

文章编号:1003-1995(2017)07-0001-04

等效质量法在锚下有效预应力检测中的应用

吴佳晔^{1,2}

(1. 国家山区公路工程技术研究中心,重庆 400067;2 四川理工学院 土木工程学院,四川 自贡 643000)

摘要 体外预应力索可采用振动法检测,无黏结预应力锚索可采用反拉法检测,而埋入式有黏结锚下有效预应力检测一直是困扰工程界的一个难题。等效质量法作为一种新型无损检测方法,受限条件少,检测快速,同时适用于无黏结和有黏结锚下预应力检测,填补了有黏结锚下有效预应力无适用检测方法的空白。对该方法使用过程中的难点进行了分析,并针对逐级标定的局限,提出了分类简易标定的方法,大大提高了其适用性,并与反拉法等作了相应回比试验,明确了其测试精度,测试精度能够满足绝大部分工程需求。在多地若干工程的应用实践证实该方法测试可靠,效率高,应用效果显著。

关键词 等效质量法;有黏结预应力锚索;锚下有效预应力;无损测试

中图分类号 TU4 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.01

在现代工程中预应力无处不在,如隧道巷道中的预应力锚杆、基坑边坡中的预应力锚索,再如建筑中的拉杆、拉索,桥梁中的悬索、锚索等等。这些预应力构件有的置于结构体外,有的则置于结构体内。当预应力构件置于结构体外时,如拉杆、悬索等,对于这类置于结构体外的非隐蔽的钢弦、钢索等可采用振动法来测试^[1]。而当预应力构件置于结构体内时,如桥梁中的预应力锚索等,预应力锚索构件大部分隐蔽在结构物中,无法采用振动法测试。目前规模化检测中主要采用反拉法,而反拉法更适用于无黏结预应力结构,对于有黏结的预应力锚索检测时间窗口很有限,必须在张拉后灌浆前进行^[2],一般不足48 h^[3]。此外,反拉法实质是对完成张拉的预应力钢绞线施行二次张拉,检测效率不高。这严重限制了反拉法的适用范围。

埋入式有黏结锚下有效预应力的检测一直是困扰工程界的一个难题。吴佳晔等在试验和理论研究的基础上提出“等效质量法”^[4]。该无损检测方法受限条件少,检测快速,适合于许多实际工程。

本文在等效质量法理论基础之上,针对埋入式锚索有效预应力的检测难点及其解决方案进行了研究,以进一步提高该方法的适用性,并与反拉法等作了对比验证,给出其测试精度。本方法应用于浙江、山西、云南、贵州、广东、天津、重庆等地若干工程实践,得到

业内广泛认可,其应用范围还在继续扩大。

1 等效质量法

埋入式锚索与空悬锚索的边界条件有很大的不同,无法对其内部锚索激发自由振动,只能通过对锚头、垫板或露出锚索激振。因此,对于埋入式锚索单纯依靠频率的测试方法有非常大的缺陷。等效质量法是通过在锚头激振,利用系统振动频率和系统质量变化来测试锚下有效预应力的无损检测方法,是目前国内极少的有文献可查的既适合于无黏结预应力,又适合有黏结预应力检测的方法。等效质量法将锚头、垫板等简化为如图1所示的模型。

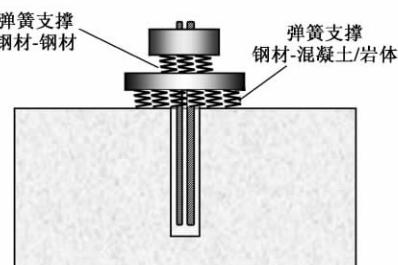


图1 锚垫板模型

将锚头与垫板、垫板与后面的混凝土或岩体的接触面模型简化成弹簧支撑体系。该弹簧体系的刚度K与有效预应力有关,预应力越大则K越大。在锚头激振诱发的系统基础自振频率f可以表示为

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (1)$$

式中,M为振动体系的质量。

收稿日期:2017-03-28;修回日期:2017-04-30

基金项目:国家山区公路工程技术研究中心基金(GSGZJ-2014-09)

作者简介:吴佳晔(1970—),男,教授,博士。

E-mail: wujy@scentralit.com

在式(1)中,如果 M 为常值,那么根据测试的基频 f 即可较容易地测出预应力。然而,通过试验发现,埋入式锚索在锚头激振时,其诱发的振动体系的质量并非固定不变,而是会随着锚固力的变化而变化(见图2)。锚固力越大,参与自由振动的质量也就越大。

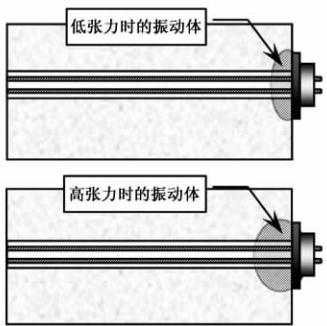


图2 有效预应力与振动质量的关系

在此基础上,提出的“等效质量法”利用激振锤(力锤)敲击锚头(见图3),并通过粘贴在锚头上的传感器拾取锚头的振动响应,从而能够快速、简单地测试锚索的现有张力。

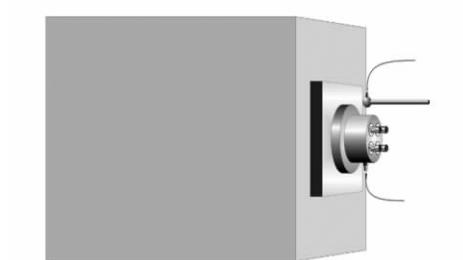


图3 等效质量法测试方法

2 检测难点及解决方案

2.1 检测难点

用等效质量法测定同型预应力体系时,预应力 N 表示为

$$N = pA = A \left[\frac{1}{\kappa} \left(\frac{4\pi^2 f^2 M_s}{A} - k_0 \right) \right]^{1/m} P_a \quad (2)$$

式中: p 为压强; A 为锚垫板面积; P_a 为大气压强,可取 100 kPa; f 为计算频率; M_s 为测得的振动体系的质量; m, κ, k_0 为标定参数, κ 为接触面刚度系数, k_0 为初始刚度, m 为压力指数。

M_s 通过每次的测试测出。

$$M_s = \frac{\int_0^T M_H a_H(t) dt}{\Delta V_s} \quad (3)$$

式中: M_H 为激振锤的质量; $a_H(t)$ 为激振锤的加速度时程; ΔV_s 为系统的速度变化量。这些参数均通过测试计算得出。

可见需要标定获取的 m, κ ,以及 k_0 是最难以确定的。如果条件允许,针对各型号锚具乃至各个现场进行参数标定,则式(1)应用起来十分方便。具体标定步骤如下:

1) 确定 k_0

在接近于 0 的张力 N_0 下,测试出 f_0 ,从而算出 k_0 。计算式为

$$k_0 = \frac{4\pi^2 f_0^2 M_s}{A} \quad (4)$$

在实际的标定计算中,取最小张力值(如该值小于 0.0316 倍最大张力)时的参数进行计算。

若该最小张力值大于 0.0316 倍最大张力,则 k_0 计算式为

$$k_0 = \frac{4\pi^2 f_0^2 M_0}{A} \quad (5)$$

式中, M_0 为锚头质量。

2) 确定 m 和 κ

在若干个张力 N_i ($i = 1, 2, \dots, N$) 下,分别测试出 f_i 和 p_i , $p_i = N_i/A$ 。令

$$y_i = \ln\left(\frac{p_i}{P_a}\right) \quad (6)$$

$$B = 1/m \quad (7)$$

$$x_i = \ln\left(4\pi^2 f_i^2 \frac{M_s}{A} - k_0\right) \quad (8)$$

$$C = -\frac{\ln \kappa}{m} \quad (9)$$

则可得到回归方程

$$y_i = Bx_i + C \quad (10)$$

通过直线回归分析,即可得到 B 和 C ,进而求得 m 和 κ ,计算式为

$$\begin{cases} m = 1/B \\ \kappa = e^{-C/B} \end{cases} \quad (11)$$

按上述步骤可得到所需的各个参数。然而,由于条件所限,难以逐一标定。此外,在利用千斤顶加以标定时,以下问题或要求也限制了逐级标定:①在标定的一端要求没有千斤顶等附加设备。②现场实体梁一端张拉、一端标定时,力在传导过程中存在孔道摩阻损失等,虽然可以根据相关资料计算获取损失量,但必然引起误差。③在低应力区,测试的 k_0 往往误差较大, f_0 更是如此。由于在低应力条件下参与振动的质量较小,反而容易激发出高频信号,因此提高 k_0 标定的稳定性是非常重要的。④在标定时,由于张拉的需要钢绞线往往露出较长,其影响不容忽视。

2.2 解决方案

将不同预应力锚索进行分类简易标定。满足下列

3个条件的锚索可视为同类锚索标定，并采用相同的标定参数 m, κ, k_0 进行检测工作。

条件1: 锚具具有相同数量的锚孔;

条件2: 锚垫板形状、尺寸一致;

条件3: 锚索所处结构截面尺寸一致或相近。

简易标定法的基本出发点有2个,分述如下:

1) 确定 k_0

k_0 可直接用锚具+钢绞线的质量 M_0 及其自振频率 f_0 加以计算,即采用式(5)确定 k_0 。

2) 确定 m

对式(10),考虑到 $m=1/B$,则有

$$y_i = \frac{1}{m}x_i + C \quad (12)$$

因此, C 可以取为

$$C = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \frac{1}{m}x_i) \quad (13)$$

为了着重测试设计预应力附近的值,可以将预应力 N_i 作为权重,即

$$C = \frac{\sum_{i=1}^N N_i^2 (y_i - \frac{1}{m}x_i)}{\sum_{i=1}^N N_i^2} \quad (14)$$

3 检测应用

3.1 用等效质量法进行预应力检测

图4为云南某在建特大桥上横梁预应力锚索分布情况。锚索锚孔均为19孔,锚垫板形状、尺寸一致,现场不具备常规标定条件,因此采用了分组简易标定并检测。

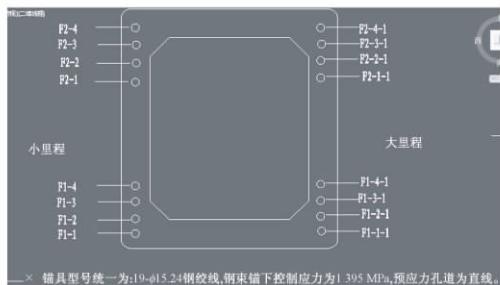


图4 上横梁预应力锚索分布

图4中F2-4,F2-4-1,F1-1,F1-1-1的3个条件一致,分为一组,编为1号组,用相同的标定参数。同理,F2-3,F2-3-1,F1-2,F1-2-1编为2号组;F2-2,F2-2-1,F1-3,F1-3-1编为3号组;F2-1,F2-1-1,F1-4,F1-4-1编为4号组。各组用相同的标定参数,即分4组进行检测,需要简易标定获得4组标定参数 m, κ, k_0 。由于锚具与锚垫板一致,在低张力情况下获得的 k_0 为同一值。各组标定结果见表1、表2。

表1 各组标定结果

组别	$k_0/(GPa/m)$	m	$\kappa/(GPa/m)$
1	8.924	1.30	1.15
2	8.924	1.30	1.13
3	8.924	1.31	1.13
4	8.924	1.30	1.02

表2 各孔道测试结果

序号	孔道编号	设计力值/ kN	测试力值/ kN	相对设计值 偏差/%
1	F1-1	3 528.9	-4.90	
2	F1-1-1	3 658.4	-1.41	
3	F1-2	3 718.7	0.22	
4	F1-2-1	3 701.3	-0.25	
5	F1-3	3 838.6	3.45	
6	F1-3-1	3 707.5	-0.09	
7	F1-4	3 715.3	0.12	
8	F1-4-1	3 710.7	3 698.7	-0.32
9	F2-1	3 737.0	0.71	
10	F2-1-1	3 521.0	-5.11	
11	F2-2	3 585.8	-3.37	
12	F2-2-1	3 557.7	-4.12	
13	F2-3	3 568.7	-3.83	
14	F2-3-1	3 422.6	-7.76	
15	F2-4	3 452.1	-6.97	
16	F2-4-1	3 840.2	3.49	

由测试结果可见,采用简易标定参数,测试结果稳定,测试偏差均在10%以内,而80%以上测试偏差在5%以内,具有较高的测试精度。

3.2 等效质量法与反拉法的对比

使用单位在浙江某工点对一片30 m T梁采用反拉法及等效质量法进行了测试和对比,具体情况如下。

1) 标定参数

利用简易标定法,得到的各位置、各类型锚头的参数见表3。

2) 检测结果对比(见表4)

表3 标定参数

孔号	孔数	$k_0/(GPa/m)$	m	$\kappa/(GPa/m)$
N1	10	12.63	1.20	0.005
N2	9	14.50	1.28	0.023
N3	9	15.50	1.12	0.023

表4 反拉法与等效质量法检测结果对比

孔道 编号	反拉法检 测力值/kN	等效质量法 检测力值/kN	与反拉法 相对误差/%
N1	1 743.5	1 733.1	-0.60
N2	1 560.3	1 601.3	2.63
N3	1 566.6	1 613.1	2.97

对比结果表明:在具备简易标定的条件下,等效质量法对同型、同位置锚具的锚下有效预应力可以较好地检测。

3.3 等效质量法检测精度分析

等效质量法是一种全新的无损检测方法,为分析其测试精度,将其测试结果与实际力值或与反拉法测试力值进行了对比。在数十个对比结果中测试误差的分布见图 5。

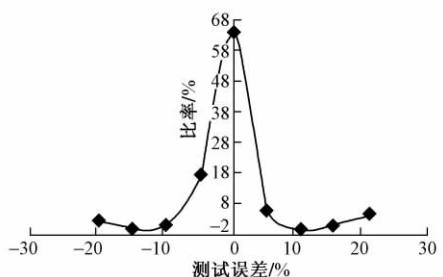


图 5 等效质量法测试误差分布

由图 5 可见,等效质量法测试结果中 63.93% 的误差在 5% 以内,88.52% 的误差在 10% 以内,91.8% 的误差在 20% 以内,因此可以认为等效质量法测试精度已能满足绝大部分工程的要求。

4 结论

等效质量法仅需要激振锚头即可测试锚下有效预

应力,是目前国内外极少的可以同时测试有黏结预应力锚索和无黏结预应力锚索的无损检测方法。该方法克服了振动法仅适合体外预应力索或杆的局限,也弥补了反拉法仅适合无黏结预应力锚索结构、测试时间有限的不足。

简易标定方法的提出和实践应用表明,在不具备逐级标定的现场,等效质量法也能适用,突破了参数标定对其适用能力的限制。大量应用及其验证表明,等效质量法不仅受限条件少,检测快速、无损,适合于许多实际工程,其测试精度也达到相当高度,甚至满足相关施工技术规范和检测验收规程误差 5% 的控制标准要求。该测试方法的推广应用,定会促进预应力检测技术水平的发展,为预应力体系结构提供安全保障。

参 考 文 献

- [1] 林友勤. 利用振动法测量预应力体外索的索力 [J]. 地震工程与工程振动, 2007(3): 64-69.
- [2] 罗斌, 唐树名, 程晓辉, 等. 锚下预应力反拉检测技术 [J]. 公路交通技术, 2012(1): 12-14.
- [3] 中华人民共和国交通部. JTG/T F50—2011 公路桥涵施工技术规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2011.
- [4] WU Jiaye, WU Jiaer, YANG Chao, et al. System-Equivalent-Mass Based Post-tensioned Anchor Tension Testing Technique [C] // ASCE, GeoCongress 2012, Oakland, California: 2688-2696.

Application of Equivalent Mass Method in Inspection of Effective Prestress Under Anchorage

WU Jiaye^{1,2}

(1. National Engineering and Research Center for Mountainous Highways, Chongqing 400067, China;

2. Sichuan University of Science & Engineering, School of civil engineering, Zigong Sichuan 643000, China)

Abstract External prestressed cable can be detected by vibration method. Unbonded prestressed anchor cable can be detected by reverse pulling method. But it is a problem to inspect the effective prestress of buried-bonded prestressed cable under anchorage. Equivalent mass method is a new non-destructive test method with less limited conditions and faster detection. It is suitable for detecting the effective prestress of both unbonded and bonded prestressed anchor, and it fills the blank that there is no method to detect bonded prestress under anchorage. The difficulties using equivalent mass method were analyzed. Because of the restriction of step-by-step calibration, a method of sorting simple calibration was put forward, which greatly improved the applicability of equivalent mass method. By test comparison between equivalent mass method and reverse pulling method, the test accuracy of equivalent mass method was discussed and determined, which meted the vast majority of engineer. A lot of practice shows that equivalent mass method is reliable, efficient, and its application effect is remarkable.

Key words Equivalent mass method; Bonded prestressed anchor; Effective prestress under anchorage; Non-destructive test

(责任编辑 李付军)

文章编号:1003-1995(2017)07-0005-04

大跨度高速铁路斜拉桥非一致激励分析方法研究

黎 璞,钱永久,杨华平,龚婉婷

(西南交通大学 土木工程学院,四川 成都 610031)

摘要 采用非线性结构有限元软件 SAP2000 建立了全长 492 m 的大跨度高速铁路钢桁梁斜拉桥动力分析模型,根据实际工程场地条件从 NGA-West2 数据库中选取了 4 条地震动记录作为地震激励,分别基于位移法与大质量法进行了动力响应分析,评估了 2 种方法在大跨度高速铁路斜拉桥动力响应分析中的计算精度。研究结果表明:基于位移法进行结构动力响应分析会出现工程上难以接受的误差,该方法不适用于大跨度高速铁路斜拉桥非一致激励计算;基于大质量法进行结构动力响应分析的精度较高,该方法是复杂大跨度结构非一致激励分析的有效手段。

关键词 高速铁路;非一致激励;有限元分析;斜拉桥;地震响应

中图分类号 U442.5⁺⁵ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.02

对于大跨度空间结构,地震动空间变异性对结构地震响应的影响往往不可忽略,有必要进行非一致激励下的结构地震响应分析。目前非一致激励结构动力计算方法较多,其中与实际情况最为相符的是强迫运动法^[1-2],即在结构模型基础上直接施加具有相位差的加速度时程。该方法计算理论完备,无需近似处理,但是在有限元分析软件如 ANSYS, SAP2000 等中难以直接运用该方法进行非一致激励计算。因此在工程实践中,研究者常采用各种等效方法进行分析计算,如大质量法^[3]与位移法^[4]。文献[5]指出了大质量法会引入附加阻尼力,可能对结构地震响应计算精度产生影响。文献[6]认为采用位移法进行结构动力分析会产生多种数值计算误差,需要相对较小的积分步长来保证计算精度。而文献[7]通过分析单自由度结构,认为在较大积分步长下位移法也可得到较高精度解。

目前对于非一致激励分析方法的研究多集中于单自由度或简单多自由度结构体系,关于复杂大跨度结构应当采用何种方法进行非一致激励尚未达成共识。研究位移法和大质量法应用于大跨度缆索承重桥梁结构动力响应分析的计算精度,具有极强的理论意义和工程实践意义。本文以一座全长 492 m 的大跨度高速铁路钢桁梁斜拉桥为工程背景,分别比较位移法与大质量法一致激励分析结果与强迫运动法分析结果的差

异,讨论 2 种方法用于大跨度桥梁动力响应分析的精度,明确适用于该桥型非一致激励的分析方法。

1 工程概况与计算模型

1.1 桥梁概况

一双塔钢桁梁斜拉桥全长 492 m,跨径分布为(36+96+228+96+36)m,是设计速度 200 km/h 的双线高速铁路桥梁,桥型总体布置见图 1。两混凝土主塔高 105 m,主梁采用钢桁梁,梁宽 14 m,桁高 14 m,节间长度 12 m,上下弦杆为箱形截面,斜腹杆及横向连接系为 H 形截面。桥塔与主梁间设置纵向活动支座,全桥在纵向为漂浮体系。

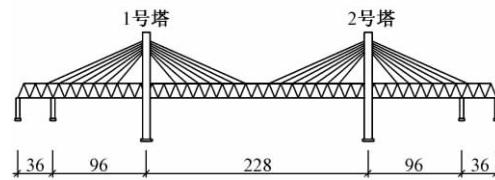


图 1 桥型总体布置(单位: m)

1.2 结构动力分析模型

采用非线性结构有限元分析软件 SAP2000 建立了全桥动力分析模型。采用空间梁单元模拟主梁钢桁架体系及混凝土桥塔,采用空间索单元模拟斜拉索,采用板壳单元模拟桥面板,桥面板与主桁架刚性连接,桥墩墩底与地面固结。全桥共有 6 205 个单元,其中空间梁单元 4 501 个,索单元 64 个,板壳单元 1 640 个。全桥有限元模型见图 2。

采用子空间迭代法对该桥进行动力特性分析,结构前 5 阶自振特性见表 1。

收稿日期:2017-03-15;修回日期:2017-05-18

基金项目:中国工程院咨询研究项目(2015-05-ZD-002)

作者简介:黎璞(1992—),男,博士研究生。

E-mail:lijbridge@163.com



图 2 全桥有限元模型

1.3 地震波的选取

地震动记录特性包括 V_{s30} (场地地表 30 m 土层平均剪切波速)、矩震级以及加速度峰值。桥址位于 8 度区二类场地,设计地震下峰值加速度为 $0.2g$ 。根据我国场地划分与 V_{s30} 数据间相关关系的研究成果^[8]可知,适用于分析的 V_{s30} 范围为 260 ~ 500 m/s, 矩震

表 1 前 5 阶自振特性

振型阶数	周期 / s	振动形式
1	2.051	全桥纵飘
2	1.455	主跨一阶对称横弯
3	1.069	主梁一阶反对称横弯
4	1.020	主梁二阶对称横弯
5	0.916	主梁一阶对称竖弯

级范围为 6.9 ~ 7.1。从 NGA-West2 数据库中选取了 4 条地震动记录并将加速度峰值调整至 $0.2g$ 用于计算。地震动记录特性见表 2, 调幅后的加速度时程曲线和消除零位漂移影响^[9]后的位移时程曲线分别见图 3、图 4。

表 2 地震动记录特性

波号	时间	地震名称	地震动记录名称	矩震级	$V_{s30} / (\text{m/s})$	调幅系数
1	1980 年	Irpinia_ Italy-01	RSN292_ITALY_A-STU270	6.9	382.00	0.934 2
2	1989 年	Loma Prieta	RSN787_LOMAP_SLC270	6.9	425.30	1.031 7
3	1979 年	Montenegro_ Yugoslavia	RSN4457_MONTENE_GRO_ULA000	7.1	410.35	1.151 7
4	1979 年	Montenegro_ Yugoslavia	RSN4457_MONTENE_GRO_ULA090	7.1	410.35	0.877 2

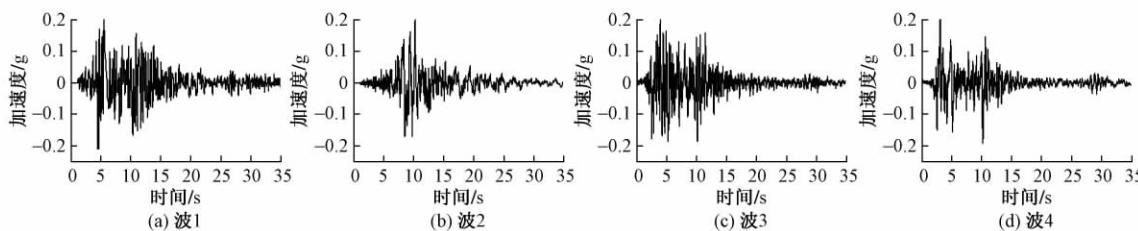


图 3 地震动记录加速度时程曲线

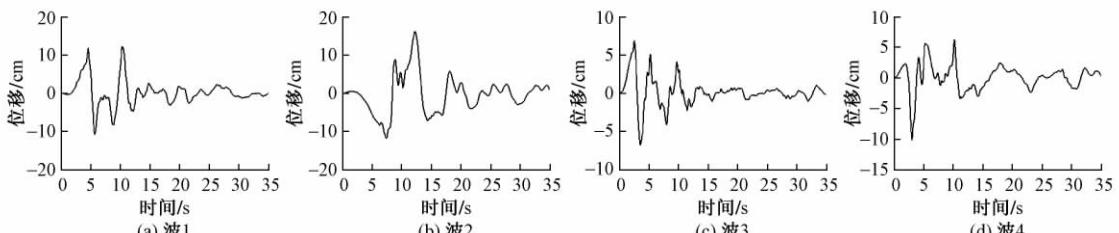


图 4 地震动记录位移时程曲线

2 非一致激励分析方法的基本原理

2.1 位移法

分析非一致激励下结构动力响应时,可将结构自由度分为支承节点自由度与非支承节点自由度,采用集中质量模型且不考虑阻尼耦合项影响,其动力学方程为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s \\ \ddot{\mathbf{u}}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s \\ \dot{\mathbf{u}}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{bs} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0_s \\ \mathbf{F}_b \end{bmatrix} \quad (1)$$

式中: \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} 分别为质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵,下标 bb , ss , sb 分别表示支承节点自由度、非支承

节点自由度以及它们的耦合项; $\ddot{\mathbf{u}}_b, \dot{\mathbf{u}}_b, \mathbf{u}_b$ 分别为支承节点加速度、速度与位移; $\ddot{\mathbf{u}}_s, \dot{\mathbf{u}}_s, \mathbf{u}_s$ 分别为非支承节点即上部结构加速度、速度及位移; \mathbf{F}_b 为支座反力。

将式(1)第1行展开可得

$$\mathbf{M}_{ss}\ddot{\mathbf{u}}_s + \mathbf{C}_{ss}\dot{\mathbf{u}}_s + \mathbf{K}_{ss}\mathbf{u}_s = -\mathbf{K}_{sb}\mathbf{u}_b \quad (2)$$

直接在有限元模型中输入位移时程 \mathbf{u}_b 即可求解 \mathbf{u}_s 。因此位移法实现方法是将地震动地面运动位移时程以动荷载的形式输入结构,形成动力方程再进行求解。此方法可以在不修改模型的前提下方便地实现非一致激励。

由位移法的基本原理可知,在基于该方法进行动力响应分析时,不可避免地会引入数值计算误差。常见的地震记录中加速度时程为一系列离散点,在每一段时间步内均按线性变化,转换为位移时程后在时间步内则为三次曲线。而在实际计算过程中位移时程的离散点间仍呈线性变化,因此数值计算误差可能会对动力响应分析结果产生影响。

2.2 大质量法

大质量法需要在支承节点上增加附加质量矩阵 \mathbf{M}_0 。 \mathbf{M}_0 通常为结构总质量的 $10^6 \sim 10^8$ 倍,且支承处的惯性力视为外部驱动力,其动力学方程为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_{bb} + \mathbf{M}_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s \\ \ddot{\mathbf{u}}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s \\ \dot{\mathbf{u}}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{bs} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{F}_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{u}}_g \end{bmatrix} \quad (3)$$

式中: \mathbf{M}_0 为附加质量矩阵; \mathbf{F}_0 为施加在各附加质量点上的时程力; $\ddot{\mathbf{u}}_g$ 为地面加速度时程。

将式(3)第2行展开可得

$$\mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{u}}_b + \mathbf{M}_{bb} \ddot{\mathbf{u}}_b + \mathbf{C}_{bb} \dot{\mathbf{u}}_b + \mathbf{K}_{bs} \mathbf{u}_s + \mathbf{K}_{bb} \mathbf{u}_b = \mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{u}}_g \quad (4)$$

在式(4)中,当大质量 \mathbf{M}_0 比结构质量 \mathbf{M}_{bb} 大数个数量级时, $\mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{u}}_b$ 远大于其他项,此时 $\ddot{\mathbf{u}}_b \approx \ddot{\mathbf{u}}_g$,即实现了各支承处的节点加速度与地面加速度一致。

分析所用的大跨度高速铁路斜拉桥,全桥质量为 $5.3 \times 10^7 \text{ kg}$,考虑精度要求,在各墩底添加 $1 \times 10^{14} \text{ kg}$ 的附加质量矩阵 \mathbf{M}_0 ,同时释放墩底沿桥梁的纵向约束,添加该方向上的附加时程力 $\mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{u}}_g$,即可构建大质量法模型。

大质量法既适用于线性分析也适用于非线性分析,但是计算结果为绝对响应,无法区分拟静力响应与动力响应。同时在计算过程中,大质量法存在一定程度的近似处理,近似程度与附加质量相关。

3 计算方法精度分析

强迫运动法以加速度时程的形式直接输入地震波

进行动力时程分析,该方法物理概念清晰且在实际工程中广泛运用,是用于计算一致激励的有效方法。同时,在基于位移法与大质量法建立的动力分析模型中,一致激励可视为相位差为 0 的情况。分别比较位移法与大质量法用于一致激励时的动力响应分析结果与强迫运动法动力响应分析结果的差异,评估 2 种方法用于大跨度铁路斜拉桥动力分析的精度。

沿桥梁纵向输入前述 4 条地震波,计算时积分步长统一取 0.02 s,分别基于强迫运动法、位移法与大质量法对大跨度铁路斜拉桥进行一致激励计算。

波 1 激励下结构位移、弯矩响应见图 5。由图 5(a)可知,一致激励下基于位移法与强迫运动法得到的塔顶位移响应在地震激励持时趋势基本一致,然而绝对响应值存在一定差异,最大相对误差为 6.9%,出现在响应峰值处。由图 5(b)可知,基于位移法与强迫运动法的计算结果存在明显偏差,基于位移法得到的墩底弯矩响应整体偏大,且呈现更明显的波动性,而基于强迫运动法得到的墩底弯矩响应在地震激励持时相对平缓。同时,基于大质量法与强迫运动法计算得到的塔顶位移响应与墩底弯矩响应几乎完全一致,全部地震激励持时二者相对误差 $< 1 \times 10^{-6}$ 。

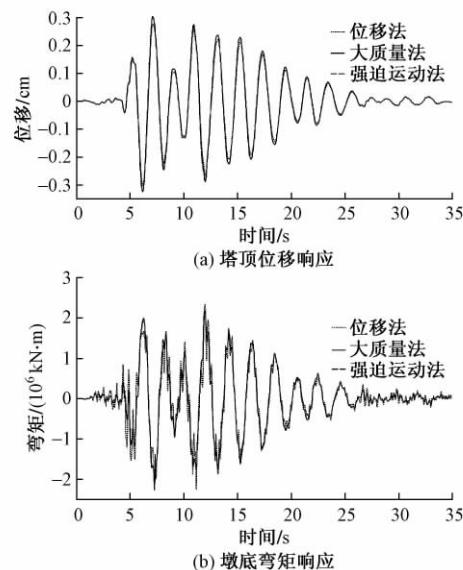


图 5 波 1 激励下结构位移、弯矩响应

在其他各波激励下结构的动力响应规律与波 1 类似,其主塔塔顶位移响应及主墩墩底弯矩响应时程变化规律不再赘述。

结构的内力与位移响应峰值对结构抗震设计起控制作用,因此往往受到重点关注。在 4 条地震波激励下,按前述 3 种方法计算得到塔顶位移响应峰值与墩底弯矩响应峰值,见图 6。

由图 6(a)可知,在 4 条地震波一致激励下基于位

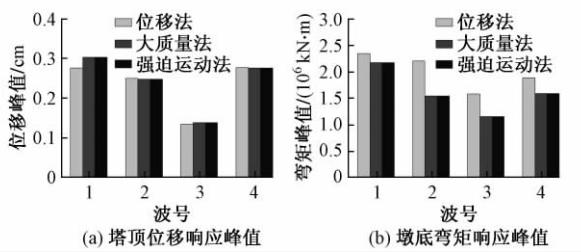


图 6 塔顶位移响应峰值与墩底弯矩响应峰值

移法得到塔顶位移响应峰值误差分别为 6.9% , 0.97% , 2.64% , 0.39% , 计算精度不高。对比图 6(b) 中位移法与强迫运动法计算结果可知, 在 4 条地震波一致激励下基于位移法动力响应分析得到的墩底弯矩响应峰值误差分别为 7.9% , 36.0% , 37.5% , 8.6% , 在工程实践中难以接受。因此对于结构体系复杂的大跨度斜拉桥, 不建议采用位移法进行非一致激励计算。

在 4 条地震波一致激励下, 大质量法和强迫运动法分析求得的塔顶位移响应峰值与墩底弯矩响应峰值计算结果吻合程度均较高, 产生的误差均 $< 1 \times 10^{-6}$ 。由此可知, 大质量法虽然存在一定程度的近似处理, 但是仍保留了较高的计算精度。

4 结论

1) 对于大跨度高速铁路斜拉桥, 基于位移法的动力分析模型在计算塔顶位移响应时误差接近 7% , 而计算墩底弯矩响应时误差高达 37.5% , 在工程上难以接受,

因此位移法不适用于大跨度斜拉桥非一致激励计算。

2) 大质量法能够准确计算大跨度高速铁路斜拉桥的位移响应与内力响应, 是复杂大跨度空间结构非一致激励分析的有效手段。

参 考 文 献

- [1] 何庆祥, 沈祖炎. 结构地震行波效应分析综述 [J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(1): 50-57.
- [2] 杨华平, 钱永久, 邵长江, 等. 行波效应对大跨度上承式钢桁拱桥地震响应的影响 [J]. 铁道建筑, 2014(2): 8-10.
- [3] PLEGER, IDE I M, PAULTRE P. Multiple Support Seismic Analysis of Large Structures [J]. Computers and Structures, 1990, 36(6): 1153-1158.
- [4] 于海丰, 张耀春. 地震动输入方法研究 [J]. 工程力学, 2009, 26(增 1): 1-6, 19.
- [5] 黄小国, 胡大琳, 张后举. 行波效应对大跨度连续刚构桥地震反应的影响 [J]. 长安大学学报(自然科学版), 2008, 28(1): 72-76.
- [6] WILSON E L. Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: a Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering [M]. Berkley: Computers and Structures, 2002.
- [7] 田玉基, 杨庆山. 地震地面运动作用下结构反应的分析模型 [J]. 工程力学, 2005, 22(6): 170-174.
- [8] 吕红山, 赵凤新. 适用于中国场地分类的地震动反应谱放大系数 [J]. 地震学报, 2007, 29(1): 67-76.
- [9] 李吉涛, 杨庆山. 地震波基线漂移的处理方法 [J]. 北京交通大学学报, 2010, 34(1): 95-99.

Research on Analytical Method of Non-uniform Excitation for High Speed Railway Large-span Cable-stayed Bridge

LI Jing, QIAN Yongjiu, YANG Huaping, GONG Wanting

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031 , China)

Abstract A dynamic analytical model of a large-span high speed railway cable-stayed bridge with total length of 492 m was established by nonlinear finite element software SAP2000. According to practical engineering site condition, 4 earthquake records were selected from NGA-West 2 database as input seismic excitations. Dynamic response analysis based on displacement method and large mass method was conducted respectively. The precision of two methods applied on large-span high speed railway cable-stayed bridge was evaluated. The results show that the dynamic response analysis based on displacement method may lead to unacceptable error in engineering. The displacement method is not suitable for non-uniform excitation of large-span high speed railway cable-stayed bridge. The dynamic response analysis based on large mass method reaches high accuracy on large-span high speed railway cable-stayed bridge. The large mass method is a valid way for non-uniform excitation of complex large-span structure.

Key words High speed railway; Non-uniform excitation; Finite element analysis; Cable-stayed bridge; Seismic response

(责任编辑 郑冰)

文章编号:1003-1995(2017)07-0009-04

腹板对单索面宽幅混凝土斜拉桥抗扭性能的影响

刘虹延,李 铎,曹 旭

(长安大学 公路学院,陕西 西安 710064)

摘要 为了分析单索面宽幅混凝土斜拉桥在扭转荷载作用下的力学响应,依托江门市潮荷西江宽箱梁混凝土斜拉桥,应用 ANSYS 分别建立基于单箱单室、单箱三室和单箱五室宽箱梁主梁的全桥有限元模型,对比分析宽箱梁斜拉桥在成桥状态扭转荷载作用下不同截面的扭转畸变角和竖向位移。研究结果表明:多室宽箱梁截面整体的抗扭刚度较大,增加箱室会增加截面的抗弯刚度和抗扭刚度,从而减小截面各点的位移和扭转畸变;增加腹板的数量可以增强截面的联系,有效限制局部扭转变形。

关键词 公路桥梁;扭转畸变;数值计算;腹板;宽箱梁

中图分类号 U448.27 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.03

箱梁具有很好的结构性能,因此在现代的桥梁建设中应用广泛,尤其是在大型的预应力混凝土桥梁中。箱梁的力学行为不同于一般的杆系结构,有更为突出的薄壁结构的受力性能和特点。在偏心荷载的作用下将产生纵向弯曲、刚性扭转、畸变及横向挠曲 4 种基本变形状态。随着对桥宽的要求提高,单箱宽箱梁的应用也越来越广泛。宽箱梁箱室较多,宽跨比大,这种结构似梁非梁、似板非板,研究其在扭转荷载作用下的受力特性十分必要^[1-2]。

关于宽箱梁的研究,文献[3]研究了单箱单室宽箱梁的空间受力特征,讨论了不同宽度的箱梁在偏载作用下的受力情况,并总结出了单箱单室宽箱梁的受力变化规律。文献[4]以悬臂模型为基础,分别对比研究了单箱单室、单室三室和单箱五室的扭转特性,讨论了在单悬臂情况下不同箱室数量的箱梁的受力情况。文献[5-6]讨论了单箱多室箱梁的有限元计算方法,得出梁格法是一种有效实用的方法。

中央索面斜拉桥桥梁宽度一般较大,斜拉索主要布置在桥宽中轴线附近,一般认为斜拉索不能提供桥梁的抗扭刚度,因此中央索面斜拉桥主梁通常采用抗扭刚度较大的多箱室宽箱梁。在现实桥梁应用过程中发现,中央索面斜拉桥的扭转失稳模态为其主要的失稳模态。在成桥后,由于交通拥挤,很可能形成较大的偏心荷载,对中央索面斜拉桥也是一个比较严峻的考验。因此,中央索面宽幅混凝土斜拉桥的抗扭问题值

得仔细研究。

本文以潮荷西江桥为依托,分析不同箱室数量宽箱梁成桥状态时在扭转荷载作用下的效应,可为今后单索面宽幅混凝土斜拉桥的研究提供参考。

1 斜拉桥模型

江门市潮荷西江大桥采用双塔中央索面预应力混凝土斜拉桥,跨径布置为(50+120+320+120+50)m。中跨及边跨均布设斜拉索,斜拉索采用竖琴形布置,在内侧锚固,全桥共2×96根斜拉索。利用 ANSYS 有限元软件建立斜拉桥模型^[7]。为了更好地分析截面的变形特征,有限元模型建模时主梁采用空间板壳 Shell63 单元,桥塔采用梁 Beam4 单元,斜拉索采用杆 Link10 单元。横截面分别为单箱单室、单箱三室和单箱五室,顶板宽度均为 40.8 m,厚度均为 0.5 m,底板宽度均为 21 m,厚度均为 0.26 m,以单箱三室和单箱五室为例,具体尺寸见图 1。

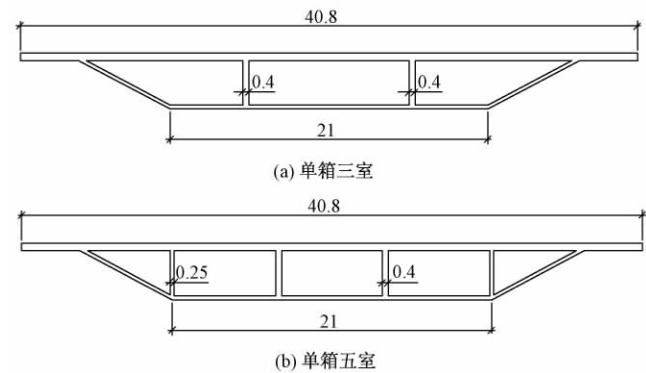


图 1 截面尺寸(单位:m)

收稿日期:2017-01-16;修回日期:2017-04-13

作者简介:刘虹延(1993—),女,硕士研究生。

E-mail: 582195124@qq.com

2 箱梁的扭转特性分析

在斜拉桥中跨的跨中位置施加对称四车道的车道荷载和偏压四车道的车道荷载,加载方式以单箱五室截面为例,见图2。

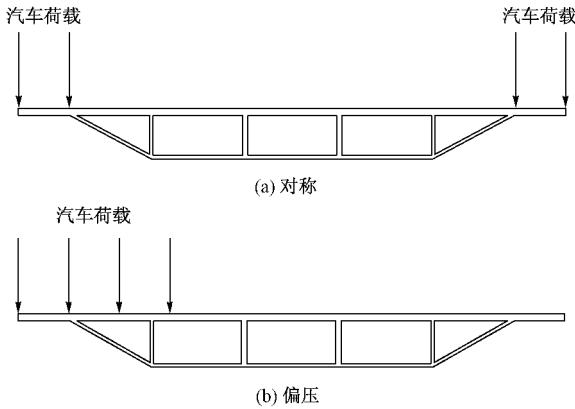


图2 荷载布置

通过ANSYS有限元软件提取出不同截面的截面特性数值,以单箱五室为基准,通过相差率 Δ 反应截面特性的变化。

$$\Delta = \frac{GI_p(EI) - GI_{PJ}(EI_J)}{GI_p(EI)}$$

式中: GI_p 为单箱五室抗扭刚度; J 代表单箱单室或单箱三室; GI_{PJ} 为单箱J室抗扭刚度; EI 为单箱五室抗弯刚度; EI_J 为单箱J室抗弯刚度。

不同腹板形式宽箱梁的截面特性见表1。

表1 不同腹板形式宽箱梁的截面特性

箱室数量	扭转刚度/ $(N \cdot cm^2)$	相差率/%	抗弯刚度/ $(N \cdot cm^2)$	相差率/%
单室	0.169×10^{11}	5.587	0.542×10^{10}	7.509
三室	0.172×10^{11}	3.911	0.578×10^{10}	1.365
五室	0.179×10^{11}	0	0.586×10^{10}	0

2.1 坚向位移分析

该桥为对称结构,在跨中荷载的作用下将产生对称的变形和扭转,故选取1/2全桥进行数据提取并分析。根据斜拉桥的受力特点和变形规律,选取全桥的中跨L/2(L 为桥长)、中跨L/4、主塔附近、次边跨L/2、辅助墩附近的截面,并提取每个截面顶板和底板的坚向位移。处理数据时,对比分析偏压荷载作用下的变形数据与对称荷载作用下的变形数据,以消除建模时其他不确定因素的影响。不同箱室截面的坚向位移见表2。

表2 不同箱室截面的坚向位移 mm

截面	单箱单室	单箱三室	单箱五室
中跨 L/2	-130.44	-46.89	-33.51
中跨 L/4	-27.35	-28.74	-23.56
主塔附近	-3.05	-2.58	-1.96
次边跨 L/2	0.28	-0.64	-0.71
辅助墩附近	-0.05	-0.04	-0.02

由于次边跨L/2截面和辅助墩附近截面的位移值很小,所以对中跨L/2、中跨L/4和主塔附近截面进行对比分析。

车辆荷载作用于中跨L/2截面,由对比分析后的数据绘制中跨L/2竖向位移,见图3。可知,在扭转荷载的作用下单箱单室变形幅度很大,单箱三室和单箱五室变形基本呈直线变化。可以看出在没有腹板的情况下,顶板和底板将分别产生上曲和下挠,而有腹板作用的截面顶板和底板协同变形。腹板可以增强顶板和底板的联系,使整个箱室成为一个整体,在荷载作用的时候产生一致的变形。

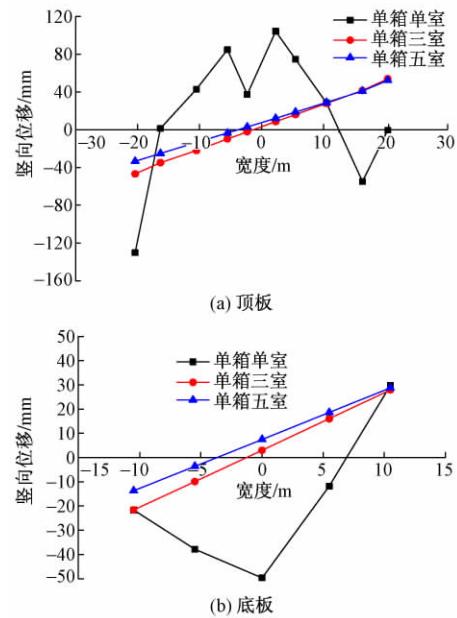


图3 中跨 L/2 坚向位移

随着距加载位置距离的增加,在中跨L/4处,单箱单室的位移变形也同单箱三室和单箱五室一样呈线性变化。因为成桥模型每隔一定的间距会设置横隔板,所以随着横隔板到全桥跨中距离的增加,横隔板对于截面的作用加强,使截面的抗扭性能增强^[8]。

在主塔附近,3种箱室截面的坚向位移变化趋势相同,各节点的数值也没有很大变化,最大值为-3.05 mm。单箱单室截面翼缘板的位移值较大,中间顶板在扭转荷载作用下产生下挠,而单箱三室和单

箱五室截面的中间顶板位移很小。说明腹板可以改善箱梁的局部抗弯刚度,减少局部的竖向位移。箱室数量越多,抗弯刚度越大,竖向位移越小。

综上所述,可知:①随着距加载位置处距离的增加,竖向位移的数值逐渐减小;在辅助墩附近的数值几乎可以忽略不计;所选取的截面顶板的竖向位移均比底板位移大。②腹板可以增加顶板和底板的联系,使顶板和底板协同变形,在扭转荷载作用下可以有效改善截面的抗弯刚度,减少宽箱梁截面的局部变形。③随着距加载位置距离的增大,横隔板对截面变形的影响加强,使得单箱单室宽箱梁接近单箱多室宽箱梁的变化规律,即顶板和底板协同变形。

2.2 扭转畸变角分析

选取在扭转荷载作用下与提取竖向位移位置相同的节点,查看其扭转畸变角,具体数据见表3。选取与竖向位移相应的截面,绘制其扭转畸变角沿横桥向的变化曲线,见图4。

表3 不同箱室截面的扭转畸变角 10^{-3} rad

截面	单箱单室	单箱三室	单箱五室
中跨 $L/2$	-6.717 4	3.082 5	2.016 2
中跨 $L/4$	1.551 8	1.576 4	1.383 2
主塔附近	0.378 9	0.275 3	0.216 4
次边跨 $L/2$	0.002 5	0.015 6	0.010 7
辅助墩附近	0.010 4	0.001 2	-0.000 8

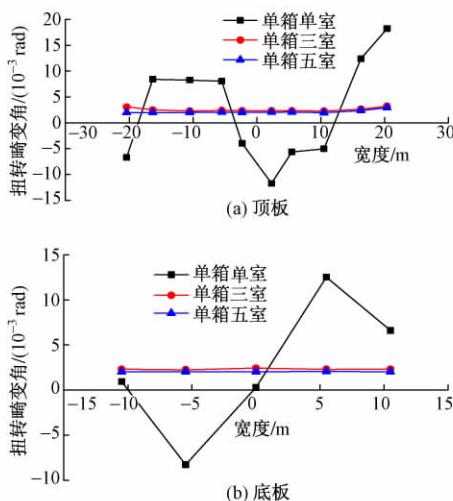


图4 中跨 $L/2$ 扭转畸变角

由表3可知:截面的扭转畸变角和竖向位置的变化规律均随着距荷载作用位置距离的增加,数值逐渐减小;次边跨 $L/2$ 和辅助墩附近截面的扭转畸变角很小,几乎可以忽略不计。

由图4可知:中跨 $L/2$ 截面在车辆荷载作用下单

箱单室宽箱梁的顶板和底板均产生很大的扭转畸变角,单箱三室和单箱五室变形基本呈直线变化;在扭转荷载作用下单箱单室截面的扭转畸变角接近于反对称变形;而单箱多室截面扭转畸变角的变化接近直线,可以看出腹板可以增强顶板和底板的联系,使整个箱室成为一个整体,从而减小箱梁的局部扭转变形。

对比中跨 $L/4$ 截面各点的扭转畸变角可知:随着距加载位置距离的增加,单箱单室截面的变形幅度减小,变形同样类似于反对称,其他2个单箱多室截面的变形仍然接近线性变化。单箱五室的扭转畸变角最小,腹板数量的增加可以增大截面的抗扭刚度,使截面的整体扭转变形减小,同时可以增加截面的局部稳定。

在主塔附近,3种箱室截面顶板的扭转畸变角基本都是正值,最大值为 0.3789×10^{-3} rad。由此可见在主塔附近截面的扭转畸变对桥梁整体的影响可以忽略不计。对比各种形式的箱梁截面可知,顶板和底板的变形幅度与中跨 $L/4$ 处相比更小,变化折线均呈对称变化趋势。一方面由于距加载位置距离的增加导致箱梁截面的扭转畸变角减小,另一方面由于在主塔附近,主塔处的约束条件减小了箱梁截面的扭转畸变角。

综上所述,可知:①各截面的扭转畸变角和竖向位移变化规律一样,均随着距加载位置距离的增加而逐渐减小,且随着箱室数量的增加其数值逐渐减小;②由于腹板使顶板和底板联系加强,增强了截面整体的抗扭畸变性能,所以腹板数量的增加会增加桥梁的整体稳定性;③增加腹板的数量会加强截面的局部稳定性,单箱五室截面顶板的扭转畸变角会比单箱单室的扭转畸变角变化平稳,不会出现在顶板和底板局部扭转变形过大的现象。

3 结论

本文通过对比单箱单室、单箱三室和单箱五室的宽箱梁截面在成桥状态下不同位置的竖向位移和扭转畸变角,得到以下结论:

1)荷载作用位置截面的竖向位移和扭转畸变角在全桥变形中最大,随着距离的增加而逐渐减小,尤其是在辅助墩附近变形几乎可以忽略不计。即在成桥状态时扭转荷载只对作用位置附近的梁段产生较大的影响,对远处的截面影响不明显。

2)随着距加载位置距离的增加,横隔板的影响增强,但不能明显反应腹板对截面扭转的影响。

3)通过对比3个截面的扭转刚度和抗弯刚度,发现以单箱五室为基准,单箱单室的抗扭刚度减少了5.587%、抗弯刚度减少了7.509%,单箱三室的抗扭

刚度减少了3.911%、抗弯刚度减少了1.365%。通过有限元计算可以看出随着抗弯刚度和抗扭刚度的减少,相应的竖向位移和扭转畸变角会增加。

4) 增加腹板的数量可以改善箱梁的抗扭性能,会提高箱梁顶底板间的联系,从而使截面的竖向位移变形和扭转变形减小,在增强截面局部稳定的同时增强全桥的稳定性。

参 考 文 献

- [1] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].2版.北京:人民交通出版社,2013.
- [2] 贺栓海.桥梁结构理论与计算方法[M].北京:人民交通出
- 版社,2003.
- [3] 陶真林,曾诚.单箱单室宽箱梁空间受力分析[J].公路与汽运,2008(3):156-158.
- [4] 叶益军,王银辉.偏心荷载作用下多室宽箱梁弯扭特性分析[J].交通标准化,2014,42(2):1-4.
- [5] 刘永刚,潘盛山.梁格法的划分对单箱多室梁桥设计的影响[J].山东交通学院学报,2010,18(2):45-52.
- [6] 胡朝辉,王爱云.梁格法在单箱多室箱梁桥结构分析中的应用[J].四川建筑,2012,32(1):164-165.
- [7] 王新敏.ANSYS工程结构数值分析[M].北京:人民交通出版社,2007.
- [8] 曹旭,陈香杰.横隔梁对多箱室宽箱梁抗扭影响研究[J].公路,2017(1):96-100.

Influence of Web on Torsional Performance of Wide Concrete Cable-stayed Bridge with Single Cable Plane

LIU Hongyan, LI Duo, CAO Xu

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an Shaanxi 710064, China)

Abstract In order to analyze the mechanical response of wide cable-stayed bridge with single cable plane under torsion load, based on the Chaohe concrete cable-stayed bridge with wide box girder over Xi River in Jiangmen City, the finite element model of wide box girder with single cell and single room, triple-cell and single room, quintuple-cell and single room were established by ANSYS. The torsion and distortion angle and vertical displacement distribution were analyzed in different sections of wide box girder cable-stayed bridge under torsion load. The results show that the torsional stiffness of the whole section of wide multi-cell box-girder is larger. Increasing the number of room will strength the flexural rigidity and torsional rigidity of the section, thereby reducing the displacement, torsion and distortion of the points at the section. Increasing the number of the web can enhance the connection of the section and effectively restrain the local torsional deformation.

Key words Highway bridge; Torsion and distortion; Numerical calculation; Web; Wide box girder

(责任编辑 赵其文)

文章编号:1003-1995(2017)07-0013-04

大跨度曲线矮塔斜拉桥主梁空间效应研究

朱佩章¹,王永峰¹,马 明²

(1. 中交第一公路勘察设计研究院有限公司,陕西 西安 710075;2. 西南交通大学 土木工程学院,四川 成都 610031)

摘要 以一座大跨度曲线矮塔斜拉桥为研究对象,分析剪力滞、箱梁畸变、扭转等空间效应对梁体应力状态的影响。分析结果表明:考虑空间效应后,在移动荷载作用下,顶板拉应力和底板压应力增大,最大增幅分别为1.20 MPa和1.29 MPa,顶板压应力和底板拉应力减小,最大减幅分别为0.95 MPa和1.35 MPa;在恒载作用下,顶板压应力减小,最大减小2.16 MPa,底板压应力增大,最大增加3.27 MPa。在此基础上分析了半横隔板箱梁在斜拉索锚固处的剪力分配问题,结果表明,剪力由横隔板和翼缘板共同承担,且横隔板承担剪力不超过50%,可按照横隔板和翼缘板共同抗剪进行设计。

关键词 公路桥梁;空间效应;数值计算;矮塔斜拉桥;半横隔板;剪力分配

中图分类号 U448.22 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.04

矮塔斜拉桥也称部分斜拉桥,是受力性能介于预应力连续梁和斜拉桥之间的一种桥型。其设计思想最早由法国工程师J. MATHIVATE提出,第1座实桥是1994年建于日本的跨度(74+122+74)m小田原港桥^[1]。其后该桥型在日本迅速发展,日本先后建造了屋代南、北桥^[2]、冲原桥、蟹泽大桥^[3]、新唐柜大桥等,最大跨度达到292.2 m。我国于2000年建成芜湖长江大桥^[4],为公铁两用钢桁加劲部分斜拉桥,此后相继设计建造了福建漳州战备大桥^[5]、厦门同安银湖大桥^[6]、兰州小西湖黄河大桥^[7]等部分斜拉桥。

短塔斜拉桥填补了梁桥和斜拉桥跨距区间的空白,具有性价比高、刚度大的优势。经过10多年的发展和使用,矮塔斜拉桥呈现跨距不断增大、上部结构轻薄化、多塔及曲线型的发展趋势。这对主梁设计的合理性提出了更高的要求^[8-10],宽箱、剪力滞、箱梁畸变以及曲线带来的扭转效应都需要更深入的分析。本文以一座大跨度曲线矮塔斜拉桥为工程背景,分析了空间效应对主梁受力状态的影响。

1 工程概况

一跨度(108+208+108)m矮塔斜拉桥(见图1),位于曲线半径1 800 m的圆曲线上。主桥为加宽双向六车道分离式桥梁,设计荷载为公路I级,采用墩、塔、梁固结体系,桥塔为钢筋混凝土三立柱“Ⅲ”形塔,桥

收稿日期:2017-03-11;修回日期:2017-04-26

作者简介:朱佩章(1981—),男,高级工程师。

E-mail: 7649260@qq.com

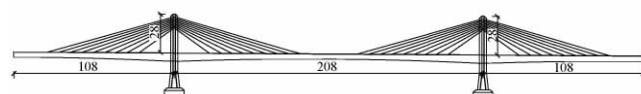


图1 总体布置(单位:m)

面以上塔高28 m。

主梁采用变高度单箱双室直腹断面,材料为C60混凝土,箱梁顶宽20.5 m,两侧外悬翼缘板宽4 m。箱梁根部梁体中心线梁高6 m,跨中及端部梁体中心线梁高3.80 m,梁高按二次抛物线变化。箱梁顶板厚度0#块加厚段采用100 cm,2#~6#块由60 cm线性变化至28 cm,其余梁段均采用28 cm。跨中底板厚28 cm,底板上下缘按二次抛物线变化至2#节段的80 cm,1#节段底板厚80 cm并直线渐变至根部底板厚140 cm。中腹板厚由3#节段的50 cm直线渐变至0#块的80 cm,4#节段至5#节段为50 cm,6#节段由50 cm渐变至40 cm,其余节段均为40 cm。边腹板厚由3#节段50 cm直线渐变至0#块的80 cm,其余节段均为50 cm。斜拉索锚固点处均设有横隔板,厚度为60 cm;为减轻梁体自重,横隔板采用半横隔板形式。主梁横截面如图2所示。

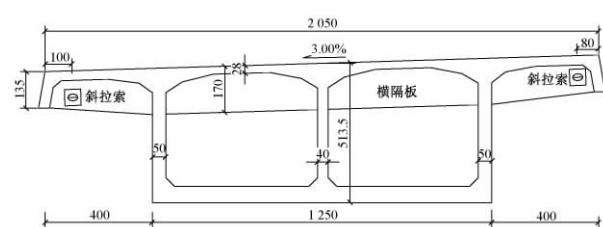


图2 主梁横断面(单位:cm)

2 分析模型

与同类型桥梁相比,该桥跨度较大,塔高较高,主跨对应的平曲线圆心角为 6.62° ,曲线半径较小。箱梁梁体宽度达20.5 m,悬臂长度4 m,且设置了小纵梁,属于宽箱长悬臂结构。此类结构中,箱梁的扭转效应、剪力滞效应以及箱梁畸变对梁体的应力状态的影响不容忽视,而空间杆系单元无法准确模拟这些效应对梁体应力的影响。因此,本文在建立空间杆系模型的基础上,采用有限元分析软件MIDAS/Fea建立结构的实体有限元模型进行分析,通过二者计算结果的对比以分析空间效应对梁体受力状态的影响。

根据结构对称性,取1/4结构进行建模。混凝土采用六面体单元进行划分,预应力采用Fea中的嵌入式钢筋单元进行模拟,此单元可以考虑预应力的摩擦损失、钢筋回缩损失、弹性变形损失以及收缩徐变损失。模型共计1 020 192个单元,904 039个节点。

3 分析结果

3.1 空间效应对梁体应力的影响

针对该桥特点,选取移动荷载作用下最大负弯矩(工况1)、移动荷载最大正弯矩(工况2)、恒载(自重+索力+二期恒载+预应力,工况3)3种工况进行分析,提取各工况下与梁单元模型相对应各点处实体单元的应力结果,对比空间效应对梁体应力的影响。梁单元模型采用MIDAS/Civil建立。

3.1.1 工况1

移动荷载最大负弯矩工况下,各点应力计算结果见图3。图中1#~4#点分别为横截面的4个角点。1#,2#在顶板上。3#,4#在底板上。

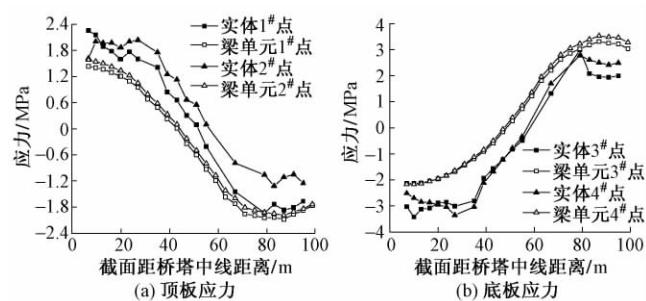


图3 工况1 应力计算结果对比

从图3中可知,考虑空间效应后:①对于负弯矩区的顶板,实体模型计算的拉应力大于梁单元模型,最大差值为1.2 MPa,发生在距桥塔35 m处;②对于正弯矩区的顶板,实体模型计算的压应力小于梁单元模型,最大差值为0.95 MPa,发生在距桥塔79 m处;③对于

负弯矩区的底板,实体模型计算的压应力大于梁单元模型,最大差值为1.29 MPa,发生在距桥塔10 m处;④对于正弯矩区的底板,实体模型计算的拉应力小于梁单元模型,最大差值为1.7 MPa,发生在距桥塔87 m处;⑤对于同一截面的曲线内外侧,曲线内侧的拉应力小于曲线外侧,曲线内侧压应力大于曲线外侧,这一整体趋势在梁单元模型与实体模型中一致,但实体模型计算结果的差值更为明显。

3.1.2 工况2

移动荷载最大正弯矩工况下,各点应力计算结果见图4。

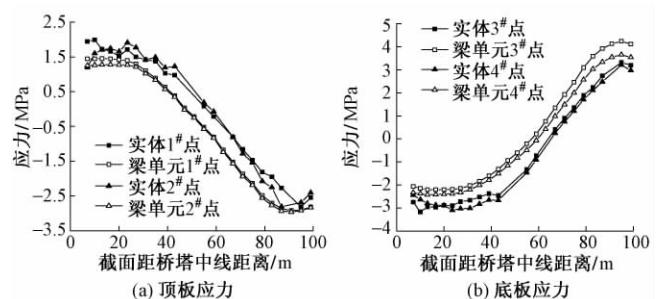


图4 工况2 应力计算结果对比

从图4可知,考虑空间效应后:①对于负弯矩区的顶板,实体模型计算的拉应力大于梁单元模型,最大差值为0.54 MPa,发生在距桥塔10 m处;②对于正弯矩区的顶板,实体模型计算的压应力小于梁单元模型,最大差值为0.70 MPa,发生在距桥塔71 m处;③对于负弯矩区的底板,实体模型计算的压应力大于梁单元模型,最大差值为1.13 MPa,发生在距桥塔43 m处;④对于正弯矩区的底板,实体模型计算的拉应力小于梁单元模型,最大差值为1.35 MPa,发生在距桥塔83 m处;⑤对于同一截面的曲线内外侧,曲线内侧的拉应力小于曲线外侧,曲线内侧压应力大于曲线外侧,这一整体趋势梁单元模型与实体模型一致,但实体模型计算结果的差值更为明显。

3.1.3 工况3

恒载工况下,各点应力计算结果见图5。

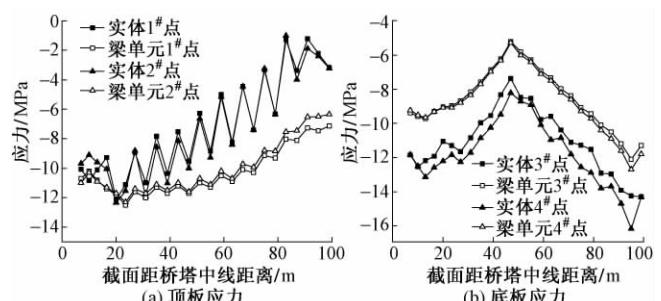


图5 工况3 应力计算结果对比

从图5可知,考虑空间效应后:①在恒载作用下,跨中梁段截面顶底板均处于受压状态,与梁单元模型计算结果一致;②对于顶板,实体模型1[#],2[#]应力点的计算结果小于梁单元模型,最大差值为6.74 MPa,分析后可知,顶板1[#],2[#]应力点的实体计算结果与梁单元偏差较多的梁段均为斜拉索所在梁段,这一偏差是由于拉索锚块以及局部索力作用引起的,扣除这一影响后,实体模型计算结果与梁单元模型最大差值为2.16 MPa,发生在距桥塔59 m处;③对于底板,实体模型计算结果与梁单元结果最大差值为3.27 MPa,发生在距桥塔71 m处。

3.2 横隔板剪力的分配

由于该桥斜拉索锚固在两侧悬臂段的端部,且横隔板仅填充箱室上侧,在横向4 m悬臂段范围内,竖向剪力主要由翼缘板和横隔板共同承担,然而横隔板与翼缘板的剪力分配尚不清楚。此前同类桥梁的设计偏

于保守的考虑,剪力完全由横隔板承担而忽略翼缘板的抗剪能力,使得横隔板设计过于厚重且需要配置相当数量抗剪钢筋才能满足要求。故本文针对横隔板的剪力分配问题进行分析,分别取首、尾拉索索力最大为计算条件,分析对应梁段横隔板和翼缘板中剪力的分布情况,分别对图6所示3个横隔板截面剪应力进行积分,以得到该处横隔板所承担的剪力。计算结果见表1。

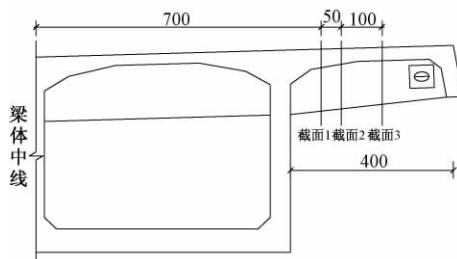


图6 横隔板剪力分配计算截面(单位:cm)

表1 各工况横隔板剪力分配

计算条件	总剪力/kN	横隔板承担剪力及其占比					
		截面1 剪力/kN	百分比/%	截面2 剪力/kN	百分比/%	截面3 剪力/kN	百分比/%
首索最大索力	$6247.9 \times \sin 36.1^\circ = 3681.2$	1 370	37	1 550	42	1 620	44
尾索最大索力	$6785.7 \times \sin 16.04^\circ = 1875.0$	647	34	729	38	858	45

由表1可知,索梁锚固区域剪力由横隔板和顶板共同承担,在最大索力条件下,横隔板首索区域承担44%的剪力,尾索区域承担45%的剪力;故可以认为横隔板承担剪力不超过50%。在局部抗剪设计时,可保留一定安全系数,按横隔板和翼缘板共同抗剪进行设计。

4 结论

1) 考虑空间效应后,在移动荷载最大负弯矩工况下,顶板拉应力增大,最大增加1.20 MPa;顶板压应力有所减小,最大减小0.95 MPa;底板压应力增大,最大增加1.29 MPa;底板拉应力减小,最大减小1.7 MPa。

2) 考虑空间效应后,在移动荷载最大正弯矩工况下,顶板拉应力增大,最大增加0.54 MPa;顶板压应力有所减小,最大减小0.70 MPa;底板压应力增大,最大增加1.13 MPa;底板拉应力减小,最大减小1.35 MPa。

3) 考虑空间效应后,在恒载工况下,箱梁顶底板均处于受压状态;顶板压应力有所减小,最大减小2.16 MPa;底板压应力增大,最大增加3.27 MPa。

4) 对此类桥梁,在设计时应考虑空间效应对梁体应力状态的影响,在梁单元模型分析的基础上,对于应力较大部位,应进行局部应力分析,以保证设计安全。

5) 对于半横隔板的宽箱长悬臂箱梁,当斜拉索锚

固在悬臂端横隔板处时,剪力由横隔板和翼缘板共同承担,且横隔板承担剪力不超过50%,在设计时,可保留一定安全系数,按横隔板和翼缘板共同抗剪进行设计。

参 考 文 献

- [1]黎祖华.小田原港桥的施工[J].国外桥梁,1995(2):81-86.
- [2]彭月燊.双线铁路PC斜拉桥屋代南、北桥的技术特点[J].国外桥梁,1996(1):1-6.
- [3]刘岚,严国敏.3跨连续部分斜拉PC箱梁桥——蟹泽大桥[J].国外桥梁,1996(2):18-20.
- [4]陈进昌,方京,孟庆标.芜湖长江大桥正桥钢梁设计特色[J].桥梁建设,2001,31(2):25-30.
- [5]余永强,李敏,陈亨锦.漳州战备大桥主桥设计[J].桥梁建设,2002,32(1):5-7.
- [6]欧阳永金,刘世忠,石占良.同安银湖大桥斜拉索体系[J].世界桥梁,2003(1):24-26.
- [7]康炜.小西湖黄河大桥部分斜拉桥结构分析[J].铁道标准设计,2004,48(11):88-90.
- [8]宋子威,李喜平,刘智春.怀邵衡铁路(90+180+90)m矮塔斜拉桥总体设计[J].铁道建筑,2016(9):6-9.
- [9]高飞,陈淮,陈峰.矮塔斜拉桥的施工控制研究[J].铁道建筑,2008(4):1-3.
- [10]李继东.超宽桥面矮塔斜拉桥设计及施工概况[J].铁道建筑,2006(8):9-10.

(下转第20页)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0016-05

大跨度斜拉桥混凝土索塔区侧壁竖向拉-压杆模型研究

陶齐宇¹, 叶华文², 胡勘成², 徐 勋²

(1. 四川省交通运输厅公路规划勘察设计院, 四川 成都 610041; 2. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要 大跨度斜拉桥预应力混凝土索塔锚固区容易开裂, 本文采用拉-压杆模型对锚固区竖向受力及预应力锚固范围进行研究。根据索塔锚固区受力平衡原理和几何关系, 建立索塔锚固区侧壁竖向拉-压杆模型, 得到简便实用的拉-压杆受力计算公式, 且公式计算值与专业软件 CAST 计算值相同。计算结果表明: 在索力竖向分力的作用下, 侧壁产生拉应力的高度范围是恒定的, 且只与主塔几何尺寸有关, 与索力大小无关; 在索力竖向分力的作用下, 距离索力作用点越近, 侧壁高度方向上拉力越大。研究结果可供索塔锚固区环向预应力设计参考。

关键词 公路桥梁; 索塔锚固区; 理论分析; 拉-压杆模型; 侧壁; 应力分布

中图分类号 U448.27; U441 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.05

大跨度斜拉桥预应力混凝土塔柱的索塔锚固区在索力作用下呈现出非常复杂的应力分布状态, 属于无法采用经典梁理论的 D 区(D 区是指应变分布呈现明显非线性状态的区域, 如集中荷载作用点附近区域、角隅处、弯折处、开口或缺口及其他不连续区域。“D”代表 Discontinuity、Disturbance 或者 Detail), 严重时可导致局部开裂。因此, 如何确保索塔锚固区具有充分的抗裂性能成为索塔的关键问题之一。通常采用空间有限元模型或空间节段试验模型对索塔锚固区受力性能开展研究[1-6], 但这些成果不容易直接用于指导工程设计。拉-压杆模型是由桁架模型发展而来的, 文献[7-8]扩展了桁架模型应用范围, 把它引入平截面假定不成立的区域, 如集中荷载作用点、框架角隅处、梁托、凹缺开口及孔洞附近, 使桁架模型以拉-压杆的形式几乎应用到结构的所有部分, 拉-压杆模型方法已成为结构混凝土协调统一的设计方法。说明采用拉-压杆模型分析 D 区优势明显, 这一方法直接抓住了结构的力学本质, 即简化空间结构为杆系, 既能高效地解决空间效应的计算问题, 又简单实用。

研究索塔锚固区拉-压杆模型方法已经取得了一些成果, 文献[9-10]将拉-压杆模型应用于预应力锚固区; 文献[11]针对锚固区的分析结果提出了一种新的拉-压杆设计方法, 模型简单易懂, 但分析时排除了侧

壁对锚固区的影响; 文献[12]基于拉-压杆模型对塔前壁竖向受力行为进行了深入研究; 文献[13-14]采用拓扑优化方法建立索塔锚固区的水平向拉-压杆模型, 并采用数值模型进行了验证。

以上文献基本上是针对索塔锚固区水平方向或塔前壁的受力研究, 对塔侧壁竖向受力行为关注很少。因此本文通过研究混凝土索塔锚固区侧壁索力竖向传力范围(产生拉应力范围)和应力分布情况, 为环向预应力配筋提供参考。

1 侧壁拉-压杆模型

1.1 侧壁竖向受力分析

斜拉桥预应力混凝土箱形截面索塔锚固区可分为索力直接作用的塔前壁(宽 b 、厚度 t_1)和非索力直接作用的侧壁(宽 h 、厚度 t_2), 索塔锚固区侧壁竖向受力分析见图 1。

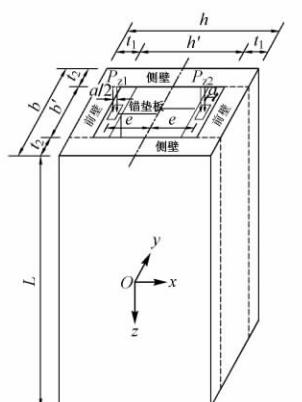


图 1 索塔锚固区侧壁竖向受力分析

收稿日期: 2017-03-23; 修回日期: 2017-05-16

基金项目: 国家自然科学基金(51208430, 51408501)

作者简介: 陶齐宇(1971—), 男, 高级工程师, 博士。

E-mail: 732093811@qq.com

况下,力值与竖向分力呈线性关系,因此可通过叠加竖向和水平向的拉应力来设计环向预应力筋。

2 拉-压杆理论模型与专业软件模型验证分析

取 $h_1 = 1400 \text{ mm}$, $h = 7600 \text{ mm}$, $b = 2800 \text{ mm}$, $a = 400 \text{ mm}$, $P_1 = 400 \text{ kN}$ 和 $P_2 = 500 \text{ kN}$, 代入前文公式中可得到理论值。采用拉-压杆专业商用软件 CAST (Computer Aided Strut-and-Tie, 由美国 Illinois 大学开发) 的计算结果见图 4(图中压为 -、拉为 +)。理论值与 CAST 值对比分析见表 1。可知侧壁竖向拉-压杆模型得到的力值理论值跟 CAST 计算值完全一样, 证明理论模型计算结果非常精确, 比专业软件方便实用, 同时能从索力传力机理上分析侧壁受力问题。

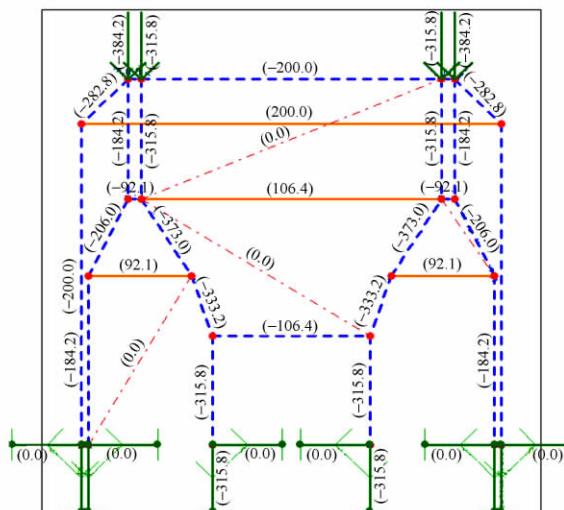


图 4 CAST 计算值(单位: kN)

表 1 理论值与 CAST 值对比分析 kN

拉压杆	理论值	CAST 值
$F_{\text{t}1}$	106.4	106.4
$F_{\text{t}2}$	92.1	92.1
$F_{\text{t}3}$	200.0	200.0
$F_{\text{c}1}$	-92.1	-92.1
$F_{\text{c}2}$	-206.0	-206.0
$F_{\text{c}3}$	-184.2	-184.2
$F_{\text{c}4}$	-373.0	-373.0
$F_{\text{c}5}$	-333.2	-333.2
$F_{\text{c}6}$	-315.8	-315.8
$F_{\text{c}7}$	-106.4	-106.4
$F_{\text{c}8}$	-200.0	-200.0
$F_{\text{c}9}$	-200.0	-200.0
$F_{\text{c}10}$	-282.8	-282.8
$F_{\text{c}11}$	-200.0	-200.0
$F_{\text{c}12}$	-184.2	-184.2
$F_{\text{c}13}$	-315.8	-315.8

3 结论

1) 根据侧壁竖向拉-压杆模型可知, 在索力竖向分力作用下侧壁产生拉应力的高度范围是恒定的, 且只与主塔几何尺寸有关, 与索力大小无关。

2) 在索力竖向分力作用下, 距离索力作用点越近, 侧壁高度方向上拉力越大。

参 考 文 献

- [1] 项贻强, 陈国强. 鄱阳湖口大桥索塔节段足尺模型试验与分析研究 [J]. 中国公路学报, 2000, 13(4): 76-80.
- [2] HE Z Q, LIU Z, MA Z J. Explicit Solutions of Transverse Tensions in Deep Beams: Load-path Model and Superposition Principle [J]. Structural Journal, 2014, 111(3): 583-594.
- [3] 单炜, 李玉顺, 于玲, 等. 异形截面斜拉桥索塔锚固区节段足尺模型试验研究 [J]. 中国公路学报, 2005, 18(3): 60-65.
- [4] 叶华文, 肖林. 大跨斜拉桥预应力索塔锚固区受力机理及试验研究 [J]. 哈尔滨工业大学学报, 2013, 45(12): 78-85.
- [5] 叶华文, 李翠娟, 徐勋, 等. 独塔斜拉桥预应力索塔锚固区模型试验研究 [J]. 西南交通大学学报, 2014, 49(1): 52-58.
- [6] 梁柱, 叶贵如. 跨金华江斜拉桥索塔锚固区应力仿真分析 [J]. 铁道建筑, 2004(11): 8-11.
- [7] TAN K H, LU H Y. Shear Behavior of Large Reinforced Concrete Deep Beams and Code Comparisons [J]. Structural Journal, 1999, 96(5): 836-845.
- [8] TAN K H, WENG L, TENG S. A Strut-and-tie Model for Deep Beams Subjected to Combined Top-and-bottom Loading [J]. The Structural Engineer, 1997, 75(13): 215-225.
- [9] 张文学. 预应力混凝土连续箱梁局部应力分析及拉-压杆设计 [D]. 上海: 同济大学, 2007.
- [10] 王东. 预应力混凝土锚固区配筋设计的拉压杆模型法 [D]. 上海: 上海交通大学, 2007.
- [11] 陶海, 肖汝诚. 混凝土斜拉桥索塔锚固区预应力设计的拉-压杆模型法 [J]. 结构工程师, 2008, 24(6): 36-40.
- [12] 陶齐宇, 刘扬. 斜拉桥索塔锚固区前壁竖向拉-压杆模型 [J]. 公路交通科技, 2011, 28(9): 46-52.
- [13] 熊治华, 刘永健, 田文民, 等. 拓扑优化拉杆-压杆模型在索塔锚固区的应用 [J]. 桥梁建设, 2013, 43(4): 74-79.
- [14] 孟杰, 吴后伟, 郑和晖. 基于拉压杆模型的混凝土索塔锚固区环向预应力设计方法 [J]. 结构工程师, 2016, 32(1): 5-9.
- [15] HENGPRATHANEE S. Linear and Nonlinear Finite Element Analysis of Anchorage Zones in Post-tensioned Concrete Structures [D]. Blacksburg: Virginia Polytechnic Institute and State University, 2004.

