的有利于保护水土资源、防灾减灾、改善生态、促进社会进步等方面的作用^[1]。具有水土保持功能的是水土保持设施、地貌植被。

全国水土保持区划确定水土保持十大基础功能为水源涵养、防风固沙、土壤保持、蓄水保水、农田防护、水质维护、生态维护、防灾减灾、拦沙减沙、人居环境维护^[2]。就城市建设而言，建设区内原地貌植被的水土保持功能主要有蓄水保水、水质维护、生态维护、拦沙减沙和人居环境维护等；项目建设过程中应保护的水土保持功能有拦沙减沙、水质维护和蓄水保水等；项目建成后应尽量恢复的水土保持功能有蓄水保水、水质维护、生态维护、拦沙减沙和人居环境维护等。城市水土保持核心功能是蓄水保水，城市建设破坏原地貌的蓄水保水功能，减少了降雨入渗，增加了地表径流，改变了城市水循环，造成城市降雨内涝、恶化城市水生态等问题；其次是拦沙减沙及防灾减灾功能，城市建设破坏原地貌，并因降雨径流量增加，造成土壤侵蚀模数增大、径流泥沙含量增加，进而导致城市排水管网淤积等问题。本文仅对核心功能—蓄水保水功能进行分析探讨。

2.2 蓄水保水功能损失

蓄水保水功能是指某区域内水土保持设施、地貌植被所发挥或蕴藏的蓄水保水的作用。城市建设蓄水保水功能损失是指城市建设活动破坏了水土保持设施、原地貌植被所发挥或蕴藏的蓄水保水作用。根据雨量径流系数，提出蓄水保水功

能损失率和水损失率两个定量计算指标。

2.2.1 蓄水保水功能损失率

蓄水保水功能可简单理解为降雨入渗功能，采用雨量径流系数计算求得。对一个特定的项目建设区而言，造成场区原地貌蓄水保水功能的损失就是地表硬化造成的场地综合雨量径流系数的增加。因此，可以通过雨量径流系数的变化定量原地貌蓄水保水功能的损失。

用蓄水保水功能损失率表示建设扰动造成原地貌蓄水保水功能损失程度。蓄水保水功能损失率指扰动后蓄水保水功能损失占原地貌蓄水保水功能的百分比。

蓄水保水功能 = 1 - 雨量径流系数

$$\text{蓄水保水功能损失率} = \frac{\text{原地貌蓄水保水功能} - \text{扰动后蓄水保水功能}}{\text{原地貌蓄水保水功能}} \times 100\%$$

2.2.2 水损失率

水损失率指沿地面流失的雨水占总降雨量的百分比。水损失量是指大于地表入渗强度的降水沿地表流失的量，对于特定的城市建设项目，可根据地块面积、多年平均降雨量、工期、雨量径流系数，计算原地貌水损失率、背景水损失量、新增水损失量、建成后水损失率及年水损失量。背景水损失量是指建设工期时段内原地貌条件下的水损失量，新增水损失量是指扰动后水损失量减去背景水损失量。

水损失率 = 雨量径流系数 × 100%

水损失量 = 面积 × 降雨量 × 水损失率 × 工期

3 算例

3.1 项目概况

以广东某房地产项目为例，小区规划建设用地 22 400 m²，项目区属冲积平原地貌，多年平均降雨量 1 700 mm，容许土壤流失量 500 t/km²·a，施工前项目建设区为平坦荒草地，林草覆盖率约 60%。项目建设 3 栋 16 层商住楼、7 栋 3 层别墅，建筑面积 39 788 m²，基底面积 5 300 m²，建筑密度为 23.66%，绿地面积 7 900 m²，绿地率 35.27%，道路和广场硬化面积为 7 100 m²，透水铺装面积 2

100 m²。工期18个月,其中基础工程工期6个月,地上建筑工期12个月。

3.2 水土保持功能损失计算

3.2.1 雨量径流系数计算

雨量径流系数按《建筑与小区雨水利用工程技术规范》(GB50400-2006)选用。原地貌为荒草地,林草覆盖率60%,雨量径流系数取0.20。建设过程中,选取基坑施工时段和地上建筑施工时段计算。基坑施工时段,雨量径流系数根据土质选取,场地自上而下分为人工填土层(碎石、黏性土等组成)、海陆交互相沉积层(淤泥、粉质黏土、粗砂)、燕山期花岗岩风化层,整个地块雨量径流系数综合值取0.35。地上建筑施工时段,建筑基底占地范围雨量径流系数取值0.85,碎石路面取0.40,其余扰动土地面区域取0.30,整个小区雨量径流系数综合值为0.46。建成后,屋顶雨量径流系数取0.90,道路广场取0.80,透水铺装取0.40,绿地取0.15,项目建成后小区雨量径流系数综合值为0.56。

3.2.2 蓄水保水功能损失率计算

计算结果(见表1)表明,施工前原地貌蓄水保水功能为0.8,施工期蓄水保水功能逐渐降低,建成后运行期蓄水保水功能降低到0.44。施工前、施工过程及完工后蓄水保水功能变化见图1。

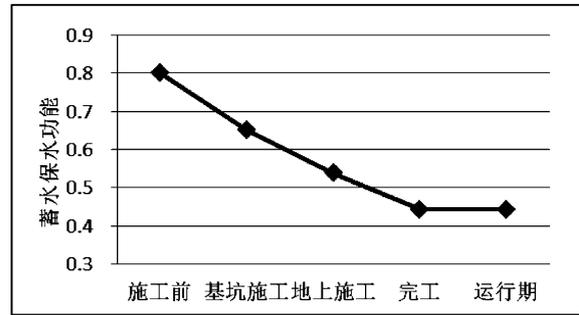


图1 各时段蓄水保水功能变化

相对原地貌水土保持蓄水保水功能,基坑施工时段蓄水保水功能损失率为18.75%,地上建筑物施工时段蓄水保水功能损失率为32.73%,建成后蓄水保水功能损失率为44.61%。随着地表硬化面积增加,蓄水保水功能损失越多。蓄水保水功能损失率计算结果见表1,建设时段的变化趋势见图2。

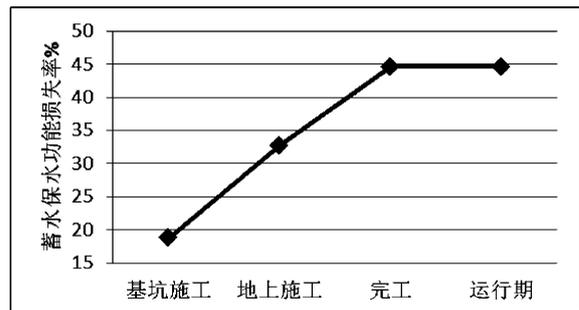


图2 各时段蓄水保水功能损失变化

表1 蓄水保水功能损失率及水损失计算

时段	地表	面积/m ²	雨量径流系数	蓄水保水功能	蓄水保水功能损失率/(%)	水损失率/(%)	背景水损失量/m ³	水损失总量/m ³	新增水损失量/m ³	备注
施工前	覆盖率60%草地	22 400	0.20	0.80	/	20.00	7 616	7 616	/	每年水损失量
施工期	基坑施工	土石裸地	22 400	0.35	18.75	35.00	3 808	6 664	2 856	工期半年水损失量
	地上施工	建筑占地	5 300	0.85	32.73	46.18	7 616	17 587	9 971	工期一年水损失量
		碎石路面	7 100	0.40						
		土质裸地	10 000	0.30						
	加权平均/合计	22 400	0.46							
完工后	建筑屋顶	5 300	0.90	0.44	44.61	7 616	21 208	13 592	每年水损失量	
	道路广场	7 100	0.80							
	透水铺装	2 100	0.40							
	绿地	7 900	0.15							
	加权平均/合计	22 400	0.56							

3.2.3 水损失率及水损失量计算

施工前原地貌水损失率为 20.00%，施工期水损失率逐渐增大，完工后水损失率增加到 55.69%，项目建成后运行期水损失率是施工前原地貌水损失率的 2.78 倍。水损失率变化趋势见图 3。