Study on Vertical Strut-and-tie Model in Side Wall of Concrete Cable Bent Tower Anchorage Zone of Large-span Cable-stayed Bridge

TAO Qiyu¹, YE Huawen², HU Jiecheng², XU Xun²

(1. Sichuan Provincial Transport Department Highway Planning, Survey, Design and Research Institute, Chengdu Sichuan 610041, China;

2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract The anchorage zone is vulnerable to crack in the prestressed concrete cable bent tower of large-span cable-stayed bridge. The strut-and-tie model (STM) was used to analysis the vertical force behavior and prestressed anchorage range of anchorage zone. Based on the equilibrium condition principle and geometric relation of forces, the vertical STM in the side wall of prestressed concrete cable bent tower anchorage zone was established to obtain a simple and practical formula for calculating the force of STM. And the theoretical results correlated well with the results from the professional program CAST. The calculated results show that the tensile stress occurs in a constant height range of side wall under the vertical component of the cable force. The height range only relates to the geometry of the main tower and unrelated to force. Under the vertical component of the cable force, the closer the point on the cable force, the greater the tension on the side wall height. The results can be applied to the circular prestressed design of concrete cable bent tower anchorage zone of cable-stayed bridge.

Key words Highway bridge; Prestressed concrete pylon anchorage zone; Theoretical analysis; Strut-and-tie Model; Side wall; Stress distribution

(责任编辑 郑冰)

(上接第 15 页)

Research on Main Girder Space Effect of Large-span Curved Low-pylon Cable-stayed Bridge

ZHU Peizhang¹, WANG Yongfeng¹, MA Ming²

(1. CCCC First Highway Consultants Co., Ltd., Xi'an Shaanxi 710075, China;

2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract Taking a large-span curved low-pylon cable-stayed bridge as the object of study, the influence of space effects such as shear lag, box girder distortion, torsion etc. on the girder stress state was studied. The results show that considering the space effects, under moving load, the roof tensile stress and the floor compressive stress increase, the maximum increase quantities are respectively 1.2 MPa and 1.29 MPa. The roof compressive stress and floor tensile stress decrease, the maximum reductions are respectively 0.95 MPa and 1.35 MPa. Under dead load, the roof compressive stress decreases and the maximum reduction is 2.16 MPa, the floor compressive stress increases and the maximum increase quantity is 3.27 MPa. Based on the above analysis, the shear distribution at cable anchorage areas of semi-diaphragm box girder was analyzed. The results show that the diaphragm and flange plate share the shear force and the diaphragm shares less than 50% of the shear force. The fact that diaphragm and flange plate share shear force should be considered in bridge design.

Key words Highway bridge; Space effect; Numerical calculation; Low-pylon cable-stayed bridge; Semi-diaphragm; Shear distribution

(责任编辑 李付军)

文章编号:1003-1995(2017)07-0021-04

铁路大跨度活性粉末混凝土简支梁截面形式研究

刘琛

(中铁第一勘察设计院集团有限公司,陕西 西安 710043)

摘要 将活性粉末混凝土用于大跨度简支梁能够解决梁体自重过大的难题,从而进一步提高铁路简支梁的跨越能力和应用范围。铁路大跨度活性粉末混凝土简支梁设计研究的关键问题是确定合理的截面形式。本文从结构受力、经济效益、施工方案等角度研究合理的截面形式,提出了先期U形活性粉末混凝土和普通混凝土组合截面方案,其设计构造简洁,便于施工;利用结构二次受力的特点,充分发挥了活性粉末混凝土优异的力学性能,减少了活性粉末混凝土圬工用量。

关键词 铁路桥梁;大跨度简支梁;内力计算;活性粉末混凝土;截面形式

中图分类号 U214.1¹⁺⁸ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.06

活性粉末混凝土(Reactive Powder Concrete, RPC)具有高强度、高韧性和高耐久性的特点^[1],该材料应用于铁路桥梁工程已经取得一些成果,如高铁人行道板、道砟槽板等,但其应用的深度和广度有限。简支梁属于静定结构,具有结构简单、受力明确的特点。利用活性粉末混凝土材料建造简支梁可以避免研究其他复杂结构的受力机理,利于推动活性粉末混凝土材料由附属结构向主体受力结构的发展。但材料制备、施工工艺、薄壁杆件局部稳定性、合理构造形式等关键技术问题需要进一步探讨,本文着重讨论铁路活性粉末混凝土简支梁的合理构造形式。为充分发挥活性粉末混凝土优异的力学性能,本次研究对象为72 m铁路简支箱梁,箱梁采用节段预制、造桥机胶拼施工。

1 计算参数的选取

活性粉末混凝土重度为26 kN/m³;二期恒载按350 km/h高速铁路有砟轨道设置,为200 kN/m;活载采用高速铁路ZK活载。普通混凝土为C50混凝土。

活性粉末混凝土材料力学参数:弹性模量48 GPa;立方体强度120 MPa;轴心抗压强度80 MPa,轴心抗拉强度6 MPa。

2 72 m活性粉末混凝土简支梁截面形式

铁路活性粉末混凝土简支箱梁以刚度、强度、抗裂、经济性、施工便利性等指标为依据,对不同截面形

式进行计算分析,综合比选后确定活性粉末混凝土简支梁的合理截面形式。

本次研究对象均为箱形截面,箱梁顶宽12.6 m,底宽6.0 m,底板及腹板厚0.25 m,共采用4种截面形式,具体方案见图1。

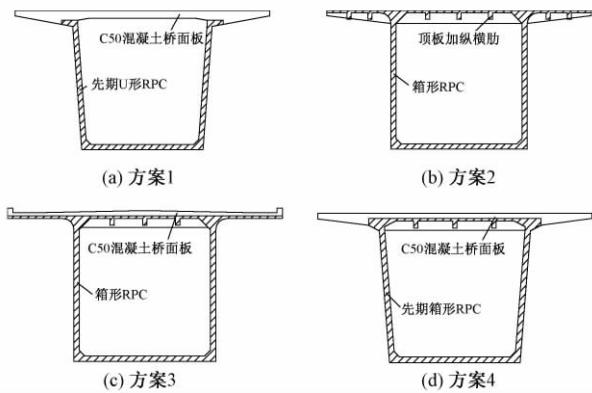


图1 4种方案的截面

方案1为单箱单室组合截面(先期U形RPC加C50混凝土板),箱梁顶板为0.36 m厚的C50混凝土,腹板及底板厚0.25 m。顶板与U形结构通过连接钢筋和剪力键进行连接。

方案2为单箱单室截面(顶板采用RPC加纵横向加劲肋),箱梁顶板厚0.12 m,腹板及底板厚0.25 m。顶板下部设置0.3 m(宽)×0.5 m(高)的横向加劲肋,间距为1.6 m,接触网基础处横向加劲肋间距为0.8 m。

方案3为单箱单室截面(RPC箱梁顶板现浇C50混凝土桥面板),RPC箱梁顶板厚0.12 m,顶板现浇0.150~0.239 m厚C50混凝土,腹板及底板厚0.25 m。

方案4为单箱单室组合截面(先期小箱形RPC加C50混凝土板),RPC箱梁顶板厚0.12 m,C50混凝土

收稿日期:2017-03-24;修回日期:2017-05-27

基金项目:中国铁路总公司科技研究开发计划(2014G010-D)

作者简介:刘琛(1982—),男,高级工程师。

E-mail: 9693549@qq.com

桥面板厚 0.23 m, 腹板及底板厚 0.25 m。桥面板通过连接钢筋和剪力键进行连接。

方案 2—方案 4 因顶板局部稳定性问题设置纵横向加劲肋, 限于篇幅本文不予展开论述。

3 4 种方案结构计算分析

铁路 72 m 活性粉末混凝土简支箱梁按 6.2, 6.4, 6.6 m 这 3 种梁高胶拼施工。计算正截面强度安全系数时, 接缝面处强度折减 0.95 后主力控制值为 2.2^[2]。因混凝土接触面不连续, 抗裂安全系数不考虑混凝土抗拉极限强度时主力控制值为 1.2。按照上述设计原则, 分别按正截面强度安全系数和抗裂安全系数进行预应力钢束的配束计算。

3.1 刚度计算

根据文献 [3] 中第 7.3 条规定, 速度 350 km/h 有砟高速铁路 72 m 简支梁在竖向静活载作用下, 挠度应 $< L/1900$ (L 为跨度), 梁端转角应不大于 $2\% \text{ rad}$ 。4 种方案截面刚度见表 1。可知 4 种方案的挠跨比和梁端转角均能满足规范要求, 其中方案 3 刚度最大, 方案 2 刚度最小。由于活性粉末混凝土的弹性模量是普通混凝土的 1.35 倍, 二者差异不大, 活性粉末混凝土材料对于结构刚度的提高不大, 因此梁体刚度的大小主要由截面惯性矩的大小来决定。

表 1 4 种方案截面刚度

方案	不同梁高下的挠跨比			不同梁高下的梁端转角/rad		
	6.2 m	6.4 m	6.6 m	6.2 m	6.4 m	6.6 m
1	3 040	3 277	3 523	1.05‰	0.98‰	0.91‰
2	2 562	2 758	2 963	1.25‰	1.16‰	1.08‰
3	3 294	3 541	3 798	0.97‰	0.90‰	0.84‰
4	3 041	3 278	3 526	1.05‰	0.98‰	0.91‰

3.2 内力及配束计算

简支梁在主力作用下的荷载工况为箱梁自重 + 二期恒载 + ZK 活载, 其跨中弯矩见表 2, 钢束配束方案见表 3。可知, 方案 1 断面圬工最大, 自重最大, 跨中弯矩最大, 因而钢束配束最多。方案 2 断面圬工最小, 自重最小, 跨中弯矩最小, 因而钢束配束最少。

表 2 主力作用下跨中弯矩

梁高 / m	弯矩 / (kN·m)			
	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4
6.2	397 561	343 708	383 494	386 976
6.4	399 311	345 458	385 244	388 726
6.6	401 060	347 208	386 993	390 475

3.3 截面应力计算

按照同时满足强度和抗裂的要求确定最终的钢束配束形式, 并计算跨中截面的上下缘应力。主力作用下 6.2 m 梁高跨中截面正应力见表 4。可知方案 1 应

表 3 钢束配束方案

配束条件	梁高 / m	1 860 MPa 级钢束 (19-7φ5) / 束			
		方案 1	方案 2	方案 3	方案 4
正截面强度	6.2	36	31	34	36
	6.4	35	30	33	35
	6.6	34	29	33	34
抗裂安全 系数	6.2	39	32	34	33
	6.4	37	31	33	33
	6.6	37	30	32	32

表 4 主力作用下 6.2 m 梁高跨中截面正应力 MPa

方案	上缘最大值	上缘最小值	下缘最大值	下缘最小值
1	31.4	27.7	14.1	6.5
2	17.8	10.9	14.6	6.1
3	15.8	11.5	14.2	6.4
4	18.1	14.0	15.8	7.3

力水平最高, 跨中上缘最大正应力达 31.4 MPa, 能够发挥活性粉末混凝土材料优异的力学性能, 其他方案正应力水平相当, 在 5~18 MPa, 材料力学指标利用率不高。

4 经济性分析

以 6.4 m 梁高截面为例进行经济性分析。4 种方案预应力钢束配束约为 30~37 束, 总体差异较小, 对经济性指标影响不大。因此重点对比活性粉末混凝土圬工用量和普通混凝土圬工用量, 单孔 72 m 活性粉末混凝土简支梁圬工指标及投资估算见表 5。可知方案 1 活性粉末混凝土圬工最少, 方案 2 活性粉末混凝土圬工最多。根据市场调查结果, 按 RPC 制梁单价为 10 000 元/m³, C50 混凝土制梁单价为 2 500 元/m³ 进行投资估算, 方案 1 单孔 72 m 活性粉末混凝土简支梁投资估算最低, 为 413.3 万元, 经济优势明显。

表 5 简支梁圬工指标及投资估算

方案	C50 混凝土圬工 用量 / (m ³ /m)	RPC 圬工用量 / (m ³ /m)	单孔 72 m 梁投资 估算 / (万元/孔)
1	5.2	4.7	413.3
2	0	6.8	489.6
3	2.4	6.7	517.0
4	3.6	5.7	462.2

5 4 种方案施工分析

大跨度节段拼装简支梁常采用湿拼和胶拼 2 种工艺, 活性粉末混凝土结构成形后应进行蒸汽养护^[4], 而梁段之间的湿接缝在造桥机上难以实现蒸汽养护, 因此节段拼装铁路简支梁应采用胶拼工艺。除此之外, 节段预制胶接拼装桥梁具有外形美观、混凝土收缩徐变小、线形易于控制、对交通环境适应性好、行车条件好、环保等明显优势。本次施工方案分析以节段预制、胶接拼装^[5]为前提, 各方案特点如下。

方案1:截面简洁,活性粉末混凝土结构浇筑简单。但需二次铺设桥面板,运梁车过孔效率低,施工期间开口截面稳定性差。

方案2:一次成桥后即可通行运梁车。因接触网基础受力和受顶板局部失稳控制,箱梁顶底板设置了纵横肋,断面最复杂,节段浇筑最困难。

方案3和方案4:断面较复杂,浇筑较困难,后期需二次铺设桥面板。

制备活性粉末混凝土材料时,水胶比一般控制在0.22以内^[3],而一般箱梁采用C50混凝土,水胶比在0.5左右^[6]。因此,活性粉末混凝土材料在浇筑箱梁节段时流动度低、工作性差。方案1由于截面简洁在节段浇筑时具有明显优势。方案2在节段拼装后无需铺设桥面板即可实现运梁车过孔,施工效率高。方案3和方案4无明显优势。

6 推荐方案及优化

6.1 方案比选

综合比较4种方案中结构的强度、刚度、稳定性、施工工艺等,发现经济性指标对方案的影响权重最为明显。方案1中由于活性粉末混凝土材料用量少,经济优势明显,而且结构二次受力后,在运营阶段活性粉末混凝土U形截面上下缘正应力值较高,发挥了活性粉末混凝土材料优异的力学性能。因此方案1作为本次研究推荐方案。

施工阶段的失稳问题和二次铺设桥面板的效率问题需要研究。

6.2 施工阶段稳定性分析

长细比>30的细长柱,当截面内应力远小于材料强度时会发生失稳破坏,在混凝土结构中应尽量避免采用细长柱^[7]。72 m简支梁推荐方案活性粉末混凝土截面圬工用量较小,施工阶段长细比为33.9,应对其进行稳定性分析。建立有限元模型,以结构自重为常量,以预应力荷载和施工阶段架桥机荷载为变量进行稳定性分析。前3阶屈曲模态见图2,施工阶段稳

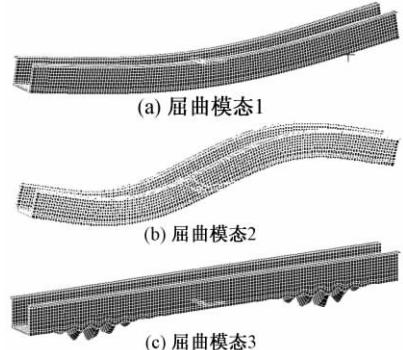


图2 前3阶屈曲模态

定性分析见表6。可知整体稳定安全系数为24.1,局部稳定安全系数为92.2,均满足稳定性要求。

表6 施工阶段稳定性分析

模态	稳定安全系数	屈曲模态描述
1	24.1	纵向对称整体屈曲
2	83.7	纵向反对称整体屈曲
3	92.2	底板对称局部屈曲

6.3 二次铺设桥面板

单箱单室组合截面(先期U形RPC加C50混凝土板)在U形节段拼装完成后为开口截面,运梁车在运输下一孔梁的预制节段时无法通过拼装孔,必须等桥面板搭设完成后运梁车才能通过,造成节段拼装效率较低。为满足U形梁成桥后即可过孔,C50混凝土桥面板也采用预制,施工时先安装部分桥面板再进行吊装。在造桥机上拼装完U形梁段局部桥面板后,桥面板之间空隙通过铺设型钢实现运梁车过孔,最后补浇剩余的C50混凝土桥面板。

7 结论

大跨度简支梁采用活性粉末混凝土材料能够解决梁体自重过大的难题。活性粉末混凝土和普通混凝土组合结构能充分发挥活性粉末混凝土优异的力学性能。活性粉末混凝土材料流动度低、工作性差,需要高温蒸养,因此截面设计时应简洁流畅,降低梁段浇筑难度。活性粉末混凝土简支梁多为细长柱结构,设计阶段应进行稳定性分析。

参 考 文 献

- [1]孙明德,高日,陈应陶,等.高强钢筋与活性粉末混凝土粘接性能试验研究[J].桥梁建设,2016,46(6):18-23.
- [2]中华人民共和国铁道部.TB 10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S].北京:中国铁道出版社,2005.
- [3]中华人民共和国铁道部.TB 10621—2014 高速铁路设计规范[S].北京:中国铁道出版社,2015.
- [4]中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局,中国国家标准化管理委员会.GB/T 31387—2015 活性粉末混凝土[S].北京:中国标准出版社,2015.
- [5]高明昌.铁路节段预制胶接拼装简支箱梁的技术特点和优势[J].铁道建筑,2015(10):60-63.
- [6]中华人民共和国铁道部.TB 10005—2010 铁路混凝土结构耐久性设计规范[S].北京:中国铁道出版社,2010.
- [7]李存权.结构稳定和稳定性内力[M].北京:人民交通出版社,2000.

(下转第27页)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0024-04

沪通长江大桥专用航道桥双悬臂架设稳定性分析

闫志刚

(中国铁路总公司工程管理中心,北京 100038)

摘要 对沪通长江大桥专用航道桥双悬臂架设过程进行施工稳定性研究,考虑了结构恒载、施工荷载、风荷载、温度荷载等最不利荷载及荷载组合,分析了最不利荷载对临时杆件轴力的影响,确定了影响临时杆件轴力的敏感因素,提出了施工期间临时结构的设计荷载,并对高墩的临时杆件和托架进行稳定性检算。计算结果表明:对结构稳定性影响较大的荷载依次为结构恒载、极限风荷载、施工非对称荷载;施工期间临时结构可满足最大悬臂架设时桥梁结构稳定性要求。

关键词 公铁两用桥梁; 稳定性分析; 双悬臂架设方案; 钢桁梁; 临时结构

中图分类号 U445.4 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.07

1 工程概况

沪通长江大桥天生港专用航道桥采用钢桁梁柔性拱桥方案,跨径布置为(140+336+140)m,见图1。主桁按华伦式三主桁布置,柔性拱设在336 m的主跨上。三主桁的横向桁间距为2×17.25 m,边桁高15.7 m,中桁高16 m,节间长14 m^[1]。

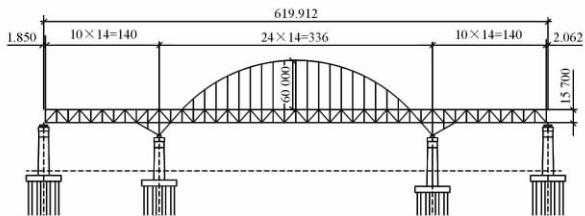


图1 天生港专用航道桥立面布置(单位:m)

天生港专用航道桥采用先梁后拱的施工方法。完成墩柱施工后,首先在托架上架设墩顶4节间钢桁梁,其余节间采用斜拉扣挂系统从主墩顶开始向中跨、边墩双悬臂对称架设,且无辅助墩,最大双悬臂架设长度为140 m。边跨上墩后,采用单悬臂架设主梁直至中跨合龙。

悬臂架设期间,钢桁梁通过临时竖杆与桥墩连成一体。临时竖杆截面形式:中跨侧采用箱形截面,边跨侧采用工字形截面。托架采用格构柱结构与承台及墩身连接,4根钢管组成的格构柱支撑设置于每根临时

杆件下方,格构柱中间设置4道平联,底部与承台固结。4#墩临时结构见图2。

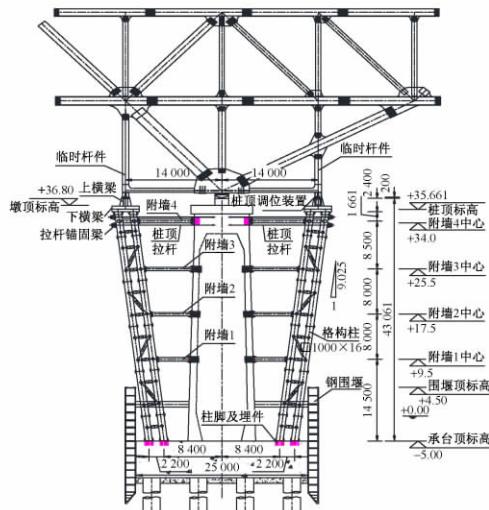


图2 4#墩临时结构(尺寸:mm; 标高:m)

由于临时结构与主体结构通过高强螺栓连成整体,而钢桁梁自身刚度大,因此临时结构的承载能力与稳定性决定了双悬臂架设施工期间的稳定性^[2-5]。针对该情况,对影响结构稳定性的荷载进行分析,通过分析不同施工工况,合理选择竖杆和托架的设计参数,并对临时结构的稳定性进行验算。

2 影响结构稳定的荷载分析

2.1 结构恒载

结构恒载是指在最大悬臂状态下所有结构自重对临时竖杆产生的内力。通过MIDAS/Civil建模,计算临时竖杆内力,结果见表1。

收稿日期: 2017-03-23; 修回日期: 2017-05-18

作者简介: 闫志刚(1976—),男,高级工程师,博士。

E-mail: zgyan@126.com

表1 临时竖杆内力 kN

边跨		中跨	
边桁	中桁	边桁	中桁
-6 812	-7 276	-5 890	-6 110

2.2 施工荷载

施工荷载主要包括2部分荷载:桥面吊机偏载和构件非对称安装荷载,按最不利工况进行计算。

1) 桥面吊机偏载:吊机质量为250 t,在最大悬臂状态下边、中跨桥面吊机位置相差1个节间,此时临时杆件轴力变化量为±417 kN。

2) 施工期间构件非对称安装荷载:单块桥面板最大质量达到70 t,考虑安装单块桥面板叠加产生的非对称荷载,则荷载总计1 000 kN,其作用点位于悬臂跨前端,此时临时杆件轴力变化量为±1 500 kN。

2.3 风荷载

1) 风荷载的计算

作用在双悬臂的风荷载分为横向风荷载和竖向风荷载。通过在墩顶设置临时限位装置来抵抗横向风荷载,通过在墩旁安设托架来承担竖向风荷载,因此对临时竖杆与托架的设计主要考虑竖向风荷载。根据文献[6]计算出静阵风风速,进而计算升力 P_v 。计算式为

$$P_v = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_v B$$

式中: ρ 为空气密度,取为1.25 kg/m³; V_g 为静阵风风速,m/s; C_v 为升力系数,参考沪通长江大桥主桥风洞试验参数取最大值1.0; B 为主梁的宽度,m。

计算风荷载时考虑2种工况:①极限风荷载,设计风速为38.2 m/s,施工期间考虑20年的重现期,经计算钢桁梁主梁承担的线荷载为56 kN/m;②正常施工风荷载,考虑施工期间正常施工条件下可能遇到的最大风速,取静阵风风速为32.6 m/s(11级风的最大风速),经计算钢桁梁主梁承担的线荷载为22 kN/m。

2) 加载方式

竖向风荷载在结构上的加载布置无规范要求,因此可按文献[6]中图4.5.1的方式进行不对称加载,不对称系数取0.5。

3) 风荷载作用

在极限风荷载作用下,边、中跨临时竖杆不对称轴力均为2 613 kN;在正常施工风荷载作用下,边、中跨临时竖杆不对称轴力均为1 023 kN。

2.4 温度荷载

根据现场施工情况,考虑2种不利温度荷载:①整体升降温20℃;②考虑日照的影响,上下层结构温差20℃。通过MIDAS/Civil进行计算,温度荷载对临时竖杆轴力的影响见表2。

表2 温度荷载对临时竖杆轴力的影响 kN

工况	边跨		中跨	
	边桁	中桁	边桁	中桁
升温 20℃	-622	-574	-617	-594
降温 20℃	619	571	617	594
温差 +20℃	-107	-58	-105	-70
温差 -20℃	106	58	106	70

2.5 荷载组合

施工期间不利荷载对临时杆件轴力的影响见表3,表中数值受压为负。由表3可知对稳定性影响较大的荷载依次为结构恒载、极限风荷载、施工非对称荷载。

表3 施工期间不利荷载对临时杆件轴力的影响 kN

荷载 编号	荷载	边跨侧		中跨侧	
		最大值	最小值	最大值	最小值
1	结构恒载	-6 812	-7 276	-5 890	-6 110
2	施工非对称荷载	1 500	-1 500	1 500	-1 500
3(a)	极限风荷载	2 613	-2 613	2 613	-2 613
3(b)	正常施工风荷载	1 023	-1 023	1 023	-1 023
4	吊机偏载	417	-417	417	-417
5	升温/降温荷载	621	-621	617	-617
6	温差荷载	107	-107	106	-106

分析过程中考虑了2种施工状态,共4种计算荷载组合,见表4。其中,标准荷载组合中各项系数均为1.0,抗倾覆组合中平衡荷载系数为1.0,不平衡荷载系数为1.3。不同组合下临时杆件的轴力见表5,表中数值受压为负。

表4 计算荷载组合

组合	名称	荷载
1	正常施工标准荷载组合	恒载+升温/降温荷载+温差荷载+施工荷载+正常施工风荷载+吊机偏载
2	极限状态标准荷载组合	恒载+升温/降温荷载+温差荷载+极限风荷载
3	正常施工抗倾覆组合	恒载+升温/降温荷载+温差荷载+1.3×(施工荷载+正常施工风荷载+吊机偏载)
4	极限状态抗倾覆组合	恒载+升温/降温荷载+温差荷载+1.3×极限风荷载

表5 不同组合下临时杆件的轴力 kN

组合	杆件	单根临时杆件轴力		组合	杆件	单根临时杆件轴力	
		最大值	最小值			最大值	最小值
1	边跨	-10 847	-3 144	3	边跨	-11 729	-2 262
	中跨	-9 714	-2 439		中跨	-10 596	-1 557
2	边跨	-10 520	-3 471	4	边跨	-10 304	-2 687
	中跨	-9 387	-2 766		中跨	-10 171	-1 982

3 临时杆件稳定性验算

3.1 边跨侧临时杆件

临时杆件与托架固结,不考虑1.3倍安全系数,取表4中最不利组合进行轴力计算,得到杆件最大轴力 $N = -10\ 847\text{ kN}$ 。按中心受压构件验算临时杆件的稳定性,取边跨侧临时杆件中间截面,根据文献[7]中表4.2.2计算可得:回转半径 $i = 0.245\text{ m}$,截面积 $A_m = 83\ 600\text{ mm}^2$,截面抗弯模量 $W = 17\ 094\ 170\text{ mm}^3$,计算长度 $l_0 = 6.452\text{ m}$,则长细比 $\lambda = 6.452/0.245 = 26.3$,折减系数 $\varphi_1 = 0.9$, $N/A_m = 129.7\text{ MPa} \leqslant \varphi_1[\sigma] = 189.0\text{ MPa}$,满足规范要求。若考虑1.3的安全系数,则 $N_{1.3}/A_m = 140.3\text{ MPa} \leqslant 189.0\text{ MPa}$,亦满足规范要求。

3.2 中跨侧临时杆件

临时杆件与托架固结,不考虑1.3倍安全系数,取表4中最不利组合进行轴力计算,则最大轴力为 $-9\ 714\text{ kN}$ 。根据文献[7]计算可得 $A_m = 176\ 000\text{ mm}^2$, $\varphi_1 = 0.857$,则 $N/A_m = 55.2\text{ MPa} \leqslant 180.0\text{ MPa}$,满足规范要求;若考虑1.3倍的安全系数,则 $N_{1.3}/A_m = 60.2\text{ MPa} \leqslant 180.0\text{ MPa}$,亦满足规范要求。

4 托架稳定性验算

由表5可知,单个格构柱顶最大压载为 $11\ 729\text{ kN}$,考虑1.2倍分项系数,取 $14\ 075\text{ kN}$ 施加于格构柱顶横梁支撑位置,按文献[8]进行复核。

1) 托架结构应力及变形

主墩托架计算应力及变形云图见图3。可知支架结构最大组合应力 $128\text{ MPa} < 205\text{ MPa}$,出现在最上层附墙杆根部;竖向变形 $17.6\text{ mm} < 35.0\text{ mm}$,满足要求。

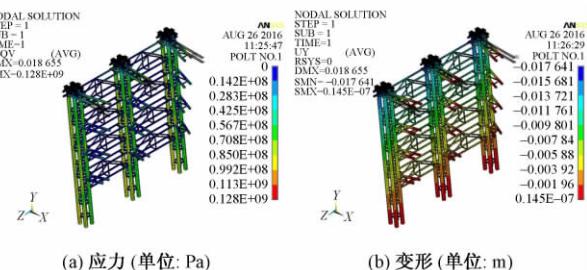


图3 主墩托架计算应力及变形云图

2) 构件内力

将托架结构中各构件的几何参数输入到有限元软件中进行计算,得到构件最大应力,见表6。

3) 钢立柱稳定性

钢立柱规格为 $\phi 1\ 000 \times 16\text{ mm}$,材质为Q235B,

表6 托架结构中各构件最大应力

构件名称	几何参数/mm	最大组合应力/MPa	最大剪应力/MPa	最大弯曲应力/MPa	最大轴向应力/MPa
格构柱钢立柱	$\phi 1\ 000 \times 16$	108	11	14	94
附墙杆	$\phi 630 \times 8$	128	12	66	63
连接系斜撑	$\phi 273 \times 8$	70		43	28
桩顶下横梁	$1\ 000/1\ 200/36/36$	103	50	96	7
桩顶上横梁	$1\ 400/1\ 200/36/36$	112	61	101	11

其最大轴向应力 94 MPa ,最大弯曲应力 14 MPa , $A_m = 49\ 461\text{ mm}^2$, $i = 0.348\text{ m}$; $l_0 = 15.5\text{ m}$,则 $\lambda = 45$,属于b类截面,查表可知 $\varphi_1 = 0.878$,则 $\frac{N}{\varphi A_m} + \frac{M}{W} = 121\text{ MPa} < 205\text{ MPa}$,满足要求。

在最大荷载情况下托架结构应力、变形、稳定性及锚固位置均能满足文献[8]的要求。

5 结语

沪通长江大桥天生港专用航道桥钢桁梁双悬臂架设跨度大、荷载重,施工期间确保结构的稳定性是关键。通过计算墩顶处临时锚固荷载,分析了三跨连续钢桁梁架设过程中最大双悬臂状态下最不利荷载对全桥稳定性的影响,确定了临时竖杆与墩旁托架的设计方案。同时对托架进行了设计、承载能力与稳定性检算,证实了临时结构能承担双悬臂状态下最不利工况组合荷载,保证了施工安全。

参 考 文 献

- [1] 中铁大桥勘测设计院集团有限公司. 新建上海至南通铁路沪通长江大桥工程施工图设计[Z]. 武汉: 中铁大桥勘测设计院集团有限公司, 2014.
- [2] 郑史雄, 徐伟, 高宗余. 武汉天兴洲公铁两用长江大桥抗风性能研究[J]. 桥梁建设, 2009, 39(4): 1-4.
- [3] 康小方, 方诗圣, 张利, 等. 静风荷载下的大跨度斜拉桥稳定性分析[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2012, 35(5): 652-656.
- [4] 张辉, 韩艳, 田仲初. 大跨度斜拉桥静风稳定性及影响参数分析[J]. 中外公路, 2010, 30(3): 114-117.
- [5] 黄龙华, 段志勇. 南京大胜关长江大桥钢桁拱架设墩旁托架结构设计与施工[J]. 世界桥梁, 2009(1): 19-22.
- [6] 中华人民共和国交通部. JT/T D60-01—2004 公路桥梁抗风设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [7] 中华人民共和国铁道部. TB 10002.2—2005 铁路桥梁钢结构设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [8] 中华人民共和国建设部. GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.

Stability Analysis of Double-cantilever Erection of Special Navigation Channel Bridge of Shanghai – Nantong Yangtze River Bridge

YAN Zhigang

(Engineering Management Center of China Railway Corporation, Beijing 100038, China)

Abstract The double-cantilever erection stability analysis of special navigation channel bridge of Shanghai–Nantong Yangtze river bridge during construction process was carried out considering the most unfavorable load and load combination, including the structure dead load, construction load, wind load and temperature load. The influence of the most unfavorable load on the axial force of the temporary member was analyzed to determine the sensitive factors affecting the axial force. The design load of the temporary structure during construction was presented. The stability analysis of temporary member and bracket of high pier was calculated. The analysis results show that the temporary structure can satisfy the stability requirements during the maximum double-cantilever erection construction process.

Key words Rail-cum-road bridge; Stability analysis; Double-cantilever erection scheme; Steel truss girder; Temporary structure

(责任编辑 郑冰)

(上接第 23 页)

Study on Section Form of Railway Large-span Reactive Powder Concrete Simply-supported Girder

LIU Chen

(China Railway First Survey & Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an Shaanxi 710043, China)

Abstract The application of reactive powder concrete (RPC) to large-span simply-supported girder can solve the problem that the dead weight is too large, so as to further improve the spanning ability and application range of railway simply-supported girder. The key problem in the design is to determine the reasonable section form. The reasonable section form should be analyzed from the angle of structural force, economic benefit and construction scheme. The section form scheme for the combination of the advanced U-shaped RPC and plain concrete was proposed in this paper, which is simple and easy to construct. Taking advantage of the second force of structure, the excellent mechanical properties of RPC is full utilized to reduce the concrete consumption.

Key words Railway Bridge; Large-span simply-supported girder; Internal force calculation; Reactive powder concrete; Section form

(责任编辑 郑冰)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0028-04

铁路桥梁预应力管道自动压浆技术

马 林¹, 王乐然¹, 赵连东²

(1. 中国铁道科学研究院 铁道建筑研究所, 北京 100081; 2. 中国铁道科学院研究院, 北京 100081)

摘要 自动化程度低、过程控制过度依赖人工是预应力管道压浆施工技术的现状, 导致了压浆质量不稳定等问题。本文介绍的新型自动压浆系统实现了压浆施工过程中上料、制浆、抽真空和压浆各工序间的自动协同工作, 压浆全过程自动控制, 强化了对浆料配比、压力、温度等关键参数的实时监控, 并通过压浆量计量技术提供了一种可行的管道密实度的判别方法, 确保了压浆质量。

关键词 铁路桥梁; 自动压浆技术; 现场试验; 预应力管道; 压浆密实度

中图分类号 U445.47⁺¹ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.08

预应力管道压浆是后张法预应力混凝土桥梁施工中一道重要的施工工序, 压浆质量直接影响桥梁在使用过程中的安全性和耐久性。高质量的管道压浆可提高预应力筋的防腐防锈能力, 加强预应力筋与混凝土的黏结性, 从而减少预应力损失, 提高构件的整体抗弯刚度。管道压浆的质量问题有可能引发桥梁质量安全事故, 1985年英国南威尔士的 Ynys-Y-Gwas 大桥突然倒塌和1992年美国康涅狄格州的 Bissell 大桥炸毁重建^[1-2], 均因为压浆不密实使预应力筋锈蚀所致。

预应力管道压浆施工属于隐蔽工程, 因此先进、成熟的压浆工艺和设备是保证管道压浆质量的前提条件。我国传统的桥梁预应力管道压浆工艺采用人工操作设备、人工监控施工过程、人工记录数据并判定压浆状态, 压浆施工受人为主观因素影响大、质量可追溯性差。

为提高压浆质量, 规范压浆施工, 我国铁路、公路桥涵设计和施工技术规范在借鉴、总结国内外相关成果和经验的基础上, 对压浆料、压浆工艺、压浆设备等提出了相应技术要求^[3]。实践证明, 采用真空辅助压浆工艺在提高管道压浆密实度、保证压浆质量和施工效率方面有着显著的作用^[4], 新修订的《公路桥涵施工技术规范》(JTJ/T F50—2011) 和《高速铁路预制后张法预应力混凝土简支梁》(TB/T 3432—2016) 均建议采用真空辅助压浆工艺。同时采用真空辅助压浆技术的自动化设备在国内铁路、公路大规模建设中的

推广应用, 对提高桥梁的制造质量起到了积极的作用^[5]。

国内外自动压浆设备的发展经历了从配料制浆、压浆过程监测系统以及其他辅助系统的升级和优化, 在解决压浆质量方面都进行了积极地探索和尝试^[6], 也取得了一定的效果, 但仍然存在以下缺陷和不足:

1) 自动压浆设备主要包含制浆、储浆以及压浆和抽真空部分, 能够实现部分自动化功能, 比如自动称量配料、自动搅拌制浆, 但自动化程度不高。

2) 压浆施工各环节之间的衔接转换和过程状态判断方面需要人工干预, 施工过程中不能对各种状况作出及时、正确的判断和反应, 导致压浆质量不稳定、施工效率不高。

3) 管道压浆施工的数据处理、过程控制、结果判定基本上依靠人工, 压浆施工管理水平不高。

4) 目前的自动压浆设备无除尘措施, 现场粉尘污染严重。

1 新型自动压浆系统的组成和功能

1.1 系统组成

新型自动压浆系统主要由上料、制浆、抽真空、压浆、辅助等硬件部分, 以及控制系统和数据系统组成, 控制系统和数据系统通过依附于硬件部分的传感采集仪器获取数据、形成指令, 实现系统控制。新型自动压浆设备的传感器包括称重传感器、压力传感器、转速计和温度传感器。数据系统的构建实现了自动压浆施工的信息化管理, 是以高效数据库为后台, 以形象化图表为展示的现代化管理方式, 包含数据存储、数据查看、数据分析统计、图表展示、数据传输等内容。控制系统通过PLC可编程控制模块和程序实现了对自动压浆

收稿日期: 2017-04-14; 修回日期: 2017-05-12

基金项目: 中国铁路总公司科技研究开发计划(2016G002-J)

作者简介: 马林(1966—), 男, 研究员。

E-mail: malin@rails.cn

系统的整体控制和协同工作,实现了现场人机交互和远程管理,是实现压浆施工操作和管理自动化、信息化、网络化的核心和中枢,见图 1。

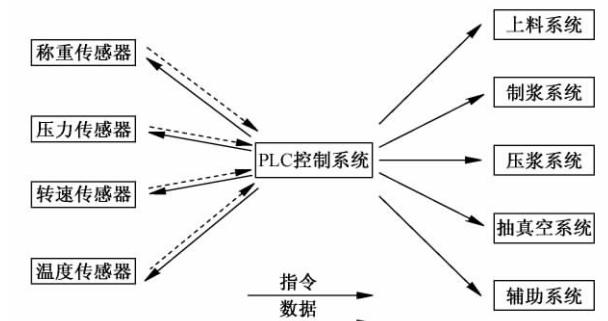


图 1 自动压浆系统构成

1.2 主要功能特点

新型自动压浆系统具备以下功能特点^[7-8]：

- 1) 上料、制浆、抽真空和压浆系统自动协同工作，压浆全过程自动控制，一键完成。
 - 2) 自动上料、准确配浆，满足《铁路后张法预应力混凝土梁管道压浆技术条件》(TB/T 3192—2008) 标准要求的水泥、压浆剂、水(或压浆料和水) 的计量精度，均控制在 $\pm 1.0\%$ 以内，并可实现制浆配方锁定。
 - 3) 高速搅拌机的转速 $\geq 1\,000\text{ r/min}$; 搅拌机叶片的线速度为 $10\sim 20\text{ m/s}$ 。
 - 4) 制得的压浆液应满足低水胶比、高流动度、零泌水率的标准要求。
 - 5) 自动抽真空，抽真空压力满足 TB/T 3192 标准要求。
 - 6) 压浆泵自动连续压浆、出浆平稳，压浆流速可调控，压力实时监控，自动保压和微量补浆，保压压力和时间满足 TB/T 3192 标准要求，压浆量可自动计量，管道压浆密实度可自动判别。
 - 7) 压浆施工过程数据和结果自动生成，数据管理信息化，具备与工程管理平台间的数据交互功能，方便各级工程管理。
 - 8) 除尘环保，能明显改善现场施工环境。
 - 9) 系统具备自我诊断、自我保护、报警预警、自动清洗、断电保护、续点工作等功能。

2 机械系统

新型自动压浆系统的机械部分主要包括上料机、高速制浆桶、低速储浆桶、抽真空泵和压浆泵，分别独立完成系统制浆和压浆。

- 1) 适用于粉料的自动上料装置,主要有机械式和气压式。考虑到压浆系统整体结构布置和现场施工的

需要,自动机械上料装置更加适用,其中螺杆上料机和刮板上料机是机械式上料机的2种代表类型。综合考虑到上料精度、行程、设备耐久性、维护方便等,采用刮板式上料机,具有输送效率高、结构简单、坚实耐用、安装维修方便、密封性能好、可正反向运行,方便结构设计、故障排除等优点。

2) 高速制浆桶和低速储浆桶主要由电机、搅拌桨、桶体组成,搅拌桨叶的形状应与转速匹配。自动压浆系统的高速制浆桶配套称重传感器主要用于配料和制浆,将压浆料或压浆剂、水泥与水按照规定配比准确混合。高速搅拌可使粉料与水在规定时间内得到充分搅合,具有制浆效率高、操作简便、浆液均匀等特点,同时可以将浆液短距离输送至低速储浆桶。

3) 抽真空泵是真空辅助压浆工艺的必备设备,目前常用于压浆施工抽真空工序的真空泵属于水循环泵,主要由叶轮、进气口、排气口等结构组成,依靠泵腔容积的变化来实现吸气、压缩和排气。与其他类型真空泵相比,水循环泵具有以下特点:①结构简单,制造精度要求不高,易加工;②结构紧凑,泵的转数较高,一般可与电动机直联,无须减速装置,可用较小的结构尺寸获得较大的排气量,并且占地面积小;③压缩气体基本上是等温的,即压缩气体过程温度变化很小;④由于泵腔内没有金属磨擦表面,无须对泵内进行润滑,而且磨损很小,转动件和固定件之间的密封可直接由水封来完成;⑤吸气均匀,工作平稳可靠,操作简单,维修方便。

4) 压浆泵是预应力管道自动压浆系统的核心设备,要求能够实现连续、稳定出浆。目前常用的压浆泵有单螺杆泵和活塞泵,活塞泵按照活塞缸的数量分为单缸泵、多缸泵。该系统中采用了新型双向连续压浆泵,具备出浆连续稳定,工作平稳、振动小,自动保压、压力稳定,压浆速度随压力自动调节,安全可靠耐用的特点。克服了单螺杆泵易损坏、维修成本高,多缸活塞泵清洗、维修困难的缺点。

3 传感测量系统

自动压浆系统主要采用称重传感器、真空表、压力表和温度传感器，其中称重传感器用于精确配料制浆，真空表和压力表用于预应力管道抽真空和压浆时的压力监控，温度传感器用于环境温度和浆液温度的监测。

1) 称重传感器是一种将质量信号转变为可测量的电信号输出的装置,考虑到预应力管道压浆施工的技术要求,应选择技术成熟度高、可靠耐用、性价比较高的电阻应变梁式称重传感器,主要性能参数见表1。

2) 真空表用来测量低于当地气压的压力, 铁路桥

表 1 称重传感器主要性能参数

工作温度	量程/t	系统精度	蠕变	疲劳寿命
满足 -10~40℃	≥1	±1%	0.03% F.S	不少于 30万次

梁预应力管道压浆施工抽真空工序中管道内真空度的测量采用真空压力表。真空度监控采用远传真空表，量程为 $-0.1 \sim 0$ MPa，其特点是性能稳定、测量精度较高、反应速度较快、结构牢固、便于密封和安装、操作简便、适用于大部分的普通工作环境，主要性能参数见表2。根据需要定期校验。

表 2 真空表主要性能参数

工作温湿度	量程 / MPa	精度等级
温度满足 -40 ~ +70 °C, 湿度 ≤ 85% RH	-0.1 ~ 0	不小于 1.6 级

3) 压力表用于测量正压, 根据压浆施工要求, 采用远传压力表, 精度等级不小于 1.6 级, 量程不小于 1.5 MPa。

4 控制系统和数据管理系统

自动压浆控制系统的功能性、稳定性和耐久性是安全、优质、高效制梁的基本要求,控制系统的硬件和软件之间应相互兼容、协同工作。硬件应性能稳定、牢固可靠,以适应复杂的现场制梁环境,包括天气环境、电磁环境和网络环境;软件应具备功能齐全完善、人机交互便捷、指示准确及时、界面清晰简洁的特点,确保系统的运行控制、压浆过程的实时监控和设备运行状态的跟踪监测等。

控制系统硬件主要由中央管理模块(工业电脑、人机界面)、控制模块(可编程控制器 PLC、外围低压控制开关元件)、电源模块(变压器、开关电源)、信号采集模块(压力、称量、温度、转速、计时等传感器和采集模块、A/D 模块)、驱动模块(控制辅助元器件)、执行模块(搅拌桶、压浆泵、抽真空泵及辅助设备)等组成。可实现以下功能:

- 1) 操作方便,参数设置便捷。
 - 2) 控制和监视自动压浆施工全过程,状态自动识别和工序无缝转换,手动、自动切换方便。
 - 3) 设备自检,确保系统及工作环境正常。
 - 4) 强大的数据管理功能可以实现数据自动分析、展示、存储和传输。自动压浆施工数据的传输过程为:自动压浆结果数据通过设备的数据无线发射模块(或移动存储介质)和梁场的互联网无线数据交换机,将数据上传至 Internet 公网;管理平台通过公网接收数据信息,进行数据传输和访问,见图 2。

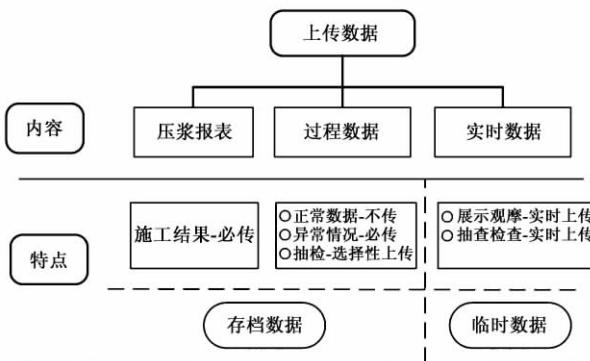


图 2 传输数据的类型

5) 施工状态转换时有显示,设备状态和压浆过程异常或施工控制超限时预警和报警。

5 现场试验验证

选取箱梁梁场开展现场试用,箱梁图号通桥(2016)2322A-II,跨度为31.5 m,共计有27束预应力钢绞线,采用1860级7φ5钢绞线,钢绞线工作长度为31.837~32.535 m,孔道直径80 mm。采用新型自动压浆系统进行自动压浆施工,实际制浆19盘。水泥、压浆剂和水的配料最大误差率分别为0.18%,0.67%和0.80%;实测浆液出机流动度为17.0 s。实际压浆27孔。压浆前真空压力为-0.08~-0.06 MPa;保压压力为0.51~0.58 MPa,保压时间180 s;实际压浆量为238.0~259.9 kg。通桥(2016)2322A-II预应力孔道位置见图3。试验数据详见表3。

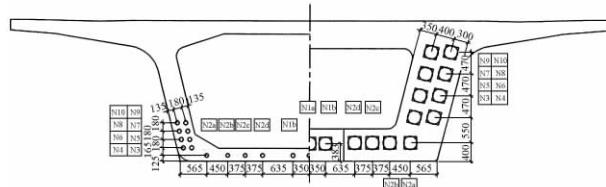


图 3 通桥(2016)2322A-II 预应力孔道位置(单位: mm)

表 3 新型自动压浆系统现场试验压浆数据

压浆 顺序	孔道 编号	真空压力 / MPa	保压压力 / MPa	保压时间 / s	实际压浆量 / kg
1	2N2a 右	-0.075	0.55	180	246.7
2	2N2b 右	-0.062	0.58	180	245.8
3	2N2c 右	-0.079	0.53	180	245.5
4	2N2d 右	-0.061	0.53	180	246.1
5	2N1b 右	-0.085	0.57	180	247.1
6	N1a	-0.085	0.55	180	249.3
7	2N1b 左	-0.079	0.57	180	251.3
8	2N2d 左	-0.084	0.53	180	251.9
9	2N2c 左	-0.063	0.55	180	256.8
10	2N2b 左	-0.081	0.51	180	244.1
11	2N2a 左	-0.085	0.53	180	238.0

续表3

压浆 顺序	孔道 编号	真空压力 / MPa	保压压力 / MPa	保压时间 / s	实际压浆量 / kg
12	2N3 左	-0.088	0.53	180	250.5
13	2N4 左	-0.084	0.53	180	253.2
14	2N5 左	-0.063	0.56	180	251.4
15	2N6 左	-0.088	0.51	180	244.7
16	2N7 左	-0.087	0.53	180	246.1
17	2N8 左	-0.085	0.56	180	254.4
18	2N9 左	-0.084	0.56	180	256.0
19	2N10 左	-0.085	0.53	180	253.4
20	2N3 右	-0.085	0.51	180	256.8
21	2N4 右	-0.085	0.53	180	240.6
22	2N5 右	-0.061	0.55	180	259.9
23	2N6 右	-0.078	0.52	180	250.6
24	2N7 右	-0.078	0.56	180	257.5
25	2N8 右	-0.086	0.54	180	255.5
26	2N9 右	-0.085	0.51	180	252.5
27	2N10 右	-0.075	0.50	180	256.1

6 结语

1) 新型自动压浆系统通过PLC控制系统和传感测量系统实现对后张法混凝土桥梁预应力孔道的压浆施工,协调控制上料、制浆、储浆、抽真空、压浆等各道工序的自动执行和切换,真正实现了全自动一键施工控制。

2) 系统对压浆施工过程中的上料重量、压力、温度等关键参数实时监控,强化了过程控制,提高了压浆质量的可靠性。

3) 压浆自动计量功能量化了压浆密实度,但考虑到实际孔道尺寸误差以及浆液损耗,该方法可以作为孔道密实度的一种客观判断方法。

4) 试验数据证明,新型自动压浆系统的实际操作和过程参数均满足TB/T 3192的要求。

参 考 文 献

- [1] WOODWARD R J, WILLIAMS E W. Collapse of Ynys-Y-Gwas Bddge, West Glamorgan [J]. Proceedings of Institute of Civil Engineers, 1998, 84: 635-669.
- [2] WOODWARD R J. Collapse of a Segmental Post-Tensioned Concrete Bridge [C] // Concrete Bridge Design and Maintenance: Steel Corrosion in Concrete. Washington: National Research Council, Transportation Research Board, 1989: 38-59.
- [3] SCHOKKER A, BREEN J E, KREGER M E. Simulated Field Testing of High Performance Grouts for Post-Tensioning [J]. Journal of Bridge Engineering, 2002, 7(2): 127-133.
- [4] 吕贤良,陈宁贤.预应力混凝土结构真空压浆的几个误区[J].铁道建筑,2007(7): 23-25.
- [5] 中华人民共和国铁道部. TB 10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2005.
- [6] 中华人民共和国铁道部. TB/T 3192—2008 铁路后张法预应力混凝土梁管道压浆技术条件[S]. 北京:中国铁道出版社,2008.
- [7] 温常力.武广高铁预应力混凝土现浇梁真空压浆技术[J].铁道科学与工程学报,2010,7(2): 66-69.
- [8] 雷运华,沈涛.国外后张法孔道压浆工艺的介绍[J].世界桥梁,2003(4): 33-35.

Research of Automatic Grouting Technology for Prestressed Pipe in Railway Bridge

MA Lin¹, WANG Lieran¹, ZHAO Liandong²

(1. Railway Engineering Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China;
2. China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract The current situation of prestressed pipe grouting construction technology is the low degree of automation and process control over reliance on manual, which leads to the instability of grouting quality. A new automatic grouting system has realized the automatic cooperate work of feeding, pulping, vacuum pumping and grouting in the whole process. It has strengthened the real-time monitoring of the key parameters, such as the slurry ratio, pressure and temperature. Meanwhile, a feasible method for judging the compactness of pipes is provided by grouting measurement technology, which ensures the grouting technology.

Key words Railway bridge; Automatic grouting technology; Site test; Prestressed pipe; Grouting compactness

(责任编辑 赵其文)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0032-04

乌准铁路 56 m 预应力连续箱梁管道摩阻试验研究

员宝珊, 李登科, 孙帅峰

(中铁西北科学研究院有限公司, 甘肃 兰州 730000)

摘要 通过对新疆乌(鲁木齐)准(格尔)铁路一主跨 56 m 预应力混凝土连续梁进行管道摩阻试验, 得出此连续梁实测管道摩阻系数, 并与设计要求的管道摩阻系数对比, 发现实测管道摩阻力比设计值降低约 4% ~ 8%。原因在于设计采用金属波纹管, 而因物资供应短缺, 现场实际采用塑料波纹管。根据现场试验结果对改用塑料波纹管施工措施的可行性及波纹管施工过程中的质量控制提出了对应的措施, 可为以后类似工程提供技术参考。

关键词 预应力连续梁; 管道摩阻; 现场试验; 预应力张拉; 混凝土

中图分类号 U446.1 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.09

预应力张拉是预应力混凝土桥梁施工中的一项十分重要的工序, 是否准确地施加预应力将直接影响预应力混凝土梁的耐久性、安全性以及梁的刚度、线性等。预应力管道摩阻力是预应力损失的重要组成部分, 如何合理计算或估算预应力管道摩阻力非常重要。如果估算过高, 可能会使梁端在施加预应力过程中产生局部压裂, 或者使得梁体受拉区出现开裂现象; 如果估算过低, 就会降低梁的刚度及抗裂性。在梁体施工过程中或多或少都会出现许多不确定性的因素, 比如管道线性定位误差、灌浆不密实等, 这些都会影响管道摩阻力的大小, 使得实际存在的管道摩阻力与设计预估的有一定差异。所以在工程现场对预应力钢束进行张拉前, 应该选取重要部位的预应力管道进行现场测试, 取得与实际相适宜的管道摩阻力, 对实际张拉力进行科学地调整, 将设计张拉力准确有效地施加在混凝土梁上。

1 工程概况

新疆乌准铁路 K13 + 302.66 城北主干道立交桥为(40 + 2 × 56 + 40) m 连续梁桥, 箱梁采用后张法全预应力理论设计。箱梁纵向预应力钢束采用 15 束 $\phi 15.2$ mm 钢绞线, 设计采用内径 $\phi 90$ mm 金属波纹管成孔, BJM15-5 锚具锚固, 所有钢束均采用两端张拉。钢绞线标准强度 1 860 MPa, 弹性模量 195 GPa, 锚下

张拉控制力 2 625 kN。箱梁横向顶板钢束采用 5 束 $\phi 15.2$ mm 钢绞线, 配用 BM15-5 及 BM15P-5 型扁锚, 顺桥向钢束间距 50 cm 左右, 采用单端张拉, 张拉、锚固段交错布置, 设计张拉控制力 882 kN。箱梁竖向预应力钢筋采用直径 25 mm 的 PSB830 螺纹钢筋, JLM-25 轧丝锚固, 竖向预应力钢筋标准强度 830 MPa, 弹性模量 200 GPa, 设计张拉控制力 367 kN。纵横向预应力钢束设计管道摩阻系数 0.23, 管道偏差系数 0.0025, 一端锚具回缩 6 mm; 竖向预应力钢筋设计管道摩阻系数 0.35, 管道偏差系数 0.003, 一端锚具回缩 1 mm。

施工过程中因金属波纹管供应短缺, 现场研究确定改用塑料波纹管, 波纹管内径不变。需要对改变后的塑料波纹管摩阻系数进行测试, 验证是否满足设计需求。文中选用有代表性的顶板 T_0, T_1 , 腹板 F_1, F_4 钢束做管道摩阻试验。

2 测试原理

后张法预应力桥梁在预应力钢束张拉时, 因预应力束与管道壁之间相互接触会产生相对滑动摩阻力, 简称管道摩阻力, 管道摩阻力受弯道和相对滑动影响。依据《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—2005) 规定, 后张法钢束管道摩阻损失按下式计算^[1-3]。

$$\sigma_{s4} = \sigma_k (1 - e^{-(\mu\theta+kx)}) \quad (1)$$

式中: θ 为曲线包角; x 为管道长度; μ 为摩阻系数; k 为偏差系数。

由式(1)可推导出 k 和 μ 的计算公式

$$\mu\theta + kl = -\ln(P_2/P_1) \quad (2)$$

收稿日期: 2017-03-29; 修回日期: 2017-05-05

作者简介: 员宝珊(1981—), 男, 工程师。

E-mail: 86071096@qq.com

式中: P_1 为主动端传感器测试值, P_2 为被动端传感器测试值, l 为管道长度(同 x)。

一般施工现场均采用相同的孔道施工方法,可认为各管道安装质量较均匀,故不考虑 μ 和 k 的变异。应用最小二乘法原理,当误差最小时,下式(3)取得最小值。

$$y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\mu \theta_i + kl_i - c_i)^2 \quad (3)$$

$$C_i = -\ln(P_2/P_1) \quad (4)$$

故有: $\frac{\partial y}{\partial \mu} = 0$; $\frac{\partial y}{\partial k} = 0$

整理得

$$\begin{cases} \mu \sum_{i=1}^n \theta_i^2 + k \sum_{i=1}^n \theta_i l_i = \sum_{i=1}^n c_i \theta_i \\ \mu \sum_{i=1}^n \theta_i l_i + k \sum_{i=1}^n l_i^2 = \sum_{i=1}^n c_i l_i \end{cases} \quad (5)$$

式中: l_i 为第*i*个管道对应的长度,m; θ_i 为第*i*个管道对应的曲线包角,rad; n 为测试的管道数目。

将测试的数据代入式(5),联立方程式可求得 μ 和 k 。

3 测试方法

本文以纵向预应力束管道摩阻试验为例进行说明。纵向钢束选取顶板 T_0 , T_1 和腹板 F_1 , F_4 共4束。

现场测试所用的张拉设备与施工所用相同:张拉千斤顶为开封市中原现代预应力设备有限公司生产的YDC-4000型千斤顶;压力传感器为辽宁丹东环球监测仪器制造有限公司生产的负荷传感器,量程3 500 kN、灵敏度1 kN,测试仪器采用HQ-16振弦频率仪。

管道摩阻试验采用单向张拉,用主动端传感器测试值与被动端传感器测试值的差值来分析测试管道摩阻损失的实际情况。测试采用分级加载,从10%张拉控制力开始,分8级读取测试值,每个管道测试2次。将分级测试的荷载通过线形回归的方法确定主被动端差值,最后利用二元线性回归法计算 k 和 μ 值^[4-8]。

4 测试结果与分析

测试得到 T_0 , T_1 , F_1 , F_4 纵向预应力束管道的基本数据,对每个管道测试2组数据取平均值进行数值处理及回归分析。钢束 T_0 测试数据及数据线性回归分析结果分别见表1和图1,钢束 F_1 测试数据及数据线性回归分析结果分别见表2和图2,各试验管道测试结果见表3,把表3中的数据代入式(5),解方程组得到 $\mu = 0.1413$, $k = 0.0016$ ^[9-10]。

表1 顶板钢束 T_0 测试数据

加载分级	$P_1 /$ kN	$P_2 /$ kN	$\Delta P = P_1 - P_2 /$ kN
1	265	220	45
2	655	562	93
3	985	794	191
4	1 310	1 095	215
5	1 640	1 399	241
6	1 965	1 711	254
7	2 295	2 031	264
8	2 625	2 373	252

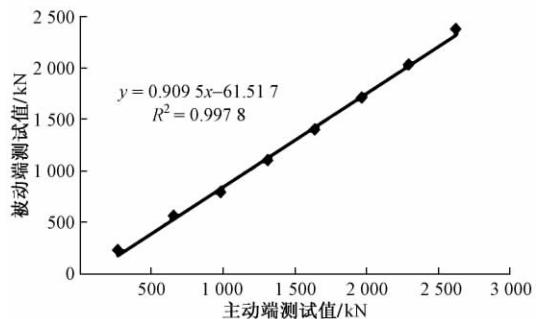


图1 顶板钢束 T_0 线形回归分析结果

表2 腹板钢束 F_1 测试数据

加载分级	$P_1 /$ kN	$P_2 /$ kN	$\Delta P = P_1 - P_2 /$ kN
1	265	206	59
2	655	532	123
3	985	749	236
4	1 310	1 005	305
5	1 640	1 356	284
6	1 965	1 639	326
7	2 295	1 968	327
8	2 625	2 281	344

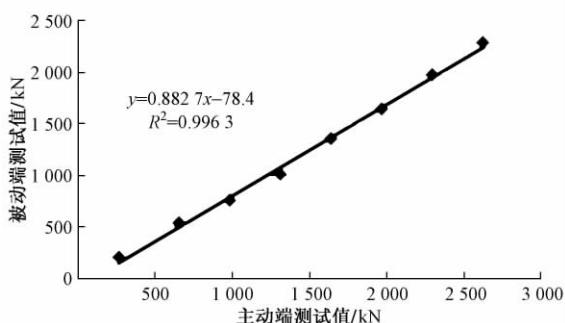


图2 腹板钢束 F_1 线形回归分析结果

表3 纵向预应力束管道摩阻测试结果

钢束 编号	管道 长度 L/m	起弯 角度 / rad	按设计 P_2/P_1 计算值	按规范 P_2/P_1 计算值	P_2/P_1 实测 回归值
T ₀	14.17	0.384	0.884	0.928 ~ 0.917	0.909 5
T ₁	21.17	0.384	0.868	0.918 ~ 0.908	0.893 0
F ₁	18.91	0.907	0.774	0.856 ~ 0.833	0.882 7
F ₂	30.17	0.523	0.822	0.888 ~ 0.874	0.904 3

5 试验结论

本文中项目设计采用金属波纹管,由于受供货所限,经甲方、设计、监理及施工各方共同研究论证,施工

现场纵向预应力束管道采用了塑料波纹管,变更后的塑料波纹管直径不变。为此,将纵向预应力束管道 k 值、 μ 值以及管道摩阻力的实测值、设计值及规范值进行了平行对比,见表 4 ~ 表 5。其中规范值参考了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)。

表4 纵向预应力束管道摩阻系数和偏差系数计算结果

实测值 (塑料波纹管)		设计值 (金属波纹管)		规范值 (塑料波纹管)	
μ	k	μ	k	μ	k
0.141 3	0.001 6	0.23	0.002 5	0.14 ~ 0.17	0.001 5

表5 纵向预应力束管道摩阻计算结果比较

钢束 编号	实测值(塑料波纹管)		设计值(金属波纹管)		规范值(塑料波纹管)	
	管道摩阻力 / kN	(管道摩阻力 / 锚下 控制力) /%	管道摩阻力 / kN	(管道摩阻力 / 锚下 控制力) /%	管道摩阻力 / kN	(管道摩阻力 / 锚下 控制力) /%
T ₀	195.65	7.45	305	11.63	190 ~ 218	7.22 ~ 8.29
T ₁	223.35	8.51	346	13.17	215 ~ 243	8.19 ~ 9.24
F ₁	386.12	14.71	593	22.58	378 ~ 438	14.39 ~ 16.69
F ₂	304.02	11.58	467	17.78	293 ~ 330	11.18 ~ 12.56

由表 4、表 5 可知:

- 1) 实测纵向预应力束管道偏差系数 k 值为 0.001 6, 小于设计值 0.002 5, 与规范值 0.001 5 非常接近; 实测的管道摩阻系数 μ 值为 0.141 3, 小于设计值 0.23, 介于规范规定值 0.14 ~ 0.17 范围内。
- 2) 各试验管道摩阻力实测值比设计值小 4.18% ~ 7.87%, 介于规范规定的范围内。

6 结论

- 1) 当管道规格、线性、长度、施工工艺一致时,塑料波纹管比金属波纹管产生的管道摩阻力更小一些,即在施工中使用塑料波纹管可以有效减少管道摩阻损失。
- 2) 在梁体施工过程中应严格控制预应力管道定位质量,防止波纹管在浇筑混凝土时变位,尽量保证管道实际线性与设计图相符,这些措施对降低管道摩阻都有很好的效果。
- 3) 后张法预应力施加前,设计单位应参考现场试验得出的 μ, k 值,重新计算、调整各预应力束张拉控制力。
- 4) 在条件允许的情况下,长度、线性差异较大的预应力束管道应分别测试其 μ, k 值。

参 考 文 献

- [1] 范立础. 桥梁工程 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [2] 中华人民共和国铁道部. TB 10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [3] 中华人民共和国交通部. JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2005.
- [4] 刘永前, 张彦兵, 王新敏, 等. 后张梁管道摩阻损失测试技术与数据处理 [J]. 中国安全科学学报, 2005, 15(1): 104~107.
- [5] 黄标良. 预应力混凝土结构管道摩阻试验研究 [J]. 铁道建筑, 2011(5): 9~11.
- [6] 李友明, 郑杰元, 陈建军, 等. 采用塑料波纹管的预应力管道摩阻试验研究 [J]. 中国测试, 2006, 32(6): 32~35.
- [7] 何加江, 王军文, 刘志勇. 后张预应力混凝土梁管道摩阻测试研究 [J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2008, 21(3): 29~33.
- [8] 赵少强, 别大华, 刘建伟. 客运专线 32 m 简支箱梁预应力孔道摩阻试验研究 [J]. 铁道标准设计, 2008(2): 48~49.
- [9] 徐敬森, 徐怀安, 杨文树, 等. 青岛海湾大桥 60 米预应力混凝土箱梁孔道摩阻系数试验研究 [C] // 第十一届中国科协年会论文集. 重庆: 中国科协, 2009.
- [10] 蔡金标, 胡蒙, 陈海浪. 预应力混凝土梁管道摩阻试验研究 [J]. 铁道建筑, 2011(7): 20~22, 98.