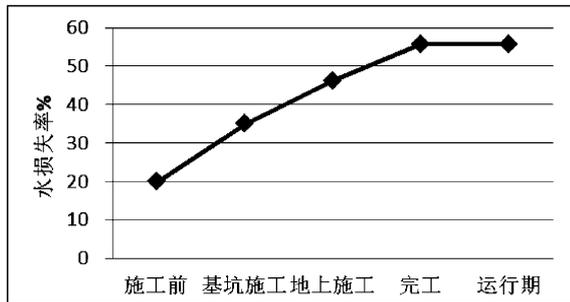


图 3 各时段水损失变化

年降雨总量为 38 080 m³，施工前原地貌年水损失总量 7 616 m³，建成后运行期年水损失总量 21 208 m³，比施工前增加了 13 592 m³。工期 1.5 年，施工过程中水损失总量 24 251 m³，背景水损失量 11 424 m³，新增水损失量 12 827 m³，详见表 1。

4 结语

城市建设造成的水土保持功能损失主要是蓄

水保水功能损失，即水损失。当前在城市水土保持领域，没有定量计算水损失的指标。本文提出的蓄水保水功能损失率和水损失率可以定量直观的反映城市建设造成的水损失及影响水损失的主要因素。通过收集、调查城市建设项目的相关资料，并配合有关试验，可以取得大量城市建设项目造成水资源损失的数据，从而提出蓄水保水功能损失、水损失控制指标，为城市水土保持发展提供参考和指导，也进一步明确城市水土保持的重要性。特别是我国正在推进海绵城市建设，海绵城市建设的目标核心就是使 70% 的降雨就地消纳和利用，这与水土保持功能的蓄水保水功能存在异曲同工之处。据此，本文提出了蓄水保水功能损失率和水损失率两个参考指标，希望为行业发展提供新思路，仅供参考交流。

参考文献：

- [1] 李飞, 郜凤涛, 周英, 等. 中华人民共和国水土保持法释义[M]. 北京: 法律出版社, 2011: 4-5, 54-55.
- [2] 张超, 王治国, 凌峰, 等. 水土保持功能评价及其在水土保持区划中的应用[J]. 中国水土保持科学, 2016, 14(05): 90-99.

一般软基与构造物软土地基处理方案造价比选

王丽霞

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:软土地基处理方案的选择合理与否对工程的经济性、有效性及施工速度有较大的影响。本文通过对广佛江快速通道新会会城至崖门段软土地基各种设计方案进行了技术、造价等方面的比选,科学地确定经济、合理的方案。

关键词:一般软基;构造物软土地基;造价比选

1 工程概况

广佛江快速通道新会会城至崖门段工程位于江门市新会区西南部——银洲湖西翼,是江门市规划发展的重点区域。本项目路线走廊局部处于三角洲海陆交汇互相沉积平原,软土层发育,分布广、厚度大、承载力低等特点,因此,软土地基处理方案的选择至关重要,直接影响项目的经济性和合理性,本文重点进行一般软基和构造物软土地基方案造价对比分析。

2 软土地基处理设计要点

(1) 沉降计算及工后沉降

路基沉降量采用分层总和法计算主固结 S_c ,并采用沉降系数 m 对其进行修正,其范围值为1.1~1.6。压缩层计算深度控制原则为计算层底面附加应力与有效自重应力之比不大于0.1,若确定后计算深度以下还有软土层时,还应继续计算,对于浅薄层软土路段,计算至相对硬层为止,地基固结度按太沙基固结理论计算。路面设计使用年限内(15年),路基所发生的残余沉降为工后沉降,对于一般路段允许工后沉降 ≤ 30 cm,桥台和路基相邻处 ≤ 10 cm,涵洞及新旧路基拼接路段 ≤ 20 cm。

(2) 稳定计算

稳定采用有效固结应力法计算,快剪与固结指标同时考虑,稳定安全系数取 $F > 1.2$ 。当考虑地震影响时可适当降低稳定系数。

(3) 预压高度

为了加速地基沉降和固结,满足路基允许工后沉降量等要求,结合软土性质、地基处理方法,排水固结处理路段采用超载预压,超载高度为1.0 m;复合地基路段视软基深及路基填高采用等载预压,等载高度为1.2 m。