(下转第 42 页)

文章编号:1003-1995(2017)07-0035-04

沪通长江大桥高强螺栓质量控制

钱国华

(中国铁路总公司工程管理中心,北京 100038)

摘要 沪通长江大桥结构复杂,其中钢结构桥梁长5 826 m,钢梁用钢量达25万t,钢梁杆件采用栓接和焊接相结合的方式连接,高强螺栓使用数量多,质量控制难度大。参建单位采用标准化管理方式,从高强螺栓母材检测、施拧工艺、过程控制、终拧检测等方面构建了完整的质量控制体系,保证了高强螺栓的施工质量。

关键词 公铁两用桥梁;高强螺栓;标准化管理;质量控制;现场检测

中图分类号 U445.58⁺¹ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.10

1 工程概况

沪通长江大桥为沪通铁路的控制性工程,与通苏嘉城际铁路、锡通高速公路共通道建设。全长11.072 km,大桥北岸为南通市,南岸为张家港。正桥部分包括跨南岸大堤3孔112 m简支钢桁梁桥、跨主航道($140 + 462 + 1092 + 462 + 140$) m斜拉桥、跨横港沙浅水区21孔112 m简支钢桁梁桥、跨天生港($140 + 336 + 140$) m钢桁梁柔性拱专用航道桥、跨北大堤2孔112 m简支钢桁梁桥。

主航道桥采用斜拉桥方案,主跨1 092 m,采用钢桁梁结构,上层通行公路,下层通行铁路,桁高16 m,节间长14 m,横向为三主桁结构,桁宽35 m,见图1。

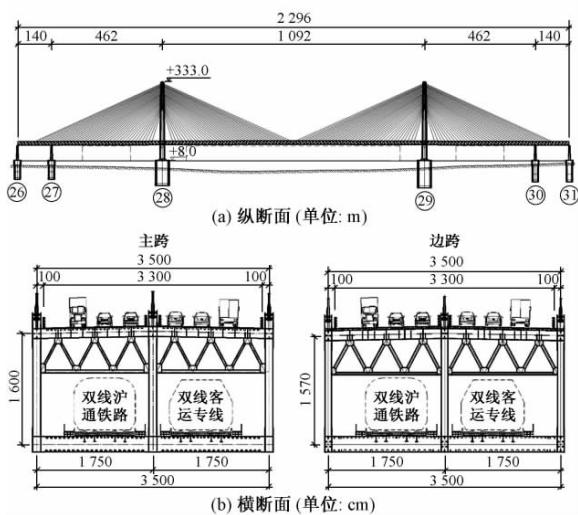


图1 主航道桥

收稿日期:2017-03-23;修回日期:2017-04-28

作者简介:钱国华(1970—),男,高级工程师。

E-mail: 404137388@qq.com

铁路桥面采用钢箱结构,公路桥面采用钢正交异性板结构。钢桁梁在工厂采用全焊接方式制造成两节间一段,运至桥位吊装栓接。

天生港专用航道桥跨度布置为($140 + 336 + 140$) m,全长616 m。采用刚性梁柔性拱方案,主梁采用钢桁梁结构,主桁及拱肋均为三片式,桁高15.7 m,桁宽34.5 m,节间长14 m,见图2。主桁采用栓焊结合的整体节点结构。公路和铁路桥面均采用钢正交异性板结构,上置拱肋为箱形截面,矢高60 m,吊杆采用平行钢丝拉索。

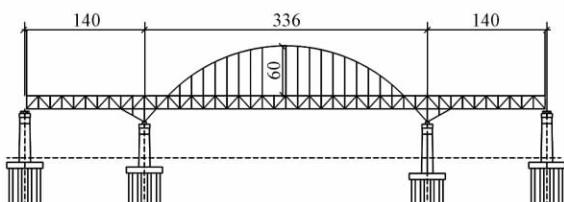


图2 跨天生港专用航道桥立面(单位:m)

112 m简支钢桁梁桥为带竖杆的华伦式桁架,三片主桁结构,主桁中心间距 2×14.5 m,节点间距11 m,桁高16 m,见图3。上层公路桥面由纵横梁及混凝土桥面板组成,下层铁路桥面由横梁和混凝土槽型梁组成。仅铁路端横梁与端下弦杆采用焊接连接,其余杆件之间均采用高强度螺栓连接副连接^[1]。

2 高强螺栓检验

2.1 高强螺栓母材化学成分和力学性能检验

为了加强高强螺栓质量控制,从源头上保证高强螺栓质量,建设单位分别委托第三方中钢集团郑州金属制品研究院有限公司材料实验室国家金属制品质量监督检验中心和武汉华中科大土木工程检测中心对母

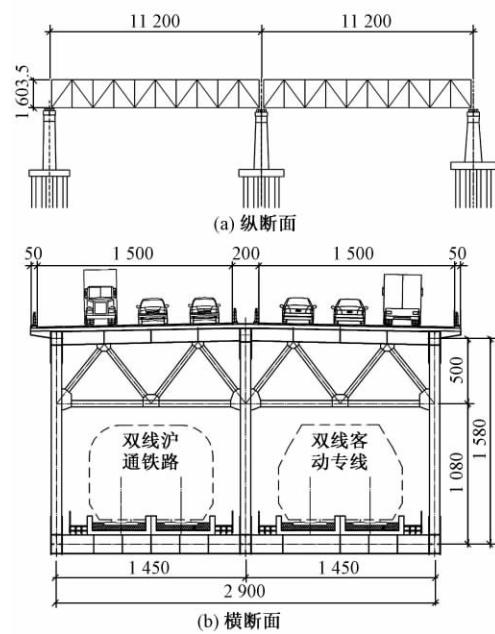


图 3 112 m 简支钢桁梁桥(单位:cm)

材化学成分和抗拉强度、延长率、冲击功等 5 项力学性能进行检测,母材合格后的高强螺栓才容许使用^[2]。

主航道桥每 5 万套高强度螺栓复验 1 次,专用航道桥、112 m 简支梁桥每 20 万套高强度螺栓复验 1 次。截止 2016 年底,委托第三方专业实验室检测 10 次,高强螺栓母材化学成分和力学性能全部合格,见表 1 和表 2。

2.2 高强度螺栓进场验收

按照《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》(GB/T 1231—2006),委托专业检测单位,对高强螺栓扭矩系数等 5 项内容进行检测,见表 3。检测合格后方可使用。

扭矩系数等 5 项指标检测分 2 个层次进行,高强螺栓进场后首先由施工单位检测或者委托专业检测机构检测扭矩系数等 5 项指标,监理单位全程见证^[3]。施工单位自检每批次检测 8 套,不合格批次的高强螺栓全部退场;检验合格的批次,监理单位再随机进行抽检,送专业检测机构检测,监理单位抽查每批次检测 2 套。截止 2016 年底,HTQ-1 标监理单位抽检 12 批次,全部合格;HTQ-2 标监理单位抽查 7 个批次,全部合格。

表 1 化学成分检测结果

检测样编号	C	Mn	Si	P	S	V	B	Cu
35VB 标准值	0.31 ~ 0.37	0.50 ~ 0.90	0.17 ~ 0.37	≤0.04	≤0.04	0.05 ~ 0.12	0.001 ~ 0.004	≤0.25
WT47430	0.35	0.81	0.25	0.009	0.004	0.084	0.003	0.034
WT47431	0.37	0.82	0.27	0.016	0.002	0.084	0.003	0.030
WT47432	0.37	0.84	0.28	0.015	0.002	0.081	0.003	0.026
WT47433	0.36	0.83	0.27	0.014	0.002	0.093	0.003	0.012

表 2 力学性能检测结果

检测样编号	抗拉强度 R_m / MPa	规定非比例延伸强度 $R_{p0.2}$ / MPa	断后伸长率 A / %	断后收缩率 Z / %	冲击吸收功 A_{ku2} / J
10.9 s 标准值	1 040 ~ 1 240	≥940	≥10	≥42	≥47
WT47430	1 090	1 024	12	52	110
WT47431	1 126	1 068	13	51	94
WT47432	1 116	1 059	12	49	90
WT47433	1 122	1 076	14.5	53	97

表 3 高强度螺栓进场验收内容

螺栓规格	扭矩系数	螺母硬度	垫圈硬度	螺母保证荷载	螺栓楔负载
M30	标准值: 0.110 ~ 0.150 验收值: 0.120 ~ 0.140	98HRB ~ 32HRC	35HRC ~ 45HRC	583 kN, 持荷 15 s 能否自由旋出	583 ~ 696 kN, 螺纹处是否断裂
M24	标准值: 0.110 ~ 0.150 验收值: 0.120 ~ 0.140	98HRB ~ 32HRC	35HRC ~ 45HRC	367 kN, 持荷 15 s 能否自由旋出	367 ~ 438 kN, 螺纹处是否断裂

3 高强螺栓施拧工艺和设备

3.1 高强螺栓施拧工艺

施工单位编制合理的高强螺栓施拧工艺,经监理

单位审查,建设单位组织召开专家评审会,邀请行业内相关专家,对高强螺栓施拧工艺进行评审。施工单位按照专家意见修改完善,经过建设单位批复后,按照工艺组织施工。沪通长江大桥高强螺栓施拧采用扭矩法

拧紧工艺,检查、验收采用“松扣、回扣法”^[4]。

3.1.1 抗滑移系数试验

杆件拼装前必须进行高强螺栓拼接摩擦面抗滑移系数试验,试验方法符合《铁路钢桥栓接板面抗滑移系数试验方法》(TB/T 2137—1990)的规定。按照规范和设计规定,杆件出厂时栓接表面抗滑移系数试验值不小于0.55,安装时抗滑移系数最小值不小于0.45。如不符合要求,要及时查明原因,采取相应措施,重新试验,符合要求后方容许正式拼装。

3.1.2 工地扭矩系数复验

每班施工前,对当班所需要施拧的高强螺栓按批进行工地扭矩系数复验,以试验平均值作为当班该批螺栓的扭矩系数来计算终拧扭矩。试验在轴力计上进行,每批8套。

3.2 施拧设备

高强螺栓施拧采用电动扳手,对于电动扳手无法施拧的螺栓采用扭力扳手施拧,电动扳手和扭力扳手每班使用前必须经检测合格后方可使用,每班使用后要再次进行扳手标定。

检查扳手采用表盘扳手,使用前必须经检测合格后方可使用。

按照建设单位标准化管理要求,桥下搭设工地高强螺栓实验室和材料库,工地高强螺栓实验室能够进行高强螺栓扭矩系数检测和扭矩扳手、检查扳手标定。加强扭力扳手和检查扳手的统一保管、专人使用,建立扳手标定和领用登记制度^[5]。

4 高强螺栓施拧过程控制

4.1 构件检查

钢结构杆件出厂前需要经过驻场监造、驻场监理和第三方检测单位分别检查合格,试拼装合格,每个螺栓孔通孔合格,摩擦面合格后方可装船运至桥梁现场,进行吊装架设,保证钢梁架设质量。

4.2 初拧

沪通长江大桥钢梁架设采用支架拼装和悬臂拼装2种方式。采用支架拼装时冲钉和高强螺栓数量不得小于孔眼总数的1/3,其中冲钉占2/3;悬臂拼装时冲钉用量按受力计算,并不得少于孔眼总数的1/2,其余孔眼布置高强螺栓,冲钉和高强螺栓应均匀安装。

初拧从节点中刚度大的部分向不受约束的边缘进行,对大节点则应从连接板中心呈螺旋状向四周逐个施拧。初拧扭矩取终拧扭矩值的50%,初拧结束后对每个螺栓用敲击法进行检查,用白色油漆做好初拧标记线^[6]。

4.3 终拧

初拧结束经监理检查同意后,逐个终拧螺栓至终拧值,终拧扭矩值按下式计算。

$$T = K \cdot P_e \cdot d \quad (1)$$

式中:T为终拧扭矩值,N·m;K为高强螺栓连接副扭矩系数工地复验数据平均值; P_e 为高强螺栓的施工预拉力,kN, $P_e = 1.05 \times$ 设计预拉力 P ;d为高强螺栓公称直径,mm。高强螺栓拉力值见表4。

表4 高强螺栓拉力值

螺栓规格	设计预拉力P	kN 施工预拉力 P_e
M22	200	210
M24	230	242
M30	370	389

温度和湿度对扭矩系数和高强螺栓施拧质量影响很大,雨天、大雾天气和夏季烈日下不得进行高强螺栓施拧。雨天过后,摩擦面和螺栓孔干燥后方可进行高强螺栓施拧^[7]。

5 高强螺栓终拧检查

高强螺栓终拧扭矩检查应在终拧4 h后,24 h以内进行。高强螺栓在终拧结束后,对已施拧的高强螺栓用检查扳手,采用“松扣、回扣法”全部进行检查。查看初拧后白色油漆标记线转动情况,判断是否存在漏拧、跟转现象。漏拧用检查扳手补拧到位;若发现垫片、螺栓上白线发生转动,应成套更换。终拧完成自检合格后,用红色油漆做好标记线,然后报监理检查;监理检查合格后,用黄色油漆做好标记,见图4和图5。做好检查记录,并及时涂填缝腻子防止雨水进入,并尽快涂装。



图4 高强螺栓划线标记



图5 高强螺栓划线检查及终拧扭矩检查

检查扭矩 T_{ch} 的计算公式^[8]为

$$T_{ch} = K \cdot P \cdot d \quad (2)$$

扭矩在 $0.9T_{ch} \sim 1.05T_{ch}$ 范围内为合格。

施工单位自检全部检查,监理单位每个栓群或节点板见证检查10%,抽查见证中的1%,经过自检和监理单位检查,高强螺栓施拧全部合格(见表5)。

表 5 高强螺栓终拧扭矩数量分布

标段	螺栓 规格	数量	检查扭矩/ T_{ch}					
			< 0.90 T_{ch}	(0.9 ~ 0.95) T_{ch}	(0.95 ~ 1.00) T_{ch}	(1.00 ~ 1.05) T_{ch}	(1.05 ~ 1.10) T_{ch}	> 1.10 T_{ch}
HTQ-1 标	M30	8 556	0	2 718	3 478	2 360	0	0
		比例	0	31.8%	40.6%	27.6%	0	0
	M24	3 054	0	1 159	1 148	747	0	0
		比例	0	38%	37.6%	24.4%	0	0
HTQ-2 标	M30	6 871	0	1 968	2 689	2 214	0	0
		比例	0	28.6%	39.1%	32.3%	0	0
	M24	1 729	0	415	675	639	0	0
		比例	0	24%	39%	37%	0	0

6 结语

高强螺栓母材质量是保证高强螺栓施工质量的前提,高强螺栓进场验收和钢梁杆件出厂预拼验收是保证高强螺栓施工质量的重点。要把不合格的高强螺栓拒之大桥之外,要保证进场的钢梁杆件全部匹配合格。现场钢梁架设和高强螺栓施拧标准化管理是保证高强螺栓施工质量的关键,要编制合理的高强螺栓施工工艺,及时组织培训教育,加强高强螺栓施拧过程控制。严格的质量验收是保证高强螺栓施工质量的保障,要落实检查验收责任制,加强监理和质量监督,层层把关,最后才能保证沪通长江大桥高强螺栓的施工质量。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国铁道部. TB 10002.2—2005 铁路桥粱钢结构设计规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [2] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. GB/T 1228—2006 钢结构用高强度大六角头螺栓 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2006.

准化管理委员会. GB/T 1228—2006 钢结构用高强度大六角头螺栓 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2006.

- [3] 中华人民共和国铁道部. TB 10212—2009 铁路钢桥制造规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2009.
- [4] 吴兴红. 南京大胜关大桥高强螺栓试验概述 [J]. 铁道建筑, 2010(3): 1~3.
- [5] 沈家骅. 我国电动扳手与钢结构中高强度螺栓施拧技术的发展 [J]. 铁道建筑, 2016(7): 6~8.
- [6] 张志伟, 文世军, 高琳琳. 栓焊结合钢桥高强度螺栓施工质量控制 [J]. 桥梁建设, 2012, 42(增1): 86~89.
- [7] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. GB/T 1229—2006 钢结构用高强度大六角螺母 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2006.
- [8] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. GB/T 1231—2006 钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2006.

Quality Control for High Strength Bolts of Shanghai–Nantong Yangtze River Bridge

QIAN Guohua

(Engineering Management Center, China Railway Corporation, Beijing 100038, China)

Abstract The structure of Shanghai–Nantong Yangtze River Bridge is complex, the steel bridge length is 5 826 m, the amount of steel girder is 250 000 t. The steel bar member is connected by bolting and welding. The number of high strength bolts is large, and the quality control is difficult. The construction contractor adopted the standardized management, the complete quality control system was built from the base metal inspection of high strength bolt, twist technology, process control, final twist inspection and other aspects. The construction quality of high strength bolt was ensured.

Key words Rail-cum-road bridge; High strength bolt; Standardized management; Quality control; Field inspection

(责任编辑 赵其文)

文章编号:1003-1995(2017)07-0039-04

考虑正压作用剪力连接件的受力分析

孙建营¹,占玉林^{1,2},皮泽龙¹,时代¹

(1.西南交通大学土木工程学院,四川成都610031;2.陆地交通地质灾害防治技术国家工程实验室,四川成都610031)

摘要 在探讨剪力键抗剪性能时,对H型钢施加推力是推出试验的主要加载方式,但实际操作时组合结构桥梁中钢梁与混凝土梁通过连接件及横向预应力筋接合,此时传统加载方式已不能模拟现实中结构的真实受力状态。本文通过对试件侧面施加正压力的方式来模拟预加力,并用有限元软件建立实体模型分析结构受力情况。结果表明:正压力的存在有效地提高了栓钉剪力连接件和开孔钢板剪力连接件的极限抗剪承载力和构件延性;栓钉断裂后,钢-混结合面的摩擦系数有所增加;有限元仿真分析能很好地模拟推出试验中考虑摩擦力时试件的真实受力情况。

关键词 组合结构桥梁;抗剪性能;正压力;推出试验;有限元分析

中图分类号 TU398 文献标识码 A DOI:10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.11

推出试验是目前获得剪力连接件受力性能简易、有效的途径。通过进行不同剪力连接件的推出试验,可以获得相应试件的剪力-位移曲线、极限承载力、混凝土板裂缝发展情况、钢梁与混凝土板的应变发展等^[1]。不同的剪力连接件具有不同的受力性能和优点。目前,剪力栓钉和开孔钢板剪力连接件(Perfobond Leiste,PBL)是应用最广泛的剪力连接件形式。

剪力栓钉属于柔性连接件,制作简单,施工便捷。文献[1-5]通过推出试验对栓钉的受力性能进行了一系列研究。文献[6]通过混凝土板在受拉状态下的栓钉推出试验,发现栓钉直径是影响抗剪承载力的主要因素。PBL键属于刚性连接件,极限抗剪能力强,构件延性好。文献[7-12]对PBL剪力连接件的受力性能进行了试验研究,对PBL开孔直径、间距、贯穿钢筋混凝土强度等参数进行了分析。

已有研究考虑的参数大多关于剪力连接件的构造方面和材料方面,且在进行相应的有限元分析时忽略了钢-混界面的黏聚力和摩擦力,这对存在正压力的情况是不适用的。为此,本文在推出试验中对试件施加正压力,并在试验结果的基础上采用有限元方法研究结构的非线性行为,分析界面摩擦力对试件受力的影响。

收稿日期:2017-03-27;修回日期:2017-05-17

基金项目:国家自然科学基金(51208431);国家重点研发计划(2016YFB1200401);四川省科技计划(2017GZ0369)

第一作者:孙建营(1990—),男,硕士研究生。

E-mail:1158832732@qq.com

通信作者:占玉林(1978—),男,副教授,博士。

E-mail:yulinzhan@home.swjtu.edu.cn

1 推出试验

1.1 试件构造

本文的推出试验主要依托于国家自然科学基金项目“钢-混凝土组合梁的非线性与徐变耦合效应研究”。试件尺寸参照文献[13]进行设计。选取用于分析正压力的试件共6个,其中选取编号为SD-std的栓钉试件和GB-std的PBL试件的试验结果作为基准值(未施加正压力),以期与其他试验值进行对比;另外4个试件,施加相应的正压力。试件参数见表1。

表1 试件参数

类型	编号	试件数量	正压力/kN
栓钉类试件	SD-std	1	0
	SD-N1	1	150
	SD-N2	1	112
PBL类试件	GB-std	1	0
	GB-N1	1	150
	GB-N2	1	112

混凝土采用C60,栓钉直径13 mm,圆柱头直径22 mm,长120 mm。试件尺寸见图1,钢梁采用H型钢,材料为Q235,尺寸为HW250 mm×250 mm。水平箍筋和竖向箍筋均采用φ12螺纹钢筋,且水平箍筋位于竖向箍筋外侧,贯穿钢筋长度500 mm。

1.2 正压力加载装置

正压力加载装置是用型钢焊接而成,作用区域为试件两侧100 mm×550 mm范围内,加载装置见图2。

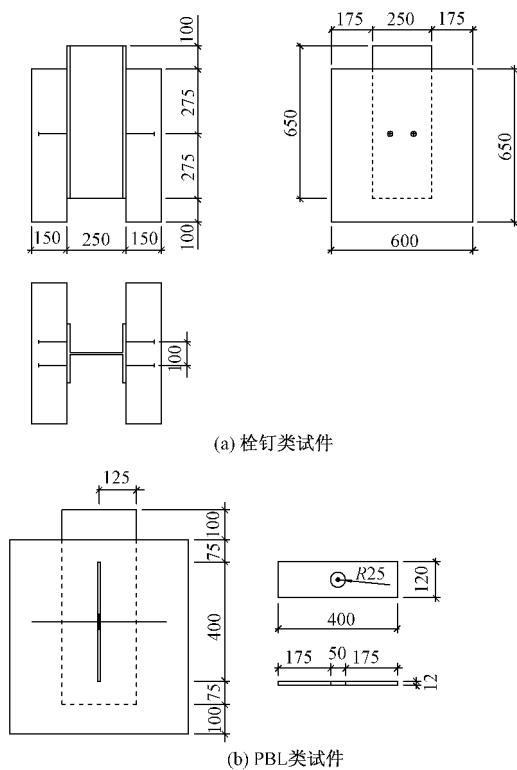


图 1 试件尺寸(单位: mm)

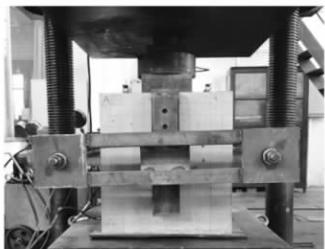


图 2 正压力加载装置

2 试验结果分析

2.1 SD 类试件剪力-滑移曲线

在加载初期栓钉处于弹性工作状态。当荷载达到栓钉屈服强度时,曲线表现出明显的非线性。SD 类试件剪力-滑移曲线对比见图 3。可知,施加正压力的试件(SD-N1 和 SD-N2)表现为前期滑移量很小,直到剪力克服了钢-混界面的黏聚力和摩擦力后才开始相对滑移。

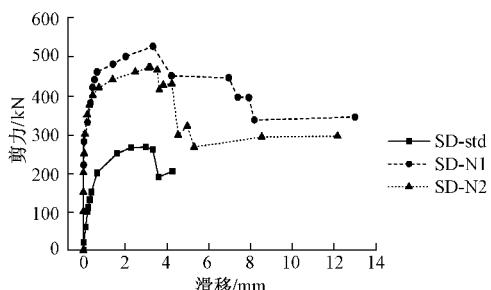


图 3 SD 类试件剪力-滑移曲线对比

2.2 GB 类试件剪力-滑移曲线

PBL 剪力键破坏表现为混凝土柱被压碎,有时伴随贯穿钢筋被剪断的情况,但剪力键的钢板几乎不会被剪断。由于刚度较大,剪力-滑移曲线较陡峭。GB 类试件剪力-滑移曲线对比见图 4。可知,施加正压力试件(GB-N1 和 GB-N2)的极限抗剪刚度得到了一定的提高,并且在下降段的最后,试件的抗剪能力仍有较高的保有量,试件延性增强。

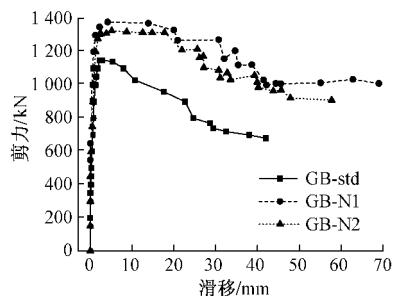


图 4 GB 类试件剪力-滑移曲线对比

2.3 试件界面摩擦分析

本文仅对 SD 类试件进行界面摩擦力分析,GB 类试件受力性能可同理获得。试验过程中栓钉被剪断后,正压力加载装置会限制钢-混结合面的掀起,正压力值会有所上升。现将不同正压力作用下 SD-std, SD-N1 和 SD-N2 试件极限承载力增量与最终残余承载力进行对比,见表 2。

表 2 极限承载力增量与残余承载力 kN

编号	极限承载力状态		残余承载力状态	
	正压力	增量	正压力	残余承载力
SD-N1	150	260	164	344
SD-N2	112	205	137	295

将极限承载力状态时的正压力 N 与相对 SD-std 的增量 ΔS 进行数据拟合,可近似得到钢-混界面的摩擦系数 $\mu_1 = 0.887$ 。同理近似得到残余承载力状态时钢-混界面的摩擦系数 $\mu_2 = 1.061$ 。可见,当剪力连接件破坏后,界面的摩擦系数有所增加。

3 SD 类试件非线性有限元分析

3.1 单元类型

混凝土、钢梁和栓钉均采用三维实体单元建模。钢梁和栓钉使用 8 节点 Solid45 单元,混凝土采用专有的钢筋混凝土 8 节点 Solid65 单元。钢-混界面的摩擦用接触单元面面接触模拟,其中 Target170 为钢梁目标面, Conta174 为混凝土接触面,并使用 2.3 节中得到的摩擦系数定义单元材料属性。

3.2 材料本构关系

混凝土本构采用弹塑性本构,屈服准则采用修正的W-W五参数准则。混凝土的应力-应变关系曲线采用Hogenestad公式^[14],计算中使用等向强化模型MISO,其应力-应变曲线见图5(a)。栓钉及钢梁本构关系同样采用多线性等向强化模型MISO,见图5(b)。

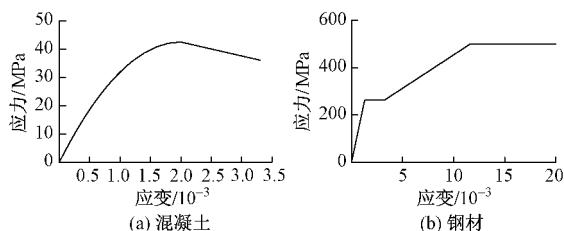


图5 试件应力-应变曲线

3.3 有限元模型建立与求解

试件的整体有限元模型中栓钉及周围混凝土部分划分网格较细;其他部位的混凝土和钢梁按尺寸划分,网格尺寸设置为50 mm。边界条件选择底面全部节点固接。钢-混结合面考虑摩擦力设置接触对。有限元模型见图6。

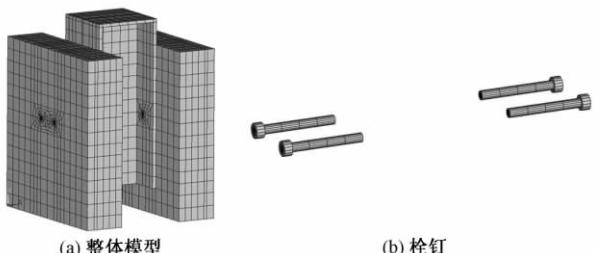


图6 有限元模型

按实际荷载大小及实际位置对模型施加荷载。经计算可得与试验相同测点位置的节点剪力-滑移曲线。推出试验值与有限元计算值对比曲线见图7。可知,当有限元模型考虑正压力并且使用试验所得摩擦系数时,得到的试件极限承载力与推出试验结果接近。可见,有限元仿真分析能很好地模拟推出试验考虑摩擦力时试件的真实受力情况。

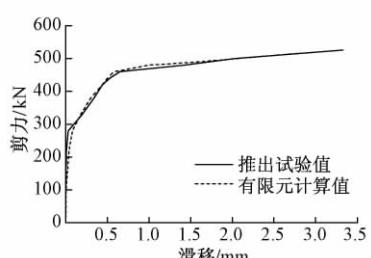


图7 推出试验值与有限元计算值对比曲线

4 结论

1) 推出试验中施加正压力的栓钉类试件在荷载克服了钢-混界面的黏聚力和摩擦力后才开始相对滑移;正压力有效地提高了栓钉剪力连接件的抗剪承载力。

2) 施加正压力后,PBL类试件抗剪承载力增高,延性增强,下降段抗剪能力仍有较高的保有量,有效提高了剪力连接件的极限抗剪刚度。

3) 栓钉类试件的钢-混凝土界面的初始摩擦系数为0.887,而残余承载力时钢-混凝土界面的摩擦系数为1.061。当栓钉断裂后,界面的摩擦系数有所增加。

参 考 文 献

- [1] 聂建国. 钢-混凝土组合结构桥梁 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2011.
- [2] 丁敏, 薛伟辰, 王骅. 钢-高性能混凝土组合梁栓钉连接件抗剪性能的试验 [J]. 工业建筑, 2007, 37(8): 9-13.
- [3] 薛伟辰, 丁敏, 王骅, 等. 单调荷载下栓钉连接件受剪性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 95-100.
- [4] 荣学亮, 黄侨, 任远. 栓钉连接件锈蚀后静力性能和抗疲劳性能的试验研究 [J]. 土木工程学报, 2013, 46(2): 18-26.
- [5] 张彦玲, 李运生, 赵志杨. 栓钉连接件时变受剪承载力对组合梁施工阶段受力性能的影响 [J]. 建筑结构学报, 2013, 34(8): 154-161.
- [6] 周安, 戴航, 刘其伟, 等. 栓钉在混凝土受拉状态中的抗剪试验研究 [J]. 公路交通科技, 2007, 24(12): 93-96.
- [7] VELENDANDA M R, HOSAIN M U. Behavior of Perfobond Rib Shear Connector: Push-out Test [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1992, 19(1): 1-10.
- [8] VIANNA J D C, ANDRADE S A L D, VELLASCO P C G D S, et al. Experimental Study of Perfobond Shear Connectors in Composite Construction [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 81(2): 62-75.
- [9] SU Q T, WANG W, LUAN H W, Yang G T. Experimental Research on Bearing Mechanism of Perfobond Rib Shear Connectors [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 95(3): 22-31.
- [10] 张清华, 李乔, 卜一之. PBL 剪力连接件群传力机理研究 II: 极限承载力 [J]. 土木工程学报, 2011, 44(5): 109-116.
- [11] 张清华, 李乔, 卜一之. PBL 剪力连接件群传力机理研究 I: 理论模型 [J]. 土木工程学报, 2011, 44(4): 79-85.
- [12] 刘玉擎, 周伟翔, 蒋劲松. 开孔板连接件抗剪性能试验研究 [J]. 桥梁建设, 2006, 36(6): 4-7, 46.
- [13] European Committee. EN 1994 Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [14] HOGENESTAD E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members [D]. Urbana: University of Illinois Engineering Experimental Station, 1951.

Stress Analysis of Shear Connector Considering Positive Pressure

SUN Jianying¹, ZHAN Yulin^{1,2}, PI Zelong¹, SHI Dai¹

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China; 2. National Engineering Laboratory for Technolory of Geological Disaster Prevention in Land Transportation, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract In the study of push-out test of shear connector performance, thrust is the main loading method for H-shaped steel. In practice, the steel girder and the concrete girder were connected by the connector and transverse prestressing force in the composite bridge. The traditional loading method had not been able to simulate the structural stress in reality. A method of applying positive pressure to the side of specimen in the push-out test was used to simulated the addition force in this paper. The finite element solid model was established to analyze the actual force of specimen. The results show that the presence of positive pressure effectively increases the ultimate shear capacity and component ductility of stud shear connector and perfobond leiste connectors. The friction coefficient of the steel-concrete interface increased after the stud broke. Finite element simulation analysis could simulate the actual force of specimen effectively when considering positive pressure.

Key words Composite bridge; Shear performance; Positive pressure; Push-out test; Finite element analysis

(责任编辑 郑冰)

(上接第 34 页)

Experimental Study on Pipe Friction for 56 m Span Prestressed Continuous Box Girder of Urumqi–Zhungeer Railway

YUN Baoshan, LI Dengke, SUN Shuaifeng

(Northwest Research Institute Co., Ltd. of C. R. E. C, Lanzhou Gansu 730000, China)

Abstract The pipe friction coefficient of 56 m span prestressed continuous box girder of Urumqi–Zhungeer railway was obtained by test and compared with the design friction coefficient. It was found that the friction coefficient of the measured is lower than the design value by 4% ~ 8%. Due to the design of metal bellows, the supply of materials shortage, the plastic corrugated pipe was used in the field. According to the results of field test, the corresponding measures were proposed for the feasibility and quality control of the plastic corrugated pipe in construction, which could provide technical reference for future similar projects.

Key words Prestressed continuous girder; Pipe friction; Field test; Prestressed tension; Concrete

(责任编辑 赵其文)

文章编号:1003-1995(2017)07-0043-04

高墩大跨连续刚构桥的荷载试验

唐利科¹,贾毅¹,纪云涛²,李福海^{1,3},赵人达¹

(1. 西南交通大学 土木工程学院,四川 成都 610031;2. 云南省公路科学技术研究院,云南 昆明 650000;
3. 陆地交通地质灾害防治技术国家工程实验室,四川 成都 610031)

摘要 为评估悦乐高墩大跨刚构桥的实际承载力,在现场荷载试验中测定了静载工况下各控制截面的应力状态及整体的变形情况。通过脉动试验、无障碍和有障碍行车试验研究了该桥的自振特性、不同行车速度下的模态响应及跳车情况下的冲击作用。结果表明:静载试验的应变和挠度实测值均小于理论计算值,桥梁接近处于弹性工作状态,竖向刚度满足规范要求;行车速度在20~40 km/h范围时冲击系数与车速无明显的正相关性,桥梁整体在加载车辆作用下引起的动态位移值很小,桥梁无异常反应,结构性能满足设计荷载(公路-I级)正常使用要求。

关键词 连续刚构桥;承载能力;荷载试验;效率系数;校验系数;自振特性

中图分类号 U448.23 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.12

大跨度预应力混凝土刚构桥由于其良好的结构性能、简单的施工工艺、合理的经济指标和优美流畅的造型在国内外高等级公路,尤其在跨越深沟峡谷河流时得到了广泛的运用,现已经成为我国大跨度桥梁的主要桥型之一^[1]。在该类桥梁结构建成通车之前需要对结构受力性能进行全面的检测评定,荷载试验作为检测桥梁性能的最常用试验方法之一发挥着重要的作用。同时,开展此类桥梁荷载试验评定技术研究,对于确保同类桥梁结构的安全使用、完善桥梁的荷载试验理论都具有重要的现实意义^[2-3]。

与常规简支梁桥荷载试验不同,连续刚构桥梁荷载试验有其独特的特点。高墩大跨预应力刚构桥主梁多为箱形变截面,弯矩最不利截面和应变最不利截面很可能不是同一个截面,而在荷载试验中一般是通过量测截面的应变来反映截面的真实受力情况,在现场测试时,也应该充分重视对底板和顶板剪力滞效应的量测,以期最大程度地获得桥梁真实的受力特点^[4]。因此,大跨度预应力刚构桥荷载试验时纵桥向典型测试截面的选取、横截面测点的合理布设及试验车辆的加载方式显得非常重要。

收稿日期:2017-03-01;修回日期:2017-04-18

基金项目:国家重点研发计划(2016YFB1200401);四川省科技计划项目(2017GZ0366)

第一作者:唐利科(1992—),男,硕士研究生。

E-mail: liketang@126.com

通信作者:李福海(1979—),男,高级工程师,博士。

E-mail: 459139277@qq.com

本文以云南省麻柳湾至昭通高速公路上悦乐大桥为依托工程,通过对该桥进行现场静载、动载及振动试验,观测刚构桥荷载作用下的强度、刚度、动力特性等各项性能指标,从而判断检验桥梁的结构设计与施工质量,验证结构的承载能力与使用状态,为竣工验收及投入运营提供可靠的依据。

1 工程概况及有限元模型

悦乐大桥位于麻柳湾至昭通高速公路段,其主桥为(50+90+50)m的预应力混凝土连续刚构桥。桥梁依据地势及河道走向布置,分左右幅设计,单幅桥宽12 m。全桥按照双向4车道设计,设计荷载等级为公路-I级。主梁采用单箱单室直腹板箱梁,采用三向预应力体系。下部结构主墩采用等截面空心薄壁墩。

采用有限元软件建立该桥试验模型,模拟预应力刚构桥的整体受力行为。计算模型中主梁采用变截面空间梁单元模拟,主墩采用一般空间梁单元模拟,主墩墩底固结,桥墩和主梁采用主从约束刚性连接。按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)的规定,考虑桥梁实际运营荷载情况,按影响线确定试验荷载的大小和位置^[5-6]。对《公路桥梁荷载试验规程》(JTG/T J21-01—2015)中要求的各项指标进行核算,为试验加载提供理论依据。

2 荷载试验

2.1 静载试验方案

桥梁静载试验通过测试试验荷载作用下截面应力

状态及整体的变形情况,判断检验桥梁的结构设计与施工质量,对桥梁的承载能力及工作状况给出综合评价^[7-8]。

1) 桥梁静载试验原则。依据有限元计算分析,获得结构关键截面最不利内力情况下荷载的大小及加载位置,以荷载效应等效原则设计试验荷载,同时满足试验荷载效率在0.95~1.05范围内^[9]。

2) 桥梁静载加载方式。本桥静载试验需8辆36t(车重+荷重)双轴汽车。根据分级加载的原则进行荷载试验,相应的卸载工况按加载的反方向进行,直至全部卸载完毕。为检验箱梁截面的整体性及抗扭性能,考虑中载及偏载2种典型布载方式,车辆横向轮位布置见图1。

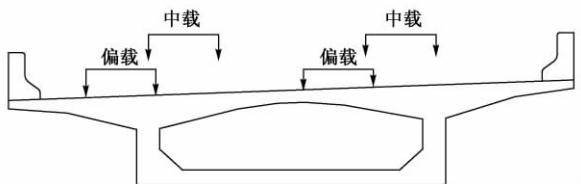


图1 试验车辆横向轮位布置

3) 测点布置及试验仪器。根据悦乐大桥上部箱梁结构特点,选取边跨最大正弯矩截面,墩顶(箱梁悬臂根部)两侧附近负弯矩截面,中跨L/2截面共计7个截面进行应变测点布设,共计35个应变测点;选取边跨支点、墩顶支点截面,边跨最大正弯矩截面,中跨L/2截面共计7个截面进行挠度测点布设,共计15个挠度测点。测点布置详见图2。

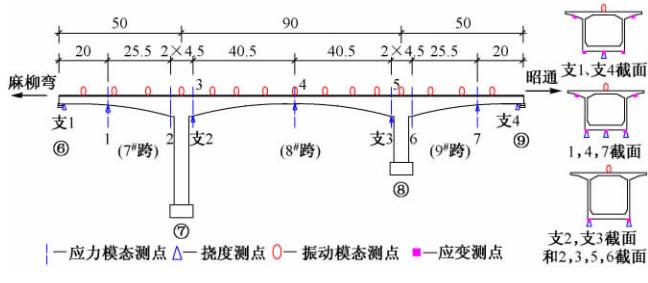


图2 测点布置(单位:m)

2.2 动载试验方案

动载试验主要测试桥梁结构的自振和受迫振动特性,分析桥梁动态模量或活载冲击系数,从而判断桥梁结构的整体刚度和行车性能^[10]。试验过程包括有障碍行车及无障碍行车,分别模拟桥面铺装有无损伤时桥面行车对桥跨结构的冲击作用,动载试验工况见表1。试验车以不同车速从桥面通过,记录桥跨结构的振动信号。有障碍行车跨越的标准障碍物布置在主跨跨中,让试验车从弓形障碍物上突然下落,记录桥梁受到冲击后的响应信号。

表1 中跨跨中截面动载试验工况

试验类型	工况编号	车速/(km/h)
无障碍行车 (跑车试验)	1-1	20
	1-2	30
	1-3	40
有障碍行车 (跳车试验)	2-1	20
	2-2	30
	2-3	40

2.3 振动模态测试

桥梁结构的动力特性是与结构的组成形式、刚度、质量分布、材料性质等结构本身的固有性质有关而与荷载等其他条件无关的性质^[11]。对于大跨度桥梁结构而言,模态测试也间接验证了计算模型的准确性。通常采用脉动试验^[12]测定其自振特性参数,根据该桥型的振动特点和现场实际测试条件,纵桥向设置15个测试截面(边跨4分点、中跨8分点),沿桥面中线布置,其主桥振动模态测点布设情况参见图2。

3 结果分析

3.1 应力测试

根据标准活载与试验加载的计算结果,得到各工况下静载试验效率系数。静载试验效率系数介于0.95~1.04之间,满足相关文献[12]要求。表明本次试验荷载产生的结构荷载效应能够客观反映目标荷载产生的最不利状况,测试结果有效可行。

3.2 应力测试结果

在静载试验中选择边跨跨中、墩顶截面及主跨跨中截面(对应1,3,4截面)3种典型截面,在偏载及中载情况下截面3和截面4的应力实测结果、理论计算结果见图3。

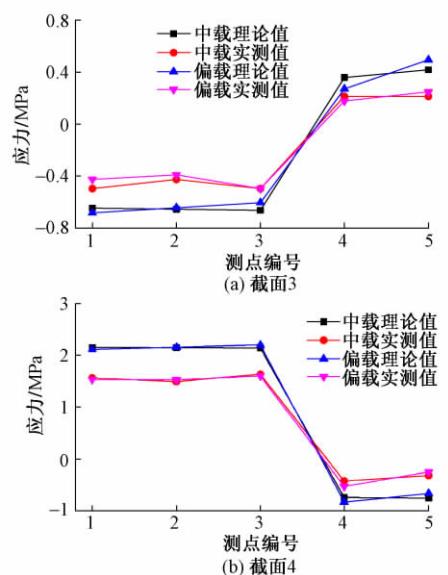


图3 中跨两截面应力分布情况

由图3可知,在中载与偏载试验工况下,截面的实测应力值与理论值相差不大,进一步说明了结构由偏载作用引起的扭转翘曲作用效应并不显著,截面的抗扭、抗翘曲性能较好。在试验荷载卸除后,实测得到的各测试截面的相对残余应变在14.3%以内,均小于《公路桥梁承载能力检测评定规程》(JTG/T J21—2011)规定值20%,表明受检桥跨主梁的实际强度在现有状态下满足规范要求,并具有一定的安全储备。加载过程中未发现明显的裂缝。

3.3 挠度测试结果

箱梁挠度测试通常采集梁底2~3个测点的数据,因为篇幅所限,此处不将单个挠度测点数值列出,而是依据各测试位置数值加权计算得到其平均值,即忽略了挠度沿横桥向的变异性。中跨跨中截面竖向挠度实测值与理论值对比见图4。不同工况下各截面挠度校验系数及相对残余变形见表2。

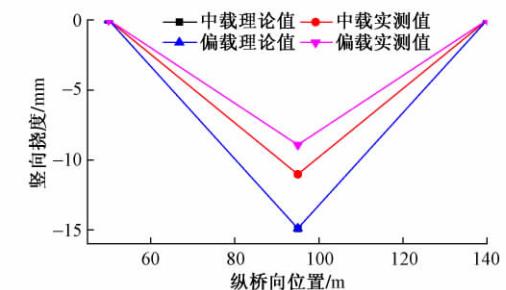


图4 中跨跨中截面竖向挠度实测值与理论值对比

表2 各截面荷载校验系数及相对残余变形

截面	工况	挠度校验系数	相对残余变形/%
1	中载	0.60	14.3
	偏载	0.70	12.5
4	中载	0.72	5.3
	偏载	0.83	0
7	中载	0.64	15.8
	偏载	0.85	8.3

从图4、表2可知,各工况挠度校验系数在0.60~0.85之间,各个截面均出现了不同程度的残余变形,卸载后梁体变形恢复良好,最大的相对残余变形出现在9#跨(中载)跨中截面7,其值为15.8%。在试验荷载作用下,箱梁最大挠度为12.9 mm,远小于文献[8]规定的限值,表明受检桥跨主梁接近处于弹性工作状态,竖向刚度在现有状态下满足规范要求。

3.4 动力响应测试

考虑到桥梁动挠度测试难度较大,可通过各工况实测动应变时程曲线进行分析,得出各试验工况下桥梁结构冲击系数 μ ,见表3。

表3 动载试验各工况实测冲击系数

试验类型	工况编号	冲击系数
跑车试验	1-1	0.05
	1-2	0.10
	1-3	0.10
跳车试验	2-1	0.10
	2-2	0.25
	2-3	0.37

无障碍行车(匀速跑车)工况的实测冲击系数 μ 在0.05~0.10之间,能够满足行车舒适性要求。当匀速跑车速度在20~40 km/h范围时,冲击系数与车速无明显的正相关性。有障碍行车(跳车)工况的冲击系数 μ 在0.10~0.37之间,比无障碍行车(匀速跑车)工况的冲击系数明显增大,表明桥面铺装不平整或局部缺陷会给桥梁结构的工作状况带来不利的影响,因此保持桥面平整度对桥梁结构的安全和耐久性是不容忽视的。但总体而言,桥梁在加载车辆作用下引起的动态位移值均很小,桥梁无异常反应,即说明该桥梁自身动力特性较好,车辆动荷载对桥梁的动力影响小,采用设计冲击系数进行设计是安全可靠的。

3.5 自振特性

根据桥梁脉动试验测试主桥横向弯曲和竖向弯曲自振特性,通过对各测点实测脉动信号进行频谱、相位分析,振动模态参数见表4。

表4 振动模态参数

阶次	自振频率/Hz		阻尼比/%	振型特征
	实测值	理论值		
一阶	0.397	0.265	4.34	对称横弯
二阶	1.129	0.955	2.54	对称竖弯

由于该桥特有的桥墩较高、柔性较大的特点,该桥第一阶振动以横向振动为主,其横向一阶自振频率实测值为0.397 Hz,在类似结构中偏小,横向刚度较弱。同时,该桥按照梁理论计算得到的大桥第二阶竖弯自振频率值(0.955 Hz)小于实测值(1.129 Hz),表明实际桥梁结构整体刚度较好,有较强的抗冲击性能,即结构动力特性满足设计要求。从表4可知,本桥实测阻尼比小于5%,在同类桥梁结构中处于正常范围,属低频、小阻尼振动,表明此桥整体弹性工作性能较好,无明显结构缺陷,并且具有一定的耗能功效。

4 结论

1)桥梁实测的应变校验系数介于0.26~0.97之间,未超出规范规定值1.0,表明桥梁结构强度具有一

定的富余度,结构实际工作性能良好;桥梁实测的挠度校验系数介于 $0.60\sim0.85$,未超出规范规定值1.0,表明竖向刚度满足设计和使用要求,能够在未来的运营中充分发挥其作用。

2) 各工况卸载后,截面相对残余变形最大值为15.8%,测点相对残余应变最大值为14.3%,均未超出规范限值20%,表明该桥结构在试验荷载下接近处于弹性工作状态,桥梁受力合理。

3) 动载试验中,实测第二阶竖向自振频率为1.129 Hz,理论计算值为0.955 Hz,结构实测基频大于理论值,实际桥梁整体动刚度满足设计要求。

4) 跑车试验下,实测桥梁的冲击系数较小,能够满足行车舒适性要求,且桥梁无异常反应,即采用设计冲击系数进行设计安全可靠。

参 考 文 献

- [1] 马保林.高墩大跨连续刚构桥[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [2] 谌润水,胡钊芳.公路桥梁荷载试验[M].北京:人民交通出版社,2003.
- [3] 史大利.高墩大跨PC连续刚构桥动力分析与荷载试验研究[D].重庆:重庆交通大学,2014.
- [4] 鲁洁.高墩大跨径预应力混凝土连续刚构桥梁荷载试验评定技术研究[D].西安:长安大学,2006.
- [5] 万田保,杨进.西陵长江大桥荷载试验结果及理论分析[J].桥梁建设,1998(4):16-19.
- [6] 中华人民共和国交通部.JTG/T H21—2011 公路桥梁技术状况评定标准[S].北京:人民交通出版社,2011.
- [7] 章日凯,王常青.桥梁荷载试验[J].交通标准化,2005(12):69-72.
- [8] 黄少新,赵文秀.连续刚构桥梁荷载试验分析[J].桥梁建设,2006(增1):137-139.
- [9] 中华人民共和国交通部.JTG/T J21—2011 公路桥梁承载能力检测评定规程[S].北京:人民交通出版社,2011.
- [10] 杜朝伟.在役桥梁结构检测鉴定与加固技术[M].北京:黄河水利出版社,2013.
- [11] 黄克超.预应力混凝土连续刚构桥的动力分析[J].公路,2008(10):31-37.
- [12] 中华人民共和国交通部.JTG/T J21-01—2015 公路桥梁荷载试验规程[S].北京:人民交通出版社,2015.

Load Test for Large-span Continuous Rigid Frame Bridge with High Piers

TANG Like¹, JIA Yi¹, JI Yuntao², LI Fuhai^{1,3}, ZHAO Renda¹

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China; 2. Science and Technology Research Institute of Highway of Yunnan Province, Kunming Yunnan 650000, China; 3. National Engineering Laboratory for Technology of Geological Disaster Prevention in Land Transportation, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract In order to evaluate the actual bearing capacity of large-span rigid frame bridge with high piers, the stress state and overall deformation of the control sections under static load condition were measured in field load test. The vibration characteristics, modal response under different driving speeds and the impact action in the case of vehicle jumping were analyzed through the pulse test, the barrier-free driving test and the obstacle driving test. The research results show that the measured values of the strain and deflection of the static load test are less than the theoretical values. The bridge is close to the elastic state, the vertical stiffness meets the requirements of the code. When the driving speed is in the range of 20~40 km/h, there is no obvious positive correlation between the impact coefficient and the vehicle speed. The dynamic displacement of the bridge under the vehicle load is very small. There is no abnormal response of the bridge, and the structure performance can meet the requirements of the normal design of the load(Highway-4).

Key words Continuous rigid frame bridge; Bearing capacity; Load test; Efficiency coefficient; Verification coefficient; Natural vibration characteristic

(责任编辑 赵其文)

文章编号:1003-1995(2017)07-0047-05

有限梁段法在箱梁施工阶段剪力滞分析中的应用

周朋¹, 蔺鹏臻²

(1. 兰州交通大学 甘肃省道路桥梁与地下工程重点实验室,甘肃 兰州 730070;
2. 兰州交通大学 土木工程学院,甘肃 兰州 730070)

摘要 选取基于翼板剪切变形规律的翘曲位移函数有限梁段法来分析箱梁在施工过程中的剪力滞效应。通过剪力滞控制微分方程和边界条件推导了相应梁段单元剪力滞系数矩阵和广义荷载列阵。以广州至珠海新建铁路预应力混凝土连续箱梁为例,分析箱梁桥悬臂施工的3个阶段在不同荷载工况作用下剪力滞系数沿梁长的分布情况,以及在体系转换后成桥运营阶段,箱梁在均布荷载和中跨跨中集中荷载作用下的剪力滞效应,并与变分法分析结果进行对比。结果表明,采用本文方法计算得到的箱梁剪力滞系数与采用变分法所得结果吻合良好,验证了该方法用于箱梁施工过程中剪力滞分析的适用性。

关键词 铁路桥粱; 剪力滞效应; 有限梁段法; 悬臂施工过程; 负剪力滞效应

中图分类号 U441 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.13

剪力滞效应是指箱梁上下翼板由于受剪切变形的影响,翼板的纵向正应力沿横向分布不均匀的现象。预应力混凝土连续箱梁桥大多采用悬臂施工法,施工阶段结构在体系转换前属于悬臂体系^[1]。箱形梁悬臂施工阶段的结构体系和桥梁上作用的荷载与在运营阶段的受力状态是不同的,若忽略施工过程中的剪力滞效应会使得一些关键点的理论计算应力与实测应力存在较大偏差,不能精确反映结构的实际应力状态,导致箱梁桥翼缘板出现横向裂缝,使结构在施工过程中存在较大安全隐患。因此,对箱形梁悬臂施工阶段剪力滞效应的研究是必要的。

剪力滞研究方法主要有能量变分法、比拟杆法、有限差分法、有限段法、模型试验^[2]。能量变分法分析箱形梁桥剪力滞效应的关键在于剪力滞翘曲位移函数的选取。文献[3-5]分别选取二、三、四次抛物线作为剪力滞翘曲位移函数来分析箱梁的剪力滞效应。文献[6-7]根据翼板中剪力流分布规律,定义了翼板的翘曲位移函数。文献[8]运用有限段法分析箱梁的剪力滞效应,并与有限条法及模型试验结果进行对比。文献[9]通过建立箱梁的弯、扭、剪力滞耦合的有限段模

型,运用梁段有限元法分析箱梁的剪力滞效应。文献[10]运用有限条法和变分法研究了跨宽比、荷载类型等对箱梁剪力滞效应的影响。文献[11]采用三杆比拟法和有限元法计算施工过程中混凝土箱梁主要控制截面的剪力滞效应。文献[12]采用有限段法分析箱梁的负剪力滞效应。文献[13]与文献[8-12]的基本思路一致,不同的是文献[13]在变分微分方程的基础上,采用每个结点有2个剪力滞自由度的有限段法分析箱梁的剪力滞效应。

本文以广州至珠海新建铁路一跨度为(57+100+57)m无砟轨道预应力混凝土连续箱梁为研究对象,采用基于剪切变形规律的翘曲位移函数有限梁段法,分析在连续箱梁悬臂施工过程中及体系转换后成桥运营阶段沿梁纵向的剪力滞效应,将计算结果与相关文献分析结果对比,从而验证本文方法的准确性和普遍适用性。

1 剪力滞控制微分方程

由文献[6,13]可知,在竖向荷载作用下箱形梁截面弯曲变形将伴随着截面面外的翘曲而产生剪力滞后效应,因而横截面上存在剪力滞翘曲位移。箱梁横截面应力分布、截面尺寸见图1。

定义 $\omega(x)$ 为横截面任一点 $P(x, y, z)$ 的竖向挠曲位移,则其纵向位移为

$$u(x, y, z) = -z\omega'(x) + f(y, z)u(x) \quad (1)$$

式中: $\omega'(x)$ 为相应转角; $f(y, z)$ 为剪力滞翘曲位移函数; $u(x)$ 为截面广义剪力滞翘曲位移。

收稿日期:2017-03-24;修回日期:2017-05-19

基金项目:国家自然科学基金(51368031);甘肃省基础研究创新群体项目(1506RJIA029);兰州交通大学优秀平台资助(201601)

第一作者:周朋(1991—),男,硕士研究生。

E-mail: zhoupengzp1991@163.com

通信作者:蔺鹏臻(1977—),男,教授,博士。

E-mail: pzhlin@mail.lzjtu.cn

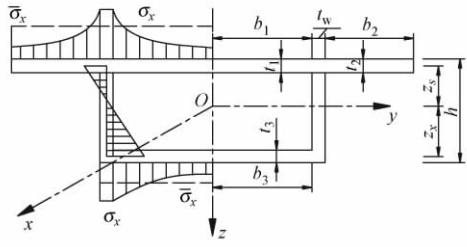


图 1 箱梁横截面应力分布、截面尺寸

由文献[6]可知基于剪切变形规律的翘曲位移函数为

$$f(y, z) = \begin{cases} f_1(y, z) = -z[1 - \frac{y^3}{b_1^3}] & \text{顶板} \\ f_2(y, z) = -z[1 - \frac{(b_1 + b_2 - y)^3}{b_2^3}] \xi_2 & \text{悬臂板} \\ f_3(y, z) = z[1 - \frac{y^3}{b_3^3}] \xi_3 & \text{底板} \\ 0 & \text{腹板} \end{cases} \quad (2)$$

式中: $\xi_2 = A_c/A_t$; $\xi_3 = z_x A_b / (z_s A_s)$; A_c 为悬臂板面积; A_t 为内侧顶板面积; A_b 为底板面积; $A_s = A_c + A_t$ 。

推导梁段的总势能并对其进行变分可得剪力滞控制微分方程及边界条件为

$$\begin{cases} EI\omega'' - EI_{yu}u' + M(x) = 0 \\ EI_u u'' - EI_{yu}\omega''' - GA_u u = 0 \\ (EI_u u' - EI_{yu}\omega'') \delta u \Big|_{x_1}^{x_2} = 0 \end{cases} \quad (3)$$

对式(3)中第1式求一阶导数,并与式(3)第2式合并整理得

$$u'' - k^2 u = \frac{n_1 Q(x)}{EI} \quad (4)$$

$$\omega'' = -\frac{M(x)}{EI} + \frac{I_{yu}}{I} u' \quad (5)$$

式中: $n_1 = -[\frac{I_u}{I_{yu}} - \frac{I_{yu}}{I}]^{-1}$; $k = \sqrt{\frac{GA_u n}{EI_{yu}}}$; $n = -n_1$; E 为弹性模量; G 为剪切模量; $Q(x)$, $M(x)$ 分别为梁上任意截面 x 处的剪力和弯矩; I 为全截面竖向弯曲惯性矩; I_u 为全部翼板的剪力滞翘曲惯性矩; I_{yu} 为全部翼板的剪力滞翘曲惯性积; A_u 为全部翼板的剪力滞翘曲面积。

2 有限梁段公式推导

参考文献[13]中考虑剪力滞的梁段单元见图2。在竖向荷载作用下,单元两端的杆端力分别为 Q_i, M_i 和 Q_j, M_j 。假定梁单元上剪力按线性分布,则

$$Q(x) = Q(0) + \frac{Q(l) - Q(0)}{l} x = Q_i - \frac{Q_i + Q_j}{l} x \quad (6)$$

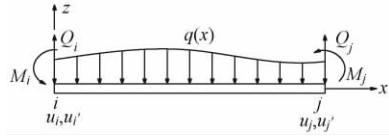


图 2 考虑剪力滞的梁段单元

式中, l 为梁段单元长度。

假定剪力滞只影响梁截面上正应力的分布,不影响沿梁纵向的截面内力。可由一般有限元法得到梁段单元两端的杆端力 Q_i, M_i 和 Q_j, M_j , 则微分方程(4)的一般解形式为

$$u = \frac{n_1}{EI} [C_1 \operatorname{sh} kx + C_2 \operatorname{ch} kx - \frac{Q(x)}{k^2}] \quad (7)$$

对式(7)求导可得

$$u' = \frac{n_1 k}{EI} (C_1 \operatorname{ch} kx + C_2 \operatorname{sh} kx + \frac{Q_i + Q_j}{k^3 l}) \quad (8)$$

令 $\beta = \frac{n_1}{EI}$, 并引入单元的边界条件 $x = 0, u = u_i$, $u' = u'_i$ 和 $x = l, u = u_j, u' = u'_j$, 代入式(7), 式(8)可得

$$u_i = \beta (C_2 - \frac{Q_i}{k^2}) \quad (9)$$

$$u'_i = \beta k (C_1 + \frac{Q_i + Q_j}{k^3 l}) \quad (10)$$

$$u_j = \beta (C_1 \operatorname{sh} kl + C_2 \operatorname{ch} kl + \frac{Q_j}{k^2}) \quad (11)$$

$$u'_j = \beta k (C_1 \operatorname{ch} kl + C_2 \operatorname{sh} kl + \frac{Q_i + Q_j}{k^3 l}) \quad (12)$$

首先将式(9)和式(11)联立解出第1组 C_1 和 C_2 , 然后代入式(10), 式(12), 可得式(13), 式(14)。

$$cs_2 u_i + u'_i - s_2 u_j = p_1 \quad (13)$$

$$(ks - c^2 s_2) u_i + cs_2 u_j - u'_j = p_3 \quad (14)$$

同理, 可得式(15), 式(16)。

$$u_i + cs_1 u'_i - s_1 u'_j = p_2 \quad (15)$$

$$(c^2 s_1 - s/k) u'_i + u_j - cs_1 u'_j = p_4 \quad (16)$$

式中:

$$s = \operatorname{sh} kl; c = \operatorname{ch} kl; s_1 = \frac{1}{k \operatorname{sh} kl}; s_2 = \frac{k}{\operatorname{sh} kl}; r = \frac{\beta}{k^2 l}$$

$$p_1 = (r - \beta c s_1) Q_i + (r - \beta s_1) Q_j;$$

$$p_2 = r [s_1(c - 1) - l] Q_i + r s_1(c - 1) Q_j;$$

$$p_3 = (\beta c^2 s_1 - r - \beta/s_2) Q_i + (\beta c s_1 - r) Q_j;$$

$$p_4 = r [s/k - cs_1(c - 1)] Q_i +$$

$$r [s/k - 1 - cs_1(c - 1)] Q_j$$

将式(14), 式(15)合并, 写成矩阵形式, 如下:

$$[\mathbf{D}] \{u\} = \{p\} \quad (17)$$

$$[\mathbf{D}] = \begin{bmatrix} cs_2 & 1 & -s_2 & 0 \\ 1 & cs_1 & 0 & -s_1 \\ -s_2 & 0 & cs_2 & -1 \\ 0 & -s_1 & -1 & cs_1 \end{bmatrix}$$

$$\{\mathbf{u}\} = [u_i \ u'_i \ u_j \ u'_j]^T$$

$$\{\mathbf{p}\} = [p_1 \ p_2 \ p_3 \ p_4]^T$$

式中: $[\mathbf{D}]$ 为单元系数矩阵; $\{\mathbf{u}\}$ 为广义单元结点位移列阵; $\{\mathbf{p}\}$ 为广义单元外荷载向量。

按照上述方法,结合剪力滞广义平衡与变形协调条件,把作为分离体的各个单元重新组成一个完整的结构。由于 $[\mathbf{D}]$ 为对称矩阵,故所得总剪力滞系数矩阵也是对称矩阵。总剪力滞系数矩阵的组集和形成方法与总刚度矩阵形成方法相同,求解方程组方法与一般有限元法也相同。

3 剪力滞系数求解

剪力滞系数 λ 可表示为

$$\lambda = \sigma_x / \bar{\sigma}_x \quad (18)$$

根据初等梁理论计算得到箱梁任意截面的应力为

$$\bar{\sigma}_x = \pm \frac{Z_i}{I} M(x) \quad (19)$$

式中, Z_i 为截面形心到上(下)板的距离。

由式(1), 式(2)及式(3)第1式得箱梁任意截面上考虑剪力滞影响的应力为

$$\sigma_x = \pm \left[\frac{M(x)}{EI} Z_i + (f(y, z) - \frac{I_{yu}}{I} Z_i) u' \right] \quad (20)$$

其中 $f(y, z)$ 取式(2)中的第1式,则顶板应力为

$$\sigma_x = \pm Z_i \left[\frac{M(x)}{EI} - \left(1 - \frac{y^3}{b_1^3} + \frac{I_{yu}}{I} \right) u' \right] \quad (21)$$

同理可得悬臂板、底板应力。

将 $y = b_1$ 代入式(18)~式(21)推导可得腹板与翼板交界处剪力滞系数为

$$\lambda_w = 1 - \frac{EI_{yu}}{M(x)} u' \quad (22)$$

当 $y = 0$ 时,顶板中点处剪力滞系数为

$$\lambda_c = 1 - \frac{EI}{M(x)} \left(1 + \frac{I_{yu}}{I} \right) u' \quad (23)$$

4 铁路箱梁的剪力滞分析

4.1 基本参数

以新建铁路广州至珠海城际快速轨道交通工程中 $(57 + 100 + 57) \text{ m}$ 连续箱梁为例。端支座处、边跨直线段和中跨跨中处梁高为 4.56 m , 中支点处梁高为 6.86 m , 梁高按圆曲线变化,圆曲线半径为 488.546 m 。

箱梁采用 C60 高性能混凝土,弹性模量为 $3.65 \times 10^4 \text{ MPa}$, 剪切模量为 $1.42 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。施工采用挂篮对称悬臂浇筑,最大悬臂长度为 49 m , 箱梁横截面尺寸见图 3。

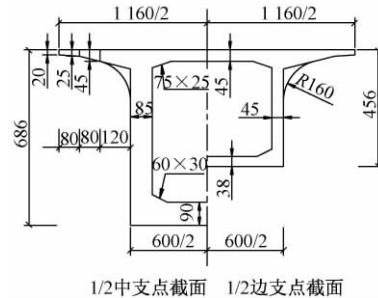


图 3 箱梁横截面尺寸(单位:cm)

悬臂施工阶段结构的受力状态在体系转换前处于悬臂梁体系。中支点 0 号梁段长 13 m ,一般梁段长度分为 $3.0, 3.5, 4.0 \text{ m}$,合龙段长 2.0 m 。本文分 3 个施工阶段分析箱梁桥的剪力滞效应。第 1 阶段从固定端至 I-I 截面,长 18.5 m ;第 2 阶段从固定端至 II-II 截面,长 29 m ;第 3 阶段从固定端至 III-III 截面,长 49 m ,即最大悬臂状态。施工阶段分段示意如图 4。

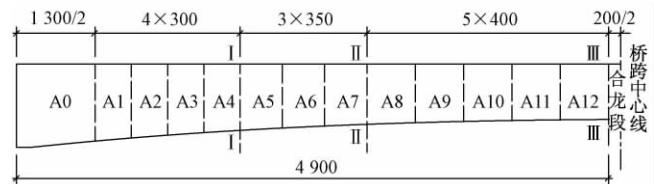


图 4 施工阶段分段示意(单位:cm)

为验证本文方法的准确性及普遍适用性,分析悬臂箱梁体系在 3 个施工阶段下的剪力滞效应。加载方式见图 5,其中梯形分布荷载在悬臂梁固定端产生的弯矩与均布荷载等效,且梯形荷载最小集度 q_1 和最大集度 q_2 的比值等于悬臂箱梁端部梁高 h 和固定端处梁高 H 的比值($q_1/q_2 = h/H$),梯形分布荷载设计的目的是保证荷载集度与变截面箱梁恒载分布一致。

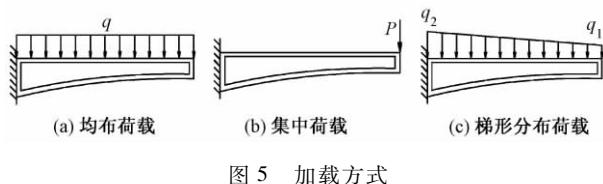


图 5 加载方式

4.2 剪力滞系数沿梁纵向分布

根据有限梁段原理,运用 MATLAB 编写程序对悬臂施工过程中的变截面悬臂箱梁体系进行剪力滞计算分析,可得变截面悬臂箱梁体系在 3 种加载方式下剪力滞系数沿梁纵向分布曲线。为验证本文方法的正确性,将本文结果与文献 [14] 解析解作对比,见图 6。

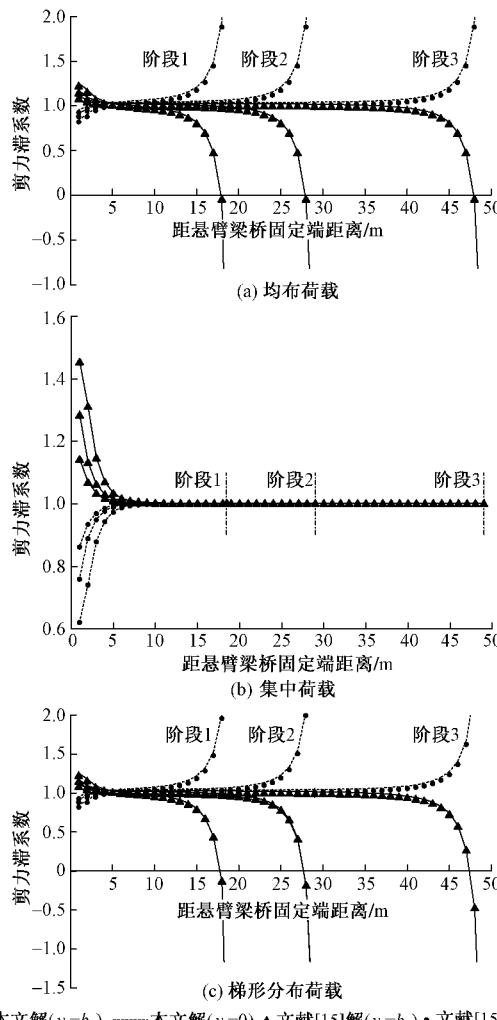


图 6 在 3 种加载方式下剪力滞系数沿梁纵向分布曲线

分析图 6 可知: 本文方法得到腹板与翼板交接处 ($y = b_1$) 和顶板中心 ($y = 0$) 沿梁纵向的剪力滞分析结果与文献 [14] 解析解吻合良好且具有较高的精度, 验证了本文方法的正确性和普遍适用性。宽跨比是影响剪力滞效应的重要因素, 在忽略每一施工阶段内截面高度变化的情况下, 宽跨比越大, 剪力滞系数越大, 且不同荷载工况下结果一致。在均匀荷载和梯形分布荷载的作用下, 悬臂箱梁体系会出现负剪力滞效应; 在同一种荷载作用下, 梁长越长, 负剪力滞区段越长, 且越靠近自由端负剪力滞效应越严重。当自由端作用集中荷载时, 悬臂箱梁固定端出现正负剪力滞效应, 且梁长相对较短时, 箱梁的正负剪力滞效应越明显。

4.3 负剪力滞效应

悬臂箱梁桥在竖向荷载作用下会产生负剪力滞效应。本文 3 个施工阶段悬臂箱梁体系在均匀荷载和梯形分布荷载作用下 $y = b_1$ 处负剪力滞系数沿梁纵向分布曲线见图 7。

梁高比 (h/H) 对变截面箱形梁负剪力滞效应具有

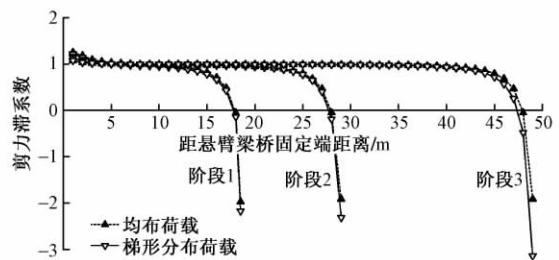


图 7 $y = b_1$ 处负剪力滞系数沿梁纵向分布曲线

非常大的影响。由图 7 可知, 对于悬臂箱梁, 梁高比在一定范围内越大, 负剪力滞效应越严重, 这种现象梯形分布荷载比均匀荷载更加显著。此外, 梁高比越大会使正负剪力滞效应的分界点离固定端越近。固定端相对较小区段会出现正剪力滞效应, 自由端区段会出现负剪力滞效应, 且越靠近自由端负剪力滞效应越明显。

4.4 成桥后剪力滞效应

为进一步验证本文方法的准确性及普遍适用性, 以及对比施工阶段与成桥后箱梁剪力滞效应的差异, 采用本文方法分析体系转换后成桥阶段的连续梁桥在中跨跨中集中荷载和均匀荷载作用下剪力滞系数沿梁纵向分布曲线, 并将计算结果与文献 [14] 变分法计算结果对比, 见图 8。

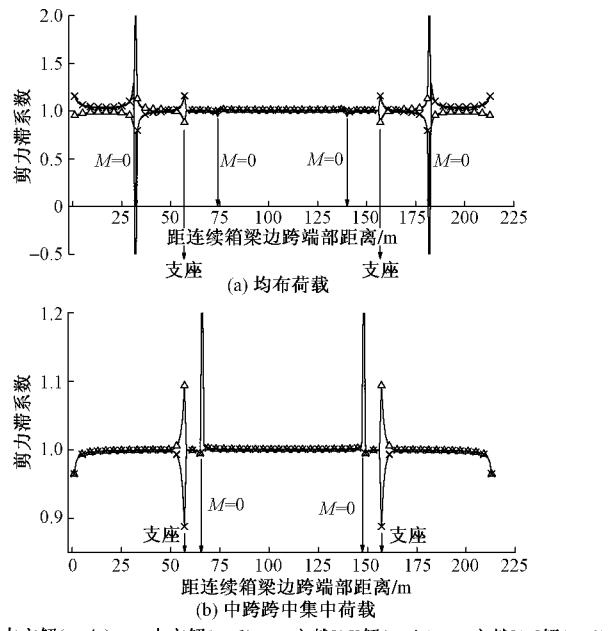


图 8 剪力滞系数沿梁纵向分布曲线

由图 8 可知, 在相同荷载工况下成桥后的剪力滞效应与施工阶段的剪力滞效应是完全不同的。当结构对称时, 本文方法计算所得剪力滞系数关于对称轴完全对称, 且选取的翘曲位移函数是根据翼板剪力流的分布规律定义的, 原理更加明确。中跨两侧支座位置处有应力集中现象, 出现剪力滞系数峰值; 箱梁桥在竖

向荷载作用下有弯矩为0的位置,由式(22),式(23)得到弯矩为0处剪力滞系数有奇异现象。沿梁长方向除支座及弯矩为0处以外,其余区段的剪力滞系数都与1较为接近。在不同荷载工况下,本文分析所得的沿梁纵向分布的剪力滞系数与变分法所得结果吻合良好。由文献[8,10,14]可知,运用变分法分析箱梁的剪力滞效应与有限元分析结果和试验解吻合良好,进一步验证了本文方法的准确性。

5 结论

1) 本文选取的剪力滞翘曲位移函数是基于翼板的剪切变形规律定义的,从翼板剪力流分布角度定义的翘曲位移函数原理明确,且计算结果精度更高。

2) 变分法分析剪力滞效应结果与试验结果和有限元法分析结果对比,其具有较高的精度,而本文方法计算结果与变分法计算结果吻合良好,验证了本文方法的准确性。

3) 连续箱梁桥在悬臂施工阶段与成桥后的剪力滞效应完全不同,悬臂施工阶段会出现负剪力滞效应,翼板边缘处应力较大,应采取相关措施防止开裂。

参 考 文 献

- [1] 李兴民.施工过程对箱梁剪力滞效应影响分析[J].桥梁建设,2013,43(1):30-34.
- [2] 张士铎,邓小华,王文州.箱形薄壁梁剪力滞效应[M].北京:人民交通出版社,1998.
- [3] REISSNER E. Analysis of Shear Lag in Box Beams by the Principle of Minimum Potential Energy [J]. Quarterly of Applied Mathematics, 1946, 5(3): 268-287.
- [4] LUO Q Z, WU Y M, Li Q S, et al. A Finite Segment Model for Shear Lag Analysis [J]. Engineering Structures, 2004, 26(14): 2113-2124.
- [5] CHANG S T, DING Y. Shear Lag Effect in Box Girder with Varying Depth [J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(10): 2280-2292.
- [6] 蔺鹏臻,刘凤奎,杨军.箱梁剪滞翘曲位移函数的定义及其应用[J].计算力学学报,2012,29(5):789-794.
- [7] 张元海,胡玉茹,林丽霞.基于修正翘曲位移模式的薄壁箱梁剪力滞效应分析[J].土木工程学报,2015,48(6):44-50.
- [8] LUO Q Z, TANG J, Li Q S. Finite Segment Method for Shear Lag Analysis of Cable-stayed Bridges [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(12): 1617-1622.
- [9] 罗旗帜,刘光栋,杜嘉斌.薄壁曲线箱梁剪力滞效应的梁段有限元法[J].湖南大学学报,2006,33(5):21-25.
- [10] 郭金琼,房贞政,罗孝登.箱形梁桥剪滞效应分析[J].土木工程学报,1983,16(1):1-13.
- [11] 蔡素军,张谢东,黄克超.混凝土箱梁施工阶段剪力滞效应分析[J].武汉理工大学学报,2008,32(4):719-722.
- [12] 罗旗帜,余建立.变截面箱梁的负剪力滞[J].重庆交通大学学报,1997,16(3):18-25.
- [13] 周世军.箱梁的剪力滞效应分析[J].工程力学,2008,25(2):204-208.
- [14] 项海帆,范立础.高等桥梁结构理论[M].2版.北京:人民交通出版社,2013.

Application of Finite Segment Method to Shear Lag Analysis in Box Girder During Construction

ZHOU Peng¹, LIN Pengzhen²

(1. Key Laboratory of Road & Bridge and Underground Engineering of Gansu Province, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu 730070, China; 2. School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu 730070, China)

Abstract In this paper, the finite segment method of warping displacement function based on the shear deformation law was used to analyze the shear lag effect of the box girder during construction. Based on the shear lag coefficient matrix and generalized load vector of corresponding girder element, the governing differential equations of shear lag and the corresponding boundary conditions were derived in this paper. Taking the prestressed concrete continuous box girder of a new railway from Guangzhou to Zhuhai as an example, the distribution of shear lag coefficient along the girder length was analyzed under three different load conditions in the cantilever construction of box girder bridge. The shear lag effect of the bridge in the operation stage was also analyzed under uniformly distributed load and mid-span concentrated load of the central span and compared with the variational analysis results. The results obtained in this paper agree well with the results obtained by the variational method, which validate the proposed method is accurate and reliable in the analysis of shear lag of box girder construction.