3 计算依据、材料单价、费率取用

计算依据采用中华人民共和国交通部发布的《公路工程基本建设项目概算、预算编制办法》(JTG B06-2007)、《公路工程概算定额》(JTG/T B06-02-2007)、《公路工程机械台班费用定额》(JTG/T B06-03-2007);人工费统一按广东省交通运输厅粤交基[2010]1915号文件《关于调整我省公路工程预算人工工日单价的通知》中的三类地区人工工资63.29元/工日;材料单价按广东省交通工程造价站公布的2016年7月份《广东交通工程造价信息》及江门地区材料信息价,主要材料价格:塑料排水板2.14元/m、双向钢塑土工格栅12元/m²、土工布5.56元/m²、32.5水泥298元/t、42.5水泥343元/t、52.5水泥395元/t、砂72.45元/m³、中粗砂95.97元/m³、一般碎石98.02元/m³、 $\phi 30$ cm预应力混凝土管桩69.7元/m,全部单价均按工地价考虑;其他工程费及间接费费率统一按广东省交通厅粤交基[2008]548号文件“关于印发广东省执行交通部《公路基本建设工程概算预算编制办法》补充规定的通知”和2011年第83号文《关于公布公路工程项目概算预算编制办法局部修订的公告》规定的费率,其中主副食运费补贴的

综合里程为5 km,施工工地转移距离为130 km;计算软件采用珠海纵横创新软件有限公司与广东省工程造价管理站联合开发的广东公路造价编审系统(标准化2011)专业版9.0.8.1016版本。

4 软基处理方案造价比较

表1 一般软基处理方案造价比较表

处理深度/m	处理方案	工期	优点	缺点	造价/(元/m ²)
>3.0	1. 塑料排水板 + 堆载预压	很长	1. 经济简单; 2. 施工技术成熟; 3. 处理深度大。	1. 填土高、处理深时,路基易出现稳定性问题,同时工期长;2. 排水效果因厂家产品质量而异;3. 需要大量土方预压,而且卸载土方比较麻烦。	451元 (按单根板长25 m计算)
>3.0	2. 袋装砂井 + 堆载预压	很长	1. 经济简单; 2. 施工技术成熟; 3. 施工效率高。	1. 需要大量土方预压,而且卸载土方比较麻烦;2. 桩距小时,对地基扰动大;3. 易出现排水颈缩断面;4. 填土高、处理深时,路基易出现稳定性问题,同时工期长。	469元 (按单根砂井长25 m计算)
>3.0	3. 真空联合堆载预压	较长	1. 可以减少预压土方; 2. 填土速度可以不受限制; 3. 处理效果好; 4. 填土高度大时优势较大。	1. 施工工艺复杂;2. 造价较高;3. 对周围的植物、建筑物影响较大,影响周围土壤环境;4. 有透水层时处理效果较差,需要隔离水源补给。	541元 (按单根板长25 m计算)

根据项目可知,可采用以上三种方案处理的面积为564 815 m²,从以上综合比较可知,经比较采用方案1,比方案2可减少费用1 017万元,比方案3可减少费用5 083万元。

4.2 构造物软土地基处理方案

对于桥头、涵洞、挡墙等构造物路段,工后

4.1 一般软基处理方案

本项目软土分布广泛,深度大部分均大于3 m,在广东地区可采用排水固结法,常见处理方法为真空联合堆载预压和竖向排水体 + 堆载预压,竖向排水体一般可以选择塑料排水板和袋装砂井。

沉降要求较高,推荐以复合地基处理方案为主,考虑目前珠三角地区常规的处理方法,结合本项目的特点,拟定如下几个方案:双向水泥搅拌桩、素混凝土桩、预制管桩、塑料排水板 + 堆载预压 + 水泥搅拌桩二次处理、塑料排水板 + 堆载预压。

表2 构造物软土地基处理方案造价比较表

处理深度/m	处理方案	工期	优点	缺点	造价/(元/m ²)
≤15 m	1. 双向水泥搅拌桩	长	1. 造价低;2. 有效提高地基承载力,减少工后沉降量。	1. 成桩效果相对较差,质量管理难; 2. 软土含较多有机质时效果差。	521元
≤15 m	2. 素混凝土桩	短	1. 进度易控制;2. 成桩效果好,强度高、不存在有效桩长;3. 提高承载力幅度相对较大,兼挤密、褥垫层和复合地基作用。	1. 超过一定深度后易断桩、缩颈;2. 振动法对地基有扰动,而长螺旋钻法则需要较大工作面;3. 桩端一定要打入持力层,否则失去高强度意义;4. 造价高。	680元
15~25 m	3. 钉形水泥土双向搅拌桩	短	1. 造价较低;2. 扰动小;3. 成桩效果好,质量易控制。	1. 桩端打入持力层,才能充分发挥作用;2. 软土有机质含量高时效果差。	667元