Key words Railway bridge; Shear lag effect; Finite segment method; Process of cantilever construction; Negative shear lag effect

(责任编辑 郑冰)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0052-03

一种新型落架设备在梁柱式支架中的应用

田小路

(中铁十六局集团第四工程有限公司,北京 100000)

摘要 以解决梁柱式支架落架为目的,以资阳沱江多线特大桥道岔区现浇梁为工程依托,阐述了一种新型落架设备——钢楔的结构设计与计算方法。利用有限元软件建立了钢楔的三维分析模型,对特定状态下的钢楔进行了空间应力及变形分析,在此基础上经过多次验算得到其调整范围。通过绘制钢楔组合高度与钢材应力曲线,总结了钢楔的受力分布规律。钢楔在应用过程中取得了良好的效果。

关键词 客运专线; 钢楔; 数值计算; 现浇梁; 梁柱式支架

中图分类号 U445.47⁺¹ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.14

1 工程概况

成渝客运专线资阳沱江多线特大桥 20#~43#墩位于资阳北站咽喉区,该区段长 701.4 m,梁部由现浇连续梁、现浇简支梁和预制简支梁组成。现浇梁包括 8 联连续梁、11 跨简支梁^[1]。现浇梁单跨最大跨度为 32 m,单跨梁体最大质量为 900 t,梁体底面距地面最大高度为 28 m,基础地质条件差。经过支架方案比选,此区段梁部采用梁柱式支架现浇法施工。

2 落架设备的选择

梁柱式支架是现浇梁施工作业中不可缺少的临时结构,为施工提供了模板支撑和操作平台^[2-3]。落架设备作为梁柱式支架的重要传力构件,所承受荷载较大,应安全可靠;落架时需要快速卸落。受钢管柱加工误差、现浇梁预拱度的影响,支架高度需通过落架设备进行微调。

目前现浇梁支架法施工中,经济简易的落架设备主要有木楔和砂筒。木楔在满堂式支架上经常使用,但单个承载力小。砂筒由于承受荷载大、卸落简单,在桥梁施工中被广泛采用,如大跨度拱架、移动模架等^[4]。四川地区雨季持续时间长,砂筒内的砂子容易受潮而固结,影响了落架效率,增大了安全隐患。钢楔作为一种新型落架设备,克服了上述 2 种落架设备的局限性,使用方便,承载能力大,安全系数高,受环境影响小,施工结束后便于底模及贝雷梁的拆除。

收稿日期: 2017-03-29; 修回日期: 2017-05-09

基金项目: 铁道部科技研究开发计划(2011G026-D)

作者简介: 田小路(1980—),男,高级工程师,硕士。

E-mail: 784844529@qq.com

3 钢楔设计

3.1 设计思路

钢楔为钢板和混凝土组合结构,5 个外表面采用钢板焊接而成,两侧立面高度不等形成梯形,斜面钢板间留一条拉杆口。为保证钢楔在施工过程中不产生变形,内部采用混凝土填充。拉杆采用精轧螺纹钢,两侧采用钢板垫块及配套螺母锁定。每 2 个钢楔为 1 组,通过斜面滑动调节高度。

3.2 钢楔参数

钢楔参数由荷载、空间位置、调整范围等因素确定。本工程所用钢楔外表面采用厚度 10 mm 的钢板,底面长度为 375 mm,宽度为 300 mm,一侧立面高度为 150 mm,另一侧高度为 300 mm; 拉杆口宽度为 30 mm,低侧立面拉杆口高度为 50 mm,高侧立面拉杆口高度为 200 mm。填充混凝土采用 C35 混凝土。拉杆采用 φ25 精轧螺纹钢,两侧垫块采用长 10 cm 宽 10 cm 厚 10 mm 的钢板。钢楔外形尺寸见图 1。

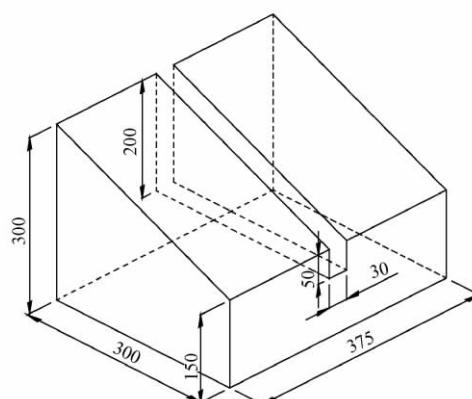


图 1 钢楔外形尺寸(单位: mm)

4 钢楔计算

4.1 荷载

施工中钢楔设置于钢管柱顶,支承分配梁以及上部构件,其所受荷载为分配梁、贝雷梁、现浇梁及模板、人群、机具等的重量之和。现浇梁单跨最大跨度为 32 m,最大质量为 900 t,其余质量总和按单跨梁体质量的 0.3 倍考虑。支架结构设计荷载组合为 1.2 恒载 + 1.4 活载^[5]。单跨梁体下设置 16 个钢楔,综合上述质量,同时考虑腹板处荷载大而集中、顶板混凝土质量将通过箱内支撑直接传送到底板上等因素^[6-7],则单个钢楔最大荷载按 90 t 进行设计。

4.2 计算方法

组合后的钢楔有 2 种状态,一种是非悬臂状态,一种是悬臂状态。本文首先对非悬臂状态(组合高度 450 mm)下的钢楔进行建模分析。钢板和混凝土均选用 ANSYS 结构分析软件提供的 Solid95 单元,对模型实施映射网格划分。钢楔底部约束按焊接考虑,模型中对其施加固结支座进行约束。

4.3 计算结果

本次验算结果主要包括钢板的应力验算、混凝土的应力验算及钢楔的整体变形验算。非悬臂状态下钢板和混凝土的应力云图见图 2。

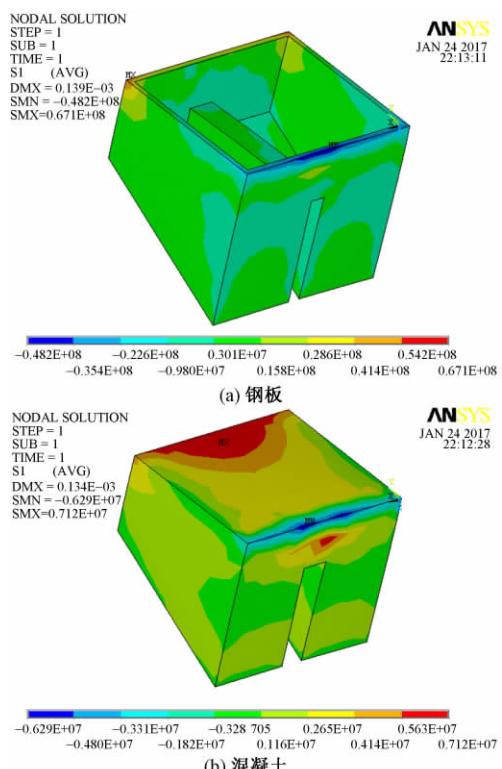


图 2 非悬臂状态下的应力云图(单位: Pa)

从图 2 可以看出:钢板应力最大的位置出现在钢楔与钢管柱连接的边角处,最大拉应力为 67.1 MPa。

混凝土应力最大的位置出现在混凝土底面,最大压应力为 6.29 MPa。根据文献[8]和[9]可知,钢板和混凝土应力均满足设计要求。钢楔整体变形小,仅有 1.4 mm,可见钢楔填充混凝土后,保证了在施工过程中不产生较大变形。

根据上述计算方法,本文对悬臂状态下的钢楔进行了验算,计算结果见表 1。

表 1 不同组合高度状态下的钢板及混凝土应力

序号	钢楔组合 高度/mm	钢板应力/MPa		混凝土应力/ MPa
		拉应力	压应力	
1	325	157.6	119.2	8.08
2	350	101.0	80.2	7.21
3	375	74.6	59.6	6.64
4	400	64.8	50.1	6.42
5	425	62.8	47.8	6.31
6	450	67.1	48.2	6.29
7	475	83.9	56.3	6.47
8	500	101.0	65.0	6.79
9	525	120.0	74.0	7.25
10	550	142.0	82.4	7.85
11	575	178.0	98.6	8.57

从表 1 可以看出:

1) 在钢楔组合高度 [325 mm, 575 mm] 区间内,钢楔中的钢板承受了较大应力,而混凝土所受应力不大,仅起到填充作用。钢板和混凝土所受应力均未超出容许应力。

2) 钢板应力随钢楔组合高度先减小后增大,钢板最小应力出现在钢楔组合高度 425 mm 位置上;钢楔组合高度大于或者小于 425 mm,钢板和混凝土应力都随之增大。

4.4 钢楔调节高度

受力的上部钢楔可以看成是一悬臂梁,如果悬臂过长,会导致接触面积过小,从而难以均匀有效地传递压力,所以在使用过程中将钢楔悬臂长度定为 ≤15 cm,钢楔的调节高度确定为 375~525 mm。

4.5 拉杆受力计算

$$f = F(\sin\alpha - \cos\alpha \cdot \mu) \cos\alpha$$

式中:f 为杆件拉力;F 为钢楔所受压力;α 为钢楔斜面与水平面的夹角;μ 为钢楔接触面摩擦系数,取 0.3。

经上式计算得到 f=144 kN,根据《预应力混凝土用螺纹钢筋》(GB/T 20065—2006)^[10],φ25 精轧螺纹钢可承受拉力为 505 kN,显然满足要求。

5 钢楔的应用及效益分析

5.1 钢楔的应用

资阳沱江多线特大桥道岔现浇梁区于 2013 年 10 月 5 日开始施工,至 2014 年 12 月 28 日全部浇筑完

成,梁柱式支架共使用钢楔 688 次(见图 3)。在施工过程中钢楔调节高度大,有利于抵消钢管柱制造误差的影响,并且可以进行微调,有利于梁体预拱度的设置。施工结束后便于底模和侧模及贝雷梁的拆除,保证施工安全与进度。



图 3 使用中的钢楔

5.2 效益分析

- 1) 钢楔制作工艺不复杂,操作简单方便快捷,节约了材料,减少了人工及设备的投入。
- 2) 由于支架标高很容易通过钢楔来进行控制,通过该方法来调整标高更易于实施。
- 3) 钢楔不易损坏,可以重复使用,能降低施工成本,工程量较大的现浇梁更能显示出钢楔的经济效益。
- 4) 从废品再利用上也能体现出钢楔的经济效益,使用完后可以妥善放置以备重复使用,大大降低了施工成本。

6 结语

本文对梁柱式支架现浇施工使用的卸落设备钢楔进行设计。为了得到钢楔的合理调节高度,进行了详

细的计算。钢楔在资阳沱江多线特大桥道岔现浇梁区施工中取得了成功,其承载力高,变形量小,牢固可靠,可为后期类似工程的施工提供借鉴。

参 考 文 献

- [1] 李征. 大体积道岔连续梁一次浇筑技术 [J]. 铁道建筑技术, 2015(4): 119-121.
- [2] 陈伟, 李明. 桥梁施工临时结构设计 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 2002.
- [3] 浙江省交通运输厅. 桥梁支架安全施工手册 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2011.
- [4] 任东红, 李锦华. 桥梁施工卸落设备砂筒的空间应力分析及试验 [J]. 华东交通大学学报, 2005(10): 37-40.
- [5] 中华人民共和国铁道部. TB 10110—2011 铁路混凝土梁支架法现浇施工技术规程 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2011.
- [6] 田小路. 大体积 0#块二次浇筑托架法应用研究 [J]. 铁道建筑, 2014(1): 31-33.
- [7] 李光林. 软基高墩现浇梁制式钢管支架法施工技术 [J]. 铁道建筑, 2016(6): 44-47.
- [8] 中华人民共和国建设部. GB 50017—2003 钢结构设计规范 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. GB 50010—2010 混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [10] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. GB/T 20065—2006 预应力混凝土用螺纹钢筋 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2006.

Application of New Dismantling Equipment in Beam-and-Column Scaffolding

TIAN Xiaolu

(The 4th Engineering Co., Ltd., China Railway 16th Bureau Group, Beijing 100000, China)

Abstract In order to solve the dismantling problems of beam-and-column scaffolding, taking the cast-in-place beam in turnout section of Ziyang Tuojiang multiple line super large bridge as an example, a new type of dismantling equipment was discussed. The structure design and calculation method of steel wedge were studied. The three-dimensional analysis model of steel wedge was established by finite element analysis software to analyze space stress and deformation of steel wedge under particular condition. After calculating several times, the adjusting range of model was obtained. The stress distribution of steel wedge was summarized by drawing steel wedge height-steel stress curve. The steel wedge has achieved good effect in the application process.

Key words Passenger dedicated railway; Steel wedge; Numerical calculation; Cast-in-place beam; Beam-and-column scaffolding

(责任编辑 赵其文)

文章编号:1003-1995(2017)07-0055-04

铅芯隔震橡胶支座参数对连续梁桥地震响应的影响

赵人达,崔玲枝,廖平

(西南交通大学 土木工程学院,四川 成都 610031)

摘要 采用有限元软件 ANSYS 建立 4 跨连续 T 梁桥有限元模型,基于非线性时程分析法研究了铅芯隔震橡胶支座参数对桥梁地震响应的影响规律。研究结果表明:桥墩的墩梁纵桥向相对位移最大值随屈服前刚度与屈服后刚度的增大呈逐渐减小的趋势;桥墩墩底纵桥向弯矩最大值随屈服前刚度的增大呈先减小后增大的趋势,而随屈服后刚度的增大呈先增大后减小的趋势;随着铅芯隔震橡胶支座等效阻尼比、铅芯屈服力的增大,桥墩墩底纵桥向弯矩最大值呈先逐渐减小后逐渐增大的趋势。

关键词 连续梁桥;铅芯隔震橡胶支座;地震响应;非线性时程分析法;参数分析

中图分类号 U442.5⁺⁵ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.15

桥梁支座作为桥梁结构受力的关键构件,是桥梁结构体系中抗震性能比较薄弱的一个环节^[1]。目前已经有很多隔震装置,如叠层橡胶隔震支座、铅芯隔震橡胶支座、高阻尼橡胶支座、摩擦滑移支座等。2008 年汶川地震以后,我国隔震技术在建筑和桥梁结构加固与重建中也得到了较广泛的应用^[2]。

目前,国内外众多学者针对减隔震支座进行了大量理论与试验研究。铅芯隔震橡胶支座具有隔震作用和阻尼作用,无需加设阻尼器,使隔震系统变得简单^[3-6]。铅芯隔震橡胶支座是由普通的橡胶支座中央插入铅芯而构成,由于铅具有较低的屈服点和较高的塑性变形能力,可使铅芯隔震橡胶支座的阻尼比达到 20% ~ 30%^[7-8]。

以潮安韩江特大桥右引桥为工程背景,本文基于非线性时程分析法研究铅芯隔震橡胶支座参数对连续 T 梁桥地震响应的影响。

1 桥梁概况

潮安韩江特大桥主桥右引桥为 4 跨连续 T 梁桥,墩梁间设铅芯隔震橡胶支座,设计荷载为公路-I,设计安全等级为一级,桥梁结构重要性系数为 1.1,地震峰值加速度为 0.15g,场地类别为Ⅱ类,按 8 度采用抗震设防措施,采用 M 法计算桩基础在水平作用下所受内力。桥面宽为 12.5 m,T 主梁梁高为 2.5 m,其混凝土为 C50,墩台盖梁、墩身、防震挡块均采用 C35 混凝

土,承台、桩基础均采用 C30 混凝土,混凝土重力密度为 26 kN/m³,15#桥墩桩基础采用直径 2.2 m 的混凝土钻孔灌注桩,16# ~ 19#桥墩桩基础采用直径 2.0 m 的混凝土钻孔灌注桩,普通钢筋采用 HPB300 和 HRB400。右引桥总体布置如图 1 所示。

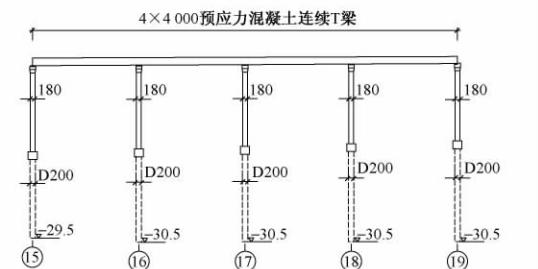


图 1 右引桥总体布置(尺寸单位:cm;高程单位:m)

2 建立有限元模型

2.1 全桥模型

根据该桥的施工图设计,铅芯隔震橡胶支座采用《公路桥梁铅芯隔震橡胶支座》(JT/T 822—2011)^[9]中提供的矩形支座,尺寸为 520 mm × 520 mm,其外连接钢板尺寸为 640 mm × 640 mm,铅芯屈服力为 150 kN,屈服前刚度为 17.2 kN/mm,屈服后刚度为 2.6 kN/mm,等效阻尼比为 19.1%,等效刚度为 3.9 kN/mm。基于有限元软件 ANSYS 建立该 4 跨连续 T 梁桥有限元模型,采用 Beam 188 梁单元模拟主梁及桥墩,采用弹簧阻尼单元 Combin 14 模拟桩土间的相互作用;通过在主梁节点上施加集中质量来考虑二期恒载并采用 Mass 21 单元来模拟,采用 Combin 40 单元和 Combin 14 并联组合来模拟铅芯隔震橡胶支座。铅芯隔震橡胶支座的恢复力模型^[10]如图 2 所示。

收稿日期:2017-03-23;修回日期:2017-05-16

基金项目:广东省交通厅科技计划资助项目(2014-02-015)

作者简介:赵人达(1961—),教授,博士。

E-mail: rendazhao@163.com

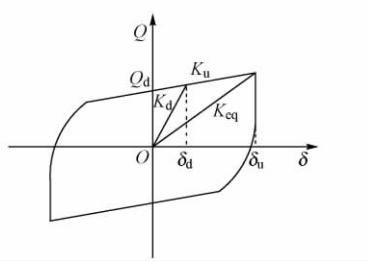


图 2 铅芯隔震橡胶支座的恢复力模型

铅芯隔震橡胶支座的等效刚度 K_{eq} 为

$$K_{eq} = \frac{Q_d + (\delta_u - \delta_d) K_u}{\delta_u} \quad (1)$$

$$\text{或 } K_{eq} = \frac{K_d \delta_d + (\delta_u - \delta_d) K_u}{\delta_u} \quad (2)$$

铅芯隔震橡胶支座的等效周期 T_{eff} 为

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eq}}} \quad (3)$$

铅芯隔震橡胶支座的阻尼系数 C 为

$$C = \frac{\varepsilon T_{eff} K_u}{\pi} \quad (4)$$

式中: Q_d 为铅芯屈服力; δ_d, δ_u 分别为支座屈服位移、极限位移; K_d, K_u 分别为支座屈服前刚度、屈服后刚度; W 为支座承受的竖向荷载。

2.2 边界及地震荷载

建模时在每个桥墩的桩底施加固定约束,承台与桩基、桥墩通过刚域连接在一起。根据该桥的施工图设计和《工程场地地震安全性评价报告》中提供的 E2 反应谱数据,由反应谱转人工波软件 SIMQKE_GR 及 MIDAS Building 2014 软件生成 3 条 50 年超越概率均为 2.5% 的水平地震加速度时程曲线,每条波之间的相关系数 $< 10\%$ 。

2.3 有限元分析结果

根据铅芯隔震橡胶支座参数和全桥有限元模型,采用 ANSYS 进行自振特性分析,其结果见表 1,桥梁结构地震响应时程曲线见图 3。由表 1 可知,桥梁结构纵向整体刚度较小,故先出现全桥纵飘。由图 3 可知,各墩的墩底弯矩和墩梁相对位移出现最大值的时刻大致相同;各个桥墩的墩梁相对位移最大值差异较大,而墩底弯矩最大值差异较小;19#墩的墩梁相对位移最大。

表 1 桥梁结构自振特性 Hz

阶数	振型特性	自振频率
1	全桥纵飘	0.353 6
2	全桥横飘	0.613 0
3	全桥横扭	0.761 5
4	主桥横弯	1.193 4

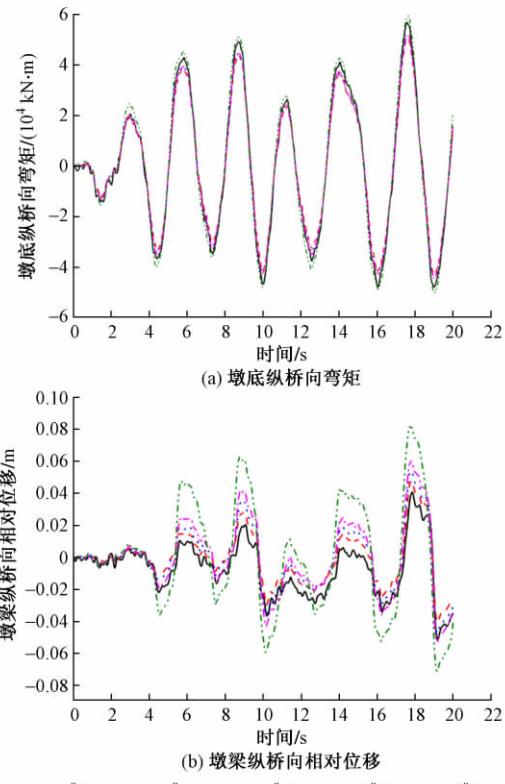


图 3 桥梁结构地震响应时程曲线

3 参数分析

根据式(1)一式(4)可知影响铅芯隔震橡胶支座恢复力模型的主要因素有屈服前刚度、屈服后刚度、铅芯屈服力、阻尼比,这些因素也将对桥梁结构的地震响应产生一定的影响。由于桥墩墩底剪力、弯矩与墩顶位移的变化规律相同,因此下文分析时仅研究支座参数对墩底弯矩和墩梁相对位移的影响规律。

3.1 屈服前刚度

为研究屈服前刚度对铅芯隔震橡胶支座恢复力模型及桥梁结构地震响应的影响,计算当屈服前刚度为 14.0, 15.5, 17.2, 19.5 和 22.4 kN/mm 时桥梁结构的地震响应。

不同屈服前刚度下桥梁的地震响应见图 4。可知随着铅芯隔震橡胶支座屈服前刚度的增大,所有桥墩墩底纵桥向弯矩最大值先迅速减小然后缓慢变大,墩梁纵桥向相对位移最大值则呈逐渐减小的趋势。

3.2 屈服后刚度

为研究屈服后刚度对铅芯隔震橡胶支座恢复力模型及桥梁结构地震响应的影响,计算当屈服后刚度为 1.6, 2.1, 2.6, 3.1 和 3.6 kN/mm 时桥梁结构的地震响应。

不同屈服后刚度下桥梁的地震响应见图 5。可知随着铅芯隔震橡胶支座屈服后刚度的增大,所有桥墩墩底纵桥向弯矩最大值先增大后减小,所有桥墩的墩

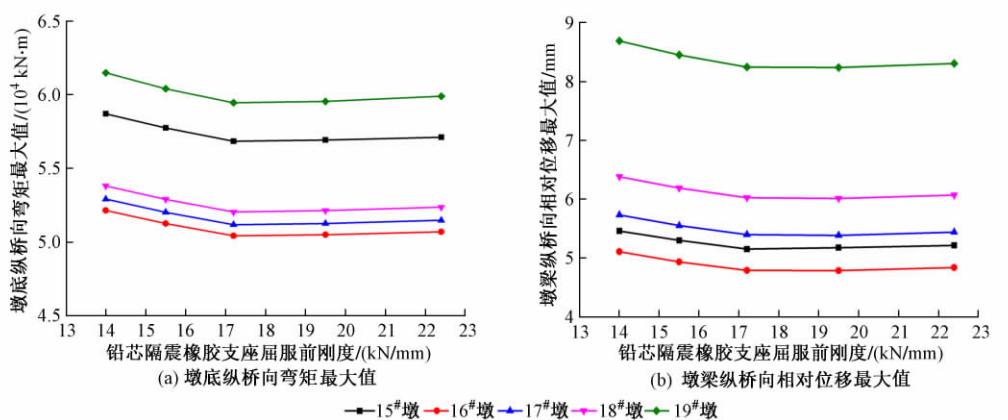


图4 不同屈服前刚度下桥梁的地震响应

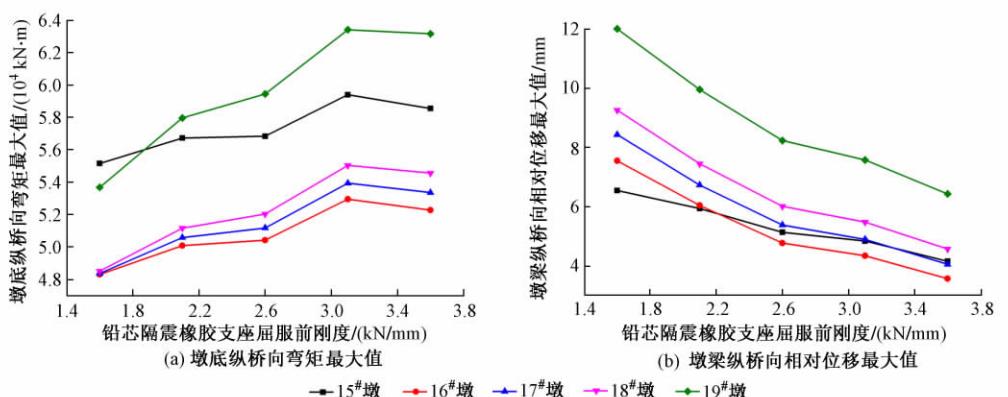


图5 不同屈服后刚度下桥梁的地震响应

梁纵桥向相对位移最大值均逐渐减小。

3.3 铅芯屈服力

为研究铅芯屈服力对铅芯隔震橡胶支座恢复力模型及桥梁结构地震响应的影响,计算当铅芯屈服力为100,125,150,175和200 kN时桥梁结构的地震响应。

不同铅芯屈服力下桥梁的地震响应见图6。可知随着铅芯隔震橡胶支座铅芯屈服力的增大,所有桥墩墩底纵桥向弯矩最大值先逐渐减小然后逐渐增大,所有桥墩的墩梁纵桥向相对位移最大值均逐渐减小。

3.4 等效阻尼比

为研究等效阻尼比对铅芯隔震橡胶支座恢复力模型及桥梁结构地震响应的影响,计算当等效阻尼比为11.1%,15.1%,19.1%,23.1%和27.1%时桥梁结构的地震响应。

不同等效阻尼比下桥梁的地震响应见图7。可知当铅芯隔震橡胶支座阻尼比>15.1%时,随着铅芯隔震橡胶支座等效阻尼比的增大,所有桥墩墩底纵桥向弯矩最大值先减小后增大;15#墩梁纵桥向相对位移最大值逐渐减小,当阻尼比>19%时,16#~19#墩梁纵桥向相对位移变化较小。

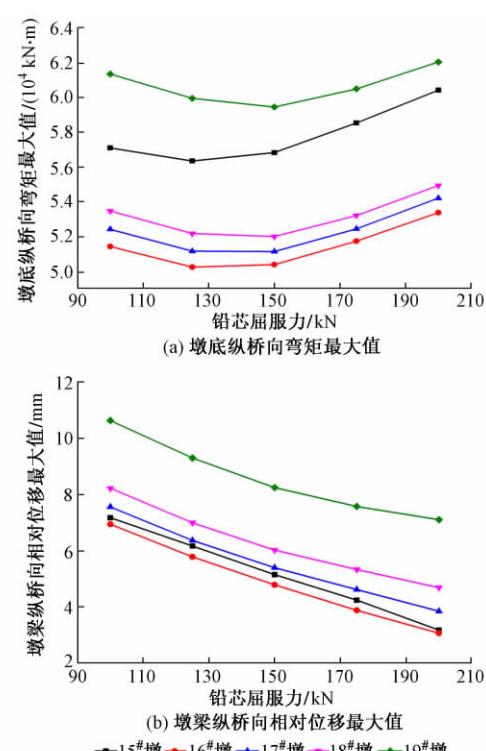


图6 不同铅芯屈服力下桥梁的地震响应

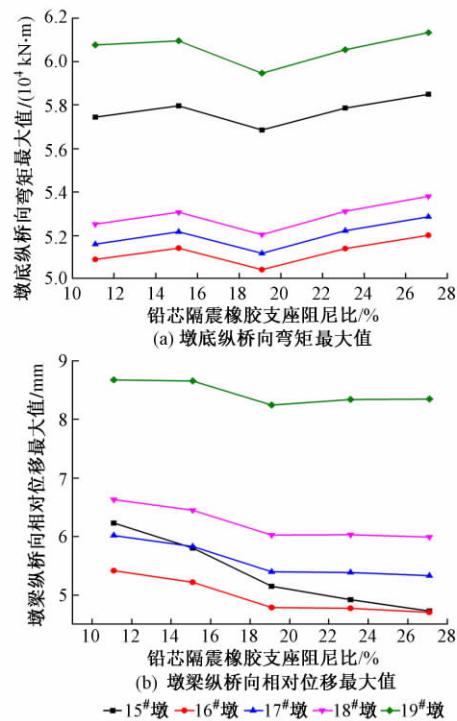


图 7 不同等效阻尼比下桥梁的地震响应

4 结论

- 随着铅芯隔震橡胶支座屈服前刚度的增大,桥墩墩底纵桥向弯矩最大值呈先减小后增大的趋势,墩梁纵桥向相对位移最大值逐渐减小。
- 随着铅芯隔震橡胶支座屈服后刚度的增大,桥墩墩底纵桥向弯矩最大值呈先增大后减小的趋势,墩

梁纵桥向相对位移最大值逐渐减小。

- 随着铅芯隔震橡胶支座等效阻尼比、铅芯屈服力的增大,墩底纵桥向弯矩最大值呈先减小后增大的趋势。

参 考 文 献

- [1] 焦驰宇,李建中.桥梁新型减隔震支座的研究进展[J].结构工程师,2007,23(3):83-88.
- [2] 贾俊峰.桥梁三维隔震分析与试验研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2011.
- [3] 王建强,刘耀东,辛伟,等.水平位移加载方式对铅芯橡胶支座力学性能的影响[J].铁道建筑,2015(9):29-31.
- [4] ZHUANG X Z, SHEN C Y, JIN J M. Experimental Study on Mechanical Property of High Damping Rubber Bearing for Bridge [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 26(5): 208-212.
- [5] 刘文光.橡胶隔震支座力学性能及隔震结构地震反应分析研究[D].北京:北京工业大学,2003.
- [6] 林沛尧.摆动摩擦隔震系统(FPS)在桥梁方面之应用分析[D].台北:淡江大学,1991.
- [7] 何文福,霍达,刘文光,等.长周期隔震结构的地震反应分析[J].北京工业大学学报,2008,34(4):391-397.
- [8] 王伟刚.基础隔震结构弹塑性动力分析[D].合肥:合肥工业大学,2005.
- [9] 中华人民共和国交通运输部.JT/T 822—2011 公路桥梁铅芯隔震橡胶支座[S].北京:人民交通出版社,2011.
- [10] 屈文俊,陆霆寰,刘扬明.通信机房走线架结构隔震方法的可行性分析[J].建筑科学与工程学报,2014,31(1):36-43.

Influence of Lead Rubber Bearing Isolator Parameters on Seismic Response of Continuous Girder Bridge

ZHAO Renda, CUI Lingzhi, LIAO Ping

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract A finite element model of the four-span continuous girder bridge with T-shaped girder was established by the finite element software ANSYS. The influence of lead rubber bearing isolator parameters on the seismic response of bridge were studied on the basis of nonlinear time history analysis method. The research results show that with the increase of pre-yield stiffness and post-yield stiffness, the maximum longitudinal relative displacements of pier-girders decrease. With the increase of pre-yield stiffness, the maximum longitudinal bending moments at the bottom of piers decrease firstly and then increase. While with the increase of post-yield stiffness, the maximum longitudinal bending moments at the bottom of piers increase firstly and then decrease. With the increase of the equivalent damping ratio and load-yield force of lead rubber bearing isolator, the maximum longitudinal bending moments at the bottom of piers decrease gradually and then increase.

Key words Continuous girder bridge; Lead rubber bearing isolator; Seismic response; Nonlinear time history analysis method; Parameter analysis

(责任编辑 郑冰)

文章编号:1003-1995(2017)07-0059-05

预应力 AFRP 筋混凝土构件抗弯性能研究

马为功

(中铁西北科学研究院有限公司,甘肃 兰州 730000)

摘要 基于平截面假定和截面内力平衡条件,推导了预应力 AFRP(一种纤维增强复合材料)筋混凝土构件正截面受弯承载力及截面开裂弯矩计算公式,并对 5 组具有相同整体配筋率、不同初始张拉控制应力的 AFRP 筋混凝土构件的抗弯性能进行了对比。研究结果表明:提出的预应力 AFRP 筋混凝土构件抗弯承载力及开裂弯矩计算公式可有效描述该构件的受力特征;AFRP 筋的张拉控制应力对 AFRP 筋混凝土构件极限抗弯承载力影响较小;而张拉控制应力的增大可有效提高 AFRP 筋混凝土构件的抗裂承载能力;当张拉控制应力接近于预应力 AFRP 筋极限抗拉强度的 25% 时,构件抗裂承载力相应提升 77.65%,有效地延迟了截面裂缝开裂的时间,提高了结构的抗弯刚度。

关键词 混凝土构件;AFRP 筋;预应力;抗弯性能;抗裂承载力;抗弯刚度

中图分类号 TU378.8 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.16

建筑材料的革新始终是推动桥梁工程发展的主要动力之一。自 20 世纪 40 年代起,各类轻质高强的高性能复合材料陆续登场。其中,纤维复合材料凭借其轻质、高强以及耐腐蚀的优良性能成为一种颇具发展前景的新型材料^[1-3]。AFRP 筋是一种芳纶纤维复合材料,与 CFRP 筋与 GFRP 筋相比,其具有较高的横向抗剪强度及较小的弹性模量,从而在施加预应力时,该筋伸长量更大,可有效减少构件预应力损失^[4],故 AFRP 筋更加适用于预应力混凝土结构。

同普通钢筋相比,AFRP 筋具有抗拉强度高、耐腐蚀性强等特点。AFRP 筋混凝土结构则具有更优的极限承载力及抗腐蚀能力,有效延长了混凝土构件的使用寿命,并节省了工程成本。然而,由于 AFRP 筋弹性模量较低,AFRP 筋混凝土结构易产生较大的挠度和裂缝^[5]。对预应力 FRP 筋混凝土结构的研究始于 20 世纪 80 年代中期,至今取得了突破性的进展^[6-7]。1998 年 5 月在荷兰阿姆斯特丹召开的第十三届国际预应力大会上,重点研究了 FRP 筋等新型预应力材料的受力性能。国内对预应力 FRP 筋混凝土结构的研究较晚。薛伟辰^[8]通过对新型 FRP 筋预应力混凝土梁的试验研究及有限元模拟分析,初步研究了预应力 FRP 筋混凝土结构的受力性能。

本文研究预应力 AFRP 筋混凝土结构的受弯性

能,并对比分析普通 AFRP 筋混凝土结构与预应力 AFRP 筋混凝土结构的极限抗弯承载力及抗裂性能,总结张拉控制应力对预应力 AFRP 筋混凝土构件抗弯性能的影响规律。

1 预应力 AFRP 筋抗弯承载力的计算

基于文献[9]中提出的 AFRP 筋混凝土构件基本假定,在保证同排布置的预应力 AFRP 筋应力水平相同的条件下,对预应力 AFRP 筋混凝土构件的受力性能进行了研究。混凝土受压应力-应变关系参见《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[10]。AFRP 筋应力-应变关系呈线弹性变化,极限拉应力 f_{ld} 与极限应变 ε_{ld} 满足 $f_{ld} = E_f \varepsilon_{ld}$, E_f 为 AFRP 筋的弹性模量。

1.1 构件破坏模式

基于 AFRP 筋在混凝土中受拉应力-应变关系,忽略受拉区混凝土拉应力时,预应力 AFRP 筋混凝土构件破坏模式如图 1 所示。

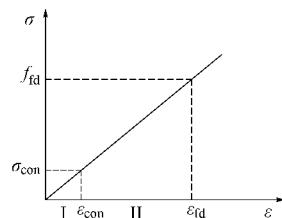


图 1 预应力 AFRP 筋混凝土构件破坏模式

由图 1 可知,预应力 AFRP 筋混凝土构件受力过程可分为 2 个阶段。阶段 I,预应力 AFRP 筋张拉至控制应力 σ_{con} ,对应张拉控制应变为 ε_{con} 。在构件完成

收稿日期:2017-02-16;修回日期:2017-03-18

作者简介:马为功(1984—),男,工程师,硕士。

E-mail: 370523730@qq.com

灌浆形成整体之后, AFRP 筋将预应力引起的等效荷载施加至结构上。随着外部荷载逐渐增加, 构件开始进入阶段Ⅱ。该阶段构件受力过程与普通 AFRP 筋混凝土构件相似, 但区别在于在此阶段预应力 AFRP 筋混凝土构件应力是由张拉控制应力 σ_{con} 开始逐渐增大, 且最大应力为 f_{fd} , 抗拉强度设计值则可取为 $f_{\text{fd}} - \sigma_{\text{con}}$ 。该构件破坏模式也同普通 AFRP 筋混凝土构件相似, 根据文献[9], FRP 筋混凝土构件破坏模式可以分为以下 3 种。

1) 超筋破坏

混凝土受压区边缘达到最大压应变时, 预应力 AFRP 筋未达到极限拉应力。此时控制条件为

$$\begin{cases} \varepsilon_c = \varepsilon_{\text{cu}} \\ \varepsilon_{\text{con}} < \varepsilon_f < \varepsilon_{\text{fd}} \end{cases} \quad (1)$$

式中: ε_c 为混凝土压应变; ε_{cu} 为正截面处于非均匀受压时的混凝土压应变, 且当 $\varepsilon_{\text{cu}} > 0.0033$ 时, 取为 0.0033; ε_f 为 AFRP 筋的拉应变。

2) 适筋破坏

AFRP 筋应力小于或等于设计拉应力, 同时受压区混凝土被压坏。由于该破坏形式具有明显破坏征兆且为塑性破坏, 是较理想的破坏模式。此时应变控制条件为

$$\begin{cases} \varepsilon_c = \varepsilon_{\text{cu}} \\ \varepsilon_{\text{con}} < \varepsilon_f \leq \varepsilon_{\text{fd}} \end{cases} \quad (2)$$

3) 少筋破坏

此时预应力 AFRP 筋应力大于极限拉应力, 有被拉断的风险, 受压区混凝土易被压碎。此时的控制条件为

$$\begin{cases} \varepsilon_c \leq \varepsilon_{\text{cu}} \\ \varepsilon_f \geq \varepsilon_{\text{fd}} \end{cases} \quad (3)$$

3 种破坏模式如图 2 所示。

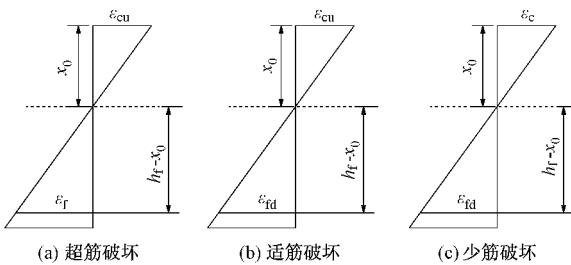


图 2 3 种破坏模式

1.2 构件正截面受弯适筋破坏内力分析

根据构件 2 个受力阶段的分析, 将阶段Ⅰ AFRP 筋作用在整体构件上的预应力 σ_{con} 转化为作用于中性轴的轴力 N_f ($N_f = \sigma_{\text{con}} A_f$, A_f 为受拉 AFRP 筋的横截面

面积) 与结构上弯矩 M_f ($M_f = -\sigma_{\text{con}} A_f e_f$, e_f 为偏心距) 的等效荷载。在阶段Ⅱ受力过程中, 将预应力 AFRP 筋等同为相同位置、相同截面面积且受拉设计应力为 $f_{\text{fd}} - \sigma_{\text{con}}$ 的普通 AFRP 筋。

将受压区混凝土的应力分布按照总压力大小、方向及作用位置不变的原则进行简化, 用等效矩形分布应力代替, 将预应力 AFRP 筋张拉应力进行等效之后, 适筋破坏时构件截面应力-应变关系如图 3 所示。

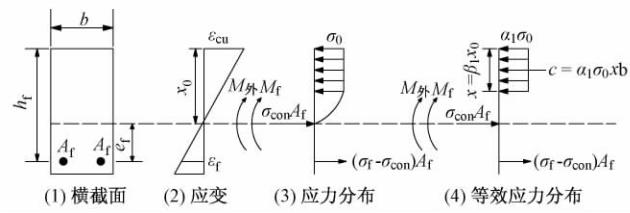


图 3 截面应力-应变关系

根据简化的材料本构模型以及受压区混凝土等效矩形应力图, 若忽略受拉区混凝土的作用, 则预应力 AFRP 筋混凝土构件适筋破坏时, 其抗弯承载力的简化计算公式为

$$\begin{cases} M_u = \sigma_f A_f (h_f - x/2) \\ x = \beta x_0 \\ \sigma_f A_f = \alpha_i f_c b x \\ \sigma_f = \sigma_{\text{con}} + E_f \varepsilon_{\text{II}} \\ \frac{x_0}{h_f} = \frac{\varepsilon_{\text{cu}}}{\varepsilon_{\text{cu}} + \varepsilon_{\text{II}}} \end{cases} \quad (4)$$

式中: M_u 表示极限抗弯承载力; f_c 为混凝土轴心抗拉强度; σ_f 为构件适筋破坏时 AFRP 筋应力; x_0 为混凝土受压区高度; x 为混凝土等效受压区高度; $\varepsilon_{\text{cu}} = 0.0033$; ε_{II} 为预应力 AFRP 筋第Ⅱ受力阶段的应变; h_f 为 AFRP 筋有效受压区高度。

联立上述方程可得

$$\begin{cases} \sigma_f = \sigma_{\text{con}} + \eta_f (\frac{1}{\xi} - 1) f_c \\ x = h_0 \frac{\sigma_f \rho_f}{f_c} \\ \rho_f = A_f / A \end{cases} \quad (5)$$

式中: $\eta_f = E_f / E_c$, E_c 为混凝土的弹性模量; ξ 为相对受压区高度, $\xi = x_0 / h_f$ 。

若为双筋混凝土截面, 则需考虑受压纵筋的作用。

2 预应力 AFRP 筋开裂弯矩的计算

对于预应力 AFRP 筋混凝土结构, 可将构件受弯过程中第 1 条裂缝出现时的弯矩定义为混凝土梁正截

面的开裂弯矩。本文通过正截面应力-应变关系,利用内力平衡的方法计算开裂弯矩。

矩形截面预应力AFRP筋混凝土构件开裂弯矩为

$$M_{cr} = M_c + M_f \quad (6)$$

式中: M_c 为混凝土承担的弯矩,主要由受压区混凝土对中性轴产生的弯矩 M_1 、受拉区混凝土弹性区产生的弯矩 M_2 及受拉区混凝土塑性区产生的弯矩 M_3 组成。

2.1 中性轴高度的确定

采用图1所示的混凝土应力-应变关系,构件在开裂阶段的正截面应力-应变关系如图4所示。

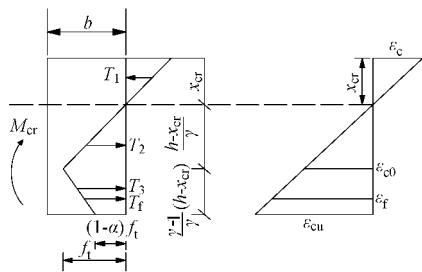


图4 构件正截面应力-应变关系

为简化计算,假定开裂前混凝土受压应力-应变呈线性变化。根据文献[11],构件受压区及受拉弹性区混凝土合力的计算结果如下。

1) 受压区混凝土合力为

$$T_1 = \frac{b\gamma f_t x_{cr}^2}{2(h - x_{cr})} \quad (7)$$

受拉区混凝土弹性部分拉力为

$$T_2 = \frac{bf_t}{2\gamma} (h - x_{cr}) \quad (8)$$

受拉区混凝土塑性部分拉力为

$$T_3 = \frac{bf_t(h - x_{cr})(2 - \alpha)(\gamma - 1)}{2\gamma} \quad (9)$$

式中: $\gamma = \varepsilon_{cu}/\varepsilon_{e0}$; ε_{e0} 为混凝土的峰值拉应变; f_t 为混凝土的抗拉强度, $f_t = 0.26f_{cu}^{2/3}$, f_{cu} 为抗压强度换算值。

2) 预应力AFRP筋的合力计算

预应力AFRP筋拉力为

$$\begin{aligned} T_f &= \sigma_{con}A_f + E_f\varepsilon_{fII}A_f \\ &= \sigma_{con}A_f + \eta_f\gamma f_t A_f \frac{h_f - x_{cr}}{h - x_{cr}} \end{aligned} \quad (10)$$

式中: ε_{fII} 为AFRP筋阶段II发生的拉应变。

由构件内力平衡可知, $T_1 = T_2 + T_3 + T_f$,则中性轴高度为

$$x_{cr} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (11)$$

其中

$$\begin{aligned} A &= \frac{bf_t}{2}\{\gamma - \frac{1}{\gamma}[1 + (2 - \alpha)(\gamma - 1)]\} \\ B &= \frac{bf_t}{\gamma}[1 + (2 - \alpha)(\gamma - 1)] + \\ &\quad \sigma_{con}A_f + \eta_f\gamma f_t A_f \\ C &= -\{\frac{bf_t}{2\gamma}[1 + (2 - \alpha)(\gamma - 1)]h^2 + \\ &\quad \sigma_{con}A_f h + \eta_f\gamma f_t A_f h_f\} \end{aligned}$$

2.2 开裂弯矩的计算

由文献[11]可知,受压区及受拉区混凝土承担的弯矩为

$$\begin{aligned} M_c &= M_1 + M_2 + M_3 \\ &= \frac{bf_t\gamma x_{cr}^3}{3(h - x_{cr})} + \frac{bf_t(h - x_{cr})^2}{3\gamma^2} + \\ &\quad \frac{(3\gamma + 3 - 2\gamma\alpha - \alpha)(\gamma - 1)}{6\gamma^2} \times \\ &\quad bf_t(h - x_{cr})^2 \end{aligned} \quad (12)$$

受拉区预应力AFRP筋承担的弯矩为

$$M_f = T_f(h_f - x_{cr})$$

$$= \sigma_{con}A_f(h_f - x_{cr}) + \frac{\eta_f\gamma f_t A_f}{h - x_{cr}}(h_f - x_{cr})^2 \quad (13)$$

根据文献[12],取 $\alpha = 0.8$, $\gamma = 2$ 。则预应力AFRP筋混凝土构件正截面的开裂弯矩为

$$\begin{aligned} M_{cr} &= M_c + M_f = \frac{2bf_t x_{cr}^3}{3(h - x_{cr})} + \frac{7}{24}bf_t(h - x_{cr})^2 + \\ &\quad \sigma_{con}A_f(h_f - x_{cr}) + \frac{2\eta_f\gamma f_t A_f}{h - x_{cr}}(h_f - x_{cr})^2 \end{aligned} \quad (14)$$

参照文献[12],利用式(7)~式(14)则可求得预应力AFRP筋混凝土构件正截面的开裂弯矩。

3 预应力AFRP筋混凝土构件抗弯性能分析

3.1 构件模型概况

为研究预应力AFRP筋混凝土构件的抗弯性能,设置了5组具有相同整体配筋率的AFRP筋混凝土构件。筋材均按适筋形式进行布置,截面尺寸为1000 mm×150 mm。第1组配置12根 $\phi 12$ 的普通AFRP筋。构件AFRP筋弹性模量 $E_f = 41.5$ MPa,极限抗拉强度 $f_{fd} = 820$ MPa,采用强度等级为C50的混凝土。第2~5组分别配置了6根 $\phi 12$ 的预应力AFRP筋及普通AFRP筋。预应力AFRP筋经过粘砂夹片锚固处理之后,将第2~5组构件张拉应力分别设为50,100,150,200 MPa。第2~5组中采用的AFRP筋的弹性模量、抗拉强度及混凝土弹性模量均与第1组相同。

在不考虑构件预应力损失,同时保证预应力

AFRP 筋与普通 AFRP 筋极限抗拉强度相同的情况下, 对比分析采用预应力 AFRP 筋与普通 AFRP 筋混凝土构件的抗弯性能。构件采用三分点竖向加载, 具体加载方案如图 5 所示。

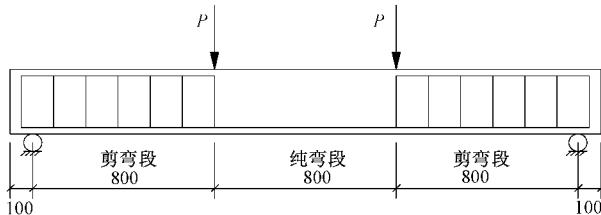


图 5 加载方案(单位: mm)

3.2 试验结果分析

随着预应力 AFRP 筋混凝土构件张拉控制应力 σ_{con} 的变化, 可将构件按 A1, A2, A3, A4, A5 进行编号。同时根据文献 [9] 计算普通 AFRP 筋混凝土构件的抗弯承载力及抗裂弯矩。A2 ~ A5 4 组预应力混凝土构件所对应的抗弯承载力及抗裂弯矩则可由式(5)~式(14)求出, 计算结果见表 1。

表 1 计算的构件承载力

构件 编号	预应力筋 配置	σ_{con} / MPa	M_{er} / (kN·m)	M_u / (kN·m)
A1	0	0	4.35	51.32
A2	6φ12	50	8.21	52.21
A3	6φ12	100	11.94	52.21
A4	6φ12	150	15.83	52.21
A5	6φ12	200	20.46	52.21

由表 1 可知, 当构件中配置的 AFRP 筋弹性模量、极限抗拉强度及截面面积相同时, 预应力 AFRP 筋混凝土构件与普通 AFRP 筋混凝土构件的抗弯承载力基本相同, 张拉控制应力对预应力 AFRP 筋混凝土构件的极限抗弯承载力影响较小。

为研究张拉控制应力对 AFRP 筋混凝土构件抗裂承载力的影响规律, 定义构件抗裂承载力提升百分比 K_d , 其表达式为

$$K_d = (M_{eri} - M_{erl}) / M_{eri} \times 100\% \quad (15)$$

式中: M_{erl} , M_{eri} 为普通 AFRP 筋构件 A1 与预应力 AFRP 筋混凝土构件 A5 对应的结构抗裂承载力; M_{eri} ($i=2,3,4$) 为预应力 AFRP 筋构件 A2 ~ A5 对应的结构抗裂承载力。

不同张拉控制应力 σ_{con} 的预应力 AFRP 筋混凝土构件抗裂承载力提升百分比 K_d 见图 6。

由图 6 可见, 随着预应力 AFRP 筋张拉控制应力的增加, 构件抗裂承载力也随之增大, 有效提高了

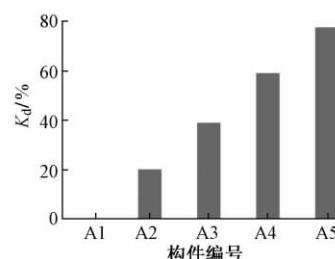


图 6 A1 ~ A5 抗裂承载力提升百分比

AFRP 筋混凝土构件的结构刚度。当张拉控制应力 σ_{con} 接近预应力 AFRP 筋极限抗拉强度的 25% 时, 构件抗裂承载力提升 77.65%。

4 结论

1) 基于平截面假定及内力平衡条件, 推导了预应力 AFRP 筋混凝土构件适筋破坏时构件的抗弯承载力及截面抗裂弯矩的表达式。该式有效反映了构件抗弯性能。

2) 当构件中配置的预应力 AFRP 筋与普通 AFRP 筋弹性模量、极限抗拉强度及截面面积相同时, 张拉控制应力对预应力 AFRP 筋混凝土构件的极限抗弯承载力影响较小。

3) 将预应力 AFRP 筋代替混凝土结构中的普通 AFRP 筋可以有效地提升结构抗裂承载能力。当张拉控制应力接近于预应力 AFRP 筋极限抗拉强度的 25% 时, 构件抗裂承载力提升 77.65%, 有效延迟了截面裂缝开裂时间, 增加了结构的抗弯刚度。

参 考 文 献

- [1]《中国公路学报》编辑部. 中国桥梁工程学术研究综述·2014[J]. 中国公路学报, 2014, 27(5): 1-96.
- [2] MASMOUDI R, THERIAULT M, BENMOKRANE B. Behavior of Concrete Beams Reinforced with Deformed Fiber-reinforced Plastic Rods [J]. ACI Structural Journal, 1998, 95(6): 665-675.
- [3] 薛伟辰, 康清梁. 纤维塑料筋在混凝土结构中的应用 [J]. 工业建筑, 1999, 29(2): 19-21.
- [4] 钱洋. 预应力 AFRP 筋混凝土梁受弯性能试验研究 [D]. 南京: 东南大学, 2004.
- [5] 朱虹, 钱洋. 工程结构用 FRP 筋的力学性能 [J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(3): 26-31.
- [6] NANNI A, BKIS C E, O'NEIL E F, et al. Performance of FRP Tendon-anchor Systems for Prestressed Concrete Structures [J]. PCI Journal, 1996, 41(1): 34-43.
- [7] BENMOKRANE B, CHAALLAL O, MASMOUDI R. Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Reinforcing Bars [J]. ACI Structural Journal, 1996, 93(2): 46-54.

- [8]薛伟辰.新型FRP筋预应力混凝土梁试验研究与有限元分析[J].铁道学报,2003,25(5):103-108.
- [9]薛伟辰,郑乔文,杨雨.FRP筋混凝土梁正截面抗弯承载力设计研究[J].工程力学,2009,26(1):79-85.
- [10]中华人民共和国建设部.GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [11]吴智明,祁皓.GFRP筋混凝土梁抗裂性能理论与试验研究[J].建筑结构,2016,46(4):97-101.
- [12]高丹盈,朱海堂,李趁趁.纤维增强塑料筋混凝土梁正截面抗裂性能的研究[J].水力发电学报,2003,22(4):54-59.

Research on Flexural Behavior of Reinforced Concrete Members with Prestressed AFRP Bars

MA Weigong

(China Railway Northwest Research Institute Co., Ltd., Lanzhou Gansu 730000 China)

Abstract Based on plane section assumption and section internal force equilibrium, the formulas for calculating the flexural capacity and the crack moment of the cross sections of reinforced concrete members with prestressed AFRP (Aramid Fiber Reinforced Plastic) bars were deduced. The flexural behavior of 5 sets of test specimens of reinforced concrete members with prestressed AFRP bars with the same overall reinforcement ratio and different initial tension control stress were compared. The results show that the formulas well describe the stress characteristics of the specimens. The tension control stresses of AFRP bars have little influence on the ultimate flexural capacity of the specimens. The increase of tension control stress can effectively improve the crack resistance bearing capacity of the specimen. When the tension stress is close to the 25% of the AFRP bar ultimate tensile strength, the crack resistance bearing capacity can increase 77.65%, then effectively delaying the section cracking time and improving the structure flexural rigidity.

Key words Concrete member; AFRP bar; Prestress; Flexural behavior; Crack resistance bearing capacity; Flexural rigidity

(责任编辑 李付军)

编写摘要注意事项

- 1) 摘要中应排除本学科领域已成为常识的内容;切忌把应在引言中出现的内容写入摘要;一般也不要对论文内容作诠释和评论(尤其是自我评价)。
- 2) 不得简单重复题名中已有的信息。
- 3) 结构严谨,表达简明,语义确切。先写什么,后写什么,要按逻辑顺序来安排。句子之间要上下连贯,互相呼应。摘要慎用长句,句型力求简单。每句话要表意明白,无空泛、笼统、含混之词。摘要是一篇完整的短文,不分段。
- 4) 用第三人称。建议采用“对……进行了研究”、“报告了……现状”、“进行了……调查”等记述方法标明一次文献的性质和文献主题,不必使用“本文”、“作者”等作为主语。
- 5) 要使用规范化的名词术语,不用非公知公用的符号和术语。新术语或尚无合适汉文术语的,可用原文或译出后加括号注明原文。
- 6) 除了实在无法变通以外,一般不用数学公式,不出现插图、表格。
- 7) 不用引文,除非该文献证实或否定了他人已出版的著作。
- 8) 缩略语、略称、代号,除了相邻专业的读者也能清楚理解的以外,在首次出现时必须加以说明。
- 9) 科技书刊编排时应注意的其他事项,如采用法定计量单位、正确使用语言文字和标点符号等。

文章编号: 1003-1995(2017)07-0064-04

等代层法在隧道开挖计算分析中的应用

高红杰, 何平, 陈峥

(北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘要 针对释放系数法在平面应变有限元中模拟隧道开挖过程的不足, 提出了等代层法。与应力释放法相似, 等代层法可以通过调整等代层弹性模量来模拟隧道开挖过程中围岩应力释放情况。结合重庆凤咀江隧道开挖断面的实测拱顶沉降对三维有限元模型中等代层弹性模量进行反演, 根据反演参数对隧道开挖过程进行正分析, 分析结果与实测结果具有较高的吻合度, 证明了这种方法的可行性。

关键词 铁路隧道; 等代层法; 数值分析; 应力释放; 反演分析; 凤咀江隧道

中图分类号 U455 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.17

1975 年 DAEMEN 教授^[1] 将时空效应概念引入到隧道围岩应变和应力分析中, 自此隧道开挖过程中围岩的时空效应越来越得到重视。

开挖面附近岩体的应力和变形, 一部分是由开挖面向前推移逐步释放荷载引起, 另一部分则是由围岩黏塑性变形随时间增长产生的蠕变引起。文献 [2] 在平面分析中引入释放系数来模拟隧道开挖引起的围岩弹性应力变化, 从此释放系数的概念逐渐被接受; 文献 [3] 依据圣维南原理提出将端面约束用边界附加的支撑力来等效; 文献 [4-5] 分别采用不同的数值模拟方法研究了开挖面推进过程中围岩变形及应力的情况; 文献 [6] 建议在平面应变分析中采用释放系数模拟隧道施工过程; 文献 [7-8] 提出了利用洞壁径向位移释放系数来反映开挖面径向“虚拟支撑力”释放的方法; 文献 [9-11] 将提出的虚拟支撑力法推广为广义虚拟支撑力法。释放系数法通过在不同施工步骤中施加“释放系数”, 将隧道复杂的三维施工过程问题通过二维平面来解决, 使得计算过程大为简化。

释放系数法在平面应变模拟中仍存在不足之处。释放系数法由于真实的应力路径与三维模拟的应力路径不同会影响模拟结果的准确性^[12], 因此, 探索新的有限元计算方法很有必要。

为了更好地解决隧道开挖过程中的时空问题, 本文提出了以“施工变形控制水平”为核心的等代层理论。首先将很多施工过程中受时空效应影响的因素抽

象为施工变形控制水平, 然后再作为一个整体变量等效为隧道模型中具有平均意义的等代层圆环, 化繁为简, 为隧道开挖过程中围岩的应力、应变分析开辟新的思路。

1 等代层理论简介

以“施工变形控制水平”为核心的等代层理论是通过在数值模型中的衬砌与围岩之间增加一层均质等厚的弹性单元来研究不同施工变形控制水平下围岩应力和位移的变化。“施工变形控制水平”具象为有限元模型中衬砌与围岩之间弹性单元的弹性模量, 弹性模量越大施工变形控制程度越高, 弹性模量越小施工变形控制程度越低。

2 有限元分析

2.1 数值模型

数值计算模型以重庆凤咀江隧道为研究对象, 采用有限元弹性平面应变单元进行模拟。围岩的屈服破坏服从 Drucker-Prager 屈服准则。

有限元模型选取里程 DK53 + 120 处断面, 台阶法开挖。模型选取范围: 上部取至隧道顶部以上 30 m, 下部取至隧道底部以下 40 m, 左右边界距离为 60 m。

等代层法是在衬砌与围岩之间增加一层均质等厚的弹性单元, 单元厚度为 20 cm, 见图 1(a)。而应力释放法则通过在开挖面上施加相应比例的应力荷载来释放部分围岩应力, 见图 1(b)。

2.2 计算参数

隧道围岩材料特性按均质弹塑性平面单元考虑, 等代层单元按弹性单元考虑, 支护结构中钢拱架和钢筋网的支护作用均采用等效法模拟, 即将钢拱架和钢

收稿日期: 2017-01-20; 修回日期: 2017-04-20

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金(2016YJS094); 国家自然科学基金(51178026)

作者简介: 高红杰(1990—), 男, 博士研究生。

E-mail: 16115293@bjtu.edu.cn

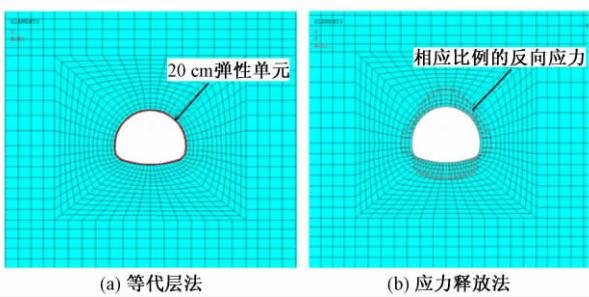


图1 有限元模型

筋网的弹性模量折算入混凝土。

支护结构采用弹性梁单元 Beam 3 模拟。围岩和支护结构参数见表 1。

表1 围岩和支护结构参数

围岩和 支护结构	单元 类型	弹性模 量/GPa	泊松 比	密度 / (kg/m ³)	黏聚力 / kPa	内摩擦 角/(°)
Ⅲ级围岩	Plane42	0.80	0.30	2 300	700	40
Ⅳ级围岩	Plane42	0.30	0.35	2 000	300	30
衬砌	Beam 3	23	0.20	2 200		
锚杆	Link 1	210	0.25	7 700		

2.3 计算思路和计算工况

对于拱顶沉降,弹性模量要比其它参数更为敏感^[13]。同时,由于拱顶沉降为隧道开挖过程中“施工变形控制水平”最直观的指标,因此弹性模量成为等代层法唯一的控制变量。等代层厚度取 20 cm,泊松比取 0.35。Ⅲ级、Ⅳ级围岩等代层重度分别取 23,20 kN/m³。Ⅲ级、Ⅳ级围岩等代层法工况不同,分别见表 2、表 3。Ⅲ级、Ⅳ级围岩应力释放法工况相同,见表 4。

表2 等代层法工况(Ⅲ级围岩)

工况	弹性模量/Pa	工况	弹性模量/Pa
1	8.0×10^3	8	6.0×10^6
2	4.0×10^4	9	8.0×10^6
3	8.0×10^4	10	1.0×10^7
4	4.0×10^5	11	1.2×10^7
5	8.0×10^5	12	2.0×10^7
6	2.0×10^6	13	3.0×10^7
7	4.0×10^6	14	4.0×10^7

表3 等代层法工况(Ⅳ级围岩)

工况	弹性模量/Pa	工况	弹性模量/Pa
1	3.0×10^4	8	3.0×10^6
2	7.0×10^4	9	6.0×10^6
3	3.0×10^5	10	5.0×10^7
4	5.0×10^5	11	6.0×10^7
5	7.0×10^5	12	7.0×10^7
6	1.0×10^6	13	8.0×10^7
7	2.0×10^6	14	9.0×10^7

表4 应力释放法工况

工况	应力释放率/%	工况	应力释放率/%
1	10	9	60
2	20	10	65
3	30	11	70
4	35	12	75
5	40	13	80
6	45	14	85
7	50	15	90
8	55	16	95

2.4 计算结果及分析

利用平面有限元按照不同围岩等级下等代层法的 14 种工况和应力释放法的 16 种工况进行模拟开挖,提取拱顶同一位置处的沉降和竖向应力。

2.4.1 拱顶沉降

图 2 为Ⅲ,Ⅳ级围岩等代层法与应力释放法模拟开挖时拱顶沉降对比。可见,采用等代层法模拟时隧道拱顶沉降随着等代层弹性模量增大而减小;采用应力释放法模拟时隧道拱顶沉降随着应力释放率的增大而增大,两者近似于线性相关。

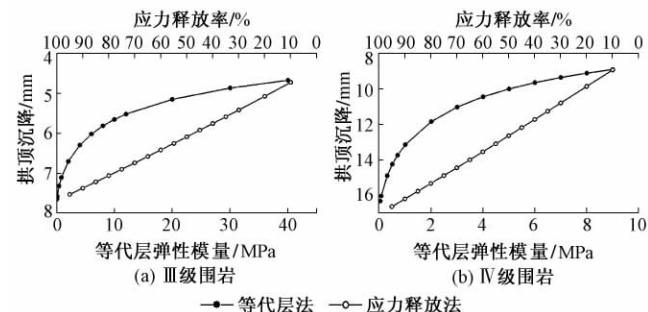


图2 等代层法与应力释放法模拟开挖时拱顶沉降对比

同一级别围岩下 2 种方法拱顶沉降范围差异不大,而开挖过程中的应力释放是通过位移释放来实现的,这也有力地验证了等代层法在考虑围岩应力释放方面的适用性。

2.4.2 拱顶竖向应力

图 3 为Ⅲ,Ⅳ级围岩等代层法与应力释放法拱顶沉降与竖向应力的关系。计算模型中提取的拱顶竖向应力均为压应力。

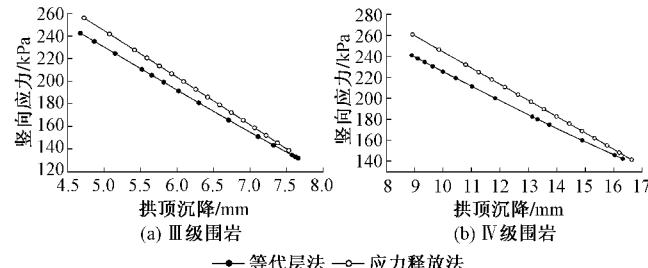


图3 等代层法与应力释放法拱顶沉降与竖向应力关系

由图3可知:不同级别围岩下拱顶围岩的竖向应力随着拱顶沉降的增大而减小、等代层法和应力释放法的拱顶沉降与竖向应力均成线性关系,且2条直线吻合度较高,说明通过改变等代层的弹性模量可以模拟不同等级围岩的不同应力释放水平。

3 等代层法在隧道位移反分析中的应用

目前通过等代层理论进行工程力学分析的最大障碍是数值模型中等代层弹性模量难以准确确定。通过现场施工监测得到的岩体位移,反演数值模型中的等代层弹性模量,再利用反演参数进行正分析,预测后续施工步的位移和应力,修正设计、指导施工。等代层法位移反分析是一种具有重要现实意义的分析方法。以下用具体工程来说明。

3.1 工程概况

重庆凤咀江隧道位于凤咀江右岸低山岩溶槽谷丘包上,进口里程为DK52+843,出口里程为DK53+422,埋深大部分约11.5 m,最大达到23 m,围岩等级为V级。拟建隧道浅埋下穿南川到綦江的高速公路,故隧道工程地质条件较差。

3.2 凤咀江隧道等代层参数反演

采用含有等代层的模型进行反演,等代层取洞周20 cm的区域。对凤咀江隧道DK53+190断面(上覆土厚度13 m),利用最终的拱顶沉降值反演等代层弹性模量。经反演得到等代层弹性模量为50 kPa。按照反演正算理论,利用含有等代层的三维有限元计算模型对其他施工步进行位移预测。三维有限元计算模型见图4。围岩及支护结构参数如表5。

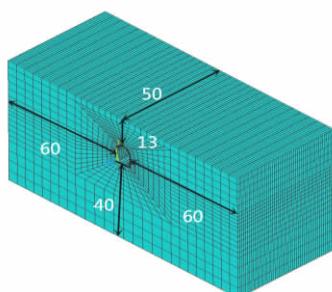


图4 三维有限元计算模型(单位:m)

表5 围岩及支护结构参数

围岩及 支护结构	单元 类型	弹性模量/ GPa	泊松 比	密度/ (kg/m ³)	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/(°)
V级围岩	Solid45	0.18	0.35	1 950	200	23
衬砌	Solid45	23	0.35	2 200		
锚杆	Beam3	210	0.32	7 700		
等代层	Solid45	5×10^{-4}	0.35	1 950		

按照施工步骤,根据正分析计算,得出三维有限元计算模型中DK53+190处断面拱顶位移数据。对比拱顶沉降的实测值与计算值(见图5)可知,两者变化趋势基本一致,证明了反演的等代层弹性模量(50 kPa)具有一定的合理性。因此,可采用该三维计算模型对凤咀江隧道其它断面的位移和应力进行预测和分析,从而修正设计、指导施工。

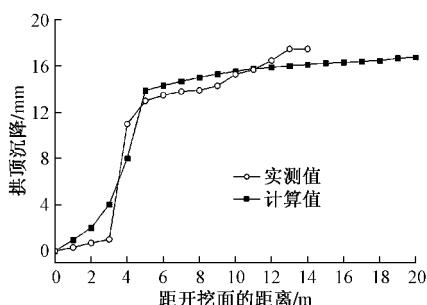


图5 拱顶沉降的实测值与计算值对比

4 结论

通过等代层法与应力释放法在平面应变有限元中的对比及其在隧道位移反分析中的实际应用,证明了等代层法的合理性和适用性。得出如下结论:

1) 等代层法具有计算简化、适用性强的特点。

2) 与应力释放法相似,等代层法可以通过调整等代层弹性模量来模拟隧道开挖过程中围岩应力的释放情况。

3) 通过凤咀江隧道开挖断面的实测值对三维有限元模型中等代层弹性模量进行反演,根据反演参数对隧道开挖过程进行正分析。计算值与实测值具有较高的吻合度,证明了该方法可行。

参 考 文 献

- [1] DAEMEN J J. Tunnel Support Loading Caused by Rock Failure [R]. Omaha: Geology, Soils, and Materials Branch, Missouri River Division, Corps of Engineering, 1975.
- [2] PANET M. Time-Dependent Deformations in Underground Works [C] //Proceedings of the 4th International Society for Rock Mechanics Congress. Montreux, Switzerland: International Society for Rock Mechanics, 1979.
- [3] SULEM J, PANET M, GUENOT A. Closure Analysis in Deep Tunnels [J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1987, 24 (3): 145-154.
- [4] PELLI F, KAISER P K, MORGERNSTERN N R. Three-dimensional Simulation of Rock Liner Interaction near Tunnel Face [C] //Proceedings of the 2nd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. Ghent [s. n.], 1986.

- 359-368.
- [5] SWOBODA G, MERTZ W, SCHMID A. Three-dimensional Numerical Model to Simulate Tunnel Excavation [C] // Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Models in Geomechanics. Niagara Falls [s. n.], 1989: 536-548.
- [6] 于学馥. 地下工程围岩稳定分析 [M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1983.
- [7] 朱维申, 朱家桥, 代冠一, 等. 考虑时空效应的地下洞室变形观测及反分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 1989, 8(4): 346-353.
- [8] 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, 1996.
- [9] 孙钧. 岩土材料流变及其工程应用 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999: 532-535.
- [10] 朱合华. 隧洞掘进面时空效应的研究进展——兼论边界单元法的工程应用 [C] // 中国土木工程学会首届全国岩土工程博士学术讨论会论文集. 上海: 中国土木工程学会, 1990.
- [11] 朱合华, 杨林德. 天荒坪抽水蓄能电站地下厂房试验洞掘进面空间效应分析 [J]. 工程勘察, 1994(3): 1-6.
- [12] 张传庆, 冯夏庭, 周辉, 等. 应力释放法在隧洞开挖模拟中若干问题的研究 [J]. 岩土力学, 2008, 29(5): 1174-1180.
- [13] 王辉, 陈卫忠. 嘎隆拉隧道围岩力学参数对变形的敏感性分析 [J]. 岩土工程学报, 2012, 34(8): 1548-1553.

Application of Equivalent Circle Zone Method in Calculation Analysis of Tunnel Excavation

GAO Hongjie, HE Ping, CHEN Zheng

(School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract According to the shortcomings of release coefficient method simulating tunnel excavation process by plane strain finite element method, the equivalent circle zone method was put forward, which could simulate the stress release of surrounding rock in tunnel excavation by adjusting elastic modulus of equivalent circle zone similar to the stress release method. Combing with the measured vault settlement of Fengjuijiang tunnel excavation section in Chongqing, the inversion analysis was carried out for the elastic modulus of the equivalent circle zone in three dimensional finite element model and the positive analysis was made for tunnel excavation process according to inversion parameters. The analytical results are in good agreement with the measured ones and the feasibility of this method is proved in this paper.