(续表2)

处理深度/m	处理方案	工期	优点	缺点	造价/(元/m ²)
15~25 m	4. 素混凝土桩	短	1. 进度易控制;2. 成桩效果好,强度高、不存在有效桩长;3. 提高承载力幅度相对较大,兼挤密、褥垫层和复合地基作用。	1. 超过一定深度后易断桩、缩颈; 2. 振动法对地基有扰动,而长螺旋钻法则需要较大工作面;3. 桩端一定要打入持力层,否则失去高强度意义; 4. 造价高。	900 元
>25 m	5. 塑料排水板+水泥搅拌桩二次处理	长	1. 造价低;2. 有效提高地基承载力,减少工后沉降量。	1. 施工工期长;2. 软土含较多有机质时效果差。	930 元
>25 m	6. 塑料排水板+堆载预压	长	1. 造价最低。	1. 工期长,工后沉降大;2. 对于挡墙等地基承载力要求较高路段,很难达到承载力要求,易使构造物产生倾覆。	526 元
>25 m	7. 预制管桩	短	1. 强度高、不存在有效桩长;2. 承载力提高幅度大,起复合地基作用;3. 进度易控制,工期很短;4. 污染小。	1. 造价高;2. 桩端一定要打入持力层,否则失去高强度意义。	1 146 元

综上分析比较,根据本项目实际情况,构造物路段软基处理方案推荐如下:

①当处理深度 ≤ 15 m的桥头、箱涵及挡墙路段,可采用方案1和方案2处理的面积为60 677m²,经比较方案1比方案2可减少费用965万元;

②当 15 m < 处理深度 ≤ 25 m的桥头、盖板涵及挡墙路段,可采用方案3和方案4的面积为224 492m²,经比较方案3比方案4可减少费用5231万元;

③当处理深度 ≥ 25 m的桥头、箱涵及挡墙路段,可采用方案6、方案7和方案8的面积为6 126 m²,经比较方案8比方案6费用增加132万元,比方案7费用增加380万元。

5 结论

综合以上各方面比较,结合本项目地质特点,在满足技术和经济的前提下,一般处理深度 > 3.0 m的软土路基推荐采用塑料排水板+堆载预压,该方案不仅经济实用,而且技术成熟、对地基扰动

小;处理深度 ≤ 15 m构造物软土地基推荐采用双向水泥搅拌桩,该方案不仅经济实用,而且对地基扰动小、不易断桩且能有效提高地基承载力,减少工后沉降;处理深度 $15 \sim 25$ m构造物软土地基推荐采用钉形水泥土双向搅拌桩,该方案不仅经济实用,而且扰动小、不易断桩且成桩效果好,质量易控制,能够提高承载力;处理深度 > 25 m构造物软土地基推荐采用预制管桩,该方案不仅施工方便、污染小,进度易控制,检测方便、强度高、能够起到复合地基作用,大大提高承载力,而且工期短,可节约大量的人工成本。

参考文献:

- [1] 广东省交通规划设计研究院股份有限公司:广佛江快速通道新会会城至崖门段(一标段)初步设计,2015.
- [2] JTG D30-2015 公路路基设计规范. 北京:人民交通出版社,2015.
- [3] 交通部公路司. 降低造价公路设计指南. 人民交通出版社,2005.

高质量发展“四好农村路”

——全国交通运输系统深入学习落实习近平总书记重要指示推进“四好农村路”会议摘录

2月25日,全国交通运输系统深入学习落实习近平总书记重要指示推进“四好农村路”高质量发展视频会在部召开。部党组书记杨传堂出席会议并强调,要以习近平新时代中国特色社会主义思想为指导,深入贯彻落实习近平总书记“四好农村路”重要指示精神和党中央、国务院决策部署,坚持以人民为中心,牢固树立新发展理念,紧紧围绕“四好农村路”建设目标,以实施补短板、促发展、助增收、提服务、强管养、重示范、夯基础、保安全“八大工程”为重点,全面推进“四好农村路”高质量发展,促进农村交通更高质量、更高效率、更加公平、更可持续,为广大农民群众脱贫致富奔小康、实施乡村振兴战略和加快推进农业农村现代化提供更好的交通运输保障和更有力支撑。部长李小鹏主持会议。杨传堂指出,党的十八大以来,习近平总书记高度重视农村公路发展,三次专门作出重要指示批示,深刻阐述了农村公路发展为了谁、发挥什么作用、怎么干等重大问题,彰显了以习近平同志为核心的党中央执政为民的宗旨和情怀,凸显了“四好农村路”的重大战略意义,为农村交通乃至整个交通运输发展提供了根本遵循、指明了前进方向。