Key words Railway tunnel; Equivalent circle zone method; Numerical analysis; Stress release; Inversion analysis; Fengjuijiang tunnel

(责任编辑 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0068-04

橡胶垫对隧道衬砌管片接触特性的影响试验研究

张振宇^{1,2}, 贾长恒^{1,2}, 李豪杰^{1,2}, 冯吉利^{1,2}

(1. 中国矿业大学(北京) 深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 北京 100083; 2. 中国矿业大学(北京) 力学与建筑工程学院, 北京 100083)

摘要 利用粘贴有橡胶垫的混凝土试件来模拟管片和橡胶垫, 通过直剪试验分析了橡胶垫对隧道衬砌管片接触特性的影响。试验结果表明: 混凝土与混凝土直接接触时剪切应力随剪切位移变化过程可分为弹性、塑性硬化和理想塑性变形3个阶段; 混凝土试件粘贴橡胶垫后, 接触面出现明显的软化变形阶段, 橡胶垫在混凝土之间起到良好的缓冲作用, 可以释放应力, 延缓管片的失稳破坏过程。采用Archard非线性摩擦幂次准则描述了两种接触条件下接触面剪切峰值应力与轴向应力的关系, 为类似接触问题剪切峰值应力的预估提供依据。

关键词 地铁; 接触特性; 试验研究; 橡胶垫; 隧道衬砌管片; 应变软化

中图分类号 U451⁺.4 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.18

接触摩擦在工程实际中普遍存在, 正确分析接触面受力变形机理、剪切破坏发生位置、接触面应力-应变关系、载荷传递过程等, 对于科学描述含接触面工程问题是十分重要的^[1]。国内外许多学者对工程中的接触摩擦问题进行了相关研究。韩国城等^[2]通过直剪试验研究了混凝土防渗墙与砂之间接触面的剪切特性。刘学增等^[3]通过直剪试验分析了上海典型土层与混凝土相互作用时切向位移-应力关系。周小文等^[4]利用大型叠环式单剪仪, 对混凝土面板与砾石垫层间接触面的力学特性进行了试验研究。MAITRA等^[5]通过试验研究了典型混凝土路面混凝土板与路基在不同接触条件下的接触摩擦响应。张国栋等^[6]利用大型直剪仪和单剪切仪对土石混合体与混凝土接触面力学性能进行了试验研究。JIANG等^[7]研究了加固沟槽中新旧混凝土接触面的剪切摩擦特性。

隧道衬砌管片通常由预制的钢筋混凝土块体拼装组成, 管片块体与块体之间存在径向接头、环与环之间存在环间接头^[8]。在隧道开挖和运营过程中, 外荷载作用下径向和环间接头处管片块体间产生接触摩擦。此外, 径向和环间接头处管片块体上均带有传力橡胶垫, 其对隧道衬砌管片径向和环间接头处管片的受力变形有重要影响^[9-10]。

但橡胶垫对管片接头处的接触摩擦影响仍不十分

清楚, 并且对此的相关研究也较少。本文采用带有橡胶垫的混凝土试件来模拟隧道衬砌管片和橡胶垫, 通过直剪试验研究带有橡胶垫层混凝土接触面的力学性能, 采用Archard非线性摩擦幂次准则描述剪切峰值应力与轴向应力的关系, 分析橡胶垫对管片块体间接触特性的影响, 为隧道衬砌管片接头的计算分析提供科学依据。

1 直剪试验

1.1 试验仪器

试验仪器主要由加载装置和剪切盒组成。加载装置采用深部岩土力学与地下工程国家重点实验室的岩石非线性力学试验系统(见图1)。剪切盒由上下2部分组成, 内部尺寸均为110 mm×110 mm×50 mm。试验过程中将试件放入剪切盒内, 并通过安放薄钢板将试件固定。

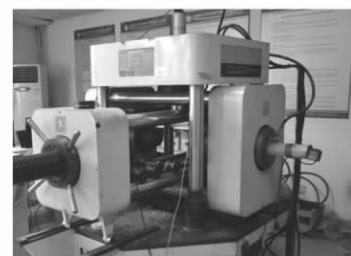


图1 试验加载装置

1.2 试验方案

根据盾构隧道的使用运营条件, 试验在2种不同接触条件下进行: ①混凝土试件直接接触(以下简称

收稿日期: 2016-11-10; 修回日期: 2017-04-20

基金项目: 国家自然科学基金委与神华集团联合资助(U1261212)

作者简介: 张振宇(1989—), 男, 博士研究生。

E-mail: zhangzhenyu891011@163.com

接触条件1);②混凝土试件贴有橡胶垫,试验时橡胶垫直接接触(以下简称为接触条件2)。为研究轴向应力对不同接触条件下接触面剪切性能的影响,对每种接触条件均采用8种不同轴向应力进行剪切试验。轴向应力分别取1.5,2.5,4,7,10,13,17,21 MPa。

1.3 试样制备

试件主要由混凝土块体和橡胶垫组成。混凝土块体参照盾构隧道混凝土管片的配比要求浇筑制作,尺寸为100 mm×100 mm×50 mm(误差±1 mm),强度等级为C50。混凝土试件见图2(a)。

在盾构隧道中为了防止盾构机千斤顶与管片、管片块体与块体直接接触,通常会在环与环之间、管片块体与块体之间粘贴橡胶垫。盾构隧道管片中常用的传力橡胶垫为不可压缩超弹性材料,厚度为2 mm。试验中橡胶垫尺寸与混凝土表面尺寸相同,为100 mm×100 mm(误差±1 mm)。贴有橡胶垫的混凝土试件见图2(b)。

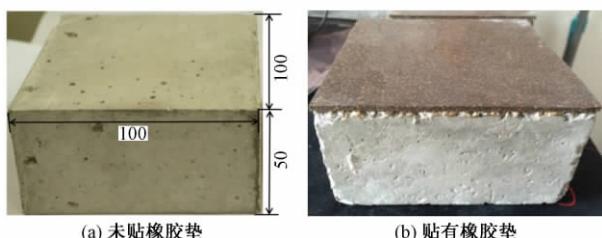


图2 混凝土试件(单位:mm)

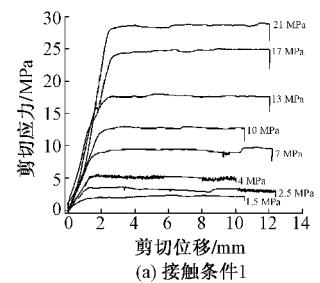
1.4 试验过程

试验过程中通过荷载控制保持轴向应力不变,在切向通过施加位移荷载使试件产生剪切作用。直剪试验步骤:①将试样装入剪切盒内,通过安放薄钢板固定试件;②分别在竖向和水平方向施加2 kN荷载,使剪切盒与加载设备充分接触,保载2 min;③轴向加载,加载速率为0.5 kN/s,加载完成后,保载3 min;④水平方向加载,加载速率为0.02 mm/s,当水平位移达到10~12 mm时,结束加载;⑤卸载,记录试件之间的相对错动、接触面处的试件破损形式等,然后取出试件,结束试验;⑥改变轴向应力条件,重复①—⑤进行剪切试验。

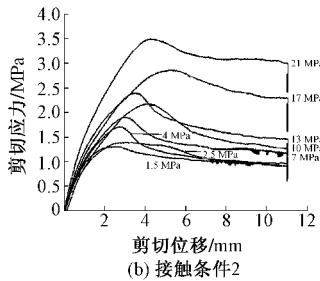
2 试验结果与分析

2.1 剪切应力与剪切位移

不同轴向应力下试件剪切应力与剪切位移关系曲线见图3。可见:在相同接触条件下,不同轴向应力下剪切应力与剪切位移关系曲线形式基本相同。当混凝土与混凝土直接接触时,在试验设计的剪切范围内剪切应力随剪切位移的变化过程可分为弹性、塑性硬化



(a) 接触条件1



(b) 接触条件2

图3 不同轴向应力下试件剪切应力与剪切位移关系曲线

和理想塑性变形3个阶段。而当混凝土试件贴有橡胶垫时,由于橡胶垫为超弹性材料,具有较好的延展性,在剪切过程中会产生较大塑性变形,剪切应力随剪切位移变化过程中出现应变软化变形阶段。

接触条件2时由于试件均由混凝土块体和橡胶垫粘贴而成,粘结质量受人为因素影响,在试验过程中橡胶垫与混凝土块体之间可能出现相对错动,使得试验结果出现离散,如轴向应力为10 MPa工况。

接触条件1时各种轴向应力下剪切应力达到峰值时的剪切位移为1~3 mm。而基于橡胶垫的特性,接触条件2时剪切应力达到峰值时的剪切位移要比接触条件1时大,即剪切过程中的塑性变形阶段更长。

2.2 剪切峰值应力

分别提取2种接触条件下的试验结果进行分析,见表1。在2种接触条件下,剪切峰值应力均随着轴向应力的增加而增大。但在同一轴向应力条件下,当混凝土试件贴有橡胶垫时,剪切峰值应力明显小于未粘贴橡胶垫时。这主要是由于橡胶垫接触面相对光

表1 2种接触条件下的试验结果

轴向应力/ MPa	接触条件1 峰值应力/ MPa	接触条件2		
		峰值应力/ MPa	残余应力/ MPa	残余应力与峰 值应力比/%
1.5	1.70	1.30	0.91	70.26
2.5	3.57	1.40	0.78	55.79
4	5.54	1.71	0.74	43.28
7	8.99	1.90	1.16	61.05
10	13.27	2.18	1.26	57.85
13	17.91	2.40	1.46	60.89
17	23.25	2.85	1.90	66.58
21	28.65	3.50	3.06	87.48

滑,抗剪强度相对较小;而混凝土与混凝土表面直接接触时,在轴向应力作用下接触面具有较高抗剪强度,使得剪切过程中的剪切峰值应力较大。

在对岩石、混凝土等材料的强度特性研究中,通常采用破坏模型来描述剪切峰值应力与轴向应力的关系。相关研究^[11]表明,只要轴向应力取值范围足够大,二者通常呈非线性关系。试验中剪切峰值应力随轴向应力的增大而增大。Archard 非线性摩擦幂次准则^[12]描述了剪切峰值应力 τ_p 与轴向应力 σ_n 的关系,见下式。

$$\tau_p = k\sigma_n^m$$

式中: k 和 m 均为常数,通常由室内试验测定。

根据 Archard 非线性摩擦幂次准则对不同接触条件下剪切峰值应力和轴向应力的关系进行了拟合,拟合曲线见图 4。计算得出接触条件 1 时常数 k, m 分别为 0.94, 0.40, 接触条件 2 时 k 和 m 分别为 1.29 和 1.02, 可用于预估相似接触问题的剪切峰值应力。

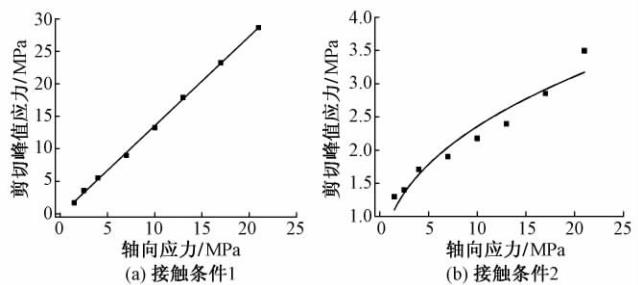


图 4 剪切峰值应力与轴向应力拟合曲线

2.3 残余应力

由图 3、表 1 可见:当混凝土与混凝土直接接触时,剪切应力达到峰值后,随着剪切位移的增加,剪切应力变化很小;而当混凝土试件贴有橡胶垫时,剪切应力达到峰值后,剪切应力值开始逐渐减小,最终基本保持不变。不同轴向应力条件下,剪切残余应力与剪切峰值应力比大多在 55% ~ 70%。轴向应力为 21 MPa 时,剪切残余应力与剪切峰值应力比达到 87%。这主要由于在较大轴向应力条件下橡胶垫产生较大的压缩变形,剪切过程中产生的应变软化特性,致使剪切残余应力较大。

混凝土与混凝土直接接触时,二者产生相对错动后,接触面处仍处于较高的应力状态,可能会出现应力集中现象。并且混凝土属于脆性材料,当局部应力值超过混凝土强度时会产生裂纹,甚至产生局部破坏,从而对结构稳定性构成威胁。工程中应尽量避免混凝土结构与刚度较大介质(如钢铁、混凝土、花岗岩等)直接接触。橡胶垫尽管很薄,但是其为典型的柔性材料,在混凝土之间起到良好的缓冲作用。接触面会伴有明

显的软化变形,因此隧道衬砌管片接头处的橡胶垫可以释放应力,延缓管片的失稳破坏过程。

3 结论

1) 混凝土与混凝土直接接触时,剪切应力随剪切位移变化过程可分为弹性、塑性硬化和理想塑性变形 3 个阶段;当混凝土试件贴有橡胶垫后,基于橡胶垫的材料特性,在剪切应力随剪切位移的变化过程中接触面出现软化变形阶段。

2) 采用 Archard 非线性摩擦幂次准则描述了两种接触条件下接触面剪切峰值应力与轴向应力的关系,为类似接触问题剪切峰值应力的预估提供依据。

3) 橡胶垫在混凝土之间起到良好的缓冲作用,接触面会伴有明显的软化变形,可以释放应力集中,延缓管片的失稳破坏过程。

参 考 文 献

- [1] 瓦伦丁 L. 波波夫. 接触力学与摩擦学的原理及其应用 [M]. 李强, 缪建斌, 译. 北京: 清华大学出版社, 2011.
- [2] 韩国城, 邵龙潭. 混凝土防渗墙与砂之间静力剪切特性试验研究 [J]. 岩土工程学报, 1994, 16(3): 112~115.
- [3] 刘学增, 朱合华. 上海典型土层与混凝土接触特性的试验研究 [J]. 同济大学学报(自然科学版), 2004, 32(5): 601~606.
- [4] 周小文, 龚壁卫, 丁红顺, 等. 砂石垫层-混凝土接触面力学特性单剪试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 876~880.
- [5] MAITRA S R, REDDY K S, RAMACHANDRA L S. Experimental Evaluation of Interface Friction and Study of its Influence on Concrete Pavement Response [J]. Journal of Transportation Engineering, 2009, 135(8): 563~571.
- [6] 张国栋, 罗雯, 杜鹏. 三峡库区典型土石混合体与混凝土接触面大型剪切试验研究 [J]. 水利水电技术, 2014, 45(8): 149~152.
- [7] JIANG H, FANG Z, MA Z J, et al. Shear-Friction Behavior of Groove Interface in Concrete Bridge Rehabilitation [J]. Journal of Bridge Engineering, 2016, 21(11): 1~15.
- [8] 张凤祥. 盾构隧道 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [9] 钟小春. 盾构隧道管片接头弯曲刚度计算及影响因素分析 [J]. 现代隧道技术, 2007, 44(5): 42~45.
- [10] 张建刚, 何川. 不同承压衬垫的管片接头力学性能分析 [J]. 铁道学报, 2013, 35(12): 101~105.
- [11] MA Y. Constitutive Modeling of Joints and Interfaces by Using Disturbed State Concept [D]. Tucson: The University of Arizona, 1990.
- [12] ARCHARD J F. Elastic Deformation and the Laws of Friction [J]. Proceedings of the Royal Society A Mathematical Physical and Engineering Sciences, 1957, 243(3): 190~205.

(下转第 80 页)

文章编号:1003-1995(2017)07-0071-03

浅埋软岩隧道围岩变形的分形结构分析

徐奎¹,朱陈²,于洋²

(1. 中铁四局集团第一工程有限公司,安徽 合肥 230041; 2. 华东交通大学 江西省岩土工程基础设施安全与控制重点实验室,江西 南昌 330013)

摘要 运用分形理论,对湖南省张家界市长茂山铁路隧道开挖过程中围岩的变形特征进行了分析。结果表明:软岩隧道围岩变形在时间上具有分形特征,并且表现出很好的自相似性;在相同埋深条件下隧道拱顶变形量的时间分形维数最大,拱肩次之,边墙最小;当隧道埋深≤14 m时隧道拱顶变形量的时间分形维数具有随埋深的增大而线性增加的趋势;当埋深>14 m时隧道拱顶变形量的时间分形维数趋于稳定,受埋深的影响很小。

关键词 铁路隧道;分形特征;理论分析;隧道围岩;时间分形维数;变形量

中图分类号 U451⁺.2 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.19

随着我国公路、铁路等交通工程建设技术的迅速发展,施工中越来越多地受到环境因素、地质条件等因素的影响,断面开挖亦面临着区域性塌方、大规模突水涌泥、软岩大变形侵限等风险^[1-3]。隧道施工过程中围岩应力调整及能量释放过程非常复杂。不同开挖方式及支护方法下隧道开挖过程中遇到的问题亦不同,软岩隧道施工过程中围岩的稳定性及变性特征已成为隧道建设过程中面临的关键性问题^[4-7]。

1975年美国数学家 MANDELBROT^[8]创立了分形理论。目前,分形理论已经被广泛地运用于岩土工程领域,解决了许多传统理论无法解决的问题^[9-10]。对于隧道开挖过程中围岩变形的研究很多,但运用分形理论对于浅埋隧道开挖过程围岩变形的研究却鲜有报道。本文以长茂山铁路隧道开挖为工程背景,基于分形理论对不同断面位置、埋深条件下隧道开挖过程中围岩的变形过程进行分析,以期为浅埋软岩隧道施工过程中由变形引发的风险控制提供科学依据。

1 工程概述

长茂山隧道位于湖南省张家界市黔张常铁路站前工程QZCZQ-7标段,全隧道长约1 882 m,隧道开挖最大跨度12.7 m,隧道埋深为8~26 m。隧道沿线主要出露的岩性为页岩,围岩变形特征明显(见图1),工点

收稿日期:2017-01-20;修回日期:2017-04-20

基金项目:国家自然科学基金(51509092);江西省自然科学基金(2016BAB216141)

作者简介:徐奎(1979—),男,高级工程师。

E-mail:710139240@qq.com

范围内无断层构造,隧址区内地下水丰富,正常涌水量3 681 m³/d,最大涌水量11 043 m³/d。

隧道采用钻爆法开挖,分上、中、下三台阶进行开挖(每天爆破2~3次,每次爆破进尺2.0~2.5 m)。台阶法施工横断面见图2。本文主要针对该隧道上台阶开挖过程中的拱顶、拱肩及中台阶开挖过程中两边墙的位移进行监测分析。围岩位移监测以拱顶沉降和边墙水平收敛为主要控制参数。



图1 隧洞内围岩变形

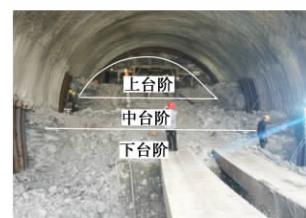


图2 台阶法施工横断面

2 隧道开挖过程中围岩变形量的时间分形特征

2.1 时间分形维数计算方法

分形理论是分形几何学的重要理论,是用来描述分形几何体复杂结构的核心工具。围岩变形的变化过程具有连续性等特征,分形维数可以对分形结构的自相似、不规则以及破碎程度进行定量描述。常见的分形维数主要有相似维数、几何维数、容量维数、信息维数等。本文在研究隧道围岩变形时,引入了相似维数的概念。建立计算方程

$$D = \lim_{t \rightarrow T} \frac{\lg \varepsilon_t}{\lg t} \quad (1)$$

式中: D 为直线斜率; T 为位移监测总时间; t 为 T 时间范围内的间隔 ($t \leq T$); ε_t 为 t 时间范围内的应变值。

根据公式(1)在位移监测总时间范围内选取不同时间间隔 t 值, 以 $\lg t$ 为横坐标, 以其相应应变值 ε_t 为纵坐标进行线性拟合, 如果拟合直线具有很高的自相似性, 那么隧道围岩变形量在时间上就具有分形特征。同时, 所求得的直线斜率 D 值为变形量的时间分形维数。

2.2 不同位置的分形特征

在长茂山隧道最小埋深 8 m 条件下, 对拱顶处的位移监测时间间隔 t 及相应的应变值 ε_t 进行线性拟合, 结果见图 3。 $\lg t$ 与 $\lg \varepsilon_t$ 之间表现出良好的线性关系, 其自相似系数 R^2 为 0.986 9。因此, 隧道围岩变形量 ε 在时间上是具有分形特征的。

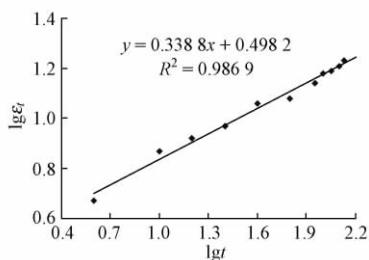


图 3 8 m 埋深条件下拱顶变形量分形维数拟合

长茂山隧道最小埋深(8 m)及最大埋深(26 m)条件下不同监测点变形量的时间分形维数见图 4。可以看出:①拱顶变形量的时间分形维数最大、拱肩次之、边墙最小;②相同监测位置、不同埋深条件下变形量的时间分形维数有所不同, 26 m 埋深处变形量的时间分形维数大于 8 m 埋深处。时间分形维数表述的是变形量在时间上的分布特征, 隧道开挖后围岩的蠕变特征越明显, 变形量的时间分形维数越大。在相同埋深条件下, 隧道拱顶处围岩由于重力作用所产生的拉应力导致应力集中现象明显; 同时 26 m 埋深条件下围岩应力大于 8 m 埋深处, 因此其围岩蠕变效应更加显著。

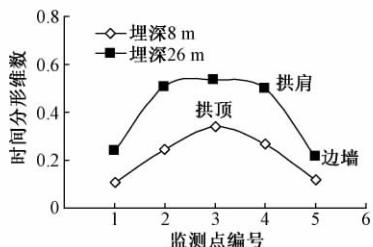


图 4 不同监测点变形量的时间分形维数

2.3 不同埋深条件下的分形特征

围岩在不均匀变形或不均匀受力过程中, 将会形

成压力拱。在隧道开挖过程中, 隧道上方的岩体在失去了隧道原有岩体的支撑情况下, 其自重荷载通过压力拱传递到周围介质中。随着隧道埋深的增加压力拱逐渐发展和稳定。

当隧道埋深较浅时, 只有隧道上方的部分岩体封闭形成压力拱, 岩体的自承载能力尚未充分发挥, 此时可按隧道上方岩体自重来计算围岩压力; 当隧道埋深较深时, 土体已充分发挥了其自承载能力, 隧道的开挖过程对地表的影响随埋深的增大而减小。

隧道拱顶变形量的时间分形维数与埋深的关系见图 5。可以看出, 当隧道埋深 ≤ 14 m 时, 变形量的时间分形维数具有随着埋深的增加而显著增大的趋势(从 8 m 埋深条件下的时间分形维数 0.34 增大到 14 m 埋深条件下的 0.53)。这是因为随着埋深增加, 隧道开挖过程中的围岩应力不断增加, 隧道上方的部分岩体封闭形成压力拱, 岩体的自承载能力尚未充分发挥, 隧道拱顶变形量的时间分形维数变大。当隧道埋深 > 14 m 时隧道拱顶变形量的时间分形维数变化不明显(主要在 0.50 ~ 0.55 上下浮动)。这是因为当隧道埋深达到界限埋深时, 由于围岩压力拱的形成, 即使其埋深进一步增加, 隧道拱顶变形量的时间分形维数也相对稳定。

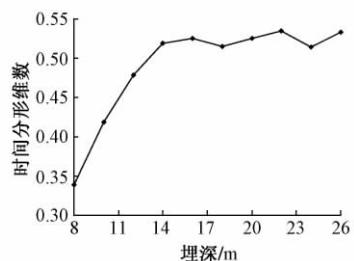


图 5 隧道拱顶变形量的时间分形维数与埋深的关系

根据《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2005) 中隧道的深浅埋界限埋深 H_p 为 2 ~ 2.5 倍荷载等效高度 h_q 。对单洞隧道, 深浅埋界限埋深的计算公式为

$$H_p = (2 \sim 2.5) h_q \quad (2)$$

通过计算得到 h_q 为 4.89 m, H_p 为 9.78 ~ 12.25 m。这一计算结果对上述观点进行了证实。公式计算结果与分形计算得出的 14 m 有所差异, 这是由于受到施工条件及其他因素(结构面、地下水及施工方案等)影响所致。

3 结论

本文基于分形理论, 对长茂山浅埋软岩隧道开挖过程中围岩的变形特征进行了分析, 得出以下结论:

1) 软岩隧道围岩变形量在时间上具有分形特征, 并且表现出很好的自相似性。

2) 在相同埋深条件下,隧道拱顶变形量的时间分形维数最大、拱肩次之、边墙最小。

3) 当隧道埋深 ≤ 14 m时,隧道拱顶变形量的时间分形维数具有随着埋深的增加而线性增大的趋势;当埋深 > 14 m时,隧道拱顶变形量的时间分形维数趋于稳定,受埋深的影响很小。

参 考 文 献

- [1] 陈孟乔,杨广武.新建地铁车站近距离穿越既有地铁隧道的变形控制[J].中国铁道科学,2011,32(4):53-59.
- [2] ATTEWELL P B, YEATES J, SELBY A R. Soil Movements Induced by Tunnelling and Their Effects on Pipelines and Structures [M]. Glasgow: Blackie, 1986: 10-50.
- [3] MAIR R J, TAYLOR R N, BRACEGIRDLE A. Subsurface Settlement Profiles Above Tunnels in Clays [J]. Geotechnique, 1993, 43(2): 315-320.
- [4] 王如路.上海软土地铁隧道变形影响因素及变形特征分析 [J]. 地下工程与隧道, 2009(1): 1-6.
- [5] SHARMA J S, HEFNY A M, ZHAO J, et al. Effect of Large Excavation on Deformation of Adjacent MRT Tunnels [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16: 93-98.
- [6] 龚建伍,夏才初,朱合华,等.鹤上大断面小净距隧道施工方案优化分析[J].岩土力学,2009,30(1):236-240.
- [7] MARTA D. Tunnel Complex Unloaded by a Deep Excavation [J]. Computers and Geotechnics, 2001, 28: 469-493.
- [8] MANDELBROT B B. The Fractal Geometry of Nature [M]. New York: Macmillan Publishers, 1982: 14-27.
- [9] 于洋,冯夏庭,陈炳瑞,等.深埋隧洞不同开挖方式下即发型岩爆微震信息特征及能量分形研究[J].岩土力学,2013,34(9):2622-2628.
- [10] FENG X T, STEO M. A New Method of Modeling the Rock-Microfracturing Process in Double Torsion Experiments Using Neural Networks [J]. International Journal of Analytic and Numerical Methods in Geomechanics, 1999, 23(4): 905-923.

Fractal Structure Analysis for Surrounding Rock Deformation of Shallow-buried Soft Rock Tunnel

XU Kui¹, ZHU Chen², YU Yang²

(1. The First Engineering Co., Ltd. of China Railway 4th Bureau Group, Hefei Anhui 230041, China; 2. Jiangxi Key Laboratory of Geotechnical Engineering Infrastructure Security and Control, East China Jiaotong University, Nanchang Jiangxi 330013, China)

Abstract The deformation characteristics of surrounding rock during the tunnel excavation of Changmao mountain railway in Zhangjajie of Hunan province were analyzed by applying the fractal theory. The results show that surrounding rock deformation of soft rock tunnel has fractal characteristics in time dimension and shows good self-similarity, time fractal dimension of tunnel vault deformation is maximum, followed by that of spandrel, and the sidewall has the minimum time fractal dimension under the condition of same buried depth, the time fractal dimension of tunnel vault deformation has a linear increasing trend with the increase of buried depth when the tunnel buried depth is equal or less than 14 m, tends to be stable and is seldom affected by buried depth when the tunnel buried depth is larger than 14 m.

Key words Railway tunnel; Fractal characteristics; Theoretical analysis; Tunnel surrounding rock; Time fractal dimension; Deformation quantity

(责任编辑 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0074-03

隧道衬砌三维探测技术

张珍瑜¹, 李小帅², 任志华¹, 姜元美², 宁玉滢²

(1. 云南省公路科学技术研究院, 云南 昆明 650000; 2. 辽宁科技大学 矿业工程学院, 辽宁 鞍山 114051)

摘要 采用 MALA CX12 混凝土雷达成像系统, 应用其三维探测功能, 对一隧道边墙的钢筋分布、保护层厚度以及隧道拱顶脱空区的大小、形态、空间位置进行了检测。结果表明: MALA CX12 混凝土雷达成像系统在确定混凝土中钢筋铺设质量状况, 评估隧道脱空区的危害程度等方面效果良好, 三维探测可以准确了解脱空区的大小、形状, 克服了二维探测只能简单探测脱空位置的弊端。

关键词 公路隧道; 无损检测技术; 现场试验; 隧道衬砌; 三维探测; 探地雷达

中图分类号 U452.1 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.20

隧道工程竣工后可能存在不良病害, 并且这些病害很难被察觉^[1]。因此及时发现病害, 探测病害的形态、空间位置、分布显得尤为重要。探地雷达凭借其高效性、准确性被广泛应用于隧道工程质量检测中^[2]。

目前, 国内外大量学者对探地雷达在隧道工程质量检测中的应用进行了研究, 如刘敦文等^[3]对探地雷达系统的测试方法和基本原理进行了论述, 并结合现场测试对探地雷达在公路质量检测中的应用情况进行了阐述; 熊昌盛^[4]通过速度标定、参数优化和去噪滤波等方法, 提高了探地雷达在隧道二次衬砌质量检测中的精度; SIGGINS 等^[5]将隧道二次衬砌中多种常见病害进行室内模型试验, 并根据雷达图像定性分析了各种隧道病害。江玉乐等^[6]将探地雷达检测结果与实际地质情况进行了对比分析, 总结了隧道衬砌常见问题及缺陷在雷达图像中的显现特征。然而, 国内基本是利用探地雷达的二维技术对隧道衬砌进行检测与分析。二维探测只能对隧道衬砌内的病害进行定位, 难以提供病害的确切信息^[7]。因此, 为准确评估隧道施工质量及病害的实际情况, 本文采用二维与三维探测对云南龙瑞高速黑门山 1 号隧道边墙钢筋铺设质量以及拱顶衬砌脱空区状况进行检测, 并将二维与三维探测效果进行对比分析, 以期更加准确、可靠地解释雷达探测图像, 为隧道衬砌无损检测提供依据。

1 隧道概况

黑门山 1 号隧道地处垄脊槽谷型岩溶区。山体较

为陡峻, 植被发育, 地形起伏大, 自然坡度在 35°~50°。隧址区最高点高程为 1 529.59 m, 坡面冲沟较为发育, 切割较深, 多呈 V 字形。隧道左幅进口、右幅出口以及隧道中部上覆岩层风化严重, 节理裂隙发育, 稳定性差。若施工不当极易出现病害, 因此对黑门山 1 号隧道进行无损检测显得尤为重要。

2 隧道无损检测

2.1 设备选择及参数设置

探地雷达的测深能力与天线的频率有关。频率越低, 探测深度越深; 频率越高, 探测深度越浅。根据现场勘察情况, 结合本次检测精度和深度, 选用瑞典 MALA 公司生产的 CX12 混凝土雷达成像系统, 天线选用频率为 1 600 MHz 的屏蔽天线。

为保证检测精度与深度, 此次检测共设采样点 458 个, 采样频率为 37 989 MHz, 采集时窗为 12 ns, 自动迭加 8 次。采用距离触发检测方式, 横、纵向检测时采样间隔均为 0.01 m, 有效检测深度为 0.5 m, 满足隧道二次衬砌混凝土内部缺陷的检测要求。

2.2 测线布置

本次检测在现场布置了 2 个测试区域。

1) 对隧道边墙进行检测, 查看衬砌内钢筋分布及保护层厚度。检测范围为 80 cm × 80 cm, 沿横向和纵向, 每间隔 5 cm 布置 1 条测线, 形成由 34 条测线组成的网状检测区。

2) 对隧道拱顶脱空位置的 2 个测区进行检测, 确定二次衬砌脱空区的深度及范围。在测区 1 与测区 2 的拱顶位置, 向大里程方向布置 1 条纵测线。在测区 2, 布置 43#, 44#, 45#, 46# 共 4 条横测线, 测线间隔 20 cm。隧道拱顶脱空区测线布置见图 1。

收稿日期: 2016-12-10; 修回日期: 2017-03-10

作者简介: 张珍瑜(1983—), 男, 工程师, 硕士。

E-mail: 302302571@qq.com

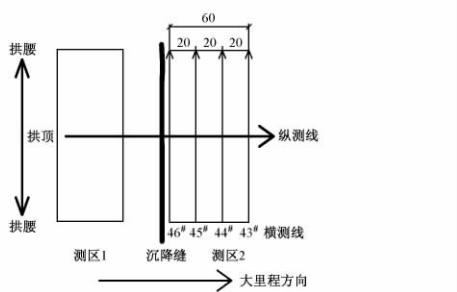


图1 隧道拱顶脱空区测线布置(单位:cm)

2.3 数据处理和解释

地下介质十分复杂,不同介质对波的吸收程度有很大差异,这会使雷达接收到的电磁波和发射出的初始电磁波波形产生较大变化^[8]。此外,各种随机噪声和干扰也会对雷达数据产生影响。因此必须运用分析处理软件对接收到的电磁波进行适当处理,最大限度地排除干扰。

数据处理主要包括:①消除随机噪声、压制干扰,改善背景;②自动时变增益或控制增益以补偿介质吸收和抑制杂波;③滤波处理除去高频,突出目标体,降低背景噪声和余振影响^[9-11]。

对目标体和干扰波进行判别是图像解释的关键。探地雷达的接收天线会同时接收有效信号和干扰信号,因此,在识别异常与图像解释过程中要根据探地雷达图像的正演研究结果和工程实际情况,对目标体进行判别和确认^[12]。

2.4 检测结果

2.4.1 隧道边墙钢筋分布及保护层厚度情况

图2是对龙瑞高速黑门山1号隧道边墙钢筋分布和保护层厚度检测的探地雷达水平切片图。由于钢筋与周围混凝土的电磁学性质有着很大的差别,所以隧

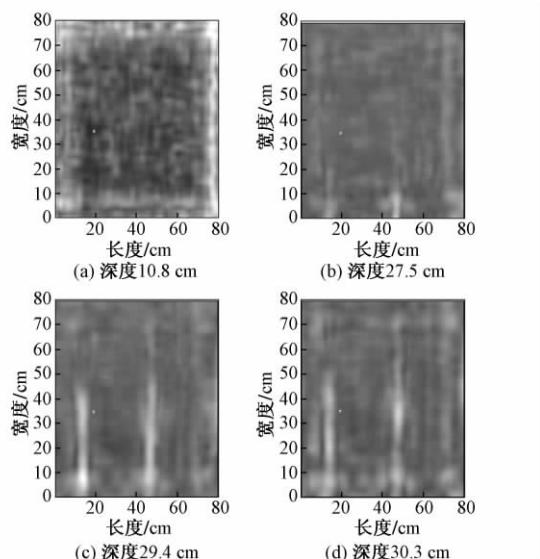


图2 隧道边墙检测区探地雷达水平切片

道边墙内的钢筋在雷达探测图上的反应非常明显。通过4张不同探测深度的水平切片图,可以清晰看到在边墙80 cm×80 cm范围内有2根横向钢筋,下部的钢筋保护层的厚度稍薄些,上部的钢筋保护层的厚度稍厚些,钢筋间距约30 cm。

在本次检测过程中发现,由于隧道二次衬砌实际厚度较厚,采用1 600 MHz屏蔽天线并不能满足检测深度的需求。因此,在今后的隧道二次衬砌三维探测中应选择使用1 200 MHz屏蔽天线。

2.4.2 隧道拱顶脱空区情况

1) 二维检测

在隧道衬砌背后回填不完全的情况下,衬砌和围岩之间极易形成脱空区。因衬砌混凝土与脱空区内空气的介电常数不同,会在衬砌界面形成强反射信号。图3为隧道拱顶脱空区二维探测图。可见,在衬砌界面反射信号较强,三振相特征十分明显,强反射信号下面还有1组强反射信号,并且2组反射信号的时程差比较大,可以确定该处衬砌背后存在着较大范围的脱空区,其埋藏深度在25 cm左右。

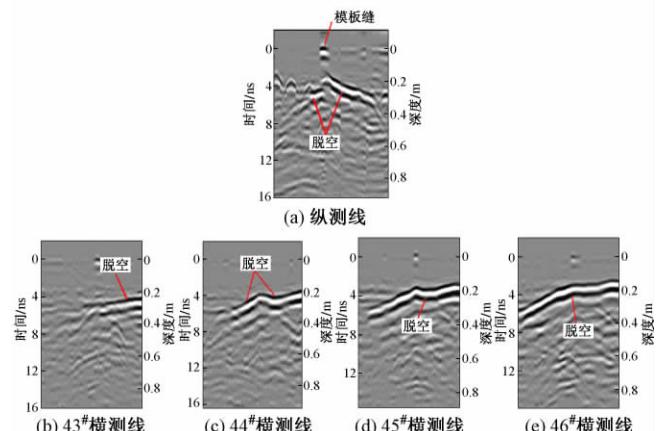


图3 隧道拱顶脱空区二维探测图

2) 三维检测

图4为隧道拱顶脱空区三维探测图。为了便于观

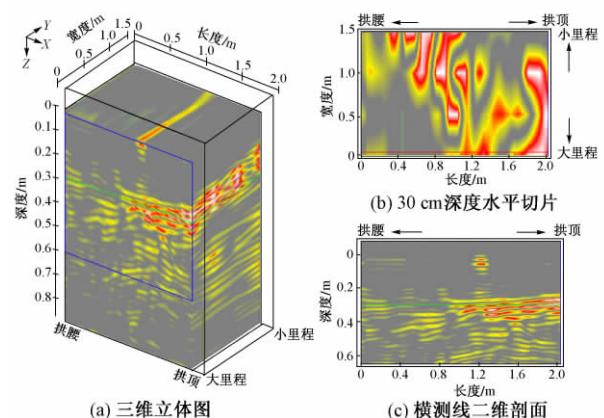


图4 隧道拱顶脱空区三维探测图

察脱空区的准确信息,在三维立体图的基础上,对其进行切分,进一步获得水平切片图以及横测线二维剖面图。从水平切片图可见脱空区空间形态,其中团块状异常区域为脱空区,灰色区域为回填体。在脱空区衬砌内部反射界面多、不规则,电磁波信号频率大幅降低。从横测线二维剖面图可见脱空区深度在24~40 cm。

3 结论

1) 运用MALA CX12混凝土雷达成像系统对云南龙瑞高速黑门山1号隧道边墙钢筋分布、保护层厚度以及隧道拱顶脱空区的大小、形态、空间位置进行了精确定定,并得到了可视化程度很高的雷达探测图。

2) 探地雷达天线的频率越高,对隧道衬砌中的钢筋反应越敏感。因此,运用高频雷达天线来检测混凝土内钢筋铺设情况是一种快捷高效的方法。然而,在实际检测中并不是使用的天线频率越高越好,而需要根据所测的衬砌厚度,选择同时满足探测深度和分辨率的高频雷达天线。

3) 三维探测克服了二维探测只能简单探测目标体位置的不足,可以更加准确地确定脱空区的大小、形状和空间分布,使得雷达检测资料图像解释工作更可靠、准确。

参 考 文 献

- [1] 卢颖明,陈礼伟.既有隧道病害现象分类及原因分析[J].铁道建筑,2010(11):46~49.

- [2] 周斌,赵峰,江剑,等.探地雷达在隧道衬砌缺陷检测中的应用[J].铁道工程学报,2012,29(5):40~44.
- [3] 刘敦文,徐国元,黄仁东,等.探地雷达在公路建设中的应用研究[J].公路交通科技,2004,21(5):33~35.
- [4] 熊昌盛.提高地质雷达在隧道二次衬砌检测中探测精度的方法[J].铁道建筑,2008(1):61~63.
- [5] SIGGINS A F, WHITELY R J A. Laboratory Simulation of High Frequency GPR Responses of Damaged Tunnel Liners [J]. Proceedings of SPIE the International Society for Optical Engineering, 2000, 40(11): 805~811.
- [6] 江玉乐,黄鑫,张楠.探地雷达在公路隧道衬砌检测中的应用[J].煤田地质与勘探,2008,36(2):76~78.
- [7] 王红良.地质雷达无损检测在隧道二次衬砌中的应用[J].铁道工程学报,2008,25(11):73~76.
- [8] 李大心.探地雷达方法与应用[M].北京:地质出版社,1994.
- [9] 冯德山,戴前伟,余凯.基于经验模态分解的低信噪比探地雷达数据处理[J].中南大学学报(自然科学版),2012,43(2):596~604.
- [10] 石显新,杨秋芬,侯彦威.二维物理小波标架去除探地雷达信号随机噪声[J].电波科学学报,2012,27(6):1186~1192.
- [11] 翟波,杨峰,孙水明,等.基于二维滤波的探地雷达数据去噪研究[J].南京师范大学学报(工程技术版),2007,7(3):79~83.
- [12] 刘新荣,舒志乐,朱成红,等.隧道衬砌空洞探地雷达三维探测正演研究[J].岩石力学与工程学报,2010,29(11):2221~2229.

Three Dimensional Detection Technique for Tunnel Lining

ZHANG Zhenyu¹, LI Xiaoshuai², REN Zhihua¹, JIANG Yuanmei², NING Yuying²

(1. Yunnan Research Institute of Highway Science and Technology, Kunming Yunnan 650000, China;

2. School of Mining Engineering, University of Science and Technology Liaoning, Anshan Liaoning 114051, China)

Abstract Reinforcement distribution of the side wall, the thickness of protective layer, and the size, shape and spatial position of the vault void area for one tunnel were tested by using MALA CX12 concrete radar image-forming system and its three dimension detection function. The results show that MALA CX12 concrete radar image-forming system has a good effect in determining the quality condition of reinforcement laying in concrete and evaluating the damage degree of the tunnel void area, and three dimensional detection technique could accurately determine the size and shape of the void area, which overcomes the disadvantage of two dimensional detection technique detecting the location of voids only.

Key words Highway tunnel; Nondestructive detection technique; Field test; Tunnel lining; Three dimensional detection; Ground penetrating radar

(责任编辑 葛全红)

文章编号:1003-1995(2017)07-0077-04

小净距大断面偏压隧道围岩稳定性分析

文云波¹,黄 锋^{1,2},高啸也¹,林 志¹,李 科²

(1.重庆交通大学 土木工程学院,重庆 400074;2.招商局重庆交通科研设计院有限公司,重庆 400067)

摘要 以港珠澳大桥工程连接线上的南湾隧道工程为背景,对穿越断层破碎带的小净距大断面偏压隧道台阶法施工过程进行了数值模拟,分析了隧道拱顶沉降、围岩水平收敛变化规律,并与实测结果进行了对比。研究结果表明:数值模拟结果与实测结果在大小和规律上均吻合,围岩沉降及水平收敛主要集中在上台阶开挖时,隧道围岩应力随着施工逐渐变大;隧道开挖对临空一侧的左洞围岩稳定性影响小于靠山体一侧的右洞。施工实践证明台阶法可以用于小净距大断面偏压隧道的设计和施工中。

关键词 公路隧道;围岩稳定性;数值模拟;监控量测;小净距偏压隧道

中图分类号 TU457 文献标识码 A DOI:10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.21

由于小净距大断面偏压隧道的施工质量与安全受到施工方法、开挖顺序、加固方式、地质条件等因素的影响,在小净距大断面偏压隧道施工过程中容易引发塌方事故。因此,合理选择小净距大断面偏压隧道的施工方法及控制围岩的变形非常重要^[1]。小净距大断面偏压隧道围岩稳定性研究不仅为隧道的设计提供理论基础,还为隧道施工安全提供技术保障^[2]。

目前,国内对小净距大断面偏压隧道的研究较多,通过理论分析、模型试验、数值模拟,在设计及施工方法方面积累了一定的经验^[3-6]。但仍处于理论探索和实践检验阶段,多是凭借经验或通过工程类比等方式来确定设计及施工方案,缺少比较系统的研究,使得小净距大断面偏压隧道的质量与安全存在重大隐患^[7]。

本文依托港珠澳大桥工程连接线上的南湾隧道工程,对小净距大断面偏压隧道施工过程进行数值模拟及现场监控量测,综合分析小净距大断面偏压条件下隧道围岩的稳定性,验证隧道设计和施工方案的合理性,为小净距大断面偏压隧道的支护结构和施工方案的优化提供参考。

1 工程概况

南湾隧道位于珠海市香洲区湾仔镇将军山一带,是港珠澳大桥的重要组成部分,解决香港与内地(特

收稿日期:2016-12-10;修回日期:2017-04-20

基金项目:国家自然科学基金(51308574);重庆市社会民生科技创新专项(cstc2016shmszx30009);重庆高校创新团队建设计划(CXTDX201601024)

作者简介:文云波(1991—),男,硕士研究生。

E-mail:1173656772@qq.com

别是珠海地区)及澳门两岸三地之间的陆路客货运输要求,为分离式小净距大断面偏压隧道,全长3 648 m,最大埋深约130 m。其中SQ段(ZK7+750—ZK7+790)是整个南湾隧道围岩条件最差的地段,节理裂隙较多,地下水发育,岩石较为破碎,本文选择该区段作为研究对象。SQ段隧道横断面见图1。南湾隧道施工流程:左洞上台阶1开挖,并对其进行初期支护→左洞下台阶2开挖,并对其进行初期支护→左洞二衬支护→右洞上台阶3开挖,并对其进行初期支护→右洞下台阶4开挖,并对其进行初期支护→右洞二衬支护。该段采用初期支护与二次模筑钢筋混凝土相结合的复合式衬砌。复合式衬砌支护设计参数见表1。

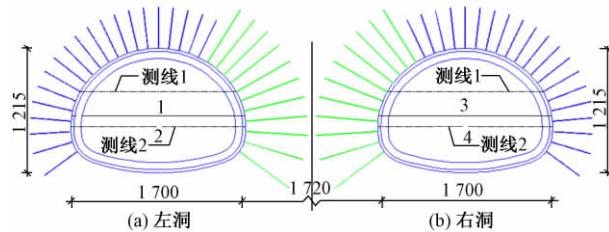


图1 隧道横断面(单位:cm)

表1 复合式衬砌支护设计参数

锚杆	初期支护			二次衬砌
	钢筋网	喷射混凝土	钢拱架	
D25注浆锚杆 长4.0~6.0 m 间距0.6 m(纵) $\times 1$ m(环)	双层φ8的 钢筋网间 距0.2 m \times 0.2 m	C25喷射 混凝土厚 0.3 m	22b工字 钢间距 0.6 m	钢筋混 凝土厚 0.7 m

2 数值模拟

2.1 隧道开挖过程的模拟

南湾隧道施工过程的数值模拟采用有限元软件

ANSYS,选取SQ段中的ZK7+760作为模拟断面。经施工现场确定该处围岩为IV级。围岩加固区通过将围岩参数近似提高一个级别的方法来实现,同时在加固区设置锚杆。围岩及支护的物理力学参数见表2。

表2 围岩及支护的物理力学参数

围岩及支护	弹性模量/ MPa	泊松比	重度/ (kN/m ³)	黏聚力/ MPa	内摩擦 角/(°)
IV级围岩	3.7×10^3	0.32	22	0.6	34
加固围岩	9×10^3	0.28	24	0.9	42
初期支护	2.95×10^4	0.20	25		
锚杆	1.70×10^4	0.30	79.6		
二次衬砌	3×10^4	0.15	25		

根据岩石的本构关系和破碎准则,建立了基于Drucker-Prager准则的弹塑性本构模型,其围岩和初期支护均采用实体单元Plane42,锚杆采用二维杆单元Link1,二次衬砌采用二维梁单元Beam3。隧道初期支护与二次衬砌之间设接触面单元^[8]。

根据圣维南原理,模型上边界到地层表面,下边界取至3倍洞高,左右边界为5倍隧道跨度,模型的偏压角度为17°。模型的左右边界水平位移约束,顶部为自由面,底部竖向位移约束。按照图1进行模拟,隧道初期支护完成后应力释放80%,二次衬砌完成后应力全部释放^[9]。

2.2 计算结果与分析

2.2.1 隧道拱顶沉降

隧道施工过程中拱顶沉降见图2。

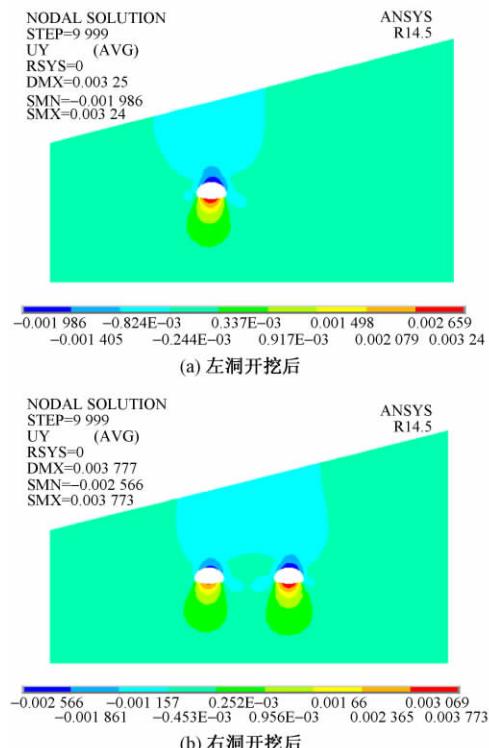


图2 施工过程中拱顶沉降(单位:m)

对拱顶沉降的最大值进行统计得到表3。由表3可知:左洞、右洞拱顶最大沉降分别为1.986,2.556 mm,由于地形偏压的影响,右洞拱顶最大沉降比左洞大0.57 mm;上台阶开挖引起的沉降比下台阶大,因此在小净距大断面偏压隧道施工过程中需要重点关注上台阶开挖。模拟得到的各阶段拱顶沉降均处于规范^[1]允许值范围内,隧道施工过程中围岩处于稳定状态。

表3 隧道拱顶最大沉降 mm

施工阶段	拱顶最大沉降	
	左洞	右洞
上台阶	1.357	1.834
下台阶	0.629	0.722
合计	1.986	2.556

2.2.2 隧道围岩水平收敛

左洞测线1、测线2最大水平收敛分别为2.751,1.523 mm,右洞测线1、测线2最大水平收敛分别为3.212,2.085 mm,左、右洞测线1的水平收敛均大于测线2,相同编号测线左洞水平收敛小于右洞。

2.2.3 隧道围岩应力

隧道施工完成后,围岩主应力等值线云图见图3。可以看出:第一主应力存在着拉应力和压应力,其中最大压应力值为 1.8×10^6 Pa,最大拉应力值为 2.6×10^5 Pa;第三主应力仅仅存在压应力,其最大压应力值为 1.14×10^7 Pa。第一主应力的拉应力只出现在隧道

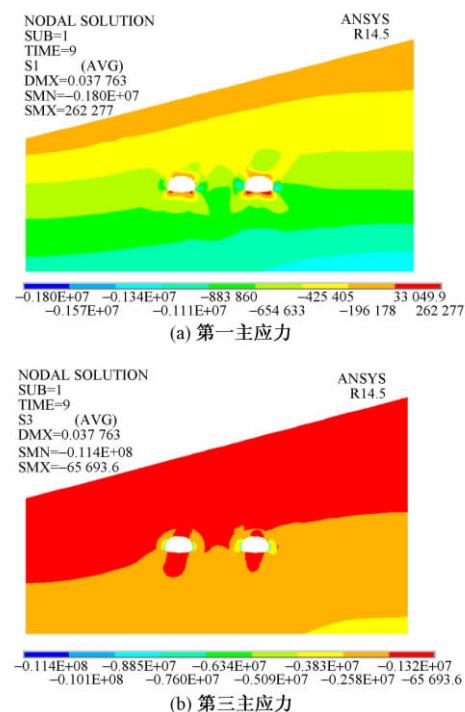


图3 围岩主应力等值线云图(单位:Pa)

轮廓线附近。

3 现场监控量测结果与分析

3.1 隧道拱顶沉降

隧道拱顶沉降时程曲线见图4。可知,左、右洞的拱顶最大沉降分别为1.75,2.31 mm,其中左洞上、下台阶开挖引起的拱顶沉降分别为1.23,0.52 mm,右洞上、下台阶开挖引起的拱顶沉降分别为1.65,0.66 mm。隧道拱顶沉降速率随时间逐渐变小最后趋近于0。

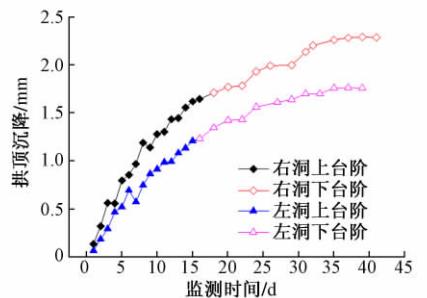


图4 隧道拱顶沉降时程曲线

3.2 隧道围岩水平收敛

隧道围岩水平收敛时程曲线见图5。可知:所有测线都是开挖完成后收敛速率逐渐变小,最终趋于0;左洞测线1、测线2的最大水平收敛分别为2.58,1.29 mm,右洞测线1、测线2的最大水平收敛分别为3.06,1.92 mm;左洞测线1上台阶开挖时水平收敛比下台阶大0.69 mm;右洞测线1上台阶开挖时水平收敛比下台阶大0.79 mm。

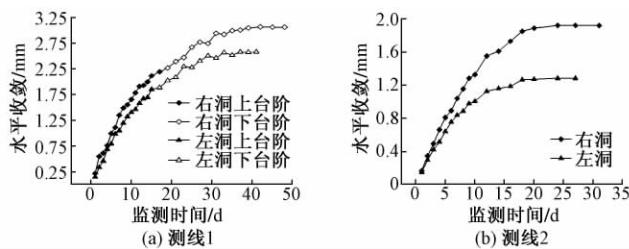


图5 隧道围岩水平收敛时程曲线

3.3 数值模拟结果与现场实测值对比

数值模拟结果与现场实测值对比见表4。可以看出:①两者都在施工技术规范^[1]允许值范围内;②两者变化规律相同,数值相差不大;③数值模拟计算结果比现场实测值稍大,这是因为现场实测一般会滞后隧道开挖一段时间;④两者均表明,隧道右洞开挖引起的位移大于左洞,隧道上台阶开挖引起的位移大于下台阶。

表4 数值模拟结果与现场实测值对比

方法	施工阶段	拱顶最大沉降/mm	
		左洞	右洞
数值计算	上台阶	1.357	1.834
	下台阶	0.629	0.722
	总计	1.986	2.556
监控量测	上台阶	1.230	1.650
	下台阶	0.520	0.660
	总计	1.750	2.310

4 结论

1) 通过数值模拟结果与现场实测值的比较,两者的变化规律和数值较为接近,说明了数值模拟方法是合理的。

2) 小净距大断面偏压条件下,穿越断层破碎带的隧道采用台阶法施工,拱顶沉降主要集中在上台阶开挖时,沉降量约占最终沉降量的70%。拱肩至拱腰水平收敛较大。左洞(浅埋)开挖引起的围岩沉降、水平收敛都比右洞(深埋)要小,其值均在施工技术规范允许值范围内。

3) 在小净距大断面偏压隧道施工过程中,隧道开挖轮廓线附近的围岩应力逐渐变大,且左洞应力最大值要小于右洞。

4) 台阶法灵活多变且具有足够的作业空间、较快的施工速度且节约施工成本。施工实践表明南湾隧道采用台阶法施工安全可行。该方法可以用于小净距大断面偏压隧道的设计和施工中。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国交通部. JTG F60—2009 公路隧道施工技术规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2009.
- [2] 李春明, 唐雨春, 金美海. 小间距隧道应力场和周边位移与施工方法的关系 [J]. 铁道建筑, 2006(12): 45–48.
- [3] 李云鹏, 王芝银, 韩常领. 不同围岩类别小间距隧道施工过程模拟研究 [J]. 岩土力学, 2006, 27(1): 11–16.
- [4] 毕可为, 皮圣, 胡国平. 不同施工方法下小净距隧道施工数值模拟及影响分析 [J]. 铁道建筑, 2015(12): 47–49.
- [5] 叶飞, 丁文其, 朱合华, 等. 公路隧道现场监控量测及信息反馈 [J]. 长安大学学报(自然科学版), 2007, 27(5): 79–83.
- [6] 吕显福, 刘阳, 伍晓军, 等. 软岩隧道小净距段施工力学行为数值分析 [J]. 铁道建筑, 2016(6): 66–69.
- [7] 刘明高, 高文学, 张飞进. 小净距隧道建设的关键技术及其应用研究 [J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(6): 952–955.
- [8] 许崇帮, 夏才初, 朱合华. 双向八车道连拱隧道施工方案优化分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(1): 66–73.
- [9] 中华人民共和国交通部. JTGT D70—2010 公路隧道设计细则 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2010.

Surrounding Rock Stability Analysis for Large-section Tunnels with Small Spacing and Unsymmetrical Loading

WEN Yunbo¹, HUANG Feng^{1,2}, GAO Xiaoye¹, LIN Zhi¹, LI Ke²

(1. School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 2. China Merchants Chongqing Communications Research & Design Institute Co., Ltd., Chongqing 400067, China)

Abstract Taking Nanwan tunnel engineering in the connecting line of the Hongkong-Zhuhai-Macao Bridge as the study background, the numerical simulation for the step method construction process of large-section tunnel with small spacing and unsymmetrical loading which passes through the fault fracture zone was carried out, the change law for settlement of tunnel vault and the horizontal convergence of surrounding rock was analyzed, and the results were compared with the measured data. The results show that the numerical simulation results are in good agreement with the measured ones in size and regularity, surrounding rock settlement and horizontal convergence mainly concentrates during the upper level excavation and stress of tunnel surrounding rock increases gradually with the excavation implementing, and the influence of tunnel excavation on the surrounding rock stability of the left hole on the hollow side is less than that of the right hole on the mountain side. Construction practice proves that the step construction method could be used for design and construction of large-section tunnel with small spacing and unsymmetrical loading.

Key words Highway tunnel; Surrounding rock stability; Numerical simulation; Monitoring and measurement; Small spacing and unsymmetrical loading tunnel

(责任编辑 葛全红)

(上接第 70 页)

Experimental Study on Influence of Rubber Cushion on Contact Characteristics of Tunnel Lining Segments

ZHANG Zhenyu^{1,2}, JIA Changheng^{1,2}, LI Haojie^{1,2}, FENG Jili^{1,2}

(1. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China; 2. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China)

Abstract The segment and rubber cushion were simulated by using the concrete specimen affixed with a rubber cushion, and the influence of rubber cushion on the contact characteristics of tunnel lining segment was analyzed by the direct shear test. The results show that the variation of shear stress with shear displacement could be divided into such three stages as elastic, plastic hardening and ideal plastic deformation when the concrete contacts directly, the contact surface has obvious softening deformation stage after the concrete specimen is affixed with the rubber cushion which can play a good buffer among the concrete, release the stress and delay the unstable failure process of segment. The relation between shear peak stress and axial stress of contact surface under two different contact conditions was described by using Archard nonlinear friction power criterion, which could provide the basis for the prediction of shear peak stress in some similar contact problems.

Key words Subway; Contact characteristics; Experimental study; Rubber cushion; Tunnel lining segment; Strain softening

(责任编辑 葛全红)

文章编号:1003-1995(2017)07-0081-04

上软下硬地层V级围岩超浅埋隧道开挖技术

赵宗智,荆 敏,王 旭

(中交隧道工程局有限公司,北京 100102)

摘要 针对城市地铁超浅埋隧道的工程特点,以传统交叉中隔壁法及三台阶七步开挖法为基础,研发出十字支撑加强三台阶分步开挖法。将该方法应用于贵阳地铁一号线将军山—云潭路站区间暗挖隧道。结果表明十字支撑加强三台阶分步开挖法在加快进度、降低成本的同时,有效控制了拱顶沉降和地表沉降,保证了施工安全,为今后类似隧道的施工奠定基础。

关键词 地铁;开挖技术;现场试验;上软下硬地层;超浅埋隧道

中图分类号 TU94⁺¹ 文献标识码 A DOI:10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.22

在地铁暗挖施工中,浅埋、超浅埋隧道一直是工程施工的重难点^[1]。尤其是隧道穿越地层为上软下硬地层时,由于上覆土层厚度较小,不能形成有效的应力拱,导致开挖后隧道拱顶变形过大,地表沉降超标,严重威胁洞内施工人员及地表行人车辆的安全。传统的交叉中隔壁法(CRD法)施工进度缓慢,三台阶七步开挖法初期支护刚度不够,隧道断面变形较大^[2-4]。针对城市地铁上软下硬地层V级围岩超浅埋暗挖隧道的工程特点,研发出既能加快施工进度又可以保证安全的开挖方法,成为亟待解决的问题之一。

1 工程概况

贵阳市窦官—火车北站地铁一号线土建8标,分为1站2区间,包括将军山—云潭路站区间(简称将云区间)、云潭路站、云潭路站—诚信路站区间。将云区间全长876.5 m,单洞双线隧道,隧道宽11.7 m,高度9.2 m,暗挖法施工。

1.1 工程地质

贵阳地铁一号线8标地表为溶丘、洼地与槽谷地貌^[5]。隧道围岩分为土层和岩层,土层主要为人工填土、残积黏土;基岩为中风化页岩、中风化灰岩、强风化角砾岩等,属于上软下硬地层。地下水类型主要有孔隙水及岩溶裂隙水,富水性较高,地下水位埋深较浅,约为2~10 m。

1.2 重难点分析

将云区间暗挖隧道初始设计CRD法的浅埋、超浅

埋暗挖段长度分别为357.45,162.45 m。暗挖区间位于林城西路下方,市政管道较多、交通非常繁忙、周边构筑物密集。该隧道施工主要存在的重难点如下:

①断面大,浅埋及超浅埋段落长。如何控制地表沉降及防治坍塌是本工程的难点。将云区间开挖断面87 m²,属大断面地铁隧道。浅埋区间、超浅埋区间占暗挖区间隧道全长的59%。该区间拱顶覆土厚3.5~16 m,大部分区段拱顶覆土厚度小于2倍洞径。施工过程中容易引起地表严重沉降及隧道局部坍塌,施工风险较大。

②地质条件复杂。隧道所处地层条件为典型的上软下硬地层,且表层回填土富水软弱,易引发隧道拱顶变形和地表沉降超标。

2 开挖方法数值模拟

2.1 开挖方法变更

将云区间暗挖隧道V级围岩施工方法初始设计为CRD法,但施工中发现该方法工序复杂、进度缓慢,尤其是超浅埋段实际进度仅为0.3 m/d,远滞后于计划进度。为加快本工程施工进度、保证工期,采用三台阶七步开挖法。但由于三台阶七步开挖法初期支护刚度较小,对于控制拱顶及地表沉降效果较差,因此研发十字支撑加强三台阶分步开挖法,提高初期支护竖向刚度。

2.2 数值模拟

采用工程计算软件MIDAS/GTS NX对三台阶七步开挖法、十字支撑加强三台阶分步开挖法进行计算机数值分析,以便比较2种方法的效果,分析2种方法应变与应力之间存在的关系。岩土材料、初期支护结构计算参数^[5]见表1,隧道支护结构材料参数见表2。

收稿日期:2017-04-01;修回日期:2017-05-06

作者简介:赵宗智(1973—),男,高级工程师,硕士。

E-mail:zzzhao@163.com

十字支撑加强三台阶分步开挖法分析模型见图 1。

表 1 岩土材料、初期支护结构计算参数

名称	弹性模量 / kPa	泊松比	重度 / (kN/m³)	黏聚力 / kPa	内摩擦角 / (°)
土层	3 000	0.35	18.0	12	10
强风化花岗岩	40 000	0.27	21.0	42	31
微风化花岗岩	90 000	0.25	23.5	80	35
注浆加固圈	5×10^5	0.25	21.0	100	35

表 2 隧道支护结构材料参数

名称	弹性模量 / kPa	泊松比	重度 / (kN/m³)	尺寸 / m
初期支护	2.3×10^7	0.25	23	0.026
横撑/竖撑	2.0×10^8	0.30	79	I18 型钢
锚杆	2.0×10^8	0.30	79	0.022

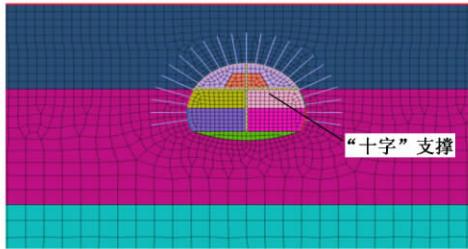


图 1 十字支撑加强三台阶分步开挖法分析模型

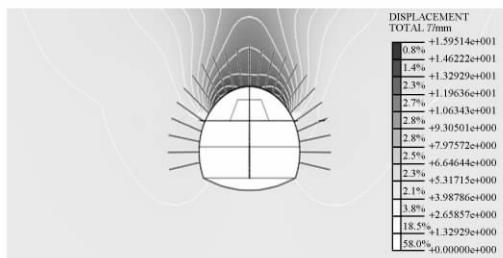
为了更精确地对比 2 种开挖方法,均选取隧道的拱顶、上台阶拱脚、中台阶拱脚、下台阶拱脚沉降及中台阶的水平收敛,计算结果见表 3,围岩的位移见图 2。

表 3 洞内各标志点位移计算结果 mm

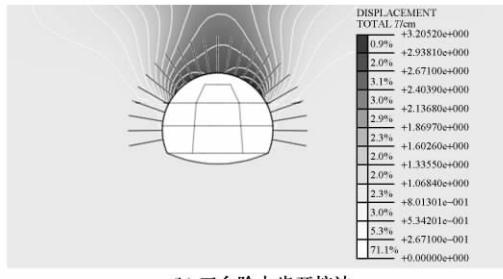
开挖方法	拱顶	上台阶拱脚		中台阶拱脚		下台阶拱脚	
		左侧	右侧	左侧	右侧	左侧	右侧
十字加强三台阶分步开挖法		12.72	0.82	0.34	2.21	2.54	1.54
三台阶七步开挖法		26.04	20.03	20.31	4.58	4.16	0.96

由图 2、表 3 可知:十字支撑加强三台阶分步开挖法的整体位移明显小于三台阶七步开挖法,尤其对于控制上台阶左右侧拱脚沉降,较三台阶七步开挖法分别减小 95% 和 98%;拱顶位移相比减小 51%;十字支撑加强三台阶分步开挖法对中台阶、下台阶、仰拱的沉降及净空收敛也有良好的约束作用。

为对比不同方法的地表沉降,分别取隧道地表沿隧道中线及其左右两侧 5,10,15,20,25,30 m 的 13 组沉降计算结果见表 4。可知:地表沉降显著变化范围为隧道中线左右侧 20 m;十字支撑加强三台阶分步开挖法更能有效地控制地表沉降。在隧道中线两侧



(a) “十字”支撑加强三台阶开挖法



(b) 三台阶七步开挖法

图 2 围岩开挖位移(单位: mm)

表 4 隧道地表沉降计算结果 mm

开挖方法	距隧道中线的距离 / m						
	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0
十字支撑加强三台阶分步开挖法	-1.42	-1.77	-2.14	-3.09	-4.65	-7.35	-8.73
三台阶七步开挖法	-1.43	-2.01	-3.06	-5.42	-10.19	-16.56	-19.91
开挖方法	距隧道中线的距离 / m						
	5	10	15	20	25	30	
十字支撑加强三台阶分步开挖法	-7.34	-4.73	-2.99	-2.23	-1.81	-1.37	
三台阶七步开挖法	-17.41	-12.45	-6.94	-3.92	-2.50	-1.74	

10 m 范围内,地表沉降减小 56%,隧道中线 -5 m 处减小 55%,5 m 处减小 58%;在隧道中线左右两侧 5~20 m,地表沉降均明显降低。

综上所述,在隧道 V 级围岩开挖中,十字支撑加强三台阶分步开挖法对于控制拱顶及地表位移作用明显。

3 施工工艺

3.1 工艺原理

十字支撑加强三台阶分步开挖法是在三台阶七步开挖法的基础上,优化了三台阶七步开挖法的中、下台阶核心土,优化开挖工序和临时支撑布置形式,先施工拱部,后施工中下部,辅以临时仰拱和临时中支撑。将隧道断面划分为上、中、下 3 个部分,上部为土层,中、下部为岩石。

首先使用小型机械开挖上断面,并预留核心土,施作拱部钢架和临时钢架中支撑,施作横支撑及临时仰拱,封闭成环,有利于拱部稳定;其次爆破开挖中部、下部,并及时将钢架支撑在基岩上;最后施工下断面,施作仰拱,封闭成环,确保安全稳定。

3.2 工艺流程

十字支撑加强三台阶分步开挖法施工工序如图3所示。

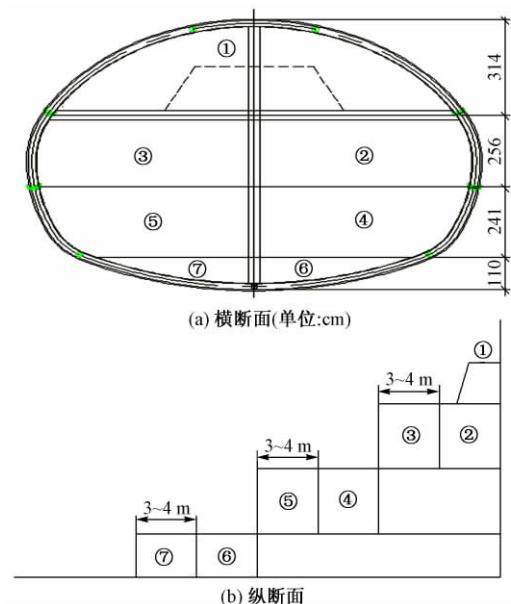


图3 施工纵工序示意

十字支撑加强三台阶分步开挖法详细施工工序如下:

- 1) 分上中下3个断面开挖,台阶长度6~8m。采取人工配合,小型反铲挖掘机开挖,进尺控制在0.5m/榀。

- 2) 上断面开挖:按照先右后左顺序进行,施作拱部钢架和临时钢架支撑。开挖上半断面右侧,喷射4cm厚混凝土,架设拱部钢架和临时钢架支撑,施作锁脚钢管,复喷24cm厚混凝土,导坑底部喷射5cm厚混凝土,安装临时仰拱,复喷至设计厚度。

- 3) 在上半断面施工错开一定位置后开挖②部,将施工完成的①部型钢接长,落在④部顶端,保证底脚稳定,及时施作初期支护。

- 4) 在②部施工一定范围后施工③部,将施工完成的①部型钢接长,落在⑤部顶端,保证底脚稳定,及时施作初期支护。

- 5) 中台阶施工一定距离后施工④部,将已施作完毕的②部型钢接长落底,保证底脚稳定,及时施作初期支护和锁脚锚杆。

- 6) ④部施工一定距离后进行⑤部开挖,将已施作

完毕的③部型钢接长落底,保证底脚稳定,及时施作初期支护和锁脚锚杆。

7) 开挖⑥部,施作仰拱支撑钢架、初期支护,将中支撑钢架与初期支护连接,落底并连接仰拱钢架,形成全断面中支撑^[6]。

8) 开挖⑦部,施作仰拱支撑钢架及初期支护,完全封闭仰拱^[6]。

4 施工效果分析

将CRD法、三台阶七步开挖法、十字支撑加强三台阶分步开挖法拱顶沉降、地表沉降和断面净容收敛的7d累计位移监测数据进行对比^[7-10],监测数据见表5。可知,十字支撑加强三台阶分步开挖法与三台阶七步开挖法相比隧道的拱顶沉降、地表沉降以及断面净空收敛均明显减小,控制效果明显。

表5 监测数据对比

开挖方法	地表沉降	拱顶沉降	净空收敛
CRD法	-1.45	-3.7	-0.5
三台阶七步开挖法	-3.28	-5.7	-1.15
十字支撑三台阶加强分步开挖法	-2.07	-4.4	-0.91

同时,十字支撑加强三台阶分步开挖法在进度上也明显优于CRD法,日平均进尺为0.5~1m,高于CRD法。通过将十字支撑加强三台阶分步开挖法应用于将云区间暗挖隧道,累计节约工期57d,创造了显著的经济及社会效益。

5 结语

本文依托贵阳地铁一号线8标将云区间暗挖隧道,通过现场试验、数值模拟相结合的方法,分析城市地铁上软下硬地层V级围岩大断面超浅埋隧道的特殊开挖工法。

当隧道所处地层为V级围岩,上部为土层,下部为软弱破碎的围岩,土层厚度较小且富水时,宜采用十字支撑加强三台阶分步开挖法。该工法较传统三台阶七步开挖法更为安全可靠,与CRD法相比进度更快,更经济。该工法应用于贵阳地铁1号线8标将云区间暗挖隧道,保证了安全,节约了工期,减少了地面沉降。同时,此工法也为今后类似隧道的施工奠定了坚实的基础。

参 考 文 献

- [1]王亮.浅谈地铁隧道浅埋暗挖法施工[J].建筑工程技术与设计,2016(20):1370.

- [2] 李兵. 亚粘土地层大断面隧道台阶七步开挖方法的适应性研究 [D]. 长沙: 中南大学, 2009.
- [3] 崔小鹏, 孙韶峰, 王广宏, 等. CRD 工法及三台阶七步开挖工法的对比和改进 [J]. 隧道建设, 2010, 30(2): 131–133.
- [4] 胡国伟, 王炳华, 张宇宁, 等. 浅埋暗挖大跨地铁车站群洞隧道施工控制技术 [J]. 铁道建筑, 2007(8): 41–43.
- [5] 王胜军. Midas GTS 在浅埋偏压隧道开挖分析中的应用 [J]. 土工基础, 2013, 27(2): 75–78.
- [6] 苏立华. 富水浅覆不均匀地层大断面隧道快速施工技术研究 [J]. 铁道建筑, 2012(1): 51–53.
- [7] 薛富春, 马建林, 颜利平, 等. 超大断面黄土隧道 CRD 法开挖的三维有限元分析 [J]. 铁道建筑, 2010(5): 31–33.
- [8] 杨开鑫. 改良 CRD 法在浅埋暗挖隧道施工中的应用 [J]. 科技与生活, 2010(15): 50–51.
- [9] 刘光唯, 丁志亮. 高速铁路超大断面隧道 CRD 施工技术 [J]. 铁道建筑, 2010(5): 43–47.
- [10] 唐朝松. 大管棚超前支护环形开挖预留核心土三台阶隧道施工方法 [J]. 铁道建筑, 2009(9): 46–49.

Excavation Technology of Super-shallow-buried Tunnel in Surrounding Rock Class V Featuring Top Soft and Bottom Hard

ZHAO Zongzhi, JING Min, WANG Xu

(CCCC Tunnel Engineering Co., Ltd., Beijing 100102, China)

Abstract According to the engineering features of super-shallow-buried tunnel in urban metro, a cross supporting and strengthening three steps step-by-step excavation method was developed based on the traditional center cross diagram (CRD) method and three steps seven-step excavation method, which was applied in interval bored tunnel between Jiangjun mountain and Yun Tan road station of Guiyang metro line No. 1. The results indicate that the cross supporting and strengthening three steps step-by-step excavation method could speed up progress, reduce costs, control the vault settlement and surface settlement effectively, and ensure the construction safety, which could lay the foundation for some similar tunnel constructions in the future.

Key words Metro; Excavation technology; Field test; Top soft and bottom hard stratum; Super-shallow-buried tunnel

(责任编辑 刘莉)

声 明

本刊重申: 稿件凡经本刊发表, 即视为作者同意授权本刊代理其作品电子版信息有线和无线互联网络传播权; 并且本刊有权授权第三方进行电子版信息有线和无线互联网络传播。本刊支付的稿费已包括上述使用方式的费用。作者如不同意, 请投稿时申明。

《铁道建筑》编辑部

文章编号:1003-1995(2017)07-0085-03

水泥土挤密桩加固黄土隧道地基的稳定性研究

陈福江¹,刘金刚²,方钱宝³,陈俊颖⁴

(1. 四川大学 水利水电学院,四川 成都 610065;2. 中国中铁科学研究院有限公司,四川 成都 611731;
3. 中铁二院工程集团有限责任公司,四川 成都 610031;4. 西南科技大学 土木工程与建筑学院,四川 绵阳 621010)

摘要 以郑西客运专线淹池至灵宝段盘东隧道为研究对象,对用水泥土挤密桩加固后的隧道地基在高速列车荷载作用下的沉降进行有限元分析,研究地下水、水泥土挤密桩加固对黄土隧道地基稳定性的影响。结果表明:在大断面黄土隧道中,水泥土挤密桩对控制黄土隧道地基沉降作用明显,尤其在富水条件下。研究结果可为水泥土挤密桩在黄土隧道地基加固中的应用提供科学指导。

关键词 湿陷性黄土隧道;水泥土挤密桩;有限元分析;地基;沉降

中图分类号 U216.4 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.23

郑州至西安客运专线是我国第一条穿越湿陷性黄土地区的高速铁路,其中大部分隧道围岩为干燥的砂质黄土,隧底自重湿陷性黄土厚度达8~9 m。我国少有铁路隧道基底处于湿陷性黄土土层中,少数铁路的部分隧道区段存在的湿陷性黄土,由于列车运行速度低、对轨道沉降控制要求不高,也未作特殊处理^[1-3]。对于湿陷性黄土路基和软土地基的处理,我国已有较为成熟的技术和实践经验,主要处理方法有碾压法、换填法或采用CFG桩/砂桩/石灰桩/水泥桩/树根桩、粉喷桩、旋喷桩/高压旋喷桩、土钉法/锚杆/微型桩、振动挤密桩以及它们的组合进行处理。这些方法是在隧道以外的土工工程中获得并广泛使用,尚缺乏在隧道初期支护条件下洞内实施的实例,在这方面经验和技术相对匮乏^[4-7]。

本文以郑西客运专线淹池至灵宝段 DK305+120 盘东隧道进口为研究对象,对水泥土挤密桩加固后的黄土隧道地基稳定性进行数值模拟研究,为工程应用提供理论依据。

1 有限元模型

采用PLAXIS程序进行有限元分析,桩体和隧道衬砌的材料类型取为“无孔介质”型。本次分析中衬砌材料类型取为“不排水介质”型,土体和桩体材料取为“排水介质”型。地基土层重度、内摩擦角、动黏聚力根据工程地质勘查资料确定,部分土层弹性模量由

工程地质勘查资料给出的压缩模量转换,其他土层弹性模量及泊松比参照经验确定。

1.1 工况划分

为了分析地下水、水泥土挤密桩加固对黄土隧道地基长期稳定性的影响,假设在运营期间隧道底部地基土受到地下水浸泡作用,共设置4个工况来进行模拟研究。工况具体划分如下:

工况1:新黄土隧道基底(明挖)+隧道围岩+隧道结构+无砟轨道+高速列车荷载共同作用,即为无桩无水的情况。

工况2:新黄土隧道基底(明挖)+水泥土挤密桩+隧道围岩+隧道结构+无砟轨道+高速列车荷载共同作用,即为有桩无水的情况。

工况3:新黄土隧道基底(明挖)+隧道围岩+地下水作用+隧道结构+无砟轨道+高速列车荷载共同作用,即为无桩有水的情况。

工况4:新黄土隧道基底(明挖)+水泥土挤密桩+隧道围岩+地下水作用+隧道结构+无砟轨道+高速列车荷载共同作用,即为有桩有水的情况。

通过工况1与工况2进行对比,可以分析水泥土挤密桩对土体的挤密加固作用。工况3与工况4对比,可以分析水泥土挤密桩在隧底地基土受地下水作用下的形态,进而分析黄土隧道地基的稳定性。

1.2 有限元模型的建立

计算模型宽度取120 m,深度取60 m。隧道断面为马蹄形断面,内部净空高11.0 m、宽13.3 m。根据现场试验结果,取挤密桩桩径30 cm,桩长10 m,桩间距80 cm,隧道衬砌厚度70 cm,明挖边坡坡度为1:1.25。

收稿日期:2017-03-23;修回日期:2017-05-01

作者简介:陈福江(1981—),男,高级工程师,博士。

E-mail: 1106801128@qq.com

为保证精度,桩体和土体采用15个节点的三角形平面单元进行模拟,桩、衬砌结构和土的接触面设置为接触面单元。有限元模型见图1。

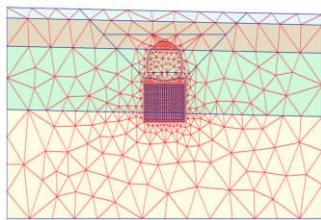


图1 有限元模型

根据地质勘察报告将土层分为4层,并对地基土层作了适当的归纳划分,划分后的各工况地基土层(层号依次从上到下)、水泥回填土、挤密桩桩体、隧道衬砌结构的计算参数见表1。

根据部分国内外的有关资料^[8-10],选定高速列车在无砟轨道底板下的均布荷载为38.5 kN/m²,单线荷载作用宽度为3.25 m,双线布载。

土体上表面取为自由边界,底部为固定边界,即x(水平方向)、y(垂直方向)方向位移为0,土体左右边界施加x方向位移为0的约束。

表1 土层分布状况及材料计算参数

层号	材料名称	湿重度/(kN/m ³)	饱和重度/(kN/m ³)	压缩模量/MPa	压缩模量增量/(kPa/m)	内摩擦角/(°)	动黏聚力/kPa	泊松比	渗透系数/(m/d)	界面强度折减系数
1	砂质黄土	14.4	18.3	1.8	1 000	18	25	0.40	0.50	0.4
2	砂质黄土	14.4	18.3	9.3	1 000	25	30	0.35	0.50	0.8
3	砂质黄土(无水)	15.1	18.7	13	1 000	29	35	0.31	0.50	0.8
3	砂质黄土(有水)	18.7	18.7	1.4	0	19.3	13.2	0.44	0.50	0.2
4	砂质黄土(无水)	18.2	19.9	22	1 000	30	40	0.30	0.45	0.8
4	砂质黄土(有水)	19.9	19.9	20	0	20	20	0.36	0.45	0.8
	水泥土换填层(无水)	18.0	19.2	81.6	0	38	200	0.28	0.0086	1.0
	水泥土换填层(浸水)	18.0	19.2	74.8	0	35	150	0.29	0.0086	1.0
	桩间土(无水)	13.2	18.5	66.3	0	32	50	0.28	0.20	0.8
	桩间土(浸水)	18.5	18.5	64.2	0	24	33.3	0.30	0.20	0.6
	桩体(无水)	18.2	19.5	85.0	0	40	220	0.27	0.0009	1.0
	桩体(浸水)	18.2	19.5	80.0	0	35	170	0.28	0.0009	1.0
	衬砌	24	24	30 000	0			0.15		1.0
	隧底填充混凝土	24	24	28 000	0			0.15		1.0

1.3 计算阶段的确定

4个工况的计算阶段见表2。

表2 4个工况计算阶段

计算阶段	计算类型	计算模拟内容
阶段1	塑性	生成土的自重应力
阶段2	塑性	上覆土层隧道的施工开挖
阶段3	塑性	水泥土挤密桩施工(只对有桩的工况2,4)
阶段4	塑性	隧底水泥土换填层施工
阶段5	塑性	仰拱、衬砌施工
阶段6	塑性	隧顶上覆土层回填
阶段7	塑性	施加运营荷载
阶段8	塑性	地下水升至隧底(只对有水的工况3,4)

2 计算结果分析

2.1 工况1

在高速列车荷载作用下,未采用水泥土挤密桩加固黄土隧道基底、地下水未浸湿黄土隧道基底时,隧道衬砌最大垂直位移发生在隧道仰拱处,为4.83 mm,拱部土体最大垂直位移为4.62 mm,边墙最大水平收敛为0.11 mm。运营阶段衬砌最大弯矩为155.1 kN·m,

位置在边墙两侧;运营阶段衬砌最大轴力为692.19 kN/m,位置在仰拱底部。运营阶段衬砌围岩压力的最大值为73.32 kPa,位置在边墙上部。

2.2 工况2

在高速列车荷载作用下,采用水泥土挤密桩加固黄土隧道基底、地下水未浸湿黄土隧道基底时,隧道衬砌最大垂直位移发生在隧道仰拱处,为4.21 mm;拱部土体最大垂直位移为4.02 mm;边墙最大水平收敛为0.10 mm。运营阶段衬砌最大弯矩为172.9 kN·m,位置在边墙两侧;运营阶段衬砌最大轴力为750.2 kN/m,位置在仰拱底部。运营阶段衬砌围岩压力的最大值为72.69 kPa,位置在边墙上部。运营阶段水泥土挤密桩桩顶压力为170~210 kPa,桩间土压力为160~200 kPa。

2.3 工况3

在高速列车荷载作用下,未采用水泥土挤密桩加固黄土隧道基底、地下水浸湿黄土隧道基底时,隧道衬砌最大垂直位移发生在隧道仰拱处,为155.61 mm;拱部土体最大垂直位移为154.92 mm;边墙最大水平收敛为3.93 mm。运营阶段衬砌最大弯矩为138.98 kN·m,

位置在边墙两侧;运营阶段衬砌最大轴力为678.0 kN/m,位置在仰拱底部。运营阶段衬砌围岩压力的最大值为69.87 kPa,位置在边墙上部。

2.4 工况4

在高速列车荷载作用下,采用水泥土挤密桩加固黄土隧道基底、地下水浸湿黄土隧道基底时,隧道衬砌最大垂直位移发生在隧道仰拱处,为14.91 mm;拱部土体最大垂直位移为14.28 mm;边墙最大水平收敛为2.46 mm。运营阶段衬砌最大弯矩为231.58 kN·m,位置在边墙两侧;运营阶段衬砌最大轴力为956.5 kN/m,位置在仰拱底部。运营阶段衬砌围岩压力的最大值为79.71 kPa,位置在边墙上部。运营阶段水泥土挤密桩桩顶压力为180~220 kPa,桩间土压力为140~180 kPa。

综上所述:①该隧道采用的水泥土挤密桩,其桩径、桩长的选择和布置都是较合理的;②通过工况1与工况2对比发现,隧道衬砌最大沉降量相差13%,拱部土体最大沉降量相差13%,说明地下水未浸湿黄土隧道基底时,采用水泥土挤密桩加固处理后,加固效果不明显,出现该情况是由于隧底土层弹性模量相差不大;③通过工况3与工况4对比发现,采用水泥土挤密桩加固黄土隧道基底,同时地下水浸湿黄土隧道基底时,隧道衬砌与拱部土体最大沉降能够得到有效控制,水泥土挤密桩加固作用明显。

3 结语

1) 考虑到可能出现的地下水作用不均匀性(位

置、时间和区域),以及黄土浸湿后的应力-应变关系的复杂性,未进行加固处理的隧道基底的实际沉降可能要大于上述计算值,而且将出现严重的不均匀沉降。

2) 工程中一旦出现隧底黄土遇水浸湿的情况,采用水泥土挤密桩加固处理后,其加固作用尤其明显,沉降变形易于控制,事后也易于检查和修复。

参 考 文 献

- [1]钱征宇.湿陷性黄土地区铁路的主要技术问题及其工程措施[J].中国铁路,2006(2):28~32,82.
- [2]中华人民共和国建设部.GB 50025—2004 湿陷性黄土地区建筑规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2004.
- [3]李川.水泥土挤密桩在黄土隧道基底加固中的应用研究[D].成都:西南交通大学,2009.
- [4]王新东.郑西铁路客运专线湿陷性黄土隧道基底处理技术[J].铁道标准设计,2007(增1):90~92.
- [5]王洪坤.高铁湿陷性黄土隧道地基处理浅析[J].铁道建筑技术,2013(12):69~71.
- [6]安利强,马周全,张世径.湿陷性黄土隧道洞口地基处理方法[J].铁道建筑,2016(2):73~75.
- [7]杨守义.隧道内挤密桩改善湿陷性黄土地基[J].工程建设与设计,2013(3):83~85.
- [8]方钱宝.大断面湿陷性黄土隧道地基水泥土挤密桩加固技术应用研究[D].成都:西南交通大学,2008.
- [9]中华人民共和国住房和城乡建设部.JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [10]关宝树,国兆林.隧道及地下工程[M].成都:西南交通大学出版社,2000.

Stability Research of Loess Tunnel Subsoil Reinforced by Cement Soil Compaction Piles

CHEN Fujiang¹, LIU Jingang², FANG Qianbao³, CHEN Junying⁴

(1. College of Water Resource and Hydropower, Sichuan University, Chengdu Sichuan 610065, China; 2. China Railway Academy Co., Ltd., Chengdu Sichuan 611731, China; 3. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu Sichuan 610031, China; 4. School of Civil Engineering and Architecture, Southwest University of Science and Technology, Mianyang Sichuan 621010, China)

Abstract Taking the Pandong tunnel of Yanchi to Lingbao section in Zhengzhou-Xi'an passenger dedicated line as the research object, the finite element analysis for the settlement of tunnel subsoil reinforced by cement soil compaction pile under the action of high speed train load was made, and the influence of groundwater and cement soil compaction pile reinforcement on loess tunnel subsoil stability was studied. The results show that the cement soil compaction pile has obvious effect on controlling the settlement of loess tunnel subsoil in large section loess tunnel, especially in water-rich conditions. The research results could provide the scientific guidance for the application of cement soil compaction pile in the loess tunnel subsoil reinforcement.

Key words Collapsed loess tunnel; Cement soil compaction pile; Finite element analysis; Subsoil; Settlement

(责任编辑 刘莉)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0088-04

大直径超长消阻试验桩制作方法及应用

杜建华¹,于全胜²,沈红云³(1. 石家庄铁路职业技术学院,河北 石家庄 050041; 2. 中铁隧道集团第五建筑有限公司,天津 300300;
3. 河北交通职业技术学院,河北 石家庄 050035)

摘要 针对盖挖地铁车站桩柱一体的大直径超长试验桩制作和试验存在的问题进行了研究,提出了结合消阻双护筒的试验桩制作方法,并成功应用于石家庄地铁1号线人民广场站。工程应用表明:该方法可消除试验桩无效土层的桩侧摩阻力并解决双护筒的防水问题,保证试验数据准确、作业安全和试验桩成桩质量。

关键词 地铁车站; 成桩方法; 现场试验; 试验桩; 双护筒; 桩侧摩阻力

中图分类号 TU473.1⁺¹ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.24

一般试验桩的施工方法与工程桩施工方法相同。试验桩施工完毕,满足养护时间要求后即可进行单桩承载力试验。如果需要测试桩周摩阻力和端阻力,则需要在施工试验桩时埋设测试原件。试验桩的桩顶标高一般与工程桩的桩顶标高相差不大,试验时直接在试验桩的桩顶施加载荷,即可测试单桩承载力、桩周摩阻力、端阻力等^[1-3]。当试验桩的桩顶标高与工程桩的设计桩顶标高相差较大时,为了保证测试数据准确和真实,不但要解决桩侧摩阻力消除问题,还需解决试验桩的施工质量、安全与现场可操作性问题。盖挖地铁车站桩柱一体的试验桩制作就存在上述问题。

1 试验桩试验存在的问题

盖挖地铁车站的中间桩柱是车站结构的主要竖向受力构件。柱下桩的承载力和沉降能否满足设计要求对车站结构安全至关重要^[4-7]。由于盖挖地铁车站施工场地往往地处城市繁华地带,并且盖板施工前必须要先施作中间桩柱,这就给试验桩的施工和试验带来以下问题。

1.1 桩顶标高

试验桩的设计桩顶标高与自然地面标高相差过大。石家庄地铁1号线人民广场站设计有试桩1和试桩2两组试桩(各3根)。试桩1设计桩顶标高

52.02 m,较场地自然地面70.61 m低约18.59 m,见图1。试桩2设计桩顶标高44.93 m,较场地自然地面70.47 m低约25.54 m,试桩直径均为1 800 mm。盖挖地铁车站施工场地地处市中心,盖挖车站的施工特点和施工工期决定了既不可能先开挖基坑到设计桩顶标高再施工试验桩进行试验,也不可能将试验桩施工到自然地面后再开挖基坑、截桩进行试验。为方便对试验桩加载,试验桩需施工至自然地面再进行加载试验。

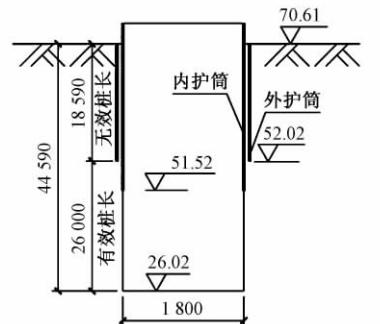


图1 试桩1立面示意(尺寸单位: mm; 标高单位: m)

1.2 桩侧摩阻力消除

现场若施工试验桩至自然地面,则试桩1设计桩顶标高与自然地面之间存在一段厚度约18.59 m的土层(参见图1);试桩2设计桩顶标高与自然地面之间存在一段厚度约25.54 m的土层。该段土层对试验桩的承载力和沉降量都有较大影响,使试验桩的试验数据不能真实反映工程桩的实际承载力和沉降量,影响工程桩设计参数的选择与调整。因此,需要研发一种能够消除无效桩侧摩阻力的新型双护筒。

收稿日期: 2017-03-02; 修回日期: 2017-04-25

基金项目: 河北省重点研发项目(16275429)

作者简介: 杜建华(1979—),男,副教授,硕士。

E-mail: sirdjh@163.com

1.3 试验桩施工

图1为设计单位提供的试验桩设计图,设计图纸并未对双护筒结构及施工方法做详细说明,现场难以直接实施。主要原因为:

1) 双护筒防水问题无法解决。试验桩混凝土浇筑过程中,水泥浆可能会流入内外护筒之间的空隙内,水泥浆凝固后将内外护筒黏结在一起,导致试验时外护筒受力,从而使试验桩设计桩顶标高以上的土层受力,导致试验结果不准确。要保证试验桩质量,必须解决双护筒防水问题。

2) 施工的安全很难保证。试验桩最短的护筒约19 m,最长的护筒约26 m。内外护筒的套装过程存在极大的安全隐患。施工时若先将外护筒吊起竖放到地面,吊车松开钢丝绳,再将内护筒吊起放入外护筒中,则外护筒需要保持竖直状态。由于外护筒属于细长构件,底部难以临时固定牢固,在风力作用下或者吊装扰动下,外护筒极易发生倾倒并带动内护筒倾倒,导致吊车倾覆,造成安全事故。施工时,若先将内护筒吊起竖放,再将外护筒套在内护筒外侧,存在同样的安全风险。由此可知,内外护筒套装施工安全风险极高,现场很难保证施工的安全。要保证施工安全、施工进度和现场可操作问题,必须研究新的试验桩制作方法。

2 大直径超长试验桩制作方法

根据工程特点,首先研发了具有消阻和防水功能的消阻双护筒。消阻双护筒虽然解决了双护筒防水问题和无效土层段的摩阻力问题,但是制作试验桩的安全、进度和可操作问题尚未解决。经过反复研究,最终确定了一种结合消阻双护筒、制作简单和施工方便的试验桩制作方法。试验桩制作方法主要包括以下几个步骤^[8-9]:

1) 制作内、外护筒,内护筒外壁上均布多组限位消阻轮,外护筒下端口焊接内环板,见图2。内护筒内径不小于设计桩径即1 800 mm,外护筒内径不小于2 020 mm,护筒钢板壁厚10 mm。内外护筒之间留有200 mm空隙,以方便安装限位消阻轮。

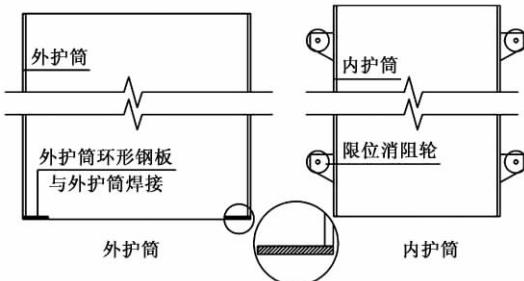


图2 内、外护筒

2) 第一次钻孔Z1,目的是为将外护筒吊入孔内临时固定以保证施工安全。钻孔直径不应小于外护筒外径2 040 mm,以方便外护筒顺利放入孔中;第一次钻孔深度H₁为地面到设计桩顶标高,试桩1和试桩2分别为18.59 m和25.54 m。

3) 将制备好的外护筒吊入钻好的孔Z1中,外护筒底端放至孔底。

4) 因内护筒底部低于外护筒,为了保证内外护筒的相对位置正确,需在步骤③基础上继续进行第二次钻孔Z2,钻孔直径D₂不小于内护筒外径即1 820 mm,钻孔深度H₂为500 mm,见图3。

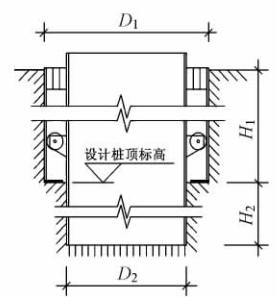
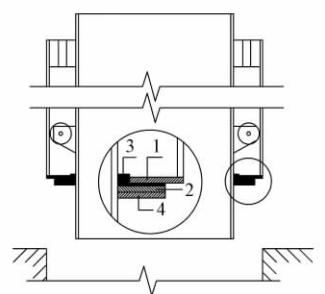


图3 内外护筒孔内套装

5) 将制备好的内护筒吊装入外护筒内,内护筒底端放至钻孔Z2底,内护筒顶端伸出外护筒,并将外护筒上端口与内护筒之间临时固定。

6) 将内、外护筒整体吊出,在内护筒外壁焊接外环板,外环板下方粘贴环形硬泡沫板,外环板与外护筒下端口的内环板之间填充止水条,见图4。



1. 内环板;2. 外环板;3. 止水条;4. 硬泡沫板

图4 孔外安装止水装置

7) 将内、外护筒整体再次吊入钻孔Z1,Z2,内护筒底端放至钻孔Z2底,按照桩的设计直径1 800 mm继续钻孔至桩底设计标高。若外护筒上端口与内护筒之间采用固定件均匀间隔固定时,还需要对外护筒上端口加装防护板,防止地面杂物落入内、外护筒之间的空隙中。清孔,吊放钢筋笼,浇筑水下混凝土,并按规定进行养护。

8) 养护期满,解除外护筒上端口与内护筒之间临

时固定件,试验桩加载,内、外护筒分离,即可消除无效桩段摩阻力,采集测试数据,见图5。

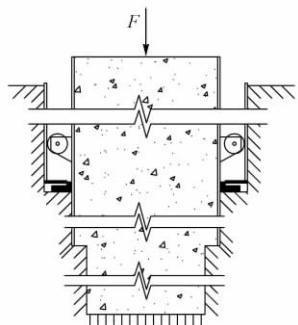


图5 内外护筒加载分离

上述试验桩制作的关键:①通过内、外护筒的孔内套装解决了安全问题;②通过内、外护筒在孔外安装止水装置解决了双护筒防水问题和可操作问题;③通过限位消阻轮消除内、外护筒之间的摩阻力;④内、外环板加止水条的防水结构可保证加载试验时只需解除内、外护筒之间的临时固定,即可实现内、外护筒自动分离。灌注桩的施工工艺在此不再赘述。需要说明,成孔过程中应根据地质情况选择干成孔或泥浆护壁成孔以保证孔壁的稳定。

3 工程应用

3.1 消阻功能判定

消阻试验桩的制作方法成功应用于石家庄地铁1号线人民广场站工程。双护筒结构自身具备消阻功能和内外护筒加载自动分离功能。现场通过测绳和带光源的高清摄像头检查发现,内、外护筒之间的空隙内无水和水泥浆,止水条清晰可见。试验加载时,外护筒顶部与试桩顶部的沉降差随着荷载的增加不断增大,外护筒顶部与周围地表无相对沉降。通过高清摄像头发现加载时内、外护筒底部的止水装置逐渐分离。检查结果表明:内、外护筒止水装置止水效果可靠,加载时内、外护筒可自动分离,无效土层的摩阻力自动消除。

3.2 应用效果

1) 能完全消阻,试验数据准确。

内护筒与试验桩混凝土浇筑为一体,外护筒与无效土层接触,内、外护筒之间不接触,实现内护筒与无效土层隔离,直接消除该段土层的摩阻力。试验桩加载时与实际工程桩所受摩阻力相符,从而直接反映工程桩的实际摩阻力及沉降值,保证数据真实准确。

2) 能保证试验桩的垂直度。

内护筒外壁上设置限位消阻轮,可以防止施工中

内、外护筒因不可控外力而发生较大的偏移,即使限位消阻轮接触到外护筒内壁,摩阻力也可以忽略不计,同时保证试验桩的垂直度。

3) 内、外护筒分离方便。

试验加载前,外护筒上端口与内护筒之间固定件可方便采用松卸螺栓或气割解除。试验加载时,外护筒由于受周围土约束不动,荷载只沿着内护筒及混凝土向下传递,内、外护筒自动实现分离。

4) 作业安全。

在试验桩制作过程中,外护筒先吊放至第一次钻孔中,即可保证外护筒可靠地竖向临时固定,给内护筒的套放施工提供了安全的作业条件,保证了施工的安全。

4 结语

通过采用结合消阻双护筒的试验桩制作方法顺利完成了人民广场站盖挖地铁车站试验桩的制作和后期加载试验。该制桩方法具有成桩作业安全、内外护筒分离快速方便的特点,可保证试验桩的成桩质量和工期。工程应用表明:消阻双护筒止水装置止水效果可靠;双护筒结构可消除无效土层的桩侧摩阻力,保证试验数据准确。结合消阻双护筒的试验桩制作方法具有良好的经济效益和社会效益,可供类似工程参考和借鉴。

参 考 文 献

- [1]王志超,李中元,安源,等.中空式双护筒灌注桩地面试验技术[J].施工技术,2014(增2):59-62.
- [2]张晓剑,余地华,侯玉杰,等.天津高银117大厦超长双护筒设计与施工关键技术[J].施工技术,2015(14):1-3.
- [3]张磊,曹灵武,樊宇,等.双摩阻护筒技术在南亚之门项目试桩中的应用[J].施工技术,2014(1):35-37.
- [4]王勇.自平衡法在文明特大桥桩基承载力试验中的应用[J].铁道建筑,2010(11):8-10.
- [5]方云飞,王媛,孙宏伟.国瑞·西安国际金融中心超长灌注桩静载试验设计与数据分析[J].建筑结构,2016(17):99-104.
- [6]王坤昂,毕景佩.自平衡试验与传统试验的比对研究[J].工程勘察,2014(1):11-16.
- [7]乔凤琢.大跨度地铁暗挖车站施工方案与优化[J].铁道建筑,2015(9):57-59.
- [8]于全胜,赵胜,崔皓鑫,等.一种大直径超长试验桩消阻套筒:中国,CN204803928U[P].2015-11-25.
- [9]于全胜,赵胜,崔皓鑫,等.一种大直径超长试验桩制造施工方法:中国,CN105040681A[P].2017-01-25.

(下转第93页)

文章编号:1003-1995(2017)07-0091-03

高海拔特长公路隧道内施工环境测试与分析

骆文学

(中铁十二局集团第二工程有限公司,山西 太原 030032)

摘要 白茫雪山3#特长公路隧道施工面临高海拔、低温、低含氧量、低气压等问题。为采取必要措施改善施工环境,开展了隧道内O₂体积分数、CO体积分数、湿度及温度的现场测试。结果表明:隧道内湿度稳定在80%左右,温度多在10℃以上,满足混凝土强度增长要求,但需加强冬季隧道内温度的监测;隧道掘进400m以后O₂体积分数呈线性降低,CO体积分数急剧增大,均不满足规范要求,需加大通风量。

关键词 公路隧道;高海拔地区;隧道内施工环境;现场试验;O₂体积分数;CO体积分数;湿度;温度

中图分类号 U456 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.25

1 工程概况

白茫雪山3#隧道地处迪庆藏族自治州德钦县白马雪山自然保护区内。隧道进口、出口高程分别为4 008.53,4 015.54 m。海拔在4 008.44~4 323.63 m,主洞长度约3 951 m,最大埋深为294.39 m。隧道建筑限界净空为10 m(宽)×5 m(高),内轮廓采用单心圆断面,净高6.85 m。隧址穿越地层以砂岩、页岩、板岩为主,断层破碎带夹断层泥及断层角砾岩,围岩级别为IV~V级。地下水形式有基岩裂隙水、构造裂隙水及第四系孔隙水3种,隧道涌水量较大。隧址区发育的F1断层于K135+014—K136+155处与隧道小角度相交,在断层破碎带附近的岩体更为破碎,施工中若支护不当容易产生塌方、冒顶等灾害。

隧址区每年6—10月为暖季,11月一次年5月为寒冬季,每年1—2月平均气温可达-16℃,土壤最大冻结深度为42 cm(香格里拉地区)。

2 隧道内施工环境测试方案

为保证施工安全,应利用现代信息化技术建立动态通风控制系统^[1-6]。首先需要对隧道内外的气体含量进行相关测试,得到无通风措施条件下隧道周围的气体组成,确定是否可以确保施工人员的正常作业以及机械的运行。若不满足则需要通过计算来制定通风方案^[7-8]。通过测得隧道内以及壁面的温度来确定是

否满足混凝土强度的正常发展,若不能则需采取保暖措施^[9-10]。

高原地区正常条件下空气中O₂体积分数较低且温度较低,而隧道施工中各施工机械会消耗环境中的O₂并产生有害气体。本次测试主要通过对不同条件下隧道内和壁面温度、隧道内O₂体积分数以及主要有害气体CO体积分数进行测试,进而根据相关标准确定各种条件下隧道内O₂体积分数能否满足人员以及施工机械的正常工作要求。

在隧道内气体含量测试过程中,将隧道口处作为第1个测点,随后每前进50 m作为1个测点,直至隧道掌子面。测试仪器主要有CD4多参数气体测定器、TM-183数位温湿度计。

测试人员采用红外测温仪对隧道二次衬砌以及初期支护的壁面温度进行沿程测试,采用四合一气体检测仪测试了隧道内的O₂及CO的体积分数,并通过温湿度监测仪对隧道环境温度及湿度进行测试。

3 测试结果分析

3.1 隧道内气体浓度

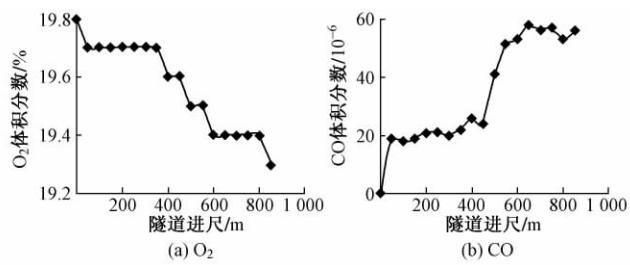
白茫雪山3#隧道内所测O₂和CO的体积分数随开挖进尺的变化见图1。从图1可以看出:

1) 在距离隧道口400 m以内O₂体积分数变化不大,距隧道口超过400 m以后O₂体积分数成线性下降趋势。原因可能是在测试时隧道内作业的出渣车消耗了大量O₂。在距离隧道口500 m附近有横向通道,因此通风良好。距离掌子面最近的测点O₂体积分数只有19.3%,隧道内工作人员会有缺氧症状,故应加大通风或在掌子面处设置供氧设备。

收稿日期:2016-03-25;修回日期:2017-04-10

作者简介:骆文学(1978—),男,高级工程师。

E-mail: 16321966@qq.com

图 1 隧道内 O₂ 及 CO 的体积分数随开挖进尺的变化

2) 在距离隧道口 100~500 m 处 CO 体积分数在 20×10^{-6} ~ 30×10^{-6} 左右, 而在距离隧道口 500 m 以外, 隧道内 CO 体积分数急剧升高。其原因有 3 点: ①在测量时有出渣车在工作, 产生的尾气含有大量 CO; ②在距离隧道口 500 m 处有横向通道, 使隧道口到此段通风良好; ③风管端口距离掌子面较远, 导致掌子面处有害气体无法及时排出, 超出规范^[11-12]规定。

3.2 隧道内温度及湿度

白茫雪山 3# 隧道内所测温度和湿度随开挖进尺的变化见图 2。

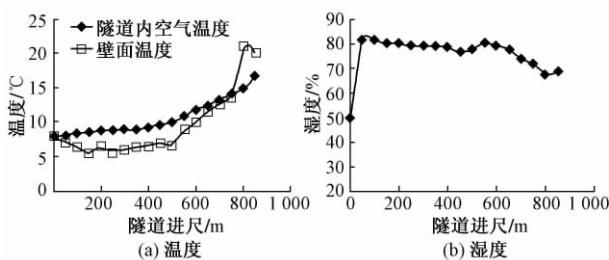


图 2 隧道内温度和湿度随开挖进尺的变化

从图 2 可以看出:

1) 在距离隧道口 600 m 以内, 隧道内空气温度无明显波动, 远离横通道和接近掌子面处温度开始升高; 隧道壁面温度在距离隧道口 500 m 以内无明显波动, 在远离横通道和接近初期支护之后开始升高; 距离隧道口 700 m 以内即在隧道二次衬砌阶段, 隧道内空气温度比壁面温度高 3℃, 到达初期支护以后壁面温度急剧增高, 最终高于隧道内空气温度。结合现场情况分析, 原因有 3 点: ①在二次衬砌阶段几乎没有施工机械工作, 故隧道内空气温度与壁面温度在该阶段无明显改变。而施作初期支护后, 由于掌子面处作业机械较多, 该处隧道内温度有所升高。②壁面温度在初期支护段的增幅较隧道内空气温度的增幅大很多, 是由于喷射初期支护后混凝土处于强度发展阶段, 水化热导致温度上升。③隧道内空气温度在 10℃ 左右且随隧道进尺的增加温度逐渐增高, 满足混凝土养护的温度条件。现场测试时隧道外白天环境温度在 7℃ 左右, 故该时段无需采取特别的施工措施, 但进入冬季后

还需对隧道内环境温度再次进行测试, 以确定冬季施工措施。

2) 由图 2(b) 可知, 在距隧道口 100 m 之后, 隧道内湿度稳定在 80% 左右, 可以满足混凝土强度增长要求。

4 结论

1) 在掌子面出渣时, 掌子面处的 CO 体积分数达到 50×10^{-6} 以上, 超过规定。在掌子面不出渣的情况下 CO 质量浓度满足规范要求, 表明目前隧道通风系统良好。

2) O₂ 体积分数随着隧道深度的增加有所减小, 掌子面处 O₂ 体积分数只有 19.5%, 而在掌子面出渣时, 由于施工机械的耗氧, O₂ 体积分数可降低至 19.3%, 低于规范要求的 20%, 此时施工人员会出现缺氧症状。

3) 隧道壁面温度和空气温度都在 10℃ 左右(未进入冬季), 且随着隧道进尺增加呈逐渐升高的趋势, 满足混凝土养护的温度条件。隧道内湿度波动不大, 满足混凝土强度增长要求。

4) 应减少风管出风口距掌子面的距离, 使风管尽量接近掌子面, 加快掌子面处的空气流动。若通风后隧道内掌子面处有害气体含量仍旧过高且 O₂ 体积分数过低, 则应考虑增加供氧设备。

参 考 文 献

- [1] 王梦恕. 中国隧道及地下工程修建技术 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
- [2] 陈寿根, 张恒. 长大隧道施工通风技术研究与实践 [M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2014.
- [3] 王道远. 隧道施工技术 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2014.
- [4] 王晓玲, 陈红超, 刘雪朋. 引水隧洞独头掘进工作面风流组织与 CO 扩散的模拟 [J]. 水利学报, 2008, 39(1): 121-127.
- [5] 刘军权. 大断面瓦斯隧道爆破掘进施工技术 [J]. 铁道建筑, 2016(6): 55-57.
- [6] 王小敏, 方勇. 南大梁高速公路华塞山特长隧道施工通风方案 [J]. 现代隧道技术, 2013, 50(4): 188-196.
- [7] 曹正卯, 杨其新, 郭春. 敞开式 TBM 挖进工作面通风环境研究 [J]. 铁道建筑, 2014(9): 47-51.
- [8] 蒋仲安, 陈梅峰, 陈举师. 巷道型采场爆破粉尘质量浓度分布及变化规律的数值模拟 [J]. 中南大学学报(自然科学版), 2013, 44(3): 1190-1196.
- [9] 王亚琼, 张素磊, 夏丰勇, 等. 隧道通风井喷射混凝土壁面沿程阻力系数测试 [J]. 长安大学学报(自然科学版), 2015, 35(4): 83-88.
- [10] 李秀春, 杨其新, 蒋雅君, 等. 地下洞库群风仓式施工通风

- 仿真模拟计算研究 [J]. 地下空间与工程学报, 2015, 11 (2): 462-468.
- [11] 中华人民共和国交通部. JTJ F042—94 公路隧道施工技术规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 1994.
- [12] 中华人民共和国铁道部. TB 10204—2002 铁路隧道施工规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2002.

Monitoring and Analysis of Work Environment in High Altitude Super-long Highway Tunnel

LUO Wenzhe

(The 2nd Engineering Co., Ltd. of the 12th Bureau Group of China Railway, Taiyuan Shanxi 030032, China)

Abstract The construction of Baimang xueshan super-long highway tunnel faces the problems of high altitude, low temperature, low oxygen density, low pressure and so on. To take necessary measures to improve the work environment, field tests were carried out to obtain the volume fraction of O₂ and CO, humidity and temperature in tunnel. The results show that humidity in tunnel was stable about 80%, and temperature was more than 10 °C. The humidity and temperature met requirements of concrete strength growth. But it is necessary to strengthen the monitoring of environmental temperature in winter. While the excavation length was over 400 m, the volume fraction of O₂ decreased linearly and the volume fraction of CO increased sharply, which could not meet the requirements of specifications. So the ventilation flow must be increased.

Key words Highway tunnel; High altitude area; Work environment in tunnel; Field test; Volume fraction of O₂; Volume fraction of CO; Humidity; Temperature

(责任编辑 李付军)

(上接第 90 页)

Construction Method and Application of Large Diameter and Super-long Test Pile with Eliminating Side Friction Resistance

DU Jianhua¹, YU Quansheng², SHEN Hongyun³

(1. Shijiazhuang Institute of Railway Technology, Shijiazhuang Hebei 050041, China; 2. The Fifth Construction Co., Ltd. of China Railway Tunnel Group, Tianjin 300300, China; 3. Hebei Jiaotong Vocational and Technical College, Shijiazhuang Hebei 050035, China)

Abstract Aiming at the problems existing in the production and test of pile-and-column with large diameter and super-long pile in subway station constructed by covered top-down excavation, the method of making the test pile combined with the double sleeves with eliminating side friction resistance was successfully applied in the People's Square Station of Shijiazhuang Metro Line 1. The application of engineering practice shows that this method can eliminate the side friction resistance of pile in invalid soil layer, solve the water proof of double sleeves, ensure the accuracy of test data, the safety of operation and the quality of test pile.

Key words Subway station; Pile construction method; Site test; Test pile; Double sleeves; Side friction resistance of pile

(责任编辑 赵其文)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0094-04

第三系富水红砂岩地层地铁车站深基坑施工地下水的处理

吴建政¹, 杨有海¹, 向亮², 靳宝成², 王飞²

(1. 兰州交通大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730070; 2. 中铁第一勘察设计院集团有限公司, 陕西 西安 710043)

摘要 针对兰州市地铁1号线省政府车站深基坑施工时地下水的不利影响, 综合考虑工程地质及水文地质条件、开挖深度、周边建筑物与环境要求, 对地下水处理方法进行研究。结果表明: 采取地下连续墙及坑外管井降水的措施能够有效降低潜水水位; 红砂岩中含有丰富的裂隙水, 由于红砂岩风化严重、胶结程度弱、水理性质差, 施工中分别采用集水明排和轻型井点降水的措施处理红砂岩裂隙水向上冒出所产生的坑内积水过多和底板无法顺利浇筑的问题; 采用“堵砂导水”措施可以较好解决地下连续墙墙角处接缝渗漏问题。

关键词 城市铁路: 地下水处理技术; 深基坑; 红砂岩; 轻型井点降水

中图分类号 TU46⁺³ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.26

由于兰州市轨道交通1号线省政府车站基坑规模和深度较大, 工程地质和水文地质条件复杂^[1], 在施工过程中会出现地下水控制及处理不合理导致基坑施工困难的问题。兰州市城区部分地层中存在着第三系富水红砂岩, 红砂岩之上是砂卵石层。红砂岩中含有丰富的裂隙水, 在基坑的开挖过程中会出现水通过渗流通道向上冒的现象, 导致坑内积水严重, 红砂岩工程性质劣化, 影响施工^[2]。周济民等^[3]通过分析地下连续墙、钻孔咬合桩、旋喷桩和SMW桩的特点及其适用条件, 介绍了止水帷幕的形式和入土深度的计算方法; 唐传政等^[4]提出对于一级阶地中下部孔隙承压水采用中深井降水和侧向设置帷幕的控制措施, 既解决了基坑突涌问题, 又缓解了侧壁流土的问题; 田宪国^[5]通过分析基坑开挖施工中的地下水、流砂、管涌、边坡稳定与变形控制问题, 确定了可最大程度降低结构失稳几率的竖向分层、水平分段的基坑开挖方法; 唐红影^[6]以兰州地铁1号线试验段世纪大道站深基坑为依托, 得出兰州富水砂卵石地层中采用基坑外管井降水引起的地表沉降基本在2~5 mm。

对于深基坑施工过程中的地下水处理已有大量研究。但在兰州市开挖如此深的基坑尚属首次, 还欠缺一套地下水的综合处理措施。本文以兰州地铁1号线

省政府车站深基坑为例, 提出地下水处理综合技术, 为同类型车站深基坑的设计和施工提供经验。

1 工程概况

省政府车站主体长度约170.75 m, 标准段宽24 m, 总高27.47 m, 结构底板埋深约30 m, 车站顶板覆土厚度约2.7 m。车站一期工程里程为YDK24+943.037—YDK25+013.877, 计70.84 m, 为地下4层结构, 基坑深度30.0 m。

车站地下水位埋深为4.80~5.70 m, 地下水位高程1515.69~1516.21 m。地下水主要赋存于1-1杂填土、1-2素填土、2-10卵石层及4-2-1红砂岩中, 属潜水类型。其中2-10卵石层透水性好, 赋水性强, 是车站的主要含水层。4-2-1红砂岩具弱透水性, 赋水性弱, 属于相对隔水层, 可能含有少量裂隙水。地下水主要受大气降水、黄河河水侧向径流等补给, 排泄方式主要为地下径流排泄、人工开采、蒸发等。地下水位受季节影响变化较大, 水位年变化幅度约1.0~2.0 m。

2 地下水对基坑开挖的影响

2.1 潜水的影响

省政府车站潜水水位埋深为4.80~5.70 m, 基坑的开挖深度约30 m, 若坑外不降水将会使坑内外水头过大, 易产生流砂、管涌、坑底突涌、坑壁土体坍塌等危害。高水位潜水会使围护结构内外产生过高的水位差, 容易造成基坑底部渗流破坏^[7]; 过高的水位差也

收稿日期: 2017-01-20; 修回日期: 2017-04-20

作者简介: 吴建政(1991—), 男, 硕士研究生。

E-mail: 838890569@qq.com

会产生过大的侧向压力,对基坑的支护结构影响较大。若对坑外潜水进行抽降,就会造成基坑周围地面的不均匀沉降,严重时会引起周围建筑物的倾斜或开裂,会给周围环境带来巨大的风险^[8]。

2.2 红砂岩裂隙水与坑内积水的影响

该地层中的第三系红砂岩为相对不透水层,但开挖至红砂岩地层时,出现了形似蘑菇状的渗水现象。随着开挖深度的增加,冒水量增多、股数增多,充分表明红砂岩中含有丰富的裂隙水。且基坑围护结构渗漏水、原地层中的潜水、降雨与向上渗出的裂隙水在坑内汇集,使得坑内积水严重。红砂岩胶结程度弱,遇水极易崩解泥化,水理性质差^[9],如不对红砂岩裂隙水和坑内积水进行处理则会使坑内红砂岩一直处于泥化状态,严重影响开挖施工和底板浇筑。

3 地下水处理

3.1 地下水处理思路

- 1) 坑外高水位潜水采用止水和降水的方式,通过选择合适的止水帷幕阻止或者延缓地下水向基坑内渗透。降水可以防止底面与侧面渗水,保证坑底的稳定性,减少支护结构所受到的土体侧压力。
- 2) 卵石层中的潜水、红砂岩裂隙水渗出会造成基坑开挖面无法保持干燥状态,需对坑内积水进行抽排。
- 3) 为了保证结构底板的浇筑质量,当基坑开挖到基底时,应对基底处红砂岩裂隙水进行相应处理。

3.2 地下水处理方法

3.2.1 止水方法

省政府车站基坑开挖深度较大,且地层中包含有黄土状土、砂卵石层以及红砂岩,工程地质条件复杂,地下水位较高。受保护的高层建筑物较多,且距离基坑较近。该地区常用的复合土钉墙支护难以满足变形要求,不适宜变形控制要求严格的深大基坑。虽然桩锚支护可确保坑壁土体变形可控,但由于该基坑临近多座高层建筑,变形控制严格,且地下管线较多,因此桩锚支护使用受限。地下连续墙+内支撑的支护方式控制基坑变形效果较好,不受地层限制。钢筋混凝土支撑能更好地保证变形控制的要求。地下连续墙整体性良好,能够达到截水、防渗的目的。故综合考虑多种影响因素,选用地下连续墙+钢筋混凝土支撑作为支护结构兼作止水帷幕。因局部标准段靠近中环广场高层建筑,故采用厚度1.2 m的地下连续墙,其余地方墙体厚度1.0 m。地下连续墙墙深39 m,混凝土强度等级为C40。

3.2.2 降水方案

基坑开挖前,需要进行潜水降水。对降水深度的

要求为基坑开挖面以下0.5~1.0 m。根据兰州地区基坑降水经验,该深基坑采用坑外管井降水。降水井设计深度13 m,间距约14.0 m。为便于施工,降水井管径300 mm,滤水管长度不小于5.0 m,外包25~40目尼龙丝网;管下部设置2.5 m长沉砂管,沉砂管底部用钢板封底。

3.2.3 排水方法

在基坑开挖中,地下水位以上土层直接开挖;地下水位以下采用坑内集水明排。在坑内设置集水井,边开挖边用水泵抽取集水井内的水,最后利用管道将水排至市政管网中。坑内设有3处集水井,集水井先用钢筋焊接成圆形的钢筋笼,并且在外面覆盖1层稻草,主要起过滤的作用,防止沙子进入到真空泵的洗盘,影响真空泵的正常工作。此外,在坑内浇筑一部分水泥砂浆作为垫层,利用水泥砂浆堵住坑底的部分渗水,并且铺上木板以满足施工作业的要求。通过坑内集水明排的措施,坑内的红砂岩随着含水率的降低强度逐渐提高,施工开挖速度明显提升。

坑外排水主要是将坑外降水井中抽出的水,经过沉淀处理后利用管道排至市政管网中。

4 地下水处理效果及存在的问题

4.1 地下水处理效果

省政府车站深基坑采用地下连续墙+钢筋混凝土支撑的支护形式较好地完成了支护和止水任务。但地下连续墙由于施工工艺原因,其槽段接头及墙角转折处容易发生渗漏,同时由于施工工序多,每个环节的控制都关乎成墙质量。从该车站基坑开挖情况看,地下连续墙整体连续性较好,采用的工字型接头防渗效果较好。在基坑东端头墙角处出现漏水漏砂,而且量较大,威胁到基坑及周边建筑物的安全,需对其进行处理。

通过坑外管井降水,开挖到卵石层后地下水位一直保持在卵石层以下,符合降水要求。

通过集水明排,使得坑内积水严重现象得到缓解,为施工开挖提供了很大便利。

4.2 存在的问题

1) 地下连续墙墙角渗漏

该车站基坑地下连续墙在部分墙角处发生渗漏。首先采用双液注浆技术对渗漏处进行封堵。双液注浆法是在止水帷幕的渗漏处钻孔,找到基坑止水帷幕的渗漏通道,把一定浓度的水玻璃与水泥浆的混合液注入渗漏通道中,水玻璃与水泥浆的混合液快速凝结,迅速封住渗漏通道,起到隔水作用^[10]。

双液注浆第1次钢管打入位置距地面12.5 m,距

墙外约 80 cm 处,钢管水平,由于浆液未很好凝固,从注浆处周边流出。第 2 次钢管打入位置距地面 17 m,距墙外约 75 cm 处,钢管水平,浆液依然会随水从墙角流出,堵漏效果不理想。第 3 次钢管打入位置距地面 17 m,距墙外约 120 cm 处,钢管向下倾斜 45°,注浆位置即变为距地面 18 m 处,但依然未能完全止住水。

3 次双液注浆均未能很好完成堵漏工作,水依旧会从渗漏点处涌出,并伴随着浆液流出。但是通过观察得知,渗漏处涌水量有一定程度减少。原因为:①双液注浆浆液凝结所需时间长,浆液会伴随水的渗漏而流出;②红砂岩颗粒细且较密实,浆液难以注入到砂岩层中,故不能形成具有良好防水性能和化学稳定性的“结石体”。

由于双液注浆未能很好地发挥堵漏作用,故而在墙角处设立堵漏钢板,从钢板与墙角夹缝处浇筑水泥砂浆。同时在墙体埋设导水管,将水从侧墙外导出。通过钢板堵漏与插导水管的方式进行渗漏点的处理,使基坑开挖顺利完成。

2) 基底红砂岩中裂隙水渗出

由红砂岩中裂隙水向上冒出产生的坑内积水不仅会阻碍施工开挖的进度,而且使得底板无法顺利浇筑。为确保底板浇筑质量,需要对基底进行处理。处理方法可选择铺设砂卵石层或者对基底进行疏干降水。根据裂隙水的特点,通过分析比较选择基底轻型井点降水。

具体措施:使用 50 组集水管,集水管长 3.5 m,每 1 组集水管有 6 根导管,1 组集水管上导管间距 0.5 m,导管内径 25 mm,长 5 m,埋入到地面以下 4.5 m,导管上圆形横断面上用钉子均匀刺出 4 个小孔,间距为 1/4 圆弧长度,纵向孔间距 2 cm,上面裹有纱布,以防沙子进入导管。2 组集水管连接 1 台真空泵。

图 1 为基底轻型井点降水后效果。对比降水前后情况,可知采用轻型井点降水能够有效地疏干基底红砂岩中的裂隙水,使红砂岩含水率降低,强度及承载力提高,从而保证底板浇筑的质量。



图 1 基底轻型井点降水后效果

5 结论

1) 兰州市轨道交通 1 号线省政府车站存在赋存于砂卵石层中水位较高的潜水,以及开挖过程中所形成的坑内积水。综合考虑基坑开挖深度、周围环境保护要求、地下水情况等,采用地下连续墙+钢筋混凝土支撑作为支护结构兼做止水帷幕,坑外采用管井降水,可以有效降低卵石层中潜水的水位,有利于基坑支护结构施工。

2) 第三系红砂岩含有丰富的裂隙水。红砂岩风化严重,胶结程度弱,易崩解,受开挖扰动及水作用极易泥化成砂糊状,因此,施工中必须给予妥善处理。

3) 地下连续墙在墙角接缝处易出现渗漏。由于红砂岩的密实结构,双液注浆难于将红砂岩和裂隙胶结成不透水体,堵漏效果不理想。采用“堵砂导水”的方式可以处理红砂岩地层中支护结构的渗漏问题。

4) 红砂岩中丰富的裂隙水及施工扰动对车站主体结构底板浇筑质量及基底承载力的影响较大。开挖至基底时采用轻型井点降水,可降低红砂岩中含水率,提高基底承载力,从而使底板顺利浇筑。

总之,采用“地下连续墙止水、坑外管井降水、坑内集水明排、堵砂导水、轻型井点降水”等综合处理方案,可以成功解决该地区深大基坑地下水问题。

参 考 文 献

- [1] 朱彦鹏,杨校辉,周勇,等.兰州地铁车站深基坑支护选型分析与数值模拟研究[J].水利与建筑工程学报,2016,14(1):55-59.
- [2] 孙强,李厚恩,秦四清,等.地下水引起的基坑破坏分析[J].岩土工程学报,2006,28(增):1428-1432.
- [3] 周济民,李名淦.北京地区地铁车站深基坑地下水控制技术研究[J].地下空间与工程学报,2014,10(2):2042-2048.
- [4] 唐传政,彭晓秋.武汉地铁基坑工程地下水问题及其处理对策[J].岩土工程学报,2010,32(1):410-414.
- [5] 田宪国.地铁车站深基坑开挖围护结构与施工技术研究[J].铁道建筑,2010(6):61-63.
- [6] 唐红影.富水砂卵石地层深基坑设计与施工关键技术研究[J].铁道建筑,2017(2):75-78.
- [7] 鲁志鹏.考虑地墙渗漏影响的地铁基坑安全性状研究[J].地下空间与工程学报,2010,6(2):400-405.
- [8] 吴意谦,朱彦鹏.潜水地区深基坑降水引起地面沉降的抽水试验及其简化计算[J].土木建筑与环境工程,2015,37(增):168-177.
- [9] 邓觐宇.红砂岩的崩解特性研究[J].中南公路工程,2003,28(4):32-35.
- [10] 刘建茂,徐涛,康和勇,等.“双液注浆法”在基坑堵漏中的应用研究[J].地质找矿论丛,2008,23(1):82-86.

(下转第 122 页)

文章编号:1003-1995(2017)07-0097-03

寒冷地区普速铁路路基冻胀特征及维护对策

杨 波

(沈阳铁路局 科学技术研究所,辽宁 沈阳 110013)

摘要 根据京通线试验段路基冻胀和含水率的观测数据,对寒冷地区普速铁路路基的冻融周期、冻胀空间分布、冻胀历年重复性、不均匀冻胀发生部位和冻胀量作了统计分析,总结了路基冻胀对线路几何尺寸变化的影响规律,对各冻胀阶段的线路冻害整修工作给出建议。在冻胀的上涨期间和回落期间应对不均匀冻胀造成的几何尺寸超限及时加以处理,尤其是对路桥过渡段、涵洞顶部更应加强冻害检修。

关键词 普速铁路;寒冷地区;路基冻胀;冻胀特征;不均匀冻胀;冻害维护

中图分类号 U216.4 文献标识码 A DOI:10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.27

既有铁路经过多年的运营,污物沉积、翻浆冒泥等致使道床板结。由于大型养路机械清筛深度无法到达道床底部,加之道碴陷囊病害,路基面原有排水坡度遭到破坏,雨水无法排出。道床和路基含水率过大时会发生冻胀。不均匀冻胀引起线路高低、水平不良,平顺性下降。在冻胀上涨期间和回落期间道床和路基的几何尺寸变化尤为剧烈,整修不及时会对行车安全构成威胁。

为了深入研究普速铁路路基冻胀的发生及发展规律,指导病害整治工作,选取京通线(北京—通辽)冻害较为严重的一段路基进行观测。试验段在京通线K788+300处,位于通辽站与西六方站之间,长40 m,东西走向。南、北侧轨枕端头部每隔1根设置1个水准观测桩并予以编号,在路肩上设置路基土体含水率监测仪。该地区历年平均冻结深度为130 cm。以固有结构物为水准基点,在1年的观测期内多次进行轨枕端部和桩点的水准、土体含水率测量。

1 试验段路基土体含水率测量结果

土体冻胀的3个必要条件为冻胀敏感性土质、低温环境和一定的土体含水率。已有的研究^[1-6]表明,黏土的起始冻胀含水率为12%~13%。为了解试验段路基土体含水率及其变化情况,现场设置了土体含水率监测仪,传感器埋设在路肩上,共5个,见图1,间距30 cm。

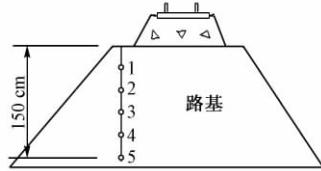


图1 路基土体含水率监测点布置

土体含水率随路基深度的变化曲线见图2。可知,路基未冻结时,在距路基面30 cm以下路基土体含水率稳定地保持在32%左右,远大于土体的起始冻胀含水率。表层冻结后,路基内水分蒸发速度变小,含水率基本保持稳定,但由于传感器性能局限导致冻结后测量的含水率数值变小,所以出现含水率大幅下降的现象。另外,深度120 cm处土体含水率在冻融周期内略有下降而150 cm处无变化,说明2016年冻结深度稍稍超过了120 cm。

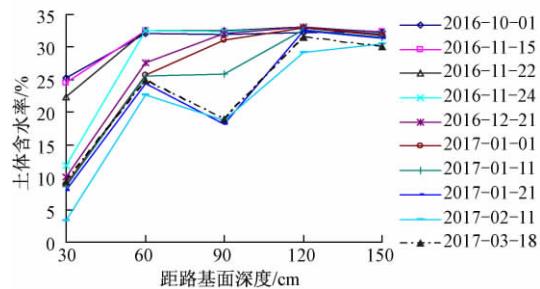


图2 土体含水率随路基深度的变化曲线

2 试验段路基冻胀特征及原因分析

路基冻胀现象是由于土体中液态和气态水分在低温条件下转变成固态,引起体积增大(膨胀率约为9%),同时土在冻结过程中,非冻结区的水分会向冻

收稿日期:2017-03-31;修回日期:2017-04-28

基金项目:中国铁路总公司科技研究开发计划(2015G006-H;2015G006-E)

作者简介:杨波(1981—),男,工程师。

E-mail:skyangbo@163.com

结区迁移,使冻结层的含水量显著增加^[7-8],这就造成某些土层在冻结后产生较大的冻胀量。

2016年、2017年轨枕端部土体最大冻胀量见图3。可知:①2016年1月29日与2017年1月17日冻胀曲线走势基本一致,说明不同冻融周期发生冻害的位置重复性较好;②受冬季气候寒冷程度和降温剧烈程度影响,冻胀量每个冻融周期有所不同。

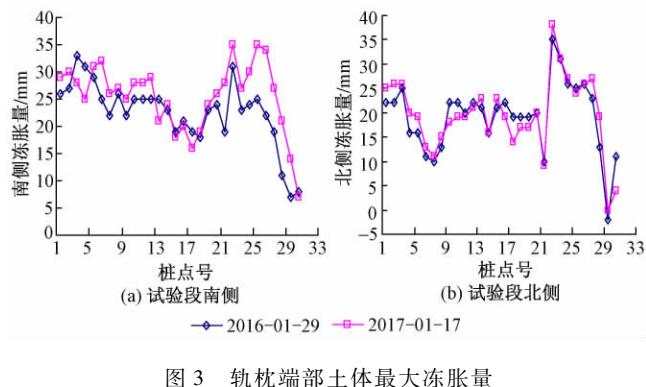


图3 轨枕端部土体最大冻胀量

路基土体冻结时有聚冰现象,如果土的冻结速率过快,水分来不及迁移,将导致冻胀率低,冻胀量就小;而冻结速率缓慢,有利于水分的迁移,冻胀率就高,冻胀量就大。

冻胀期内不同日期轨枕端部土体冻胀量曲线见图4。可知:①冻胀空间分布不均衡,试验段路基纵向不均匀冻胀量能够达到总冻胀量的50%。对比试验段南、北侧冻胀量可以看出横向向上轨枕两端的冻胀趋势也不相同。②2016年12月28日冻胀量曲线说明土体正处在冻胀上涨期,曲线的走势与最大冻胀量曲线形状相近,说明不均匀冻胀主要发生在冻胀的前半程,冻结达到一定深度后开始呈现均匀冻胀态势,即路堤地段不均匀冻胀以表层不均匀冻胀为主。③路基冻胀全面发生,冻胀量差异大。试验段所有测点均发生了冻胀,2017年1月7日冻胀量基本达到最高点。路基不同位置的冻胀量差异较大,冻胀峰值33 mm,谷值7 mm,平均冻胀量南侧为23 mm,北侧为17 mm,且冻胀坡度趋势相反,线路发生了扭曲。④试验段从2016

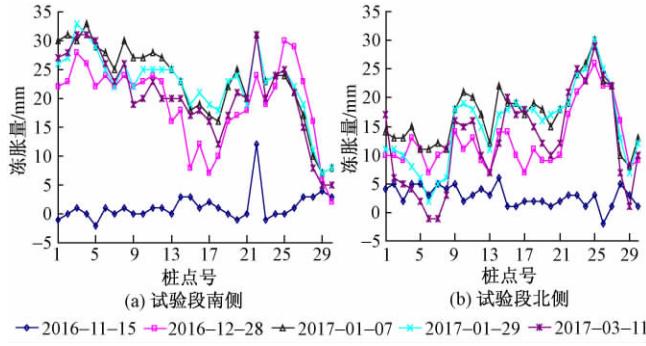


图4 轨枕端部土体冻胀量曲线

年11月开始出现冻胀现象,线路南侧开始发生冻胀,北侧已有少量冻胀。至2016年11月15日北侧平均冻胀量为2.8 mm,南侧平均冻胀量为1.2 mm;2017年1月份达到冻胀峰值,3月初开始回落,4月中旬回落完毕。这与现场实际对应,2016年12月和2017年3,4月份为涨落变化较为剧烈的时间段。

11月下旬脏污的道床底部开始发生冻胀。此阶段路基冻胀具有随气温变化敏感、早起早落的特点,冻胀量不是很大,一般在5 mm以内,影响范围2~4 m。12月份是冻胀急剧发展阶段,也是路基不均匀冻胀发生的主要阶段。次年1月份是深层冻胀稳定上涨期,冻胀量上升较为均匀;2月份至3月上旬,路基冻胀量基本稳定。

经过多年的运营,翻浆冒泥和道碴陷囊(如图5所示)等路基病害使得路基面不平整,排水坡遭到破坏,雨水无法外排而渗入路基内,破坏了路基填料的均质性。此外,施工填筑阶段填土来源的差异,在冻结期水分迁移、聚积时^[9-11],由于这些地质、结构、层次等条件的不均衡,其聚流量也不尽相同,因此产生了不均匀冻胀。

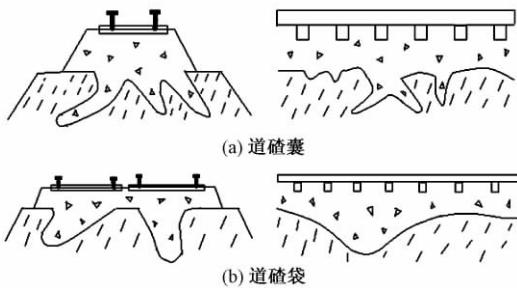


图5 道碴陷囊示意

3 冻害检修及维护对策

1) 冻胀初期应加强检查,尤其注重添乘检查。初始阶段脏污的道床底部和路基表层开始发生冻害,冻胀量不是很大,且范围较小。由于钢轨纵向具备一定的刚度,此时由不均匀冻胀造成的路基表面局部隆起会引起轨道产生小幅空吊现象,导致列车通过时发生抖动。而钢轨表面仍然呈现平顺状态,所以静态检查几何尺寸变化不明显,需添乘检查线路垂向不平顺,根据冻害对舒适度影响程度适当整修。

2) 冻害上涨期间和回落期间保持线路平顺。冻害上涨期间和回落期间路基冻害处于动态变化阶段,尤其在上涨期间和回落期间的前半程冻害变化最为剧烈,应密切关注气候变化,尤其是在冷、暖空气活动期间应加密检查,及时垫、撤冻害顺坡垫板,保持线路平顺。

3) 左、右股道应区别对待。冻害的空间分布无规律可循,线路的高低和水平超限均有可能是冻害引起的。现场检查、整修、标记时应左、右股道分开精细检修。

4) 注盐整治冻害时,用盐量要科学合理。路基在冬季会全面冻起,只是冻胀量不均匀。在路基地段不均匀冻胀才会引起冻害。采用注盐措施整治病害时在表层处理即可,以用盐量能够消除不均匀冻胀为宜,达到削峰的目的。过大的用盐量不仅加大成本还会造成周边冻胀量偏小形成低谷。

5) 桥梁过渡段冻害检修。路基冻胀普遍发生,桥梁基础为深基础,不受冻胀的影响,因此,在路堤和桥台过渡段易形成错台且峰值较大,应引起足够的重视。

6) 涵洞段冻害检修。冬季涵洞顶部分路基填土得不到地热的热量补充,冻胀从路基面和涵洞顶上下2个方向同时开始发生冻胀,因此该位置的填土无论多厚都会被冻透。鉴于上述情况,涵洞顶填土段与两侧的路基段相比,冻胀速度成倍增加,冻胀量也大很多,加之框构涵顶部都会存在一定程度的积水问题,所以最严重的冻害多发生在此位置。当涵洞与线路斜交时,涵洞两端过渡位置横向冻胀量相差较大,引起局部线路水平变化,两端反向水平叠加导致形成三角坑,对列车运行安全极其不利,应格外重视。

4 结语

本文以京通线通辽地区试验段的路基含水率和冻胀检测数据为基础,深入分析了寒冷地区普速铁路路

基的冻胀特征,总结了冻胀的发展规律并提出了维护对策,为工务部门的冻害整修工作提供参考。

参 考 文 献

- [1] 叶阳升.季节性冻土地区高速铁路路基冻胀规律及控制 [C]//中国土木工程学会.第十二届全国土力学及岩土工程学术大会论文摘要集.北京:中国土木工程学会,2015.
- [2] 蔡德钩.高速铁路季节性冻土路基冻胀时空分布规律试验[J].中国铁道科学,2016,37(3):16-21.
- [3] 孙英潮,闫宏业,蔡德钩,等.高速铁路路基冻胀综合监测体系研究[J].铁道建筑,2015(6):92-95.
- [4] 闫宏业,蔡德钩,杨国涛,等.高寒地区高速铁路路基冻结深度试验研究[J].中国铁道科学,2015,36(3):1-6.
- [5] 石刚强,张先军.严寒地区客运专线路基冻胀影响因素及防治技术[J].铁道建筑,2011(6):93-95.
- [6] 石刚强,赵世云,李先明,等.严寒地区高速铁路路基冻胀变形监测分析[J].冰川冻土,2014,36(2):360-368.
- [7] 张辉,王铁行,罗扬.冻结作用下非饱和黄土水分迁移试验研究[J].工程地质学报,2015,23(1):7-13.
- [8] 屈振学.季节性冻土区铁路客运专线路基的冻胀特性分析与措施[J].铁道标准设计,2009,53(12):8-11.
- [9] 王晏.铁路路基冻害的防治[J].铁道建筑,1993(12):14-16.
- [10] 马红绛.兰新铁路路基冻害的影响因素和整治措施研究[D].兰州:兰州交通大学,2011.
- [11] 闫宏业,蔡德钩,张千里,等.铁路路基冻害防治保温技术研究[J].铁道建筑,2015(1):51-55.

Frost-heaving Features of Common Speed Railway Subgrade in Cold Area and Maintenance Countermeasures

YANG Bo

(Shenyang Railway Bureau Science and Technology Research Institute, Shenyang Liaoning 110013, China)

Abstract Based on the observation data of subgrade frost heave and water content in the test section of Beijing-Tongliao railway line, the statistical analysis of freeze-thaw cycles, spatial distribution of frost heave, repetition of frost heave over the years, uneven frost heave site and frost heave capacity was made for normal speed railway subgrade in cold area, the influence law of subgrade frost heave on the geometric size change of railway line was summarized, and some suggestions were put forward for the frost damage repair work of railway line in different frost heave stages. Geometrical size overrun caused by uneven frost heave should be handled in time during the rise period and fall period of frost heave, and the repair work of frost damage should be strengthened especially for the road-bridge transition section and the top of culvert.

Key words Common speed railway; Cold area; Subgrade frost heave; Frost-heaving Features; Uneven frost heave; Frost damage maintenance

(责任编辑 刘莉)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0100-04

高速铁路路基黄土填料改良后的工程特性研究

苏毅

(兰州铁道设计院有限公司,甘肃 兰州 730000)

摘要 以高速铁路路基黄土填料为研究对象,制备不同水泥掺量的黄土填料试样及重塑黄土试样进行动力性质试验,并对水泥改良黄土试验路堤的稳定性进行了评价。结果表明:抗振陷能力最强时试样的水泥掺量为6%~7%,且该掺量的水泥改良黄土经1 500次振动后动弹性模量趋于稳定,阻尼比的增长幅度很小也趋于稳定;当压实系数、地基系数、动态变形模量等均满足规范要求时,水泥掺量6%~7%的改良黄土路堤在施工期及工后的沉降变形均能满足设计要求。

关键词 高速铁路路基;黄土填料;试验研究;水泥改良;动力试验;稳定性

中图分类号 U213.1; TU411.8 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.28

晚更新世、全新世黄土区别于其他土类的主要特征之一是具有强湿陷性,并普遍存在着振动易损性^[1]。黄土振陷是指在动荷载作用下黄土的孔隙减小、密度增大并发生沉降的现象^[2]。黄土的孔隙比直接反映着其结构特征。黄土的大孔隙含量及其架空结构状态是导致振陷的条件,控制着残余变形的大小^[3]。当孔隙比>0.9时,黄土极易在地震、行车振动、施工振动等的影响下产生不同程度的结构破坏,从而导致地基沉陷、路基塌陷、边坡失稳等病害^[4-6]。

在我国的湿陷性黄土地区修建了诸如石太、郑西等多条高速铁路,并大量修建了如大秦、朔黄、晋中南等多条重载铁路。高速铁路和重载铁路对轨道的平顺性和稳定性有严格的要求。而路基基床底层及以下路堤部分的抗振陷能力较弱,在列车长时间的冲击和振

动作用下极易产生振陷变形。这种变形为塑性残余变形。过大或不均匀残余变形会导致路基的不均匀沉降,从而造成了轨道的不平顺,对列车运行安全带来潜在威胁,也给线路养护维修带来不少困难。

为有效控制路基的压缩、振陷变形并降低工程成本,须选择合适的填料。在黄土区解决填料欠缺最有效的办法是对黄土进行化学改良^[7],并严格控制施工质量以满足高速铁路或重载铁路的填料要求,提高其抗振性和稳定性。

1 水泥改良黄土填料动力性质试验

试验黄土取自宝兰客运专线某工点,浅黄色,土质疏松具有湿陷性。其物理力学参数见表1。试验采用的水泥为普通硅酸盐水泥。

表1 黄土物理力学参数

天然含水率/%	天然密度/(g/cm ³)	孔隙比	液限/%	塑限/%	湿陷系数	最优含水率/%	最大干密度/(g/cm ³)
9.4~12.8	1.39~1.93	0.97~1.13	24.9~27.6	15.6~18.6	0.040~0.083	13.6~14.4	1.72~1.75

1.1 黄土填料改良后的振陷量

为确定不同水泥掺量条件下水泥改良黄土填料试样的振陷量,试验中制备了水泥掺量分别为黄土填料质量4%,5%,6%,7%的4组水泥土试样和1组重塑黄土试样。该5组填料试样均做平行试验。各组填料

试样均在最优含水率下制备,首先在击实桶中振捣密实使其压实系数达到0.95,然后将配制好的试样放入标准养护箱养护7 d,最终将养护好的试件削制成直径70 mm、高140 mm的圆柱体标准试件以备试验。

试验中的加载频率为5 Hz,振动次数依次为300,600,1 500,3 000,6 000,8 000,对同一试件在不同振动次数下的振陷量进行了统计,结果见图1。

由图1可知,重塑黄土试样与分别掺加4%,5%,6%,7%水泥的黄土改良试样的振陷量依次减小。振

收稿日期: 2017-03-31; 修回日期: 2017-05-02

作者简介: 苏毅(1979—),男,工程师。

E-mail: suyi0008@163.com

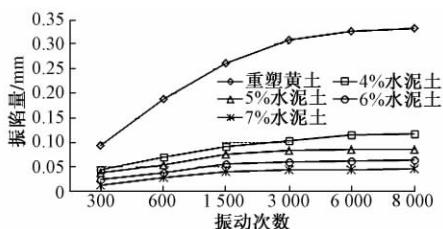


图1 不同振动次数下试样的振陷量曲线

动次数为300时掺加7%水泥的黄土改良试样振陷量为0.0143 mm,而掺加6%,5%,4%水泥的黄土改良及重塑黄土试样振陷量分别较掺加7%水泥的黄土改良试样大0.0114,0.0245,0.0308,0.0789 mm;经8000次振动后,重塑黄土及掺加4%,5%,6%水泥的黄土改良试样振陷量较掺加7%水泥的黄土改良试样分别大0.2854,0.0708,0.0407,0.0177 mm。在相同振动条件下,水泥黄土改良试样的抗振陷能力远大于重塑黄土试样,且水泥掺量越大振陷量越小抗振陷能力越强。掺加6%与7%水泥的黄土改良试样振陷量相差较小。

1.2 动应变与动弹性模量的关系

土的基本动力特性主要以土的动本构关系即动应力—动应变关系描述。该关系也是分析土的动力过程性质的重要基础。

在周期性振动荷载作用下土体的动应力—应变关系的特点主要有2个:非线性和滞后性。若在土体上施加等幅值和等周期的循环振动荷载,则动应力—动应变关系并不是一条简单的曲线或直线,而是表现为每个循环荷载内的滞回圈。土的动力特征曲线如图2所示。将土在不同周期动应力作用下的最大周期剪应力 τ_{dmax} 和最大周期剪应变 γ_{dmax} 绘于同一图上,便可得出各应力应变滞回圈顶点的轨迹,该轨迹即为土的动应力—动应变骨干曲线。图2(a)中的骨干曲线反映的是土体的非线性动应变,滞回圈反映的是动应变对应振动荷载的滞后性,二者共同反映的是动应力—动应变关系的全过程^[8]。图2(b)反应的是在1个振动荷载周期内形成的动应力—动应变滞回圈,滞回圈两端连线的斜率即为动弹性模量 E_d 。计算公式为

$$E_d = (\sigma_{dmax} - \sigma_{dmin}) / (\varepsilon_{dmax} - \varepsilon_{dmin}) \quad (1)$$

式中: $\sigma_{dmax}, \sigma_{dmin}$ 分别为滞回圈两端对应的最大轴向动应力和最小轴向动应力; $\varepsilon_{dmax}, \varepsilon_{dmin}$ 分别为滞回圈两端对应的最大轴向动应变和最小轴向动应变。

为研究黄土填料采用水泥改良后的动力性质和力学的基本参数,试验中采用的试样均在最优含水率下制备,各试样的压实度为0.95。对重塑黄土试样和不同水泥掺量的黄土改良试样进行动弹性模量、阻尼

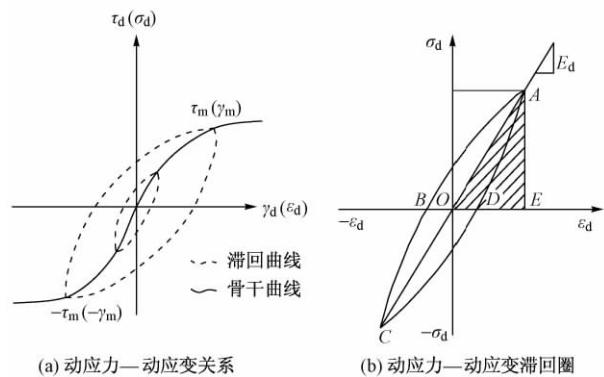
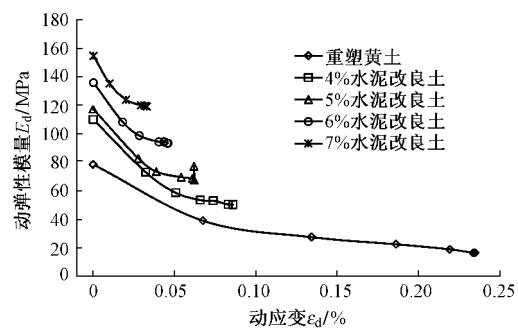


图2 土的动力特征曲线示意

比试验时,首先通过式(1)对试样分别经第1,300,600,1500,3000,6000,8000次振动后的动应力—动应变滞回圈的动弹性模量 E_d 进行计算,得到动弹性模量 E_d 与动应变 ε_d 的关系,见图3。



注:曲线上各点的振动次数从左至右依次为1,300,600,

1500,3000,6000,8000

图3 重塑黄土与改良黄土 $E_d-\varepsilon_d$ 曲线

由图3可知,重塑黄土的动弹性模量 E_d 随动应变 ε_d 的增长逐渐减小,其中在第3000次振动以前有明显的减小趋势;在第3000次振动后其减小速率降低并逐渐趋于稳定。水泥改良黄土试样的动弹性模量 E_d 随动应变 ε_d 的增长同样呈现出逐渐减小的趋势,但在第1500次振动以前有明显的减小趋势,在第1500次振动后减小速率降低并趋于稳定。

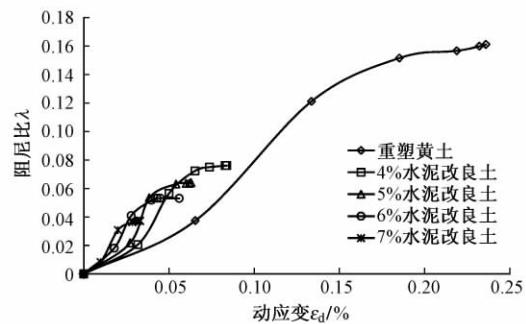
随振动荷载振动周期的增加,重塑黄土试样与黄土改良试样的脆弱结构被破坏,土体变得更为密实,动弹性模量随塑性应变的发展而减小。相比之下,重塑黄土试样与黄土改良试样的塑性变形与弹性变形的明显分界振动次数分别为3000,1500,黄土改良试样分界振动次数是重塑黄土试样的50%,说明黄土改良试样的稳定性较重塑黄土试样的稳定性强。黄土改良试样经3000次振动后,动应变 ε_d 随水泥掺量的增加而减小。掺加6%水泥与掺加7%水泥的黄土改良试样的动应变 ε_d 相差较小。

1.3 动应变与阻尼比的关系

土体试样的阻尼比 λ 为阻尼系数 C 与其临界阻尼系数 C_{cr} 之比,可用图 2(b) 中滞回圈 ΔAOD 的面积 A_0 与 ΔAOE 的面积 A_r 来反映,即

$$\lambda = \frac{A_0}{4\pi A_r} \quad (2)$$

通过公式(2)可求出重塑黄土试样与黄土改良试验在第 1,300,600,1 500,3 000,6 000,8 000 次振动时,相应的应力-应变滞回圈阻尼比 λ ,并可得到 λ 与 ε_d 的关系曲线,见图 4。



注:曲线上各点的振动次数从左至右依次为 1,300,600,1 500,3 000,6 000,8 000

图 4 试样阻尼比和动应变的关系

由图 4 可知:当在第 1 次振动时,土体几乎处于完全弹性状态,试样阻尼比 λ 接近于 0;在第 1 ~ 300 次振动之间,试样主要以弹性变形为主,塑性应变则缓慢发展, $\lambda - \varepsilon_d$ 关系曲线增长趋势较为缓慢;在第 300 ~ 1 500 次振动之间,试样的塑性变形发展较快,动应变随振动次数的增加而逐渐增大, $\lambda - \varepsilon_d$ 关系曲线表现出迅速增长的趋势;在第 1 500 ~ 8 000 次振动之间,试样的软弱结构被完全破坏,颗粒得到了重新排列,塑性变形很小,结构趋于稳定,试样的阻尼比 λ 也随之趋于稳定,曲线上升缓慢且趋于水平。掺加 6% 水泥与掺加 7% 水泥的黄土改良试样阻尼比的变化趋势相近。

2 水泥改良黄土路堤的稳定性研究

高速铁路某试验路堤所在试验场地地势平坦,地貌单元属渭河Ⅱ级阶地,湿陷性黄土层厚度 17.7 ~ 23.4 m,探井取样计算黄土层总湿陷量 Δs 为 793 ~ 900 mm, $\Delta s > 700$ mm;自重湿陷量 Δz_s 为 418 ~ 577 mm, $\Delta z_s > 350$ mm。可判定本试验场地属Ⅳ级(很严重)自重湿陷性黄土场地。

试验场地附近优质的 A,B 组填料十分缺乏,可供采用的填料几乎全部属于 C,D 类黄土,在路堤填筑中对基床底层与路堤本体的黄土填料进行了掺量 6% ~ 7% 的水泥改良,其中基床底层改良黄土厚度 2.3 m,

路堤本体改良黄土厚度 2.3 m,如图 5 所示。

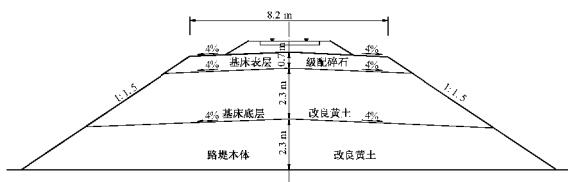


图 5 高速铁路某单线路堤横断面示意

在试验路堤填筑施工中,对压实系数 K 、地基系数 K_{30} 、变形模量 E_{v2} 、动态变形模量 E_{vd} 等填筑质量检验指标进行了检测,检测结果见表 2,均满足《高速铁路设计规范》(TB 10621—2014)^[9] 规定及要求。

表 2 黄土改良填料检测结果

填筑部位	压实系数	地基系数	动态变形模量
	K	$K_{30} / (\text{MPa}/\text{m})$	E_{vd} / MPa
基床底层	0.96 (0.95)	216 (150)	92.1 (40)
基床以下	0.95	205	
路堤	(0.92)	(130)	

注:括号内数字为 TB 10621—2014 中化学改良土、碎石类及粗砾土压实标准最小值。

试验中共设置了 9 个变形观测断面,分别对各观测断面基床底层与路堤本体的施工期沉降和工后沉降进行了统计,见表 3。

表 3 高速铁路某试验路堤沉降变形统计

断面	施工期沉降/mm		工后沉降/mm	
	基床底层	路堤本体	基床底层	路堤本体
断面 1	4.5	3.0	0.0	0.0
断面 2	2.0	2.0	1.6	2.0
断面 3	4.0	1.0	1.5	3.0
断面 4	2.5	6.5	2.0	1.5
断面 5	1.0	5.5	2.0	1.0
断面 6	3.0	5.5	1.0	1.5
断面 7	2.0	2.5	2.5	2.5
断面 8	8.5	3.5	0.0	2.0
断面 9	3.5	2.5	1.5	2.0
平均值	3.4	3.6	1.3	1.7

由表 3 可知,改良后的黄土填料填筑的基床底层、路堤本体各观测断面施工期沉降平均值分别为 3.4, 3.6 mm, 最大变形量分别为 8.5, 6.5 mm, 主要以压缩变形为主;基床底层、路堤本体各观测断面工后沉降平均值分别为 1.3, 1.7 mm, 最大变形量分别为 2.5, 3.0 mm, 远小于 15 mm 的工后沉降量标准要求^[10-11], 基本趋于稳定。

3 结论

黄土填料普遍存在着振动易损性,无法满足高速铁路或重载铁路的填料标准要求,需对其进行改良处理使用。在同等条件下,经过水泥改良后的黄土试样抗振陷能力远大于重塑黄土试样,且水泥掺量越大抗振陷能力越强。水泥改良黄土填料的最佳水泥掺量为6%~7%。

相比重塑黄土,水泥改良后的黄土结构性较强,1 500次振动以前塑性变形发展较快,土体的动应变随振动次数的增加而逐渐增大,阻尼比也随之迅速增长;1 500次振动以后动弹性模量趋于稳定,阻尼比的增长幅度很小,趋于稳定。

高速铁路水泥改良黄土填筑试验路堤的变形试验表明,黄土填料经掺量6%~7%的水泥改良后填筑,当压实系数 K 、地基系数 K_{30} 、动态变形模量 E_{vd} 等满足规范要求时,基床底层及路堤本体的施工期沉降及工后沉降均可满足设计要求。

参 考 文 献

- [1] 谢定义.半个世纪来对黄土、黄土力学与黄土工程问题研究的基本认识 [R].北京:中国岩石力学与工程学会,2007.
- [2] 温笃武.晋中南重载铁路路基水泥改良黄土振陷研究 [D].西安:西北大学,2012.
- [3] 王兰民.黄土动力学 [M].北京:地震出版社,2003.
- [4] KOUROUSSIS G, VERLINDEN O, CONTI C. Finite-dynamic Model for Infinite Media: Corrected Solution of Viscous Boundary Efficiency [J]. Journal of the Engineering Mechanics, 2011, 137(7): 509-511.
- [5] 陈国兴.岩土地震工程学 [M].北京:科学出版社,2007.
- [6] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局,中国国家标准化管理委员会.GB 6722—2014 爆破安全规程 [S].北京:中国标准出版社,2015.
- [7] 周建基,梁收运,张帆宇,等.石灰改良黄土的工程特性试验研究 [J].铁道建筑,2014(9):105-108.
- [8] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.GB/T 50269—2015 地基动力特性测试规范 [S].北京:中国计划出版社,2015.
- [9] 中华人民共和国铁道部.TB 10621—2014 高速铁路设计规范 [S].北京:中国铁道出版社,2014.
- [10] 吕宾林,张千里.地基系数变形模量及动态变形模量的测试与对比 [J].铁道建筑,2006(2):55-57.
- [11] 周神根,曾梦澜,杨春环.关于准高速铁路路基若干设计标准的讨论 [J].铁道建筑,1991(增1):50-53.