杨传堂强调,这五年来,在习近平总书记重要指示精神的引领下,我国农村交通发展理念和实践从建设为主、建养并重,上升为建、管、养、运全面协调发展,“四好农村路”建设成效显著。但与习近平总书记的重要指示要求相比,与人民群众对美好生活的追求相比,还有不小差距。当前和今后一个时期,要牢记使命、勇于担当,加快迈上“四好农村路”高质量发展新台阶。

一是认真落实高质量发展新要求,加快推动农村公路从规模速度型向质量效益型转变。围绕

“八大工程”,不断完善法规政策保障体系,完善组织保障体系,完善技术指导体系,完善统计、监测、绩效考核体系。

二是着眼建设现代化经济体系新目标,以新发展理念引领“四好农村路”发展。着力推进管养体制机制改革创新,推进农村公路建、管、养、运协调发展,服务好美丽乡村、美丽中国建设,推动农村公路与关联产业融合发展,推进城乡交通一体化。

三是抓住实施乡村振兴战略新机遇,充分发挥农村公路在支撑农业农村现代化建设中的支撑作用。坚决打赢打好脱贫攻坚战,建立农村公路发展长效机制,做好脱贫攻坚与服务乡村振兴战略的衔接,切实发挥好交通运输先行保障作用。

四是肩负起建设交通强国的新使命。加强谋划研究,把“四好农村路”作为交通强国建设的重要内容,加速农村公路提档升级,稳步扩大农村公路网络覆盖程度,推进农村公路联网成环,更好满足人民群众对美好生活的需要。

五是不断提高党领导农村交通工作的能力水平,在新时代实现新担当新作为。坚持党的领导,坚持政府主导、各方共同参与的建设大格局,加强改革创新,保持昂扬向上的精神状态,努力建设人民满意交通。

李小鹏强调,要提高政治站位,切实把习近平总书记重要指示精神学懂、弄通、做实。要深刻认清形势,进一步增强建设“四好农村路”的使命感、责任感、紧迫感。要真抓实干,确保各项工作真正落实到位,确保如期优质完成“两通”目标。要加强学习宣传,为“四好农村路”高质量发展营造良好氛围,要不折不扣抓好中央脱贫攻坚专项巡视反馈问题的整改工作。

(摘自中国公路学会通讯244期)

第一届中国水土保持学术大会的报道

11月29日-12月1日,第一届中国水土保持学术大会在北京西郊宾馆隆重召开。大会以“协同创新,助力人与自然和谐共生”为主题。

中国水土保持学会理事长、水利部副部长陆桂华,中国水土保持学会副理事长、水利部水土保持司司长蒲朝勇,中国工程院院士沈国舫,中国水土保持学会副理事长、中国科学院院士崔鹏,中国水土保持学会副理事长、国家林草局生态保护修复司副司长黄正秋等有关领导和嘉宾出席大会,来自高等院校、科研院所、设计单位、学术团体以及相关行业管理部门的1106名专家、学者参加大会。



大会开幕式由中国水土保持学会副理事长、水利部水土保持司司长蒲朝勇主持,中国水土保持学会理事长、水利部副部长陆桂华致开幕词。开幕式颁发了中国水土保持学会第九届、第十届科学技术奖,第一届优秀设计奖,第十一届青年科技奖,《中国水土保持科学》第六届、第七届优秀论文奖和第一届中国水土保持学术大会优秀论文奖,并授予一批“全国水土保持科普教育基地”。

开幕式结束后,中国工程院院士沈国舫、中国科学院院士崔鹏、水利部总规划师汪安南、农业农村部全国农业技术推广服务中心首席专家高祥照受邀在主会场分别作了《水土保持杂谈》《一带一路灾害与风险防控》《保障国家水安全的一些思考》《农业水土保持与绿色发展》的大会主旨报告。大会主会场还邀请了8位知名学者作了专题报告。