Engineering Characteristics of the Improved Loess Filling Material for High Speed Railway

SU Yi

(Lanzhou Railway Survey and Design Institute Co., Ltd., Lanzhou Gansu 730000, China)

Abstract Taking the loess filling material of subgrade in high-speed railway as the research object, the loess filling material specimens with different cement content were prepared and the loess specimens were remolded for dynamic property test, and the stability of cement improved loess test embankment was evaluated. The results show that anti vibration depression capacity is the strongest when the cement content of specimens is 6%~7%, the dynamic elastic modulus tends to be stable and damping ratio increases little and tends to be stable too after the 1500 vibration of cement improved loess with this cement content, the settlement and deformation of improved loess embankment with cement content of 6%~7% could meet the design requirements during and after construction when the compaction coefficient, the foundation coefficient and the dynamic deformation modulus can meet the specification requirements.

Key words High speed railway subgrade; Loess filling material; Experimental study; Cement improvement; Dynamic test; Stability

(责任编辑 刘莉)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0104-04

基于 BIM 和北斗卫星定位的路基连续压实信息系统研究

梁 策¹, 王万齐¹, 蔡德钧²

(1. 中国铁道科学研究院 电子计算技术研究所, 北京 100081; 2. 中国铁道科学研究院 铁道建筑研究所, 北京 100081)

摘要 针对路基数字化施工的应用需求, 研发了支持北斗卫星定位与 BIM (Building Information Modeling) 关联和准确对应的路基连续压实信息系统。主要功能包括压实数据采集、采集端软件动态监测和展示、数据断点续传、压实数据在 Web 端以 BIM 形式展示、质量数据统计分析、业务报表生成、过程中多台压路机协同作业等。北斗卫星定位坐标与路基 BIM 检测单元之间的换算方法既能避免涉密坐标在互联网中传输, 又能实现在 BIM 上以分段、分层的方式将压实信息与模型检测单元对应展示。该实现方法对 BIM 和北斗的结合使用具有参考价值。

关键词 铁路路基; 信息系统; 坐标转换; 模型试验; 连续压实; 建筑信息模型; 北斗卫星定位

中图分类号 U213.1 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.29

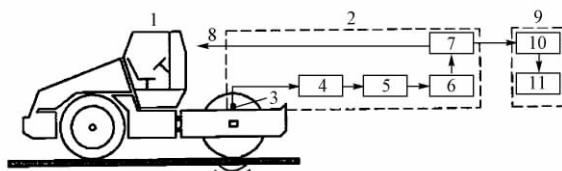
路基施工过程中, 常规压实检测方法存在抽样点缺乏代表性、检测时间长、事后检测难以实时指导施工等不足。当压路机在不同压实程度的路基上行走时, 其振动响应发生有规律的变化, 通过监测、分析压路机的振动响应可反推路基的压实程度, 实现连续压实控制^[1-3]。常规连续压实控制系统主要以码表计算行驶距离和行驶速度, 一般通过人工录入压实区段里程, 其自动化水平有待提高。近年来, BIM 在铁路中得到推广和应用, 采用 BIM 设计路基并与线路数学模型结合, 可以计算得到路基及其每层的空间尺寸和位置^[4]。在连续压实控制设备的基础上, 采用北斗卫星定位技术采集压路机的空间位置信息, 并与路基 BIM 空间位置进行匹配, 可实现有针对性的压实作业, 而且行驶轨迹可以追溯和监管, 多个压路机在同一区段内还能实现协同作业。

1 技术原理

1.1 连续压实控制

针对振动压路机和相应的填料进行一段压实试验, 验证连续压实控制指标与常规检验指标(地基系数 K_{30} , 变形模量 E_{v2} , 动态变形模量 E_{vd} , 压实系数 K)之间的正相关关系^[5]。路基填筑碾压过程中, 根据土体与振动压路机相互作用原理, 通过连续量测振

动压路机振动轮竖向振动响应信号, 建立检测评定与反馈控制体系, 实现对整个碾压面压实质量的实时动态监测与控制。《铁路路基填筑工程连续压实控制技术规程》(Q/CR 9210—2015)^[6] 中连续压实控制系统组成如图 1 所示。



1-加载设备; 2-量测设备; 3-传感器; 4-信号调理; 5-数据采集; 6-分析处理; 7-显示; 8-反馈控制; 9-压实信息管理系统; 10-后台信息管理; 11-远程信息管理

图 1 连续压实控制系统组成

1.2 北斗卫星定位

北斗卫星定位系统基本原理是将高速运动的卫星瞬间位置作为已知的起算数据, 采用空间距离后方交会的方法确定待测点位置。按定位方式分为单点定位和相对定位(差分定位)。单点定位是根据 1 台接收机的观测数据确定其位置的方法, 只能采用伪距观测量, 可用于车船等概略导航定位。相对定位是根据 2 台以上接收机的观测数据确定观测点间相对位置的方法, 既可采用伪距观测量也可采用相位观测量。大地测量或工程测量均采用相位观测量进行相对定位^[7]。单点定位精度低, 相对定位精度高, 故采用相对定位与路基 BIM 结合。

1.3 路基 BIM 建模

路基 BIM 建模通过以下步骤实现: ①根据线路平

收稿日期: 2017-03-17; 修回日期: 2017-04-28

基金项目: 中国铁路总公司科技研究开发计划(2016X002); 中国铁道科学研究院基金(2016YJ099)

作者简介: 梁策(1980—), 男, 助理研究员, 硕士。

E-mail: okay@ qq. com

面曲线要素和纵断面曲线要素,生成铁路空间线路模型;②分段确定设计横断面的尺寸和结构;③拉伸形成路基体;④按断面结构形成路基顶面及边坡的分层实体;⑤结合工程部位组件,将附属工程与模型匹配;⑥参数化设置,分层形成路基各层的实体;⑦柱状网格化切分模型,形成压实检测单元^[8]。

2 系统组成

路基连续压实信息系统由北斗卫星定位设备、坐

标与里程转换、坐标与模型检测单元转换、连续压实设备、采集终端数据管理及展示软件、数据上传下载、云端服务、模型对接接口、Web页面、移动管理APP等单元构成。Web页面根据中国铁路总公司、客专公司或铁路局、项目指挥部、标段(施工、监理、设计)共4级用户的需求,提供不同的操作权限。移动管理APP结合现场沿线巡检等移动办公的需要,满足手机端查阅、督办施工质量和进度情况的要求。路基连续压实信息系统架构如图2所示。

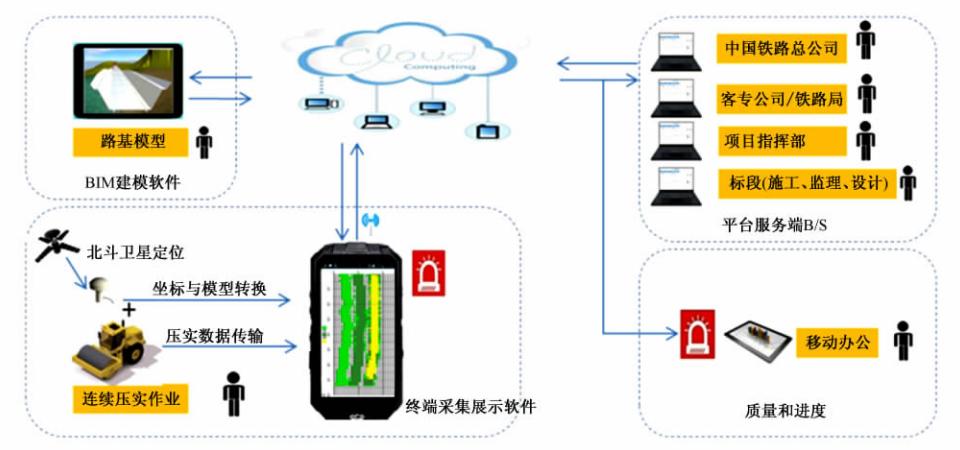


图2 路基连续压实信息系统架构

3 系统功能及实现

3.1 数据采集

根据Q/CR 9210—2015要求,压实检测单元采用压路机轮宽2.0 m与行驶距离0.5 m构成的网格为1个检测单元。压路机行驶经过每个检测单元,自动采集的数据有2部分:①连续压实数据,包括振动压实值、振动频率、振动幅度、采集时间等;②北斗卫星定位数据,主要是空间坐标和采集时间。

每次采集的空间坐标通过线路数学模型转换单元换算成检测单元的行列号;结合每次的采集时间构成时空关系,可计算得到压路机实时行驶速度和行驶轨迹。每个检测单元上下相邻层体的顶面高程之差即为该单元的碾压厚度,以此监测压实厚度是否超标。

3.2 动态监测和展示

采集终端设备安装在压路机驾驶室,显示器实时显示压实区域内每个检测单元的最新压实情况。将压实值与目标压实值比较,把达到合格、未达到合格、未碾压的监测单元分别标记为绿色、红色、白色。压实作业的轨迹和压路机行驶速度直观地显示给操作手,从而可针对压实薄弱的检测单元有针对性地碾压。

3.3 数据传输

通过机载无线路由器,将压实设备和定位设备采

集的数据传输到采集终端设备的数据库中,并加密存储。采集终端在3G/4G移动网络或Wi-Fi信号环境中,调用平台服务端的Web Services接口,实现数据上传和下载。数据传输中因网络条件等因素影响,需要支持断点续传。上传时先将数据任务分解成包,每个数据包上传到平台并得到成功返回值后,再进行下一个数据包的上传;否则继续该数据包的上传。下载时记录每个线程的完成进度;每次下载前若有未完成进程的记录则继续该进程的下载,否则记录新进程的进度;下载完成后删除该进程的记录。

3.4 压实数据BIM展示

在Web端进行压实状态分布展示时,按压实值分组间隔、分组数设置不同图例颜色(如红、黄、绿)。模型检测单元的颜色根据压实值所在分组显示相应图例颜色。压实程度分布展示时,按压实值是否达到目标压实值设置红、绿2种图例颜色并相应显示。未进行压实的检测单元均用白色显示。实际压实层体组成的路基BIM系统支持分段、分层拆分展示(如图3所示),每个层体具有“开/关”显示状态。实现方法如下:在里程百米桩处将路基BIM切分成区段;将每个区段划分成模型检测单元。实际压实段原点所在里程与路基BIM区段开始里程之间的距离是0.5 m的整数倍。每个压实检测单元与模型检测单元间的行列号

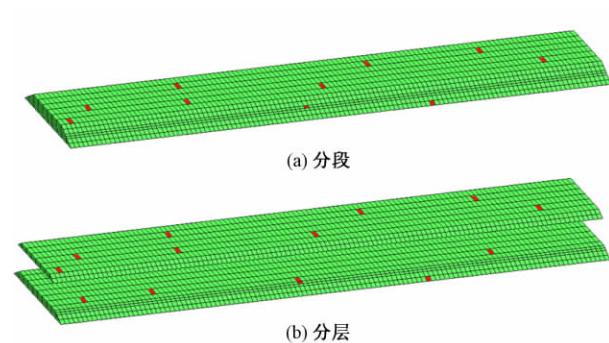


图3 路基压实结果展示

进行换算后,可实现一一对应。

3.5 统计分析

按区段施工作业,质量检测和过程控制的归档数据通过统计该区段中的压实数据得到。归档数据主要包括振动压实值的最大值、最小值、平均值、标准差、通过率、均匀性、稳定性,压实遍数等。质量检测统计的数据主要包括碾压面积,碾压轮数,最大、最小压实值,平均压实值,变异系数,振动压实值通过率等。通过率不仅要用累计的不合格检测单元数与总的检测单元数据比较,还要考虑不合格检测单元分布的离散性。可用不合格检测单元的相邻关系计算和判断离散性,分析后得到合格率。

3.6 业务报表生成

生成报表可极大简化内业计算的工作量。报表主要包括相关系数计算表、相关性校验报告表、压实程度分布图表、压实状态分布图表、数据记录表、综合统计表等。分别采用 lowagie 和 Aspose. Cells 控件进行开发,生成 PDF 和 excel 报表文档。

3.7 过程控制中多台压路机协同作业

多台压路机协同作业时均采用北斗卫星定位,位置坐标定位到压实检测单元后再转换到对应模型检测单元。每个模型检测单元上将承载多台压路机压实数据,经统计计算即可得到压实总遍数、最大值、最小值,并能判断每次碾压的压实程度。以压实段为单位,对其中的全部模型检测单元进行统计,可得到多机协同作业的过程控制归档数据。

4 关键技术

4.1 线路数学模型

线路分解为平面曲线和纵断面竖曲线。根据已知设计参数计算得到线路的空间数学模型。平面曲线数学模型根据起、终点坐标,交点坐标,圆曲线半径,前后缓和曲线类型、长度,计算出平面曲线主点的里程、坐标及曲线要素。曲线主点包括直缓点(ZH)、缓圆点

(HY)、圆缓点(YH)、缓直点(HZ)和用于验算的曲中点(QZ),如图4所示。纵断面竖曲线的数学模型根据起、终点高程和里程,变坡点高程和里程,竖曲线半径,前后坡度凸凹变化标识计算竖曲线主点的高程、里程及曲线要素。对于平面曲线数学模型,已知里程可求解得到相应坐标;对于纵断面竖曲线数学模型,已知里程可以计算得到该处的设计高程^[9-10]。

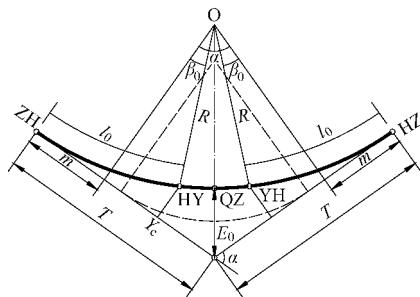


图4 平面曲线示意

4.2 检测单元划分

检测单元即振动压路机在连续压实检测时的最小分辦单位。一般采用压路机轮宽和行驶距离的乘积,取 $2.0\text{ m} \times 0.5\text{ m}$ 即 1 m^2 为一个检测单元。压实段用开始里程和本段压实长度确定。各检测单元采用行号和列号标记。

行号:每个压实段中,与线路垂直方向每 2 m 为1行。若总行数是偶数,则中线向左从 -1 开始编号,增量为 -1, 即 -1, -2, -3, …; 中线向右从 1 开始编号,增量为 1, 即 1, 2, 3, …。若总行数是奇数,则中间行号编为 0, 中线向左从 -1 开始编号,增量为 -1, 即 -1, -2, -3, …; 中线向右从 1 开始编号,增量为 1, 即 1, 2, 3, …。左、右剩余宽度若不足 2.0 m ,各自也编排成 1 个行号。

列号:每个压实段中,从小里程端开始沿着里程方向,每 0.5 m 为 1 列,从 1 开始,增量为 1,向大里程端依次编排列号,即 1, 2, 3, …。剩余长度若不足 0.5 m 也编排成 1 个列号。

4.3 里程和高程转换

已知线路附近的平面坐标点,通过求点到平曲线的法线可得到其所处的里程。直线段采用内插法计算里程点坐标;曲线段根据里程点处于前缓和曲线、圆曲线、后缓和曲线的位置,运用文献[8]中的计算公式计算坐标和切线方位角。对处于竖曲线直线部分的里程点采用内插法计算其高程;对处于圆曲线部分的里程点,根据该处的曲线长度计算曲率变化高度,并与其对应切线上的里程点处的高程求和,从而得到该点的高程。根据横坡及超高坡度,计算横断面上各处的高程。

4.4 坐标和检测单元行列号转换

定位坐标转换检测单元行列号的步骤:①确定总行数是采用奇数还是偶数排列行号;②在压实段起点处采集线路中线附近一点坐标;③计算该点对应的中线点;④计算中线点的里程,并加0.5 m后向下取整,确定新的中线点作为原点;⑤计算原点坐标、设计高程和切线方位角;⑥压实过程中,每次采集压实数据和坐标时,计算坐标值与原点的偏移量 Δx 和 Δy ;⑦ Δx 和 Δy 分别乘以方位角,得到行列方向的偏移量 $\Delta x'$ 和 $\Delta y'$;⑧ $\Delta x'$ 和 $\Delta y'$ 分别与轮宽2.0 m和行驶距离0.5 m求余取整,即可得到行号和列号。

5 结语

连续压实采集的数据量较大,考虑到全国在建铁路有几千公里,总的路基里程较长,因此数据组织和存储方式尚待深入研究。北斗卫星定位涉及大地坐标,本文的方法采用相对定位的检测单元行列号及区段里程来确定,可以避免涉密坐标在互联网中传输,但压实设备的终端软件对坐标的采集、使用还需考虑加密和解密机制。

参 考 文 献

- [1]赵龙,闵世平,赵亮亮.BIM模型在路基压实检测技术中的应用[J].铁道工程学报,2015,32(4):36-41.
- [2]杜华,邢爱国.多土类土石混填路基压实度快速预测研究[J].铁道建筑,2008(2):59-61.
- [3]曾佳,王红平,李晴.路基压实质量检测分析指标相关性研究[J].铁道建筑,2013(12):91-94.
- [4]朱宏伟,蔡德钩,陈峰.路基连续压实检测系统[J].铁道知识,2015(2):58-61.
- [5]董兴干,熊世雄,王垚,等.基于BIM的铁路路基连续压实应用探讨[J].铁路技术创新,2014(2):83-87.
- [6]中国铁路总公司.Q/CR 9210—2015 铁路路基填筑工程连续压实控制技术规程[S].北京:中国铁道出版社,2015.
- [7]张明,顾晓雪.北斗接收机定位误差分析[J].电子与封装,2015(9):40-43.
- [8]梁策.基于LiDAR数据获取铁路纵横断面的方法研究[D].成都:西南交通大学,2010.
- [9]徐骏,李安洪,刘厚强,等.西成线江油北站路基BIM的应用[J].铁路技术创新,2014(2):75-78.
- [10]张志清.道路勘测设计[M].北京:科学出版社,2005.

Study on Subgrade Continuous Compaction Information System Based on BIM and Beidou Navigation Satellite System

LIANG Ce¹, WANG Wangqi¹, CAI Degou²

(1. Institute of Computing Technologies, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China;

2. Railway Engineering Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract According to the application requirements of subgrade digital construction, the subgrade continuous compaction information system which supports the correlation and accurate correspondence of BDS (BeiDou Navigation Satellite System) and BIM (Building information model) was developed, the main functions of which include compaction data acquisition, dynamic monitoring and display of acquisition terminal software, resume from data break-point, compaction data shown in BIM on Web, statistical analysis of quality data, business report generation, and multi roller cooperative operation in process control. The conversion method between Beidou location coordinate and subgrade BIM detection unit can not only avoid secret coordinates being transmitted over the internet, but also implement the corresponding display of compaction information and model detection unit in a sectionalized and hierarchical form on BIM, which has the reference value for the combination of BIM and BDS.

Key words Railway subgrade; Coordinate transformation; Model test; Continuous compaction; BIM; BDS

(责任编辑 刘莉)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0108-04

高速铁路土工格栅加筋土挡墙的试验研究

梁小勇¹, 靳静^{1,2}, 杨广庆²

(1. 河北科技大学 建筑工程学院, 河北 石家庄 050018; 2. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043)

摘要 为了研究高速铁路土工格栅加筋土挡墙在高速列车荷载作用下的受力和变形状态及其作用机理, 通过室内模型试验模拟高速列车动力荷载作用, 对加筋土挡墙墙内竖向和水平动土压力、墙顶累积竖向沉降、墙面累积水平位移等分布规律进行了研究。试验结果表明, 加筋土挡墙模型在经受 120 万次的动荷载作用后, 挡墙内外部未出现明显的破坏; 在动荷载作用下, 墙面累积水平位移及墙顶累积竖向沉降均不超过挡墙高的 1%, 加筋土挡墙结构具有良好的稳定性。

关键词 铁路路基; 加筋土挡土墙; 模型试验; 动土压力; 变形

中图分类号 TU411.93; U417.1⁺¹ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.30

高速铁路路堤式加筋土挡墙受到静荷载和动荷载的双重作用。其中, 静荷载包括挡墙填土产生的土压力和路基路面层及其上覆结构物所产生的重力; 动荷载主要是高速列车行驶中的行车荷载。目前, 关于加筋土挡墙在静载作用下的变形已进行了较多研究^[1-5]。动荷载引起的墙内动应力比静应力复杂许多, 然而, 加筋土挡墙动态响应机理的研究却落后于工程实践的发展。因此, 深入研究加筋土挡墙的动态响应特性和作用机理十分重要。杨果林等^[6-8]通过模型试验和数值模拟研究了不同形式挡墙在重复荷载作用下的动态响应。LIU 等^[9]基于数值模拟, 研究了加筋土挡墙在地震荷载下墙面水平位移和墙顶竖向沉降变形公式, 得出拉筋刚度是影响结构变形和动态特性的重要参数。刘明志^[10]通过模型试验研究了在循环动荷载作用下加筋土挡墙的变形。蒋建清等^[11]根据加筋土挡墙的试验结果进行了数值分析。在以上研究的基础上, 本文通过室内模型试验模拟高速列车动荷载作用, 分析了土工格栅加筋土挡墙的竖向和水平动土压力以及竖向沉降和水平位移的分布规律及其作用机理。

1 室内模型试验

1.1 试验装置及仪器布置

试验模型尺寸根据青(岛)荣(城)城际铁路中加

收稿日期: 2017-01-13; 修回日期: 2017-04-23

基金项目: 河南省教育厅科技计划青年基金(QN2015062); 河南省交通

工程结构力学行为演变与控制重点实验室资助项目
(201503)

作者简介: 梁小勇(1980—), 男, 讲师, 硕士。

E-mail: lixiayon_2001@163.com

筋土挡墙实际尺寸按一定相似比确定, 加筋土挡墙室内模型长、宽、高分别为 3.0 m × 1.0 m × 1.65 m, 土工格栅铺设 5 层, 每层长度为 2.0 m, 土工格栅中间 4 层每层间隔 0.3 m, 最上面一层和最下面一层均间隔 0.15 m。为了模拟实际高速铁路道砟, 表层铺有碎石层, 在碎石层中铺有方木模拟铁路中的枕木。加筋土挡墙试验装置及仪器布置如图 1 所示。

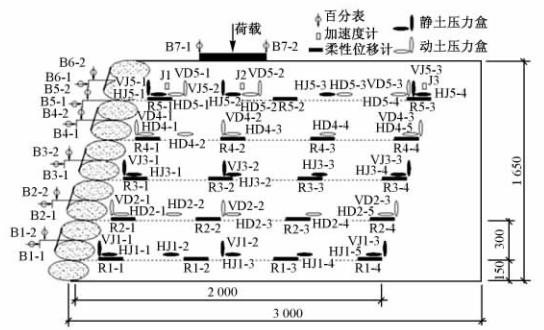


图 1 加筋土挡墙试验装置及仪器布置(单位: mm)

1.2 试验材料

模型试验中的填土均取自青荣城际铁路工程段, 通过颗粒筛分试验、相对密度试验和直剪试验得到该填土的内摩擦角 $\varphi = 35^\circ$, 最大干密度 $\rho_d = 2.31 \text{ g/cm}^3$, 最佳含水率 $w = 8.7\%$ 。填土颗粒级配曲线见图 2, 由级配组成可知该填土为级配良好的砾土。筋材为 EG70R 型高密度聚乙烯单向拉伸土工格栅, 其技术指标见表 1。

1.3 加载方式

路基面动应力值是与列车速度、轴重、机车车辆动态特性、轨道结构、轨道不平顺、距轨底深度及路基状态有关的一个随机函数。根据国内外经验和青荣城际

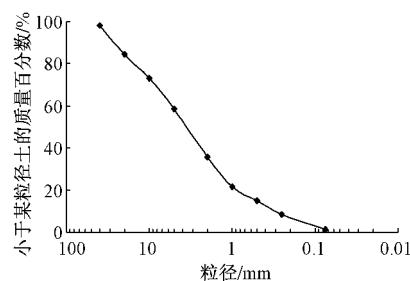


图 2 填土颗粒级配曲线

表 1 土工格栅技术指标

型号	幅宽 / m	肋长 / m	2% 伸长率 时的拉伸力 / (kN/m)	5% 伸长率 时的拉伸力 / (kN/m)	峰值 应变 / %
EG70R	1	0.28	18	34.5	11.5

铁路各区间的运行速度,可确定动应力值范围在 50 ~ 125 kPa, 针对这一范围细分为 3 个加载段: 40 ~ 80 kPa, 60 ~ 100 kPa 和 80 ~ 120 kPa。

高速铁路列车采用 CRH3 型动车组, 该动车组同转向架上的轴距为 2.5 m, 同车厢的 2 个转向架之间的距离一般为 18 m, 而相邻 2 节车厢的转向架之间的距离一般为 8 m。根据公式, 计算得到相应的动荷载加载频率为 4, 6, 8, 10 Hz。因高速铁路 1 个维修周期需经历 120 万 ~ 200 万次加载循环, 正交组合后每一阶段加载 10 万次。动荷载加载流程见图 3。

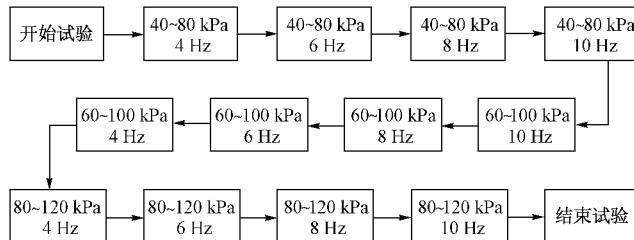


图 3 动荷载加载流程

2 试验结果分析

2.1 竖向动土压力分布规律

试验采用应变式土压力盒监测动土压力, 并且于墙高 0.6, 1.2, 1.425 m 处各埋设 1 层, 每层埋在荷载中心垂直线上。试验中取荷载中心点下墙内动土压力监测数据分析墙高与竖向动土压力峰值的关系, 见图 4。可以看出: ①竖向动土压力峰值沿着墙高从下到上呈增加趋势, 在墙体下部增加速度较快, 在墙体上部增加较缓慢。②当动荷载值一定时, 频率的改变对竖向动土压力的影响很小; 然而, 在频率一定的情况下, 动荷载值的改变对竖向动土压力的影响很明显, 随着荷载值的增加竖向动土压力显著增大。

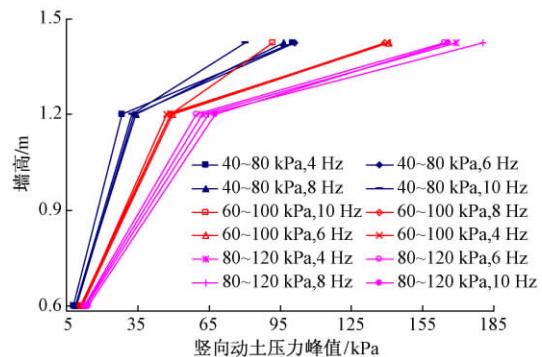


图 4 墙高与竖向动土压力峰值关系曲线

绘制不同墙高处竖向动土压力峰值变化曲线, 见图 5。在墙高 0.6 m 和 1.2 m 处竖向动土压力峰值随着频率的增加而变化很小, 但是在墙高 1.425 m 处, 频率增到 10 Hz 时竖向动土压力峰值明显下降, 这是因为随着动载加卸循环进行, 卸载时土中应力会有所回弹所导致的。

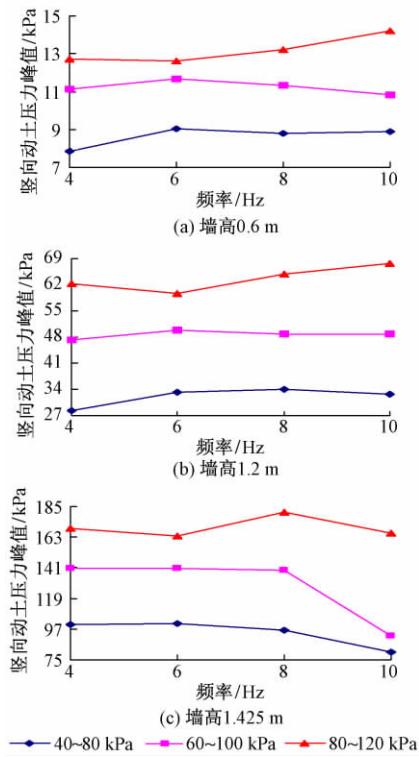


图 5 不同墙高处竖向动土压力峰值变化曲线

2.2 水平动土压力分布规律

不同墙高处水平动土压力峰值变化曲线见图 6。可知: 在墙高 0.6 m 处, 水平动土压力峰值随着动荷载值的增加而增大, 然而当频率增大时, 水平动土压力峰值曲线基本保持不变; 在墙高 1.2 m 处, 水平动土压力峰值随着动荷载值的增加呈先减小后增加的变化趋势, 当频率为 10 Hz 时水平动土压力峰值比较接近。比较图 6(a)、图 6(b) 可以看出, 加筋土挡墙上部墙体

对频率的响应比下部墙体敏感,并且对高频率响应尤其敏感。虽然水平动土压力峰值在墙体不同高度上分布规律不同,但是总体来看其值都在5 kPa范围内,且沿筋长由中心向两侧减小,挡土墙下部水平动土压力值比较稳定。

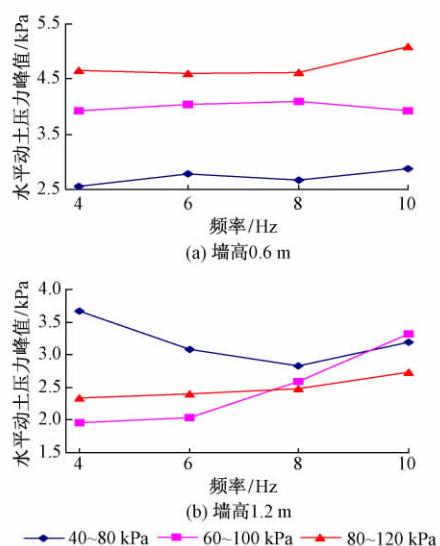


图6 不同墙高处水平动土压力峰值变化曲线

2.3 墙面变形特性分析

加筋土挡墙墙顶累积竖向沉降和墙面累积水平位移与加载次数、频率和幅值的关系曲线分别见图7和图8。分析可知:竖向累计变形随加载次数和幅值的增大而呈逐渐增加的趋势,曲线增长比较平缓,且随着墙高的增加累计变形逐渐增大,在动荷载作用下挡土墙顶部的变形要比挡墙下部的变形大。水平累计变形在加载前期变化较平缓,到加载30万次之后,变形曲线出现折线形波动,直到加载100万次之后又逐渐趋于平稳。通过比较可以看出竖向和水平累计变形均随着动荷载值的增加而增大,其中水平累计变形的增长率较小。

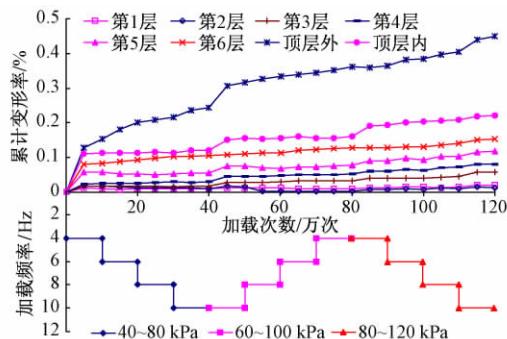


图7 竖向累计变形率与加载次数、频率和幅值关系曲线

加筋土挡墙各层竖向和水平累计变形率沿墙高的变化曲线分别见图9和图10。分析可知:竖向和水平

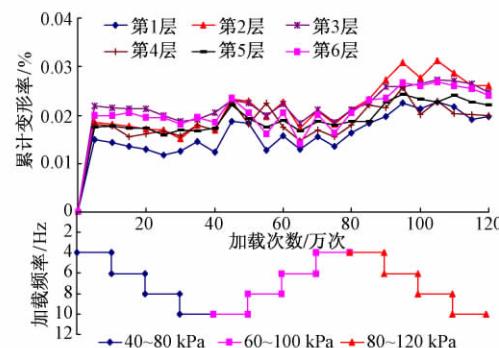


图8 水平累计变形率与加载次数、频率和幅值关系曲线

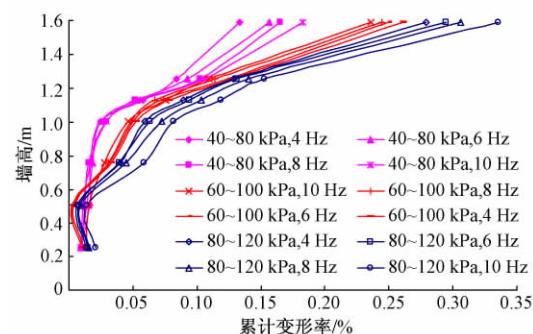


图9 竖向累计变形率沿墙高变化曲线

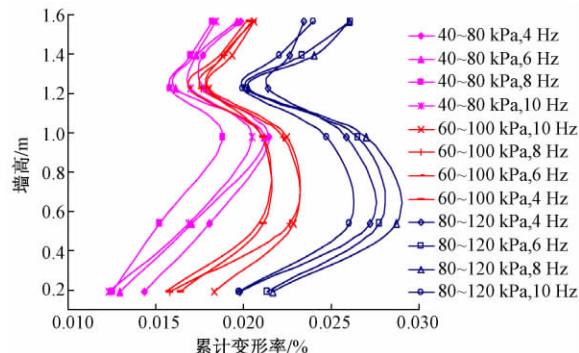


图10 水平累计变形率沿墙高变化曲线

累计变形率根据加载幅值的不同基本分为3簇。竖向累计变形率沿墙高从低到高逐渐增加,频率对其影响不大,并且上部竖向累计变形率高于下部,主要是因为随着加载幅值的增加,底层的压实度越来越高,从而变形也越来越小。水平累计变形率曲线呈S形,沿墙高从下到上先增加后减小再增加,这主要是因为挡土墙受偏心荷载作用使一侧产生较大位移,中间向外鼓胀则是因为墙体中部压实体度不同而形成的。

3 结论

通过分析土工格栅加筋土挡墙在动荷载作用下的动土压力以及竖向和水平位移的室内试验结果,可以得到以下结论:

- 1) 加筋土挡墙模型在经受120万次的动荷载作用

后,挡墙内外部未出现明显的破坏,表明加筋土挡墙结构用于高速铁路路基工程中具有良好的稳定性。

2) 加筋土挡墙的竖向动土压力峰值沿挡墙高从下到上逐渐增大,水平动土压力沿筋长自中心向两侧逐渐减小。竖向动土压力峰值随荷载值的增加而增大,随加载次数的增加而逐渐减小,但是受加载频率的影响不大。在加载频率较高时,水平动土压力较大。

3) 加筋土挡墙的墙顶累积竖向沉降和墙面累积水平位移均随着动荷载值的增大而逐渐增加。在动荷载作用下,墙面累积水平位移及墙顶累积竖向沉降与墙高的比值均不超过1%。

参 考 文 献

- [1] 陈建峰,秦浩.柔性墙面加筋土挡墙地基和墙面变形相关性分析[J].力学季刊,2010,31(3):425-429.
- [2] 韩非,陈征宙,缪世贤.直立式格栅加筋土挡墙变形受力的快速拉格朗日法数值分析[J].中国水运,2009,9(1):235-237.
- [3] BATHURST R J, MIYATA Y, ALLEN T M. Facing Displacements in Geosynthetic Reinforced Soil Walls [C] //Earth Retention Conference 3. Bellevue: Geotechnical Special Publication, 2010: 442-459.
- [4] 杨广庆,吕鹏,庞巍.返包式土工格栅加筋土高挡墙现场试验研究[J].岩土力学,2008,29(2):517-522.
- [5] 叶观宝,张振,徐超.加筋土挡墙模型试验研究[J].勘察科学技术,2010(2):3-5.
- [6] 杨果林,王永和.加筋土挡墙在重复荷载作用下的模型试验与动态响应分析[J].岩石力学与工程学报,2002,21(10):1541-1546.
- [7] 林宇亮,杨果林,李昀,等.加筋格宾挡墙在重复荷载作用下动变形特性试验研究[J].岩石力学与工程学报,2009,28(增2):4027-4033.
- [8] 杨果林,林宇亮,李昀.新型加筋土挡墙动变形特性试验研究[J].振动与冲击,2010,29(1):223-227.
- [9] LIU H B, WANG X Y, SONG E X. Reinforcement Load and Deformation Mode of Geosynthetic-reinforced Soil Walls Subject to Seismic Loading During Service Life [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2011, 29(1): 1-16.
- [10] 刘明志.高速铁路加筋土挡墙的变形行为与控制研究[D].石家庄:石家庄铁道大学,2014.
- [11] 蒋建清,邹银生.动力作用下加筋土挡墙的数值模拟[J].湖南城市学院学报(自然科学版),2006,15(4):12-14.

Experimental Study on Geogrid Reinforced Earth Retaining Wall of High Speed Railway

LIANG Xiaoyong¹, JIN Jing^{1,2}, YANG Guangqing²

(1. School of Civil Engineering, Hebei University of Science and Technology, Shijiazhuang Hebei 050018, China;

2. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang Hebei 050043, China)

Abstract In order to study the stress and deformation behavior and mechanism of geogrid reinforced earth retaining wall of high speed railway under high speed train loads, the distribution laws of vertical and horizontal dynamic soil pressure, the cumulative vertical settlement of the wall top and the cumulative horizontal displacement of the wall face, were studied through the model test to simulate dynamic load action of high speed train in the laboratory. The results show that the reinforced earth retaining wall model has no obvious damage to the inside and outside of the retaining wall after 1.2 million dynamic loads. Under the dynamic loads, the cumulative horizontal displacement of the wall face and the cumulative vertical settlement of the wall top are no more than 1% wall height, and reinforced earth retaining wall structure has good stability.

Key words Railway subgrade; Reinforced earth retaining wall; Model test; Dynamic soil pressure; Deformation

(责任编辑 周彦彦)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0112-04

动车组通过 S 形小半径曲线安全性影响因素研究

冯仲伟^{1,2}, 侯茂锐³, 方 兴⁴, 王 澜³, 毛 静²

(1. 中国铁道科学研究院 研究生部, 北京 100081; 2. 中国铁道科学研究院 铁道建筑研究所, 北京 100081;
3. 中国铁道科学研究院 铁道科学技术研究发展中心, 北京 100081; 4. 中国铁道科学研究院 科研管理部, 北京 100081)

摘要 以国内动车所普遍存在的半径 250 m 的 S 形曲线为研究对象, 应用多体动力学软件建立 CRH5 动车组的动力学仿真模型, 根据实际情况构造了线路工况, 分析曲线半径、曲线超高和夹直线长度对动车组运行安全性的影响。研究结果表明: 适当增大 S 形曲线的曲线半径可以改善曲线尤其是曲直过渡处的车辆安全性, 提高动车组安全裕量; 建议半径 250 m 的 S 形曲线超高设置为 5 mm; 建议一般 S 形曲线夹直线长度不应小于 15 m。

关键词 动车组; 小半径曲线; 钢轨磨耗; 动力学性能; 安全性指标

中图分类号 U238; U211.5 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.31

小半径曲线是高速铁路的薄弱环节。动车组通过小半径曲线时, 因为轮轨动力作用急剧增大, 对线路的冲击和破坏较大, 同时会引起严重的轮轨磨耗, 多种因素叠加作用下易引发车辆脱轨事故。高速铁路的小半径曲线一般位于进出站区段和动车所内。进出站区段的小半径曲线一般不小于 400 m, 而动车所由于其规模大, 受位置、地形条件限制, 动车所内线路普遍存在 250,300 m 的一般小半径曲线和 S 形小半径曲线。

对车辆通过一般小半径曲线的安全性的研究较多^[1-5], 而关于 S 形小半径曲线的运行安全性研究甚少。王开云等^[6]通过车辆-轨道耦合动力学理论计算发现, 采取轨道强化技术措施可有效降低轨下结构振动, 增强线路稳定性。徐小龙^[7]研究了小半径曲线上的超高顺坡率、轨距超限、方向水平不平顺及复合不平顺对行车安全性的影响, 提出了预防整治的对策措施。孙善超等^[8]建立了 CRH2 型动车组动力学仿真模型, 分析了小半径曲线上动力学超限的成因及曲线通过性能的影响因素, 表明小半径曲线上车辆动力学响应对轨道几何不平顺变化敏感, 当有较大的轨道几何不平顺时, 应严格控制车辆运行速度。

本文以动车所内 S 形小半径曲线为研究对象, 重点分析了曲线半径、曲线超高和夹直线长度对动车组运行安全性的影响。

收稿日期: 2017-01-12; 修回日期: 2017-03-09

基金项目: 中国铁路总公司科技研究开发计划(Z2015-G002)

作者简介: 冯仲伟(1977—), 男, 副研究员, 博士研究生。

E-mail: fengzhongwei@rails.cn

1 仿真模型的建立

应用多体动力学软件建立了 CRH5 型动车组动力学模型, 模型中采用两系悬挂, 考虑轮轨接触几何关系的非线性、横向止挡的非线性、抗蛇行减振器以及部分减振器的非线性特性, 由 Kalker 非线性蠕滑理论计算轮轨蠕滑力。

动力学仿真模型由 1 个车体、2 个构架、4 个轮对和 8 个轴箱组成, 如图 1 所示。车体、构架、轮对均取纵向、横向、垂向、侧滚、点头、摇头(其中轮对垂向和侧滚运动是非独立运动)6 个自由度; 轴箱取点头 1 个自由度。共有 50 个自由度, 见表 1。

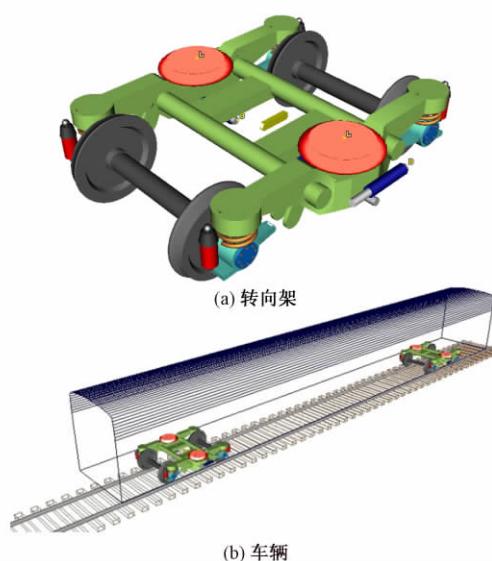


图 1 转向架及车辆动力学仿真模型

表1 车辆模型考虑的自由度

结构	纵向	横向	垂向	侧滚	点头	摇头
车体	X_c	Y_c	Z_c	ϕ_c	θ_c	Ψ_c
构架	$X_{bl \sim 2}$	$Y_{bl \sim 2}$	$Z_{bl \sim 2}$	$\phi_{bl \sim 2}$	$\theta_{bl \sim 2}$	$\Psi_{bl \sim 2}$
轮对	$X_{wl \sim 4}$	$Y_{wl \sim 4}$	$Z_{wl \sim 4}$	$\Phi_{wl \sim 4}^*$	$\theta_{wl \sim 4}$	$\Psi_{wl \sim 4}$
轴箱						$\theta_{al \sim 8}$

2 线路条件

结合动车所实际的线路状况,构造的9种S形反向曲线工况见表2。第1种工况的线路平面布置如图2所示。其线路工况为:直线(40 m) + 半径250 m曲线(长100 m,超高15 mm,轨距加宽5 mm) + 直线(15 m) + 半径250 m曲线(长100 m,超高15 mm,轨距加宽5 mm) + 直线(40 m);没有设置缓和曲线,轨距加宽和外轨超高均在直线上过渡,渐变率<2‰。

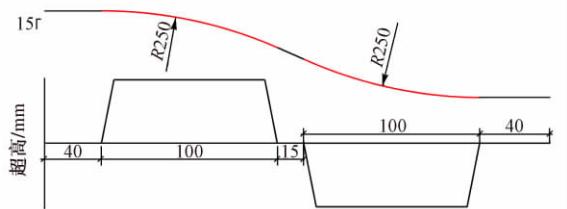


图2 S形曲线平面布置(单位:m)

表2 各种工况下的曲线要素

工况序号	半径/m	轨距加宽/mm	超高/mm	夹直线长度/m
1	250	5	15	15
2	300	0	15	15
3	350	0	15	15
4	250	5	0	15
5	250	5	5	15
6	250	5	10	15
7	250	5	15	5
8	250	5	15	10
9	250	5	15	20

仿真计算时不施加轨道几何不平顺,认为轨道是理想光滑的。车轮踏面为XP55设计廓形,钢轨顶面廓形为TB60设计廓形。

3 安全性影响因素分析

3.1 曲线半径

不同曲线半径下车辆动力学指标与速度的关系对比见图3。

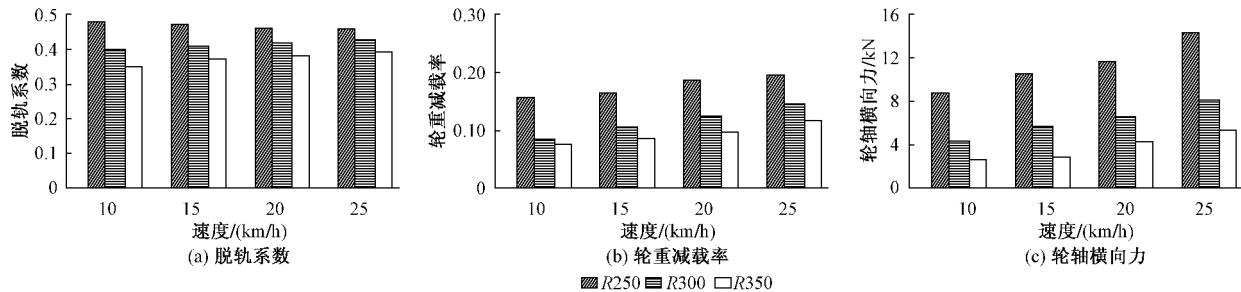


图3 曲线半径对车辆动力学指标的影响

由图3可知:随着曲线半径由250 m增大到350 m,脱轨系数、轮重减载率和轮轴横向力均减小。车辆运行速度15 km/h时,半径250,300,350 m曲线的脱轨系数分别为0.46,0.40,0.36,半径300 m曲线的脱轨系数较半径250 m曲线减小约13%,半径350 m曲线的脱轨系数较半径300 m曲线减小约10%;轮重减载率分别为0.16,0.10,0.08,半径300 m曲线的轮重减载率较半径250 m曲线减小约35%,半径350 m曲线的轮重减载率较半径300 m曲线减小约20%;轮轴横向力分别为10.30,5.38,2.49 kN,半径300 m曲线的轮轴横向力较半径250 m曲线减小约50%,半径350 m曲线的轮轴横向力较半径300 m曲线减小约50%。随着速度的增大,脱轨系数和轮重减载率变化不大,轮轴横向力随着速度的增大显著增大。

此外,S形反向曲线的曲线半径增大,可以使得直线与圆曲线过渡处的车辆安全性指标明显得到改善,安全裕量增大。

3.2 曲线超高

对比分析了半径250 m的S形反向曲线超高分别为0和15 mm时、运行速度15 km/h条件下对应的脱轨系数、轮重减载率、轮轴横向力等指标。

脱轨系数的时程曲线见图4。可知:当车轮在第1条曲线上、曲线超高为0时,脱轨系数较超高15 mm的脱轨系数小,尤其是当车轮驶出第1条曲线时,曲线超高0对应的脱轨系数为0.47,曲线超高15 mm对应的脱轨系数为0.52,超高0对应的脱轨系数较超高15 mm减小约10%。当车轮驶出第2条曲线时,超高0对应的脱轨系数较超高15 mm减小约10%。在曲

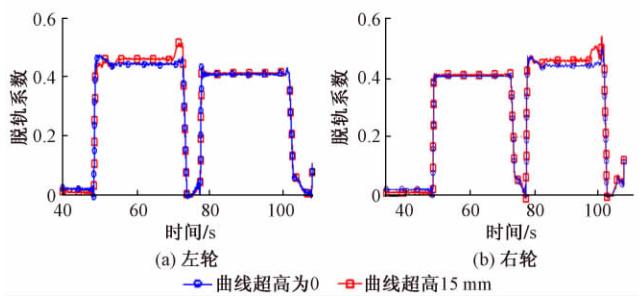


图4 动车组通过S形曲线时脱轨系数的时程曲线

线中部,曲线超高为0时对应的脱轨系数稍小。

在曲线中部外股施加幅值为四级偏差的轨道高低几何偏差,分析不同速度条件下曲线超高对脱轨系数的影响,结果见图5。可见曲线超高为0时的脱轨系数较超高15 mm时减小约10%。

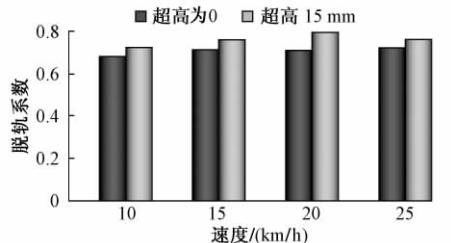


图5 不同速度条件下曲线超高对脱轨系数的影响

轮重减载率的时程曲线见图6。可知,轮重减载率最大值位于车轮驶入曲线时。当左轮驶入第1条曲线时,超高15 mm的曲线的轮重减载率为0.16,超高为0的曲线的轮重减载率为0.12,曲线超高为0的轮重减载率较超高15 mm减小25%。当右轮驶入第2条曲线时,超高15 mm的轮重减载率为0.16,超高为0的轮重减载率为0.13,超高为0的轮重减载率较超高15 mm减小约20%。

轮轴横向力的时程曲线见图7。可知,S形曲线曲直过渡处和直曲过渡处,未设置曲线超高和超高

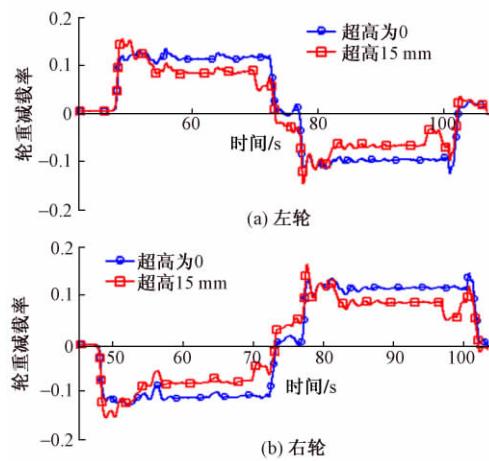


图6 动车组通过S形曲线时轮重减载率的时程曲线

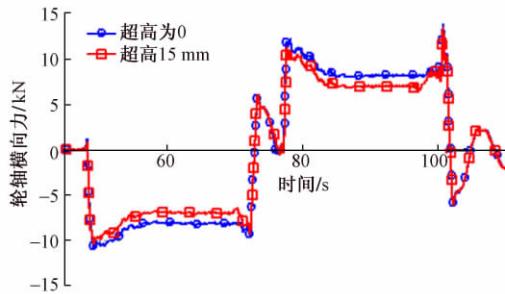


图7 动车组通过S形曲线时轮轴横向力的时程曲线

15 mm的轮轴横向力接近。

3.3 夹直线长度的影响

不同夹直线长度的CRH5动车组脱轨系数、轮重减载率和轮轴横向力变化见图8。

由图8可知,夹直线长度由5 m增大到20 m,脱轨系数无明显变化。随着夹直线长度的增大轮重减载率不断减小,夹直线长度每增加5 m,轮重减载率最大减幅达到16%。随着夹直线长度的增大轮轴横向力有一定程度的减小,夹直线长度15 m时轮轴横向力较夹直线长度10 m时减小约15%,但和20 m时相差不大。

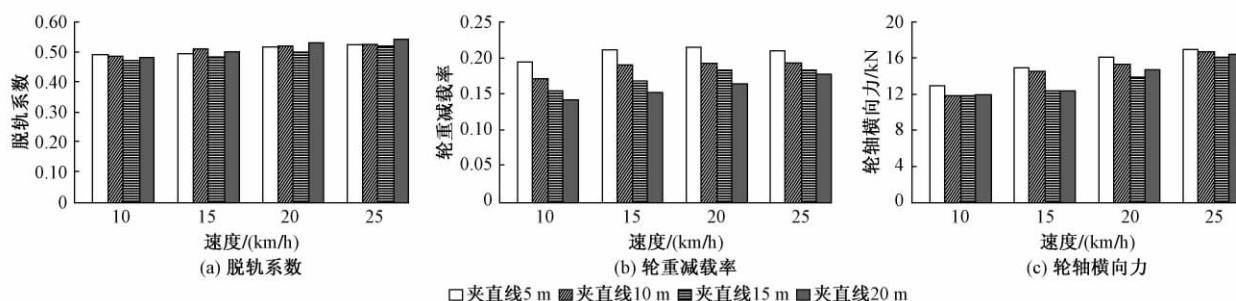


图8 夹直线长度对CRH5动车组动力学性能的影响

4 结论与建议

1) S形曲线半径300 m时的脱轨系数、轮重减载

率、轮轴横向力分别较半径250 m时减小约13%,35%,50%;半径350 m时的脱轨系数、轮重减载率、轮轴横向力分别较半径300 m时减小约10%,20%,

50%。条件允许时,适当增大S形曲线的曲线半径可以使得圆曲线过渡处的车辆安全性指标明显得到改善,提高动车组安全裕量。

2) S形曲线的曲直过渡处,曲线超高为0时对应的脱轨系数较超高15 mm时减小约10%,轮重减载率减小约20%,轮轴横向力相差不大;施加轨道不平顺后,曲线超高为0时脱轨系数较超高15 mm时减小约10%。半径250 m的S形曲线不设置超高可以改善车辆脱轨系数和轮重减载率,提高运行安全性。考虑到工务部门现场施工的困难,如果曲线超高为0,由于现场施工偏差易出现负超高,严重影响列车运行安全性,因此,建议半径250 m的S形曲线超高可以设置为5 mm。

3) 随着S形曲线夹直线长度的增大,轮重减载率和轮轴横向力均有一定程度的减小,当夹直线长度大于15 m时,车辆动力学指标相差较小。因此,建议一般S形曲线夹直线长度不应小于15 m。

参 考 文 献

- [1]翟婉明.车辆-轨道耦合动力学[M].北京:中国铁道出版社,2001.
- [2]王云霞.站专线小半径曲线病害成因分析及其整治方法探索[J].北京铁道科技,2015(7):27-30.
- [3]练松良.轨道工程[M].北京:人民交通出版社,2009.
- [4]吴耀庭.铁路曲线及其养护[M].北京:中国铁道出版社,2011.
- [5]冯仲伟,侯茂锐,王林栋,等.动车组通过小半径曲线线路的安全性试验研究[J].铁道建筑,2016(12):77-81.
- [6]王开云,翟婉明,刘建新,等.山区铁路小半径曲线强化轨道动力性能[J].交通运输工程学报,2005,5(4):15-19.
- [7]徐小龙.小半径曲线脱轨原因分析及对策措施[J].铁道标准设计,2003(2):3-5.
- [8]孙善超,王卫东,刘今朝.小半径曲线动力学超限成因分析及影响因素研究[J].铁道建筑,2012(2):82-86.

Study on Safety Influence Factors of EMU on S-shaped Small Radius Curves

FENG Zhongwei^{1,2}, HOU Maorui³, FANG Xing⁴, WANG Lan³, MAO Jing²

(1. Graduate Department, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China; 2. Railway Engineering Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China; 3. Research & Development Center of Railway Sciences and Technologies, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China; 4. Scientific Research Management Department, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract Taking 250 m radius S-shaped curves widely existing in EMU (Electric Multiple Units) depots as the study object and based on the actual line situation, a CRH5 EMU dynamic simulation model was established to study the effects of curve radius, superelevation and straight line length between two curves on EMU safety. The results show that by increasing the radiiuses of S-shaped curves vehicles safety can be improved at the curve especially at the transition between curve and straight line, so the EMU safety margin can be increased. It is suggested that for 250 m radius curve, superelevation should be 5 mm, and the straight line length between two curves should not be less than 15 m for common S-shaped curves.

Key words EMU; Small radius curve; Rail wear; Dynamic performance; Safety index

(责任编辑 李付军)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0116-03

轨道整体刚度对车辆和轨道动力性能的影响

周游¹, 冯毅杰², 柴雪松², 凌烈鹏²

(1. 中国铁道科学研究院, 北京 100081; 2. 中国铁道科学研究院 铁道建筑研究所, 北京 100081)

摘要 以车辆-轨道耦合动力学理论为基础, 结合移动式线路动态加载试验车在京广高铁线路测试的试验数据, 利用有限元软件 ANSYS 和多体动力学软件 SIMPACK 建立联合仿真模型, 分析运行速度为 200, 250, 300, 350 km/h 时, 不同轨道整体刚度下车辆和轨道的动力性能。计算结果表明: 车辆运行速度为 300 km/h 时, 轨道整体刚度宜控制在 75~100 kN/mm; 车辆运行速度为 250 或 200 km/h 时, 轨道整体刚度宜控制在 65~100 kN/mm。研究结果可为高速铁路线路的养护维修更加合理的轨道刚度设计提供依据。

关键词 高速铁路; 轨道整体刚度; 有限元分析; 移动式线路加载试验车; 车轨耦合; 联合仿真

中图分类号 U213.2⁺¹ **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.32

轨道刚度是影响轨道荷载、结构振动和轮轨相互作用的重要因素之一, 特别是对于高速铁路, 合理的轨道刚度值将使轨道动力特性得到极大优化。因此, 关于轨道刚度的合理值问题一直备受重视。

京广高铁武广段运行区段列车最高速度为 250 或 300 km/h, 主要铺设 CRTS I 型无砟轨道, 配套 W300-1 型扣件^[1]。本文以车辆-轨道耦合动力学理论为基础, 结合移动式线路动态加载试验车在京广高铁测试所取得的轨道整体刚度数据, 采用车辆-轨道耦合动力学计算模型, 将机车、轨道作为一个整体系统, 应用有限元软件 ANSYS 和多体动力学软件 SIMPACK 进行联合仿真, 分析不同轨道整体刚度和不同速度下车辆、轨道的动力特性, 以确定高速铁路不同运行速度下轨道整体刚度的合理匹配值。由于车型和轨道谱参数不同, 模型计算结果与实际受力大小会有偏差, 但是变化趋势是一致的。

1 计算模型

1.1 计算工况

依据车辆-轨道加载试验结果确定计算工况。移动式线路动态加载试验车采用双弦测法测量轨道的刚度, 即采用弦长相同而加载轮轮载有较大差异的 2 套弦测法系统, 先后测出同一位置的轨道下沉量之差和垂直荷载之差, 从而得到轨道刚度^[2]。测试结果表明, 在测试区间内隧道和路基区段的轨道整体刚度平

均值约为 77 kN/mm, 简支桥梁区段轨道整体刚度平均值约为 65 kN/mm。根据文献[3], 高速铁路有砟轨道整体刚度建议值为 100 kN/mm; 文献[4]建议在列车速度超过 300 km/h 的线路上, 轨道整体刚度的最优值为 75 kN/mm。因此本文以速度为 350 km/h, 轨道整体刚度为 75 kN/mm 的工况作为分析基准, 对比分析速度为 300, 250, 200 km/h, 轨道整体刚度为 65, 75, 100 kN/mm 时车辆和轨道的动力学性能。

1.2 车辆-轨道垂向动力学模型

按照参考文献[5]中的相关参数, 建立由车体、转向架和轮对组成的多刚体集合^[6], 计算模型如图 1 所示。车体、转向架和轮对均考虑除沿线路运行方向的自由度外的 5 个自由度, 即横移、沉浮、侧滚、摇头、点头^[7]; 车体、转向架和轮对的弹性变形均不考虑, 且沿线路作等速运动; 轮对和转向架通过一系悬挂相连, 转向架和车体通过二系悬挂相连, 一系悬挂和二系悬挂均设置了垂向弹簧、垂向减振器、横向减振器等^[8]。

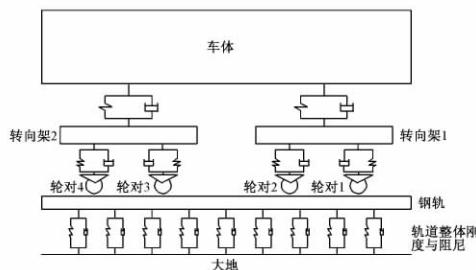


图 1 车辆-轨道耦合动力学计算模型

用 ANSYS 建立柔性轨道模型, 通过模态分析后生成可由 SIMPACK 识别的结果文件, 再由 SIMPACK 的

有限元接口程序产生柔性体fbi文件,柔性体fbi文件包含有柔性轨道的质量矩阵和刚度矩阵等信息^[9]。通过SIMPACK中ftr文件的编写,建立柔性体fbi文件与刚性车轮之间的联系(轨道和车轮通过赫兹接触),从而定义柔性轨道。ftr文件包含有柔性轨道的位置和Rayleigh阻尼系数等参数^[10]。

1.3 模型验证

将模型计算的垂向力与TPDS(Truck Performance Detection System)垂向力测试传感器实测的垂向力进行对比,见图2。图2中实线是高铁线上车速为210 km/h时TPDS实测的垂向力(其垂向力为只用TPDS压力传感器测得数据,未用剪力传感器修正);虚线是模型以相同的行车速度,轨道刚度为75 kN/mm时计算出的支座垂向力。模型只建立了1节车厢,因此仅比较1节车厢数据。由图2可见,计算垂向力和实测垂向力的影响范围(宽度)、变化趋势基本一致,仅在垂向力峰值上略有差异。由于模型采用的是空车的相关参数,而模型计算的峰值与实测的峰值约有7.5 kN的差距(实际列车满载时质量会增加6 t左右,相当于每个车轮所受重力增加约7.5 kN),因此可推断出其差值是合理的,本文计算所用模型具有一定的可靠性。

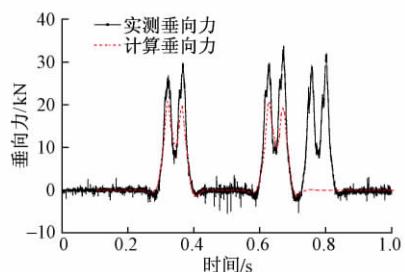


图2 计算和实测垂向力对比

2 各种运行速度下轨道整体刚度的取值

2.1 运行速度为350 km/h时的轨道整体刚度取值

表1为车速350 km/h时不同轨道整体刚度下动力学性能。可知:当车速为350 km/h时,随着轨道整体刚度增加,支座处钢轨的垂向位移逐渐减小,这与轨道变形趋势是一致的。轨道刚度75 kN/mm时车体垂向加速度和轮轨的作用力都最小,与文献[2]中结论基本吻合。从安全性角度考虑,当车速为350 km/h时,建议轨道整体刚度控制在75 kN/mm左右。

2.2 运行速度为300 km/h时的轨道整体刚度取值

表2为车速300 km/h时不同轨道整体刚度下动力学性能。可知:当行车速度为300 km/h时,随着轨道整体刚度增加,支座处钢轨的垂向位移逐渐减小,在轨道整体刚度取75 kN/mm时,其轮轨的作用力最小。

表1 车速350 km/h时不同轨道整体刚度下动力学性能

轨道整体刚度/(kN/mm)	支座处钢轨垂向最大位移/mm	车体垂向最大加速度/(mm/s ²)	轮轨力最大值/kN
65	0.361	96.18	258.503
75	0.332	93.25	256.667
100	0.279	95.49	269.115

表2 车速300 km/h时不同轨道整体刚度下动力学性能

轨道整体刚度/(kN/mm)	支座处钢轨垂向最大位移/mm	车体垂向最大加速度/(mm/s ²)	轮轨力最大值/kN
65	0.362	89.56	169.587
75	0.317	90.15	168.637
100	0.244	90.63	170.630

从安全性角度考虑,当车速300 km/h时,建议轨道整体刚度控制在75 kN/mm左右。

当行车速度为300 km/h、轨道整体刚度为65 kN/mm时,支座处钢轨垂向最大位移大于行车速度为350 km/h、轨道整体刚度为75 kN/mm的工况(参见表1),不利于轨道的养护维修。当行车速度为300 km/h、轨道整体刚度为100 kN/mm时,支座处钢轨垂向最大位移、车体垂向最大加速度和轮轨力最大值均小于行车速度为350 km/h、轨道整体刚度为75 kN/mm的工况。因此在速度300 km/h时,轨道整体刚度控制在75~100 kN/mm是可行的。

2.3 运行速度为250 km/h时的轨道整体刚度取值

表3为车速250 km/h时不同轨道刚度下动力学性能。可知:当车速为250 km/h,随着轨道整体刚度增加,支座处钢轨的垂向位移逐渐减小,车体垂向加速度最大值逐渐增大,在轨道整体刚度为75 kN/mm时,其轮轨作用力最小。从安全性角度考虑,当车速为250 km/h时,建议轨道整体刚度控制在75 kN/mm左右。

表3 车速250 km/h时不同轨道刚度下动力学性能

轨道整体刚度/(kN/mm)	支座处钢轨垂向最大位移/mm	车体垂向最大加速度/(mm/s ²)	轮轨力最大值/kN
65	0.327	87.82	106.358
75	0.289	87.94	105.392
100	0.227	88.46	108.256

当车速为250 km/h、轨道整体刚度为65,100 kN/mm时,支座处钢轨垂向最大位移、车体垂向最大加速度和轮轨力最大值均小于车速为350 km/h、轨道整体刚度为75 kN/mm的工况(参见表1)。因此在速度为250 km/h时,轨道刚度控制在65~100 kN/mm是可行的。

2.4 运行速度为200 km/h时的轨道整体刚度取值

表4为车速200 km/h时不同轨道刚度下动力学

表4 车速200 km/h时不同轨道刚度下动力学性能

轨道整体刚度/(kN/mm)	支座处钢轨垂向最大位移/mm	车体垂向最大加速度/(mm/s ²)	轮轨力最大值/kN
65	0.308	78.98	87.707
75	0.272	79.46	86.346
100	0.219	80.61	86.746

性能。可知:当车速为200 km/h,随着轨道整体刚度增加,支座处钢轨的垂向位移逐渐减小,车体垂向最大加速度逐渐增大,在轨道整体刚度取75 kN/mm时,其轮轨的作用力最小。从安全性角度考虑,当车速为200 km/h时,建议轨道整体刚度控制在75 kN/mm左右。

当行车速度为200 km/h、轨道整体刚度为65,100 kN/mm时,支座处钢轨垂向最大位移、车体垂向最大加速度和轮轨力最大值均小于行车速度为350 km/h、轨道整体刚度为75 kN/mm的工况(参见表1)。因此在速度为200 km/h时,轨道整体刚度控制在65~100 kN/mm是可行的。

3 结论

1) 车辆在200,250,300,350 km/h运行状况下,相比轨道整体刚度在65,100 kN/mm,轨道整体刚度在75 kN/mm左右更有利减少轮轨作用力。尤其当运行速度为350 km/h时,其车体的垂向加速度和轮轨力均是同等条件下最小的,有利于提高行车的安全性和舒适性。

2) 车辆运行速度为300 km/h时,比较轨道整体

刚度为65,75,100 kN/mm 3种工况,建议轨道整体刚度控制在75~100 kN/mm。

3) 车辆运行速度为250或200 km/h时,比较轨道整体刚度为65,75,100 kN/mm 3种工况,建议轨道整体刚度控制在65~100 kN/mm。

参考文献

- [1]蒋建设,罗新南,彭仁军.武广客运专线CRTS I型双块式无砟轨道施工设备配套研究[J].铁道工程学报,2009,26(7):54~56,66.
- [2]中国铁道科学研究院.高速铁路线路动态加载技术及试验装备研制[R].北京:中国铁道科学研究院,2011.
- [3]赵国堂.铁路轨道刚度的确定方法[J].中国铁道科学,2005,26(1):1~6.
- [4]LOPEZ P A. The Vertical Stiffness of the Track and the Deterioration of High-speed Lines[J]. Revista de Obras Publicas, 2001(11):7~22.
- [5]段玉振,张丽平,杨荣山.城际高铁各种运行速度下扣件刚度的选取研究[J].铁道建筑,2012(3):103~106.
- [6]刘向明.路基上CRTS I型板式无砟轨道空间受力分析[D].长沙:中南大学,2012.
- [7]缪炳荣,罗仁,王哲.SIMPACK 动力学高级分析教程[M].成都:西南交通大学出版社,2010.
- [8]李苍楠.基于刚柔耦合联合仿真的高速铁路桥上无砟道岔动力学研究[D].北京:北京交通大学,2011.
- [9]陈新华,黄志辉,卜继玲.基于ANSYS与SIMPACK联合仿真的柔性轮对动力学仿真分析[J].机车电传动,2014(2):41~45.
- [10]李小珍,雷虎军,朱艳.车-轨-桥动力系统中Rayleigh阻尼参数分析[J].振动与冲击,2013,32(21):52~57,73.

Influence of Track Integral Stiffness on Vehicle-track Dynamic Performance

ZHOU You¹, FENG Yijie², CHAI Xuesong², LING Liepeng²

(1. China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China; 2. Railway Engineering Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract Based on the vehicle-track coupling dynamics theory, combined with the test data of the mobile track dynamic loading test vehicle in Beijing-Guangzhou high speed railway line, an ANSYS-SIMPACK co-simulation model was built. The dynamic performances of vehicle and track with different track integral stiffness under speeds of 200, 250, 300, 350 km/h were calculated. The results show that the track integral stiffness should be controlled at 75~100 kN/mm when the vehicle running speed is 300 km/h, and the track integral stiffness should be controlled at 65~100 kN/mm when the vehicle running speed is 250 or 200 km/h. The results can provide the basis for the maintenance and more reasonable design of track stiffness of Beijing-Guangzhou high speed railway line.