大会设置了学科发展论坛、青年学术论坛和10个分会场进行专题研讨,研讨内容涉及学科发展、小流域综合治理、泥石流滑坡、规划设计、工程绿化、监测与信息化、生态修复、风蚀防治、土壤侵蚀、预防监督等众多水土保持研究领域,233名代表在论坛和分会场进行了专题交流。大会共征集到论文324篇,共评选出优秀论文81篇。我公司派代表参加了本次大会,提交的论文《城市建设水土保持功能损失计算方法的研究》获得优秀论文。

(报道者:卓素娟)

第二届 BIM 在中国交通领域推广与应用技术交流会报道

2019年第二届BIM在中国交通领域推广与应用技术交流会于2019年1月9日~2019年1月10日在黑龙江哈尔滨召开,会议由中国公路学会主办,中交第二公路勘察设计研究院有限公司、上海同豪土木工程咨询有限公司协办。13位交通BIM领域的专家学者分别就相关专业方向进行经验交流与报告,各地约400余位代表共同参与。

本次交流会的报告议题有:1.公路BIM技术研究与应用;2.公路BIM与BIM人才培养模式探讨;3.BIM技术在桥梁工程中的应用探索;4.交通领域BIM技术应用与探索;5.BIM+GIS技术在道路选线设计和施工中的研究与应用;6.BIM技术在高速公路全要素对象上的建模与工程应用;7.BIM技术在铁路特大桥中的应用;8.高速公路改扩建

项目 BIM 技术应用探索;9. 无人机航测在铁路梁场选型中的应用及其他应用拓展;10. 公路 BIM 应用实践的价值分享;11. 厦门市环东海域美山路综合管廊 BIM 应用实践;12. BIM 技术在舟山大通道钢箱梁桥制造中的应用;13. BIM 在桥梁工程中的应用与发展分析。

通过专家学者报告,有几点心得体会:

1. BIM 不是工具、也不是特指某一款软件、或 A、B、C 的任意一款平台,更不是对于既有项目的锦上添花。BIM 是一种处理、解决项目全寿命数据和信息的理念和方法;它强调要将项目所涉及各个单位之间、各个阶段性成果之间进行充分的交换和融合;力争在全过程的概念下达到最优。

2. BIM 在交通领域的设计阶段应用主要有:三维模型的方案展示,设计成果的碰撞检查,复杂节点的空间设计,基于 GIS 的路线选线及桥梁选址,改扩建项目的施工组织,基于参数化、关联化的桥梁设计等。目前大部分的工作模式以翻模为主,参数化设计、正向设计是发展趋势。

3. BIM 在交通领域的应用,相对建筑、水利水电、工厂、石油石化等行业起步相对较晚,对 BIM 的概念、BIM 的标准、BIM 的实施模式还都处于学习和摸索阶段。随着标准的完善,认知的提高,技术的推广以及各地相关政策的出台,BIM 是日后发展的趋势。

(报道者:梁建东)

2018 年度技术质量分析会报道

2019 年 1 月 21 日上午,公司在 2 号楼 9 楼会议室召开了以“工预可编制、项目汇报、改扩建桥梁下部结构等问题”为主题的 2018 年度技术质量分析会,会议由梁立农总工程师主持。出席会议的有黄湛军总经理、公司副总工程师,各分院、和立公司、九域公司的总工及部分技术人员等共 51 人参会。

会议首先由梁立农总工对召开此次技术质量分析会的目的及议程作了介绍,王强副总工对 2018 年度公司技术质量总体情况作了汇报。第一分院吴海平副院长及第五分院华正良院长助理分别分享了“广东滨海旅游公路汕头段路线踏勘方案”、“沈阳至海口国家高速公路汕尾陆丰至深圳龙岗段改扩建项目初步设计”两个项目汇报的 PPT 制作经验及体会。公司副总工及相关分院总工对各自业务领域的技术质量情况作了发言,提出了建议。梁立农总工程师对公司 2018 年度技术质量情况作了总结,对工预可编制、项目汇报、改扩建设计及其它设计提出了要求。黄湛军总经理对公司总的技术优势、不足之处进行了总结,对公司当前面临的形势进行了分析、对

下一步技术质量工作提出了要求。



(报道者:刘祥兴)