Key words High speed railway; Track integral stiffness; Finite element analysis; Mobile track loading test vehicle; Vehicle-track coupling; Co-simulation

(责任编辑 周彦彦)

文章编号:1003-1995(2017)07-0119-04

CRTS III型轨道板流水机组生产工艺预应力筋张拉方式研究

杨永明

(中国铁路总公司工程管理中心,北京 100844)

摘要 分析整体张拉、单根张拉、单根与整体结合张拉3种方式对CRTS III型双向先张预应力轨道板流水机组生产工艺的适应性,试验研究了整体张拉和单根同步张拉对预应力筋张拉力及均匀性的保证能力。结果表明:整体张拉方式不同预应力筋之间张拉力的均匀性、单根与整体相结合方式的张拉效率难以满足流水机组生产工艺需求;单根同步张拉方式能够满足流水机组生产工艺高精度、高效率的张拉要求,但锁紧过程会产生张拉力精度损失,应加强控制。

关键词 高速铁路; CRTS III型轨道板; 现场试验; 流水机组法; 张拉方式; 单根同步张拉

中图分类号 U213.2⁺44; U238 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.33

我国已对后张法预应力混凝土轨道板进行了系统研究,并在哈大、沪宁、广珠、沈丹、盘营等多条高速铁路推广应用。为丰富无砟轨道技术体系,完善预应力混凝土轨道板技术,2012年开始系统开展先张法预应力轨道板研发,形成了双向先张部分预应力设计技术及矩阵单元法生产工艺^[1-3]。在西宝客运专线CRTS III型先张板式无砟轨道试验段系统验证基础上,郑徐、京沈、济青、商合杭等高速铁路也推广应用^[4]并日臻成熟,但也反映出建场费用高、张拉台座无法重复利用、板间连接机构装卸费时费力等问题。

为降低建场成本、提高轨道板生产机械化程度、并实现关键工装设备的可重复利用,近期我国开始进行流水机组法生产工艺研究。预应力筋张拉是CRTS III型先张法预应力轨道板生产的关键环节,预应力筋张拉力不均匀可导致轨道板翘曲变形,张拉工序时间太长则影响流水线生产效率。因此,有必要对张拉方式进行深入研究,以保证预应力筋张拉力精度、均匀性,并实现较高的作业效率。

1 张拉方式对流水机组生产工艺适应性分析

预应力筋张拉方式有整体张拉、单根张拉、单根与整体结合张拉3种方式。

1.1 整体张拉方式

CRTS II型轨道板仅在轨道板横向施加预应力,

采用长线台座法生产工艺,预应力施加采用整体张拉方式。张拉台座长75 m,每个台座内依次设置27套模板,预应力筋连续设置,下料长度为71.23 m^[5-6]。60根直径10 mm预应力筋安装就位后,通过台座两端张拉梁进行整体张拉。张拉台座提供反力,总张拉力通过高精度测力传感器进行精确控制,并通过位移传感器进行校核。张拉完成后各预应力筋的实际张拉力及其均匀性主要受预应力筋下料长度影响,加之预应力筋与夹片式锚具之间的滑移和张拉梁变形,不同预应力筋间张拉力差异相对较大。

双向先张预应力轨道板流水机组法生产,采用整体张拉方式可以实现较高的张拉效率,主要缺点如下:

①需设置稳定可靠的张拉反力装置和大吨位的张拉系统,以主型轨道板P5600为例,轨道板纵横向总张拉力分别为1 280, 1 920 kN, 力值较大, 相应张拉设备及工装费用较高。

②预应力筋的张拉力及其均匀性主要由预应力筋下料长度偏差、张拉杆长度偏差及两者组装精度决定,而张拉杆和预应力筋之间的连接状态和操作人员的精细程度直接相关,人为因素影响较大;双向先张预应力轨道板纵向双层预应力筋对称布置于截面中心两侧,张拉力不均匀有可能导致预应力偏心,从而引起轨道板翘曲变形。

③预应力筋张拉完成并将张拉力锁紧在轨道板模板上,模板的端侧模必将发生挠曲变形,从而带来预应力的2次损失,且CRTS II型轨道板预应力筋下料长度71.23 m,主型CRTS III型先张轨道板P5600纵横向

收稿日期:2017-03-30;修回日期:2017-05-02

作者简介:杨永明(1975—),男,高级工程师,硕士。

E-mail: 5054342@qq.com

预应力筋下料长度分别为 5.520, 2.435 m, III型轨道板相对于 II型轨道板模板变形导致的预应力损失较大。

1.2 单根同步张拉方式

CRTS I型轨道板为双向后张预应力结构, 预应力筋采用无黏结预应力钢棒, 轨道板混凝土达到设计强度后进行脱模, 并施加预应力。预应力钢棒采用单根张拉方式, 多以 2 根或 4 根为 1 组同步张拉, 后期亦研发了整组张拉设备, 对轨道板所有纵向或横向预应力钢筋一次同步张拉^[7-8]。预应力施加时, 每根预应力钢棒配置 1 个张拉千斤顶, 由测力传感器进行精确控制、位移传感器进行校核。由于轨道板混凝土已具备较高强度, 张拉反力直接由轨道板体提供。

双向先张预应力轨道板流水机组法生产工艺可采用单端单根控制、纵横向预应力筋同步张拉方式, 以减少张拉工序作业时间, 并由模板提供张拉反力。其主要优点: ①每根预应力筋张拉力单独控制, 可消除下料长度、组装精度和人为因素的影响, 从而实现较高的张拉精度, 张拉力均匀性好; ②预应力筋张拉过程中, 模板直接提供反力, 其变形随张拉力增加不断发展, 在将螺母锁紧后, 模板变形导致 2 次预应力损失较小; ③每根预应力筋对应 1 个张拉千斤顶, 单根预应力筋张拉控制值仅为 80 kN, 力值较小, 张拉设备轻便, 有利于降低设备投入。

其主要缺点在于, 由于轨道板纵横向预应力筋数量较多, P5600 型轨道板纵横向钢筋总数即为 40 根, 且均需设置张拉千斤顶及相应传感器, 油路和线路控制相对复杂。

1.3 单根与整体结合张拉方式

CRTS III型双向先张预应力轨道板目前主要采用矩阵单元法生产, 每个张拉台座内设置“2×4”8 套模板, 预应力筋定长下料且两端不露出轨道板侧面, 为在张拉梁和反力墙之间形成连续受力体系, 预应力筋两端设置张拉杆, 相邻模板、端部模板与张拉梁或反力墙之间对应的张拉杆通过连接器相连。预应力筋张拉分 2 个阶段: ①在固定端单根张拉至控制值的 30%, 以消除长度偏差、组装缝隙等, 保证单根预应力筋的均匀性; ②通过张拉梁进行整体张拉, 以达到较高的张拉精度和效率^[9-10]。

双向先张预应力轨道板流水机组法生产工艺, 采用单根与整体结合张拉方式可达到相对较高张拉精度。其主要缺点: ①需设置初张拉和整体张拉 2 套设备, 设备投入较大。②预应力筋张拉分 2 个阶段完成, 单根预应力筋初张拉作业时间约为 50 s; 若轨道板纵横向预应力筋同时初张拉, 则横向 24 根预应力筋张拉

时间起控制作用, 张拉完成约需 20 min, 终张拉并锁紧螺母约需 3 min, 总张拉时间约需 23 min, 操作相对复杂, 张拉工序时间较长, 显著降低流水机组法生产效率。③张拉完成, 张拉力由张拉梁转移至轨道板模板时, 端侧模变形将产生预应力的 2 次损失。

1.4 张拉方式对流水机组法适应性

3 种预应力筋张拉方式适应性对比分析可知: 对于单根与整体结合张拉方式, 张拉工序时间相对较长, 难以适应高效率的 CRTS III型先张预应力轨道板流水机组法生产需求; 整体张拉方式虽能实现较高的张拉效率, 但张拉精度有待进一步验证; 而单根同步张拉方式易于保证预应力筋张拉的高精度和高效率。

2 不同张拉方式对比试验

为进一步验证整体张拉和单根整体同步张拉方式对预应力筋张拉精度的保证能力, 以 P5600 型轨道板为例, 分别采用 2 种方式对轨道板 24 根横向预应力钢筋进行张拉力测试, 单根预应力筋张拉控制值为 80 kN。

2.1 整体张拉方式

采用整体张拉方式并将张拉力锁紧至轨道板模板后的 3 套模板。实测各预应力筋张拉力统计结果见表 1、图 1。

表 1 整体张拉方式预应力筋有效张拉力统计 kN

名称	最大值	最小值	均值	方差
模板 1	86.2	72.6	77.30	3.50
模板 2	92.3	67.3	78.51	6.12
模板 3	83.3	71.2	77.53	3.89

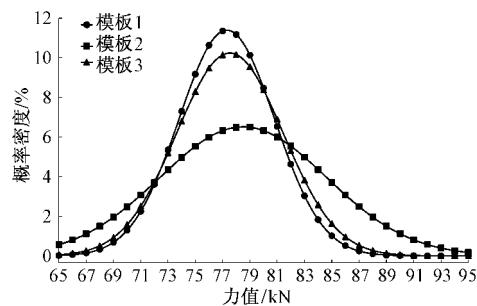


图 1 整体张拉方式预应力筋有效张拉力概率分布

由表 1、图 1 可知: ①整体张拉过程中, 总张拉力通过高精度传感器进行控制, 故不同模板预应力筋张拉力的均值基本相当; ②同一模板不同预应力筋之间张拉力值偏差较大, 3 套模板张拉力值方差均在 3.5 kN 以上, 模板 2 张拉力最大值 92.3 kN 和最小值 67.3 kN 之间相差达 25.0 kN, 已大于单根预应力筋张

拉控制值的30%;③不同模板之间预应力筋张拉力概率分布差异较大,将导致轨道板预应力分布各异,不利于轨道板质量控制。因此,CRTS III型先张预应力轨道板流水机组法生产工艺不宜采用整体张拉方式。

2.2 单根同步张拉方式

采用单根同步张拉方式并将张拉力锁紧至轨道板模板后的3套模板。实测各预应力筋张拉力统计结果见表2、图2。

表2 单根同步张拉方式预应力筋有效张拉力统计 kN

名称	最大值	最小值	均值	方差
模板1	83.6	76.2	81.03	1.72
模板2	82.0	74.7	79.67	1.81
模板3	83.4	76.5	80.05	1.65

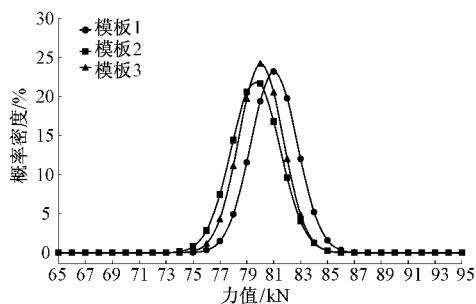


图2 单根同步张拉方式预应力筋有效张拉力概率分布

由表2、图2可知:①不同模板之间预应力筋有效张拉力均值相差较小,说明各轨道板总张拉力相近,相同条件下轨道板有效预应力相当;②各模板对应预应力筋张拉力值方差均较小,同一模板不同预应力筋之间张拉力值均匀性较好。

为考察锁紧过程对张拉力的影响,对张拉力锁紧前各预应力筋的张拉力进行了测试。测试结果见表3、图3。

表3 单根同步张拉方式锁紧前预应力筋张拉力统计 kN

名称	最大值	最小值	均值	方差
模板1	78.2	75.2	76.98	0.75
模板2	78.2	75.5	76.97	0.60
模板3	79.0	74.6	76.99	1.03

对比表2、图2与表3、图3可知:①张拉力锁紧前,不同模板均值基本相同,方差亦较小,表明单根张拉可以有效保证张拉力值和均匀性;②预应力筋张拉力锁紧至轨道板模板时,由于螺纹卡阻、摩擦副等因素的影响,预应力筋有效张拉力均值和方差的离散性均有所增加。因此,单根同步张拉方式能够满足CRTS

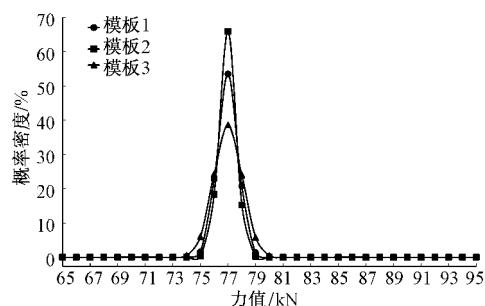


图3 单根同步张拉方式锁紧前预应力筋张拉力概率分布

III型先张预应力轨道板流水机组法生产工艺对预应力筋张拉高精度、高效率的需求,为减小锁紧过程带来的精度损失,应加强对张拉力锁紧过程的精度控制。

3 结论

通过不同张拉方式对流水机组法的适应性分析及对比试验,可得到主要结论如下:

- 1) 整体张拉方式不同预应力筋之间张拉力的均匀性、单根与整体相结合方式的张拉效率难以满足流水机组生产工艺需求,单根同步张拉方式可以满足预应力筋张拉的高精度和高效率。
- 2) 对于单根同步张拉方式,锁紧过程会产生张拉力精度损失,生产过程中应加强控制。

参 考 文 献

- [1] 王继军,江成,王梦,等.高速铁路无砟轨道双向先张预应力轨道板研究及实践[J].铁路技术创新,2015(2):44-48.
- [2] 王梦,杨全亮,王继军,等.高速铁路先张法轨道板预应力传递长度研究[J].中国铁道科学,2015,36(1):48-53.
- [3] 施成,王继军,王梦,等.先张法轨道板预应力传递长度的关键影响因素研究[J].铁道建筑,2015(2):96-100.
- [4] 赵有明,叶阳升,王继军,等.自主创新CRTS III型板式无砟轨道系统研发及应用[J].铁路技术创新,2015(2):40-43.
- [5] 铁道部工程管理中心.客运专线铁路无砟轨道施工要点手册[M].北京:中国铁道出版社,2009.
- [6] 张恩龙.CRTS II型无砟轨道板制造技术[J].建设机械技术与管理,2008(6):90-94.
- [7] 张玉光.严寒地区CRTS I型轨道板制造技术[J].铁道工程学报,2009,26(9):22-25,49.
- [8] 张俊宏.CRTS I型轨道板自动化张拉系统研究[J].今日科苑,2009(8):27.
- [9] 栗恒满.高速铁路CRTS III型先张轨道板质量控制关键技术探讨[J].铁道标准设计,2015,59(10):38-41.
- [10] 刘秀元.先张CRTS III型轨道板张拉技术研究[J].铁道建筑技术,2016(4):103-106.

Study on Prestressed Tendon Tensioning Method of Flow Unit Manufacturing Process for CRTS III Track Slab

YANG Yongming

(Engineering Management Center, China Railway Corporation, Beijing 100844, China)

Abstract The adaptability of the three tensioning methods including overall tensioning, single tensioning, single-hole tensioning to flow unit manufacturing process for bidirectional pretensioned prestressed CRTS III track slab was analyzed, and the guarantee ability of overall tensioning method and single synchronous tensioning method to the tension and uniformity of prestressed tendon was studied. The results show that tension uniformity among different prestressed tendons with overall tensioning method and the tension efficiency of single-hole tensioning method could not meet the demand of flow unit manufacturing process, the single synchronous tensioning method can meet the requirements of high precision and high efficiency for the flow unit manufacturing process, but the locking process will result in the precision loss of tension, which should be strengthened and controlled.

Key words High speed railway; CRTS III track slab; Field test; Flow unit method; Tensioning method; Single synchronous tension

(责任编辑 刘莉)

(上接第 96 页)

Groundwater Treatment for Metro Station Deep Foundation Pit in Tertiary Water-rich Red Sandstone Stratum

WU Jianzheng¹, YANG Youhai¹, XIANG Liang², JIN Baocheng², WANG Fei²

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu 730070, China;

2. China Railway First Survey & Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an Shaanxi 710043, China)

Abstract According to the adverse impacts of groundwater on excavating the deep foundation pit at the provincial government station of metro line 1 in Lanzhou, the method of groundwater treatment was studied by considering the engineering geological and hydrogeological conditions, the depth of excavation, and the protection requirements of surrounding buildings and environment. The results show that the underground diaphragm wall and tube well dewatering outside the pit could effectively reduce the phreatic water level, because the red sandstone is rich in fissure water, and has serious weathering, weak cementation degree and poor hydro-physical properties, the measures such as catchment drainage and light well point dewatering during the construction was used for treating plenty of water in the pit and bottom plate poured unfavorably caused by fissure water of the red sandstone rising upward, and the ‘blocking sand and leading water’ method could solve the joint leakage effectively at the corner of underground diaphragm wall.

Key words Urban railway; Groundwater treatment technology; Deep foundation pit; Red sandstone; Light well point dewatering

(责任编辑 葛全红)

文章编号:1003-1995(2017)07-0123-04

温度荷载对桥上无缝线路平顺性的影响分析

朱 禹,李成辉,耿 浩,闫 雪

(西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室,四川 成都 610031)

摘要 基于梁轨相互作用原理,利用有限元方法,建立桥上无砟轨道无缝线路模型,桥梁温度荷载分别取均匀温度荷载、沿梁高的温度梯度荷载以及沿梁高和梁宽双向温度梯度荷载3种工况,计算分析桥梁在不同温度荷载作用下桥上无缝线路的平顺性。计算结果表明:桥梁受沿梁高温度梯度荷载作用时对钢轨竖向位移的影响最大,线路的短波、中波高低不平顺均超过规范限值,长波高低不平顺未超限;桥梁在沿梁高和梁宽双向温度梯度荷载作用下,线路的中波高低不平顺稍稍超限,短波高低不平顺接近规范限值,长波高低不平顺有较大余量;桥梁在均匀温度荷载作用下,线路的高低不平顺均远小于限值。

关键词 铁路桥粱; 平顺性; 数值计算; 温度梯度; 无缝线路

中图分类号 U213.9⁺¹¹ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.34

铁路桥梁暴露在自然环境中,会受外界温度荷载的作用。我国现行的《铁路无缝线路设计规范》(TB 10015—2012)规定,有砟轨道的梁体温差按日温差取值,无砟轨道的梁体温差按年温差取值,都为均匀温差。其中,无砟轨道的混凝土桥梁梁体温差荷载为30℃,相对于桥梁实际的温度荷载有一定的贮备。而在我国《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—2005)和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)中规定,对混凝土桥梁温度荷载的取值均采用温度梯度荷载。这与均匀温度荷载存在差异。

我国在设计桥上无缝线路时,主要是考虑梁轨之间的纵向相互作用,而忽略了桥梁温度梯度荷载对轨道结构几何形位的影响^[1-3]。桥梁在外界不均匀温度荷载的作用下,会产生较大的上拱变形,引起上层轨道结构的几何形位改变。轨道结构的几何变形过大将导致线路产生不平顺,从而影响高速列车的行车质量和旅客乘坐的舒适度,严重时甚至会威胁到列车的运行安全^[4-7]。高速列车在运行的过程中对线路的平顺性要求很高,因此,本文就不同的桥梁温度荷载形式对桥上无缝线路的平顺性的影响进行了计算与分析。

收稿日期:2017-01-10;修回日期:2017-03-15

作者简介:朱禹(1993—),男,硕士研究生。

E-mail: 283128422@qq.com

1 模型的建立

利用有限元软件,基于梁轨相互作用原理,建立了桥上CRTSⅢ型板式无砟轨道无缝线路模型。桥梁为3×32 m简支梁+(40+60+40)m连续梁+3×32 m简支梁的等截面箱梁形式。全桥桥跨结构布置如图1所示,箱梁截面如图2所示。

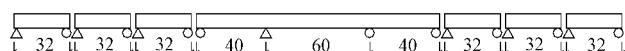


图1 全桥桥跨结构布置示意(单位:m)

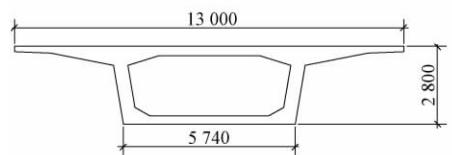


图2 箱梁截面示意(单位:mm)

所建立的有限元模型中无砟轨道结构的钢轨采用梁单元模拟;轨道板、混凝土底座板采用板壳单元模拟,对不同的板件赋予其实际厚度;自密实混凝土层采用线性弹簧模拟;桥上CRTSⅢ型板式无砟轨道扣件系统采用WJ-8型扣件,扣件的纵向阻力根据TB 10015—2012来选取,扣件纵向采用非线性弹簧模拟,垂向采用线性弹簧模拟。桥梁结构中,梁体采用板壳单元进行模拟,对不同的板件赋予其实际厚度,顶板厚0.34 m,腹板厚0.48 m,底板厚0.3 m。桥梁与无砟轨道之间采用刚线性弹簧进行耦合。有限元模型基本参数见表1。

表 1 模型基本参数

部件	参数	量值
钢轨	弹性模量/GPa	206
	截面惯性矩/m ⁴	3.217 × 10 ⁻⁵
	单位长度质量/(kg/m)	60.64
	泊松比	0.3
扣件	垂向刚度/(MN/m)	50
	垂向阻尼/(kN·s/m)	75
	间距/mm	630
轨道板	弹性模量/GPa	36.5
	宽度/mm	2500
	厚度/mm	210
	密度/(kg/m ³)	2500
自密实混凝土	泊松比	0.2
	弹性模量/GPa	32.5
	宽度/mm	2500
	厚度/mm	100
底座板	弹性模量/GPa	32.5
	宽度/mm	2900
	厚度/mm	200
	密度/(kg/m ³)	2500
桥梁	泊松比	0.2
	弹性模量/GPa	36
	密度/(kg/m ³)	2500
	泊松比	0.2

2 参数的选取

2.1 桥梁温度荷载

混凝土箱梁在受到日照升温荷载时,由于导热性能差,桥梁结构表面温度迅速上升,而内部温度一般没有变化,因此在梁体中形成较大的温度梯度^[8-9]。

我国公路桥涵和铁路桥涵设计规范、新西兰公路桥梁设计规范、美国公路桥梁设计规范、英国桥梁设计和施工规范以及欧洲规范均采用温度梯度荷载。经比较分析,发现在模拟正温度梯度时,美国公路桥梁设计规范、欧洲规范和我国公路桥涵设计规范均采用双折线模式;新西兰公路桥梁设计规范采用5次幂函数模式;而我国铁路桥涵设计规范所采用的是以自然对数e为底的指数函数模式^[10]。本文以我国铁路桥涵设计规范中的指数曲线来模拟截面的温度梯度荷载。

本文将桥梁的温度荷载形式分为整体均匀温度荷载和温度梯度荷载,且均只考虑升温的情况。按TB 10002.3—2005的规定,温度梯度荷载分别沿梁高和梁宽方向取值,其计算公式为^[11]

$$T_y = T_{01} e^{-cy} \quad (1)$$

$$T_x = T_{02} e^{-cx} \quad (2)$$

式中: T_y 为计算点沿梁高方向即y方向的温度梯度荷载,℃; T_x 为计算点沿梁宽方向即x方向的温度梯度荷载,℃; T_{01}, T_{02} 分别为箱梁梁高和梁宽方向的温差,对于标准设计可按表2取值,℃; c 为计算参数,按表2取值,m⁻¹。

表 2 温度梯度荷载曲线相关参数取值

温度梯度荷载方向	c/m^{-1}	T_{01} 或 $T_{02}/^{\circ}\text{C}$
沿梁高方向	5	20
沿梁高和梁宽方向	7	16

温度梯度荷载曲线如图3所示。

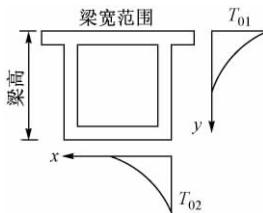


图3 温度梯度荷载曲线

2.2 线路静态平顺性指标

线路的平顺性是列车安全运行的保障。线路静态平顺性指标主要包括轨距、轨向、高低、水平等。桥梁受温度荷载作用,主要引起上层轨道结构竖向变形,对线路的平顺性产生一定的影响,因此主要对线路高低不平顺进行分析计算。

根据《高速铁路设计规范》(TB 10621—2014)对正线轨道静态精度标准的规定,用弦测法计算线路的轨向和高低不平顺时,10 m 弦的不平顺矢度不超过2 mm,30 m 弦长(48a 基线长,a 为扣件节点间距)隔5 m(8a)校核值不超过2 mm,300 m 弦长(480a 基线长)隔150 m(240a)校核值不超过10 mm^[12]。

3 计算分析

桥梁温度荷载分别取均匀温度荷载20℃、沿梁高方向的竖向温度梯度荷载以及沿梁高和梁宽双向温度梯度荷载3种工况。桥梁在正温度梯度荷载作用下,会产生一定的上拱变形,主要影响钢轨的竖向位移。3种工况下桥上无缝线路钢轨竖向位移见图4,其最大竖向位移值分别为1.031, 7.154, 3.671 mm。

由图4可知:桥梁在温度荷载作用下产生一定的上拱变形,传递到上层轨道结构会使钢轨产生较大的竖向位移和轨向变化率。桥梁在温度梯度荷载作用下,钢轨的竖向变形明显大于桥梁受整体均匀温度荷载作用时钢轨的竖向位移,并且沿梁高的温度梯度荷

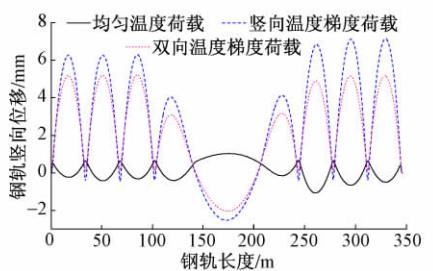


图 4 3 种工况下钢轨竖向位移

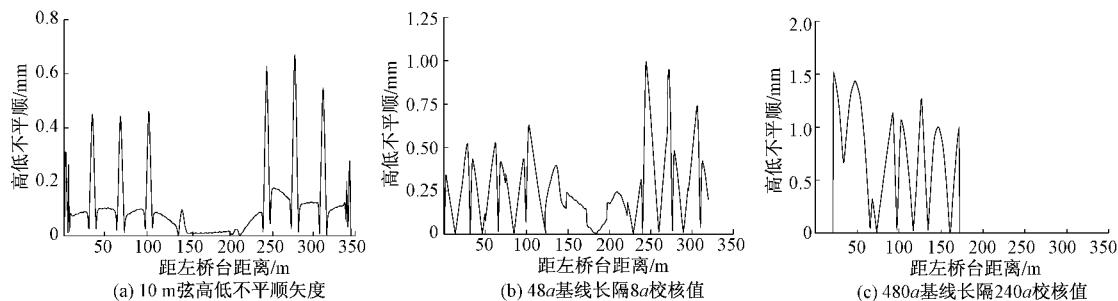


图 5 均匀温度荷载下线路不平顺计算结果

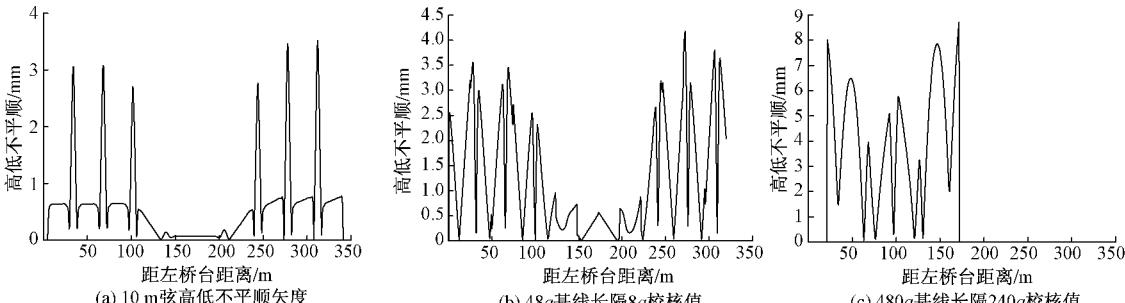


图 6 竖向温度梯度荷载下线路不平顺计算结果

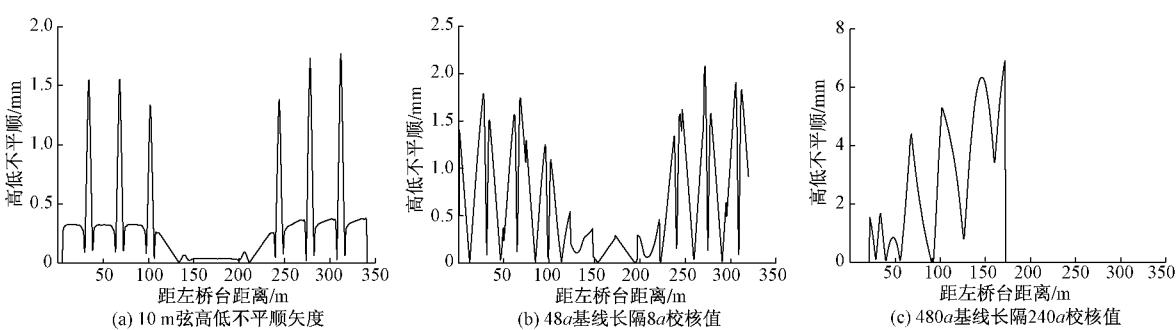


图 7 双向温度梯度荷载下线路不平顺计算结果

从图 5—图 7 可知:桥梁在整体均匀温度 20 ℃ 时线路短波、中波和长波不平顺最大值分别为 0.67, 0.99, 1.52 mm, 均远小于限值;桥梁在沿梁高温度梯度荷载作用下,线路短波、中波和长波不平顺最大值分别为 3.52, 4.18, 8.71 mm, 短波、中波不平顺均超过限值 2 mm, 长波不平顺小于限值 10 mm;桥梁在沿梁高和梁宽双向温度梯度荷载作用下,线路短波、中波和长波不平顺最大值分别为 1.77, 2.08, 6.92 mm, 中波不

载对钢轨竖向位移的影响更大。结果表明,规范 TB 10015—2012 中仅按桥梁整体均匀温度荷载进行桥上无缝线路设计是不够的,还需考虑桥梁温度梯度荷载对轨道竖向几何形位的影响。

由于桥梁受到温度梯度荷载作用时,会引起钢轨产生较大的竖向位移,造成无缝线路的高低不平顺。基于弦测法,在 3 种工况下线路的高低不平顺计算结果见图 5—图 7。

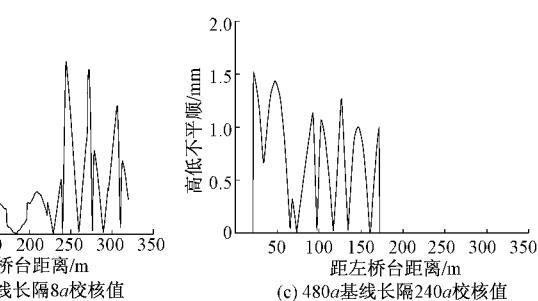


图 5 均匀温度荷载下线路不平顺计算结果

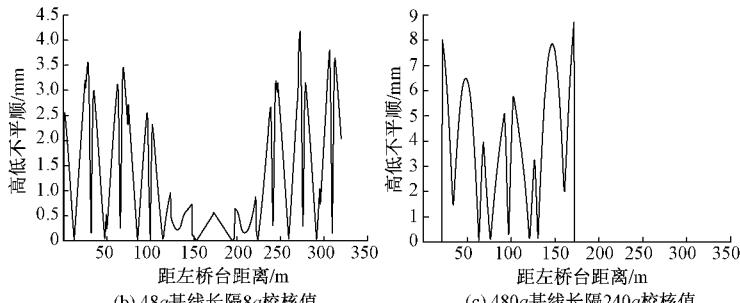


图 6 竖向温度梯度荷载下线路不平顺计算结果

平顺稍稍超限,短波、长波不平顺均小于限值,但短波不平顺已接近限值。

4 结论及建议

- 1) 桥梁在温度梯度作用下,会产生较大的竖向变形,对上层轨道结构的几何形位有较大影响。桥梁受沿梁高温度梯度荷载作用时钢轨竖向位移最大,桥梁受沿梁高和梁宽双向温度梯度荷载作用时次之,桥梁

在均匀温度荷载作用下钢轨竖向位移很小。

2) 桥梁在温度梯度荷载作用下会引起钢轨较大的竖向位移,从而造成线路高低不平顺,主要是短波不平顺和中波不平顺。桥梁在沿梁高温度梯度荷载作用下,线路的短波、中波高低不平顺均超过规范限值,长波不平顺未超限;桥梁在沿梁高和梁宽双向温度梯度荷载作用下,线路的中波高低不平顺稍稍超限,短波高低不平顺接近规范限值,长波不平顺有较大余量;桥梁在均匀温度荷载作用下,线路的高低平顺性均远小于限值。

3) 相对于整体均匀温度荷载,温度梯度荷载更加符合桥梁实际的温度荷载。我国在设计桥上无缝线路时采用的是整体均匀温度荷载,没有考虑到桥梁温度梯度荷载对桥上无缝线路平顺性的影响。为保证行车的安全性和舒适性,建议在设计桥上无缝线路时,考虑桥梁温度梯度荷载的影响,尤其要注意控制桥上无缝线路的短波和中波不平顺。

参 考 文 献

- [1] 安彦坤,蔡小培,曲村.梁体温差对桥上无缝线路伸缩附加力的影响研究 [J].铁道标准设计,2011,55(10):1-3.
- [2] 曲村.高速铁路长大桥梁无砟轨道无缝线路设计理论及方法研究 [D].北京:北京交通大学,2013.
- [3] 刘克旭.复杂温度下桥上无缝线路与CRTS I型板式无砟轨道作用关系研究 [D].北京:北京交通大学,2016.
- [4] 张亚爽,胡志鹏,马旭峰,等.高墩水平温差对连续刚构桥上无缝线路的影响 [J].铁道标准设计,2014,58(11):20-23.
- [5] 刘婷林,代先星,肖杰灵,等.温度梯度对高墩桥上无缝线路的影响分析 [J].铁道建筑,2014(4):121-124.
- [6] 罗华朋,马旭峰,肖杰灵,等.桥墩温度荷载对高墩大跨桥上无缝轨道无缝线路的影响研究 [J].铁道建筑,2015(6):127-131.
- [7] 胡志鹏,谢铠泽,朱浩,等.高墩大跨桥梁桥墩沉降对桥上无缝线路的影响 [J].铁道标准设计,2013,57(10):23-26.
- [8] 彭友松.混凝土桥梁结构日照温度效应理论及应用研究 [D].成都:西南交通大学,2007.
- [9] 王毅.预应力混凝土连续箱梁温度作用的观测与分析研究 [D].南京:东南大学,2006.
- [10] 刘柯.高速铁路桥梁结构温度场研究 [D].长沙:中南大学,2014.
- [11] 中华人民共和国铁道部.TB 10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范 [S].北京:中国铁道出版社,2005.
- [12] 全顺喜.高速道岔几何不平顺动力分析及其控制方法研究 [D].成都:西南交通大学,2012.

Analysis of the Influence of Temperature Load on Regularity of Continuous Welded Rail on Bridge

ZHU Yu, LI Chenghui, GENG Hao, YAN Xue

(MOE Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract Based on the principle of beam-rail interaction, the finite element method was used to build CWR (Continuous Welded Rail) model of the ballastless track on the bridge. The temperature loads of the bridge were taken as three kinds of conditions, such as the uniform temperature load, the temperature gradient load along the beam height, and the temperature gradient load along the beam height and beam width. Regularities of CWR on Bridge under different temperature loads were calculated. The results show that the vertical displacement of the rails is largest under temperature gradient load along the beam height, and the short wave and medium wave longitudinal irregularities of the line are more than the limits of code, the long wave longitudinal irregularity is not overrun. Under temperature gradient load along the beam height and beam width, medium wave longitudinal irregularity is slightly overrun, short wave longitudinal irregularity is close to the limit of code, long wave longitudinal irregularity has a great margin. Under uniform temperature load, longitudinal irregularities of short wave, medium wave and long wave are all much smaller than the limits.

Key words Railway bridge; Regularity; Numerical calculation; Temperature gradient; CWR

(责任编辑 周彦彦)

文章编号:1003-1995(2017)07-0127-04

沪昆客专湘江特大桥无砟轨道钢轨伸缩调节器 设计方案及铺设技术

高洪涛

(沪昆客运专线湖南有限责任公司,湖南长沙 410008)

摘要 沪昆客运专线湘江特大桥主跨采用 $(75 + 3 \times 135 + 75)$ m的连续刚构,受湘潭站选址的平面限制,桥梁主跨位于曲线地段。在主跨段无砟轨道采用了大伸缩量的钢轨伸缩调节器,突破了《高速铁路设计规范(试行)》中“平面和竖曲线地段应避免设置钢轨伸缩调节器”的规定,且运营状态良好。本文对此加以系统的总结,为我国高铁无缝线路设计及施工提供参考。

关键词 客运专线;设置及铺设技术;现场实测;湘江特大桥;钢轨伸缩调节器

中图分类号 U213.2⁺44 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.35

沪昆客运专线湖南段属于中国高速铁路网“八纵八横”的重要组成部分,线路经过湘、黔、滇等省的水网密布及沟谷地段,桥梁工程占比大、跨度大。由于客运专线无缝线路的无砟轨道要求标准极高,从第一轮高铁建设看,仅在跨度 200 m以上直线地段的大跨桥梁地段设置了钢轨伸缩调节器。未设置钢轨伸缩调节器地段在运营中陆续出现了线路方向不良、上拱等病害;已经设置了钢轨伸缩调节器地段,在运营中易发生线路轨向、轨距变化,扣件松动,梁缝处扣件、垫板反复窜出等病害,养护维修工作量也较大^[1]。

湘江特大桥主跨位于平、纵曲线上,温度跨度达到 278.5 m,为消除后期运营病害并减少养护工作量,必须选择与之配套的钢轨伸缩调节器,并对道床结构进行重新核算、设计,以确保曲线地段大跨桥梁无砟轨道线路质量。

1 工程概况

湘江特大桥位于长沙南站至湘潭北站之间,主要跨越湘江、107国道、京广铁路等控制点。受选线限制,湘江主、副航道均采用1联 $(75 + 3 \times 135 + 75)$ m双线刚构连续梁、CRTS I型双块式无砟轨道,铺设 60 kg/m钢轨、无缝线路。

湘江特大桥全长 $4\,519$ m,主跨中一联位于直线段DK20+402.60—DK20+959.60,纵断面变坡点里程为

DK20+400,竖曲线切线长 45 m;另一联位于曲线段DK21+497.00—DK22+054.00(曲线半径 $7\,000$ m,缓和曲线长 600 m),直缓点里程为DK21+443.805,缓圆点里程为DK22+043.805,纵断面为平坡,温度跨度为 278.5 m。当地年最大轨温差 75 °C。

湘江特大桥主副航道梁跨布置见图1。

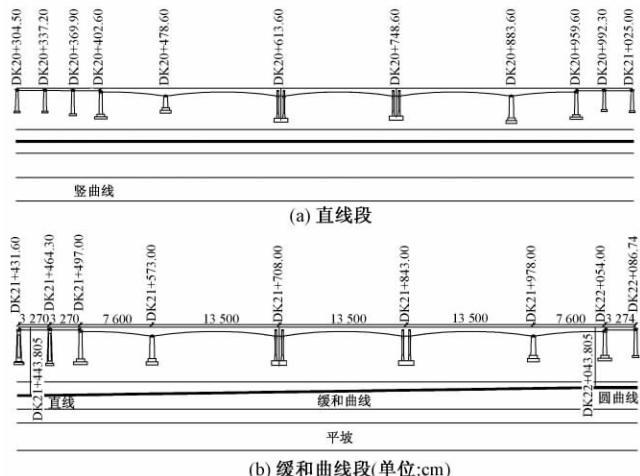


图1 湘江特大桥主副航道梁跨布置

2 湘江特大桥设置钢轨伸缩调节器的必要性和难点

2.1 设置钢轨伸缩调节器的必要性

湘江特大桥主跨受桥梁温度变化及列车荷载共同作用,桥梁结构本身及桥上轨道线路将产生较大的纵向力和位移,进而严重影响轨道和桥梁结构的正常使用和运营安全。

收稿日期:2017-01-10;修回日期:2017-04-20

作者简介:高洪涛(1974—),男,高级工程师。

E-mail: sxght10@126.com

湘江特大桥采用单元式无砟轨道并设置小阻力扣件,桥上无缝线路钢轨强度检算结果^[2]见表1。

表1 桥上无缝线路钢轨强度检算结果(考虑制动附加力)

伸缩 附加 应力 / MPa	动弯应力 / MPa		温度应力 / MPa		制动 附加 应力 / MPa	总应力 / MPa	钢轨应 力允许 值 / MPa	
	轨头	轨底	升温	降温				
72.1	135	105	99.1	101.6	60	366.2	338.7	351

由表1可知:考虑制动附加力的影响时,钢轨应力超过允许值351 MPa,应考虑设置钢轨伸缩调节器。

综合国内已开通高铁大跨度桥梁无缝线路运营情况,曲线段不设置钢轨伸缩调节器时高温季节梁端钢轨产生方向不良和上拱、梁端轨道结构发生破坏、梁缝处垫板窜出等状况^[3]。因此,根据国内外钢轨伸缩调节器设计及使用经验,为了协调因温度引起的梁轨相对位移,释放轨道中较大的附加应力,避免出现钢轨碎

弯、无砟轨道结构破损、扣件垫板窜动等病害,保持轨道几何状态稳定,保证线路安全运营,需在湘江特大桥上设置钢轨伸缩调节器^[4]。

2.2 曲线段设置钢轨伸缩调节器的难点

2.2.1 钢轨伸缩调节器国内外设计使用现状

鉴于在首轮高铁武广客运专线株洲湘江特大桥、衡阳湘江特大桥设置钢轨伸缩调节器地段出现轨道平顺性不佳、养护难度及工作量大、轨下垫板反复窜出等病害,同时结合以往普速线路的使用效果,《高速铁路设计规范(试行)》(TB 10621—2009)第9.7.1条提出了“平面和竖曲线地段应避免设置钢轨伸缩调节器”的规定^[5]。

目前国内温度跨度<200 m的桥跨均未设置钢轨伸缩调节器。温度跨度>200 m,位于曲线地段(平、纵曲线)的大跨桥梁均未设置钢轨伸缩调节器。国内大跨度桥上钢轨伸缩调节器的设置情况见表2。

表2 钢轨伸缩调节器设置情况

项目	桥名	桥跨布置/m	温度跨度/m	线形	轨道形式
京沪高速铁路	南京大胜关长江大桥	108+192+2×336+192+108	636	直线	有砟
京沪高速铁路	济南黄河特大桥	113+3×168+113	481	直线	有砟
武广客运专线	衡阳湘江特大桥	64+4×116+64	296	直线	无砟
武广客运专线	株洲湘江特大桥	60+5×100+60	393	直线	无砟
郑西客运专线	渭南渭河特大桥	2×(48+4×80+48)	736	直线	无砟

德国:温度跨度超过60 m的钢桥以及温度跨度超过90 m的混凝土桥设置钢轨伸缩调节器,钢轨伸缩调节器设置的最小平面曲线半径为500 m,最小竖曲线半径为2 000 m。

日本:直线及曲线地段(最小曲线半径400 m)采用了大量的钢轨伸缩调节器。

瑞典、荷兰都有在直线及曲线地段设置钢轨伸缩调节器的应用经验。

综上,国内高铁尚无曲线地段设置钢轨伸缩调节器的先例,对湘江特大桥平、纵曲线地段无缝线路设计提出了挑战。

2.2.2 曲线地段钢轨伸缩调节器铺设难度大、要求高

钢轨伸缩调节器是无缝线路运营维护过程中的难点和薄弱点,为满足高速行车条件下线路高平顺性的要求,对测量控制网的稳定性和可靠性、厂内组装、现场运输存放、吊装、精调、道床板混凝土浇筑等各环节提出了比一般无砟轨道地段更高的技术和工艺要求。

同时,由于湘江特大桥特殊的地理位置(大跨、深水区)和施工条件(地段狭长),物流组织、现场施工组织难度也极大,对高精度铺设钢轨伸缩调节器也造成较大的困难。

3 钢轨伸缩调节器的选型

钢轨伸缩调节器的选型应考虑温度变化(热胀冷缩)、列车的加速与刹车、桥梁混凝土的收缩徐变等因素,保证其伸缩量在桥梁最大伸缩长度之内。湘江特大桥温度跨度为278.5 m,结合当地气温数据及经验,其温度取值范围为-15~+45℃,温差60℃,中间温度15℃。经计算得到湘江特大桥梁端总伸缩量,见表3。

表3 湘江特大桥梁端总伸缩量计算 mm

桥梁热胀冷 缩伸缩量	列车加速与 刹车造成的 伸缩量	混凝土收缩 徐变造成的 伸缩量	钢轨端部 伸缩量	总伸 缩量
167.10	8.95	76.09	40.00	298.09

为保证足够的安全余量并结合既有线路应用钢轨伸缩调节器的经验,需设置满足桥梁伸缩量并有一定余量的钢轨伸缩调节器^[6]。湘江特大桥采用伸缩量为600 mm的钢轨伸缩调节器。

4 钢轨伸缩调节器的设计方案

1) 钢轨伸缩调节器的设置

在湘江特大桥2联(75+3×135+75)m连续箱

梁边跨及相邻简支梁上共设置8组单向钢轨伸缩调节器。其中,湘江特大桥30#墩处钢轨伸缩调节器设置在竖曲线地段(平面为直线),竖曲线半径为30 000 m;35#墩处钢轨伸缩调节器设置在直线地段;49#墩处钢轨伸缩调节器设置在缓和曲线地段,曲线半

径为7 000 m;54#墩处钢轨伸缩调节器设置在圆曲线地段(超高105 mm),曲线半径为7 000 m。

钢轨伸缩调节器主结构设置在梁缝处,其余配套的轨道结构设置在梁缝两端^[7]。其布置形式参见钢轨伸缩调节器段轨道平面布置图(图2)。

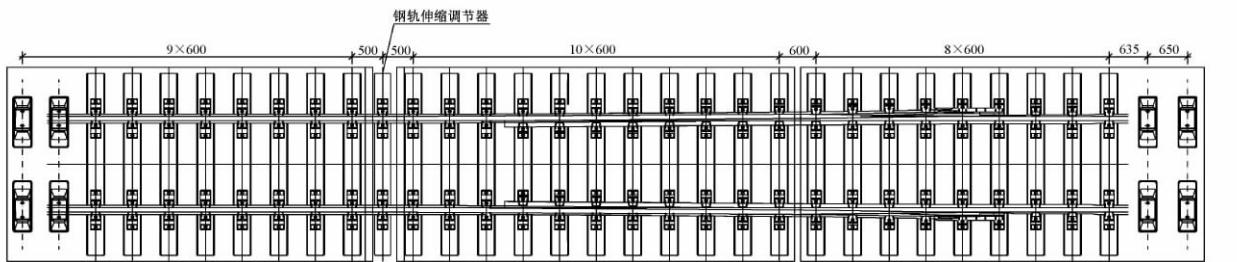


图2 设置钢轨伸缩调节器段轨道平面布置(单位: mm)

2) 无砟轨道结构设计

钢轨伸缩调节器段轨道结构主要由钢轨、扣件、轨枕、道床板、底座等部分构成^[8],结构高度按照735 mm设计。

该段钢轨、扣件、轨枕采用满足现行标准且与钢轨伸缩调节器结构相匹配的产品。道床板纵向分块浇筑,道床板宽3 200 mm,厚260 mm,长5~7 m。

混凝土底座采用分块式结构,其长、宽和道床板的长、宽一致。底座上设置2~3个凹槽,与道床板的限位挡台相匹配。

在每块底座对应道床板凸台设置的凹槽内侧设置弹性缓冲层,道床板与底座之间设置土工布隔离层。

钢轨伸缩调节器段轨道结构横断面见图3。

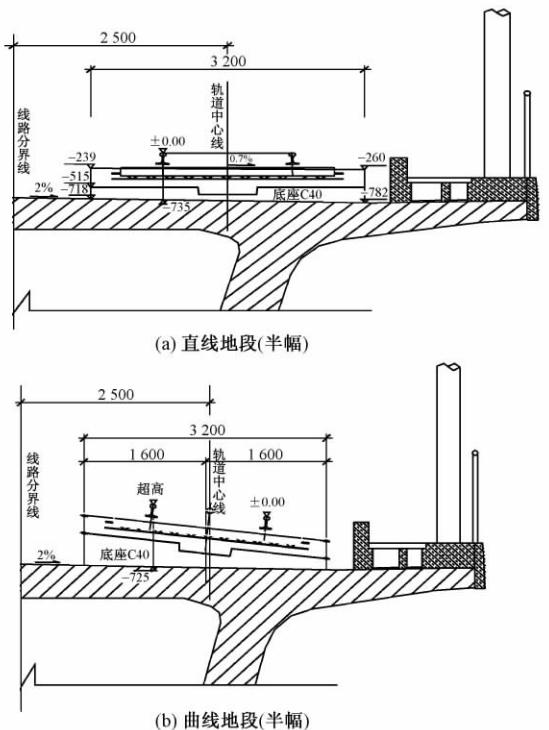


图3 钢轨伸缩调节器段轨道结构横断面(单位: mm)

5 湘江特大桥钢轨伸缩调节器铺设关键技术

5.1 铺设工艺流程

钢轨伸缩调节器铺设采用轨排法施工,其工艺流程见图4。

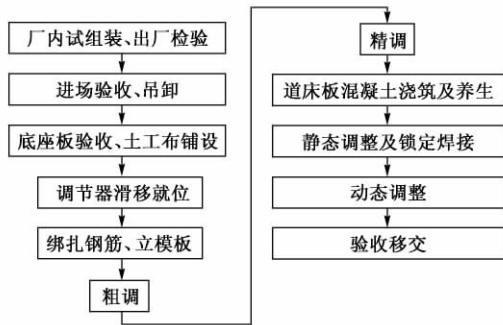


图4 钢轨伸缩调节器铺设工艺流程

5.2 关键环节的技术要点

1) 厂内组装与检查。钢轨伸缩调节器在厂内利用组装平台进行组装完成,出厂前应对其结构几何尺寸(轨距、轨向、高低、水平)、尖轨的密贴尺寸、轨枕间距及方正度、基本轨零伸缩位置等指标进行全面详细检查^[9]。

2) 钢轨伸缩调节器粗调、精调

钢轨伸缩调节器进场安装后,连同两端相邻段落不少于100 m的无砟轨道一并调整。

粗调时,应根据线路走向预留一定的调整量,如超高地段的中线位置应偏向较高一侧,同时加强曲线地段的轨道调整装置,防止钢轨伸缩调节器移动。

粗调后,钢轨伸缩调节器线形已基本平顺,精调时主要对调节器的几何位置进行调整。若温度变化较大,安装参数的偏差超过了允许值,须对安装参数重新进行调整(步骤同粗调时一致),然后再进行精调。

调试时应及时根据实时温度计算并调整安装参

数。为减小温度差的影响,其安装、线形调整应选择在温差较小的夜晚进行。

3) 浇筑道床混凝土后的静态和动态调整

轨道静态调整是在联调联试之前对已成型的无砟轨道几何尺寸、线形进行复核、检查,并对线路的轨距、水平、轨向、高低等关键指标进行综合调整,使轨道静态精度满足运营速度的无砟轨道线路要求^[10]。

调节器线形调整主要分为平面位置和高程位置调整。平面位置调整通过更换调整锥实现,高程位置调整通过更换 UPF 垫片实现。

轨道静态精调时,应将调节器与前后各 200 m 范围内的线路同时进行调整,调整时优先保证调节器线形达标,前后轨道与调节器顺接。

钢轨伸缩调节器动态调整是在联调联试期间根据高速铁路动态检测车的检测情况,对线路几何尺寸、线路平顺性指标进一步优化,使轨道线路精度全面达到高速行车条件。

动态调整的方法同静态调整相似,主要是通过平面位置、轨面高程调整,使调节器线形达到动检要求。

6 结语

为解决湘江特大桥大跨连续梁处无砟轨道无缝线路强度及运营过程中线路稳定性问题,对设置钢轨伸缩调节器的必要性、可行性、设备选型及铺设技术进行了研究,成功地在平、纵曲线地段设置了 8 组大伸缩量的钢轨伸缩调节器,填补了国内此前尚无在高速铁路曲线地段设置钢轨伸缩调节器的空白。

目前,线路开通两年多来,线路状态良好,可靠性高,维护工作量极少,未发生任何病害,也得到了运营管理的高度肯定。

通过此次设计和施工,提出了实时温度下安装、调试钢轨伸缩调节器的可行工艺,可为郑西客运专线西安客北环、兰新二线客运专线等同类工程提供有益参考。

参 考 文 献

- [1] 铁道第三勘察设计院集团有限公司.湘江特大桥大跨连续梁上轨道结构设计研究报告 [R]. 天津: 铁道第三勘察设计院集团有限公司, 2012.
- [2] 蒋金洲. 长沙至昆明客运专线长玉段湘江特大桥大跨连续梁无缝线路方案检算 [R]. 北京: 中国铁道科学研究院铁道建筑研究所, 2013.
- [3] 丁静波, 刘亚航, 谷呈朋. 桥上无缝线路钢轨伸缩调节器设置问题探讨 [S]. 铁道标准设计, 2014, 58(8): 27-29.
- [4] 吕关仁. 京沪高速铁路黄河特大桥钢轨伸缩调节器位移变化分析 [J]. 铁道建筑, 2013(8): 137-139.
- [5] 中华人民共和国铁道部. TB 10621—2009 高速铁路设计规范(试行) [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2010.
- [6] 中华人民共和国铁道部. TB 10015—2012 铁路无缝线路设计规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2013.
- [7] 卢耀荣. 无缝线路研究与应用 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 2010.
- [8] 广钟岩, 高慧安. 铁路无缝线路 [M]. 4 版. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [9] 潘成杰. 淮河大桥钢梁伸缩调节器状态评定及劣化控制措施和病害处置预案 [S]. 铁道标准设计, 2004, 48(11): 80-82.
- [10] 周光民. 无砟轨道长钢轨精调技术研究 [J]. 铁道建筑技术, 2011(4): 53-58.

Design Scheme and Laying Technique of Rail Expansion Regulator for Ballastless Track on Xiangjiang Super Bridge in Shanghai-Kunming Passenger Dedicated Railway

GAO Hongtao

(Shanghai-Kunming Passenger Dedicated Railway Limited Company in Hunan, Changsha Hunan 410008, China)

Abstract Xiangjiang super bridge of Shanghai-Kunming passenger dedicated railway adopts the continuous rigid frame structure of (75 + 3 × 135 + 75) m, the main span of Xiangjiang super bridge is located in the curve section due to the plane restriction of the Xiangtan railway station site. Rail expansion regulators with large expansion capacity were used in the ballastless track of bridge span, which breaks through the rule of “avoid setting the rail expansion regulators in the plane and vertical curve section” in 《Code for Design of High Speed Railway (for Trial Implementation)》, and the operation condition is good. In this paper, a systematic summary was made to provide a reference for the design and construction of high speed railway jointless track in China.

Key words Passenger dedicated railway; Setting and laying technique; Field measurement; Xiangjiang super bridge; Rail expansion regulator

(责任编辑 葛全红)

文章编号:1003-1995(2017)07-0131-05

基于高低不平顺的线路捣固作业 维修标准及决策技术研究

杨 飞

(中国铁道科学研究院 基础设施检测研究所,北京 100081)

摘要 通过对京沪、京九线部分区段轨道几何状态长达5年的跟踪分析,发现大机捣固后线路变化呈现一定的规律性:高低、轨向、长波高低、长波轨向捣固后的恶化趋势可以很好地用线性关系拟合,且每次捣固后拟合直线的斜率接近,表明高低、轨向捣固后的恶化速率保持不变;高低的恶化速率要远大于三角坑、轨向、长波高低和长波轨向。因此选用恶化速率快且规律性好的高低指标作为捣固维修决策指标最为合适。参考国外标准,结合我国有砟线路统计分析结果,提出了基于高低不平顺的捣固阈值建议值,利用置信区间内历史恶化速率平均值可以很好地预测高低的发展。以京沪线K1339—K1350区段为例,给出了各区段预测的捣固时机,并对3个明显有差别的区段进行了详细分析,验证了预测捣固时机的合理性。

关键词 有砟轨道;轨道不平顺;大机捣固;演变规律;恶化速率;维修决策;高低不平顺

中图分类号 U213.2⁺⁴⁴ 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.36

在我国既有干线、高速有砟线路及重载铁路上,都采用了大型捣固机械作为长区段维修的主要方法,且主要采用固定周期的平推式维修作业^[1-6]。这种方法的优点是少检测和少决策,但有一定的盲目性。由于线路设备的损伤与破坏规律是不一样的,因此,在经验和预估基础上的线路设备维修周期不可避免地会造成事实上的超前修或滞后修,从而造成经济效益的损失^[7-8]。

我国铁路积累了大量的轨道几何检测数据,若加以充分利用,则可以通过分析线路状态的变化趋势来确定合理的维修时间、地点以及维修措施,既避免过早地预防又避免修理不及时。这样的维修模式更加科学、经济、合理,也符合现代铁路维修的理念。本文通过对轨道几何状态检测数据的跟踪分析,研究大机捣固后线路的变化规律,从而指导线路维修。

1 线路轨道几何状态演变规律

我国线路的轨道几何不平顺状态主要依靠轨检车或综合检测车动态周期性检测加以评定。很多线路都

执行每月至少1次的检测计划。这为研究线路轨道几何演变规律提供了基础。我国的检测车是采用惯性基准法,利用激光扫描、图像处理、惯性测量及数字信号处理技术,实现对轨距、轨向、高低、超高、水平、三角坑、曲率等轨道几何参数的实时采集和处理,在检测过程中不可避免地受到外界阳光反射干扰、传感器标定误差等的影响,使检测数据产生一些异常值和里程偏差。这对轨道不平顺演变规律的研究会带来很大的影响,因此要先进行数据预处理。为消除非线性趋势项可采用最小二乘多项式拟合法、高通滤波法等;为剔除异常值可采用滤波、峰值因子、不平顺变化率的方法;里程偏差可以通过相关性、最小距离的方法来校准。

本文选取京沪线K1339—K1350区段进行分析,检测时间为2010年8月—2016年2月,其中K1339+000—K1339+400区段轨道几何不平顺标准差的变化情况见图1。从图1可以看出,大机捣固对高低、轨向、三角坑、长波高低、长波轨向有影响,对高低的影响最为明显。第10,26,39,50个月(分别对应2011年5月、2012年9月、2013年10月、2014年9月)进行了大机捣固作业,每次捣固后轨道几何参数都有所下降,但下降量不尽相同,此后又呈现逐渐恶化的趋势。

对2次捣固之间的轨道几何参数恶化趋势进行拟合,结果见图2。拟合公式为 $\sigma = \sigma_0 + c_0 T$ 。其中: σ 为高低或轨向标准差; σ_0 为轨道更新或者捣固后测

收稿日期:2017-03-27;修回日期:2017-05-13

基金项目:中国铁路总公司科技研究开发计划(2016G003-C,2015G004-A)

作者简介:杨飞(1985—),男,助理研究员,硕士。

E-mail:13811807268@163.com

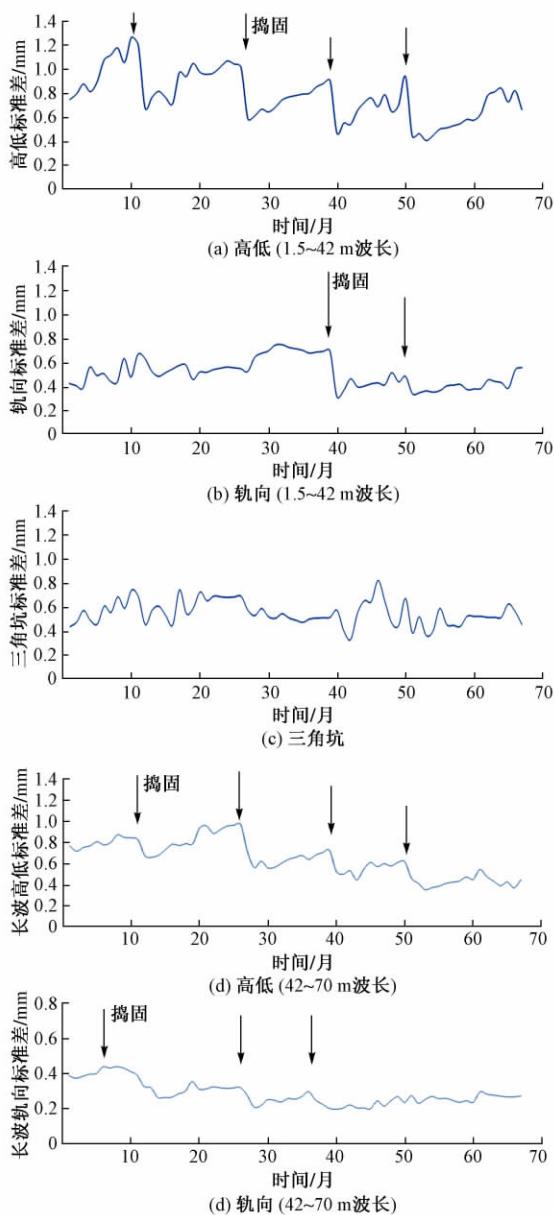


图 1 京沪线 K1339 + 000—K1339 + 400 区段轨道几何不平顺标准差的变化情况

得的初始标准差; c_0 为恶化速率(mm/月); T 为自轨道更新或捣固以后的累计月数。

由图 2 可见, 高低、轨向、长波高低、长波轨向 2 次捣固间的恶化趋势呈线性关系。每条拟合直线的斜率接近, 表明高低、轨向捣固后的恶化速率保持不变。但三角坑 2 次捣固之间的恶化趋势较为平缓, 离散性较大, 不能较好地用直线进行拟合, 因此未在图 2 中列出。

再选取京九线 K755—K765 区段进行分析, 检测时间为 2010 年 8 月—2016 年 3 月, 分析结果与京沪线基本一致。对所选京沪、京九线区段内的恶化速率进行统计分析, 各参数标准差恶化速率沿里程的变化见图 3, 轨道几何参数恶化速率的对比见图 4。

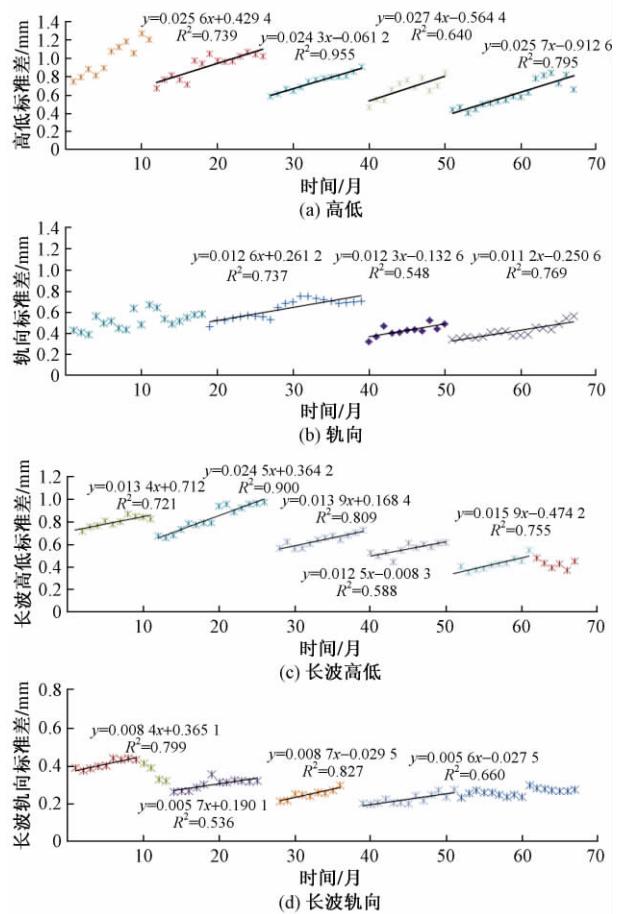


图 2 京沪线 K1339 + 000—K1339 + 400 区段轨道几何不平顺变化趋势

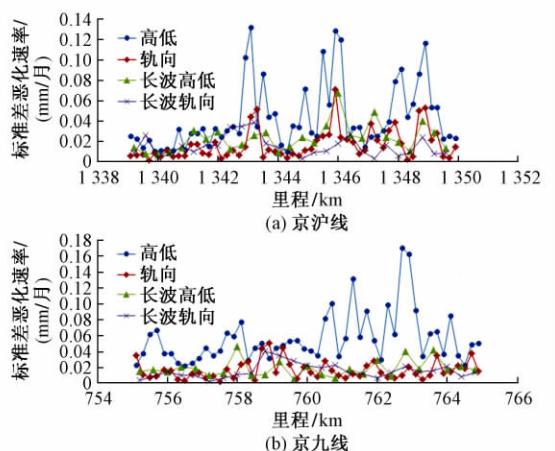


图 3 各参数标准差恶化速率沿里程的变化

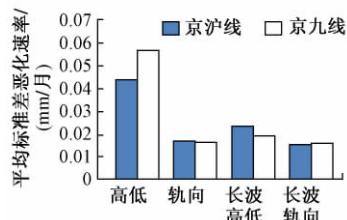


图 4 京沪、京九线轨道几何参数恶化速率的对比

从图3、图4可知,高低的恶化速率要远大于轨向、长波高低和长波轨向,表明线路高低的变化速度最快,长波轨向的恶化速率最小。考虑到三角坑的变化幅度也小于高低,因此若设置了合适的捣固阈值,则选用恶化速率快且规律性好的高低指标作为捣固维修决策参数最为合适。

2 捣固阈值的确定

世界各国都对轨道几何状态非常重视,制定了相应的轨道不平顺管理标准。轨道几何状态可以用多种方法加以评估,其中最常用的是标准差(轨道质量指数TQI为各单项几何参数标准差的和)的方式。UIC-518标准和欧标EN13848-5标准分别设置了3个轨道

几何状态标准差等级。UIC规定为QN1,QN2,QN3;EN规定为AL,IL,IAL,虽然名称不同,但含义接近。具体为:

①QN1等级(AL-警报值)。该等级下按照常规制定的维护计划对轨道几何状态进行检测和维修。

②QN2等级(IL-干预值)。该等级下需要短期内进行维护工作,以确保在下次检测之前不至于达到限速值。

③QN3等级(IAL-立即限速值)。该等级下不再可以维持既定的匀速速度。

我国也用标准差评价轨道状态。我国规定的轨道几何状态标准差只有1个等级,其含义相当于QN2或IL等级。各规范规定的高低、轨向标准值分别见表1、表2。

表1 各规范高低标准差对比

UIC-518 标准			EN13848-5 标准		中国	
速度等级	QN1/mm	QN2/mm	速度等级	AL/mm	速度等级	标准差/mm
$V \leq 80$	2.3	2.6	$V \leq 80$	2.3 ~ 3.0	$V \leq 80$	2.5
$80 < V \leq 120$	1.8	2.1	$80 < V \leq 120$	1.8 ~ 2.7	$80 < V \leq 120$	2.5
$120 < V \leq 160$	1.4	1.7	$120 < V \leq 160$	1.4 ~ 2.4	$120 < V \leq 160$	1.8
$160 < V \leq 200$	1.2	1.5	$160 < V \leq 230$	1.2 ~ 1.9	$160 < V \leq 250$	1.4
$200 < V \leq 300$	1.0	1.3	$230 < V \leq 300$	1.0 ~ 1.5		

表2 各规范轨向标准差对比

UIC-518 标准			EN13848-5 标准		中国	
速度等级	QN1/mm	QN2/mm	速度等级	AL/mm	速度等级	标准差/mm
$V \leq 80$	1.5	1.8	$V \leq 80$	1.5 ~ 1.8	$V \leq 80$	2.2
$80 < V \leq 120$	1.2	1.5	$80 < V \leq 120$	1.2 ~ 1.5	$80 < V \leq 120$	2.2
$120 < V \leq 160$	1.0	1.3	$120 < V \leq 160$	1.0 ~ 1.3	$120 < V \leq 160$	1.4
$160 < V \leq 200$	0.8	1.1	$160 < V \leq 230$	0.8 ~ 1.1	$160 < V \leq 250$	1.0
$200 < V \leq 300$	0.7	1.0	$230 < V \leq 300$	0.7 ~ 1.0		

从线路安全余量和管理便利性角度出发,捣固阈值应低于我国目前的标准差管理值。从我国有砟轨道线路中随机选取30万km线路进行轨道几何标准差的统计分析,高低和轨向的累计分布见表3。

表3 高低和轨向的累计分布

累计占比/%	高低/mm	轨向/mm
70	1.48	1.03
80	1.71	1.19
90	2.07	1.46
95	2.37	1.76

从表3可知,80%累计分布率对应的高低值已接近现有的 $120 < V \leq 160$ 速度等级管理标准值,但

80%累计分布率对应的轨向值还远未达到管理标准值,90%累计分布率对应的轨向值刚刚超出管理标准值。可见利用高低标准差作为维修依据更为恰当。参考国外标准,结合我国有砟线路统计分析结果,在兼顾轨向管理标准值不超限的前提下,给出基于高低不平顺的捣固阈值建议值,见表4。

表4 基于高低不平顺的捣固阈值建议值

速度等级	高低捣固阈值建议值/mm
$V \leq 80$	2.3
$80 < V \leq 120$	2.0
$120 < V \leq 160$	1.5
$160 < V \leq 250$	1.2

3 捣固时机的预测

前文表明 2 次捣固间高低的恶化速率可以用线性公式拟合,且每次拟合的恶化速率接近,4 次捣固后线性拟合的相关系数在 0.64~0.95。为改善回归模型的精度,采用多次拟合的恶化速率的平均值,以消除其他可能影响到恶化速率的因素,且恶化速率的平均值必须在所有区段的置信区间内。K1339+000—K1339+200 区段第 1 次捣固(2011 年 5 月)拟合情况见图 5。历次捣固后拟合的恶化速率及其上下限见表 5。

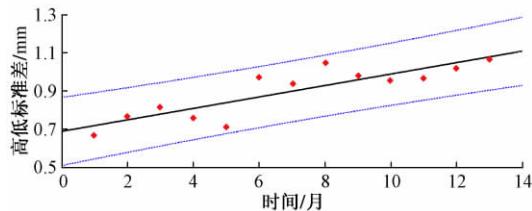


图 5 K1339+000—K1339+200 区段各次捣固后高低标准差的拟合情况

表 5 各次捣固后拟合的恶化速率及其上下限

捣固次数	拟合的恶化速率	下限	上限
第 1 次(2011 年 5 月)	0.027	0.019	0.041
第 2 次(2012 年 9 月)	0.025	0.019	0.027
第 3 次(2013 年 10 月)	0.028	0.026	0.041
第 4 次(2014 年 9 月)	0.026	0.022	0.030
平均值	0.027	0.022	0.035

利用拟合的恶化速率平均值对历次标准差重新进行拟合,结果见图 6。可以看出,经过修正后的拟合直线较好反映了各时间段标准差的实际情况,因此可以很好地用来预测高低的发展值。

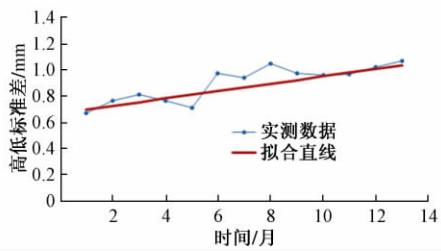


图 6 K1339+000—K1339+200 区段捣固后修正的高低标准差拟合直线

以京沪线 K1339—K1350 区段为例,此区段速度等级为 $120 < V \leq 160$,捣固后高低不平顺阈值为 1.5 mm。按照 2010 年 8 月—2016 年 2 月历次捣固后拟合直线的最小初始值和平均恶化速率估计的捣固周期见图 7。

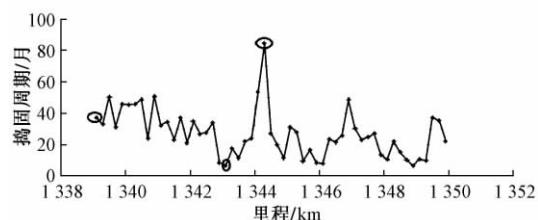


图 7 估计的捣固周期

选取图 7 中 3 个明显差别的区段,对其轨道高低标准差的时程曲线进行对比,结果见图 8。

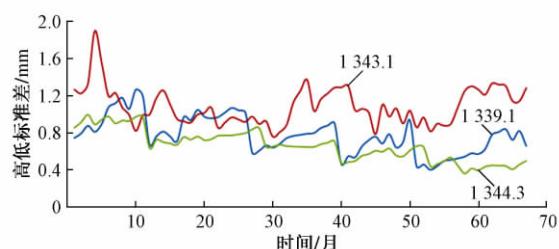


图 8 3 个区段高低标准差的时程曲线对比

从图 8 可知:K1344+300 区段的高低恶化速率最小,为 0.01 mm/月,每次捣固后高低标准差的初始值也偏小,且持续呈下降趋势,最小值为 0.4 mm,说明此区段很稳定;K1343+100 区段高低的恶化速率最大,为 0.13 mm/月,每次捣固后的高低标准差初始值也很大且还有增加趋势,最小值为 0.8 mm,表明此区段不稳定,变化很快。从现场维修资料中也可以看出,此处的捣固次数也明显多于其他 2 个区段,捣固时间间隔在 5—7 个月。按照计算结果,K1343+100 区段的捣固时间间隔仅为 6 个月,而 K1339+100, K1344+300 区段可以不用每年安排捣固作业。

4 结论

1) 高低、轨向、长波高低、长波轨向 2 次捣固间的恶化趋势可以用线性关系进行拟合,且每次拟合直线的斜率接近,表明高低、轨向捣固后的恶化速率保持不变。高低的恶化速率要远大于三角坑、轨向、长波高低、长波轨向,表明线路高低的变化速度最快。选用恶化速率快且规律性好的高低指标作为捣固维修决策指标最为合适。

2) 参考国外标准,结合我国有砟线路统计分析结果,在兼顾轨向管理标准值不超限的前提下,给出了基于高低不平顺的捣固阈值建议值。

3) 利用置信区间内历史恶化速率的平均值可以很好地预测高低的发展。

4) 以京沪线 K1339—K1350 区段为例,给出了各

区段预测的捣固时机，并对3个明显有差别的区段进行了详细分析，验证了预测捣固时机的合理性。

参 考 文 献

- [1]徐伟昌.大型养路机械捣固作业轨道质量评价指数研究[J].铁道建筑,2014(7):139-141.
- [2]周陶勇,胡斌.铁路散体道床捣固作业的离散元分析[J].新技术新工艺,2016(2):61-63.
- [3]吴鸿.捣固车在铁路线路养护施工中的应用[J].技术与市场,2015(2):111-112.
- [4]缪孝宏.大机捣固原理及实践[J].高速铁路技术,2013(1):98-100.
- [5]罗鹏.铁路捣固车设备状态综合评价方法的研究[D].长沙:湖南大学,2014.
- [6]章立早.影响捣固车作业质量的因素及整改措施[J].上海铁道科技,2002(4):19-21.
- [7]陈立.制定状态修基准指标指导大型养路机械捣固作业的探讨[J].铁道建筑,2015(2):118-120.
- [8]徐伟昌.大型养路机械捣固作业维修决策模型研究[J].铁道科学与工程学报,2016,13(1):152-154.

Research on Maintenance Standard and Decision-making Technique for Tamping Operation Based on Longitudinal Irregularity

YANG Fei

(Infrastructure Inspection Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract Based on the 5 years tracking analysis of track geometrical state of some sections of Beijing-Shanghai railway and Beijing-Kowloon railway, it is found that the track geometrical change after large machine tamping shows some regularities. The deterioration trends of track geometrical irregularity indexes such as longitudinal level, track alignment, long-wave longitudinal level and long-wave alignment can be well fitted by linear relationships. The line slopes after each tamping are close, indicating that the deterioration rates of different indexes are constant. The deterioration rate of longitudinal level is much larger than those of triangle pit, track alignment, long-wave longitudinal level and long-wave alignment. Therefore, the most appropriate indicator used as maintenance standard indicator and decision-making indicator of tamping operation time should be the longitudinal level whose deterioration rate is rapid and showing good evolution law. With reference to relative foreign standards and combining with the statistical analysis results of the ballasted railways in China, the proposed value of the tamping threshold based on the longitudinal level was put forward. The average value of the historical deterioration rates in the confidence interval can be used to predict the development of the longitudinal level. Taking the K1339—K1350 section of Beijing-Shanghai railway as an example, the tamping time of each section was given, and the three distinct sections were analyzed in detail to verify the rationality of the forecasting tamping time.

Key words Ballasted track; Track irregularity; Large machine tamping; Evolution law; Deterioration rate; Maintenance decision; Longitudinal irregularity

(责任编辑 李付军)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0136-04

朔黄铁路双线隧道内道床机械化清筛的研究与应用

王 敬

(朔黄铁路发展有限责任公司,河北 肃宁 062350)

摘要 朔黄铁路隧道内煤灰污染严重,道床板结。由于隧道内空间有限,空气流动不畅,粉尘、噪声污染严重等原因,开展机械化道床清筛异常困难,而人工清筛的施工质量难以保证,人员健康、安全难以保障。通过开展联合技术攻关,采取清筛车改造、线路拨道、洒水降尘、通风排毒、防噪防护等措施,并不断完善施工组织方案,实现了朔黄铁路双线隧道内道床机械化清筛,基本达到了预期效果。

关键词 重载铁路;隧道;道床;机械化清筛;清筛机;技术改造;通风;降尘

中图分类号 U216.42⁺² 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.37

朔黄铁路与神朔铁路一起组成了中国西煤东运第二大通道。朔黄铁路正线总长 594 km,全线共 77 座隧道,上下行合计长 132.734 km。最长隧道为长梁山隧道,长达 12.78 km。朔黄铁路投入运营至今,隧道内线路受煤灰污染,道床表面及内部煤粉和石粉量严重超标,部分排水不畅地段道床板结严重,设备状态难以保持。为保证运输安全,按照有关规定^[1-4]曾尝试人工进行道床清筛,但施工难度较大,施工质量难以保证,尤其是长大隧道内通风、照明不畅,灰尘污染严重,长时间施工作业严重危及施工人员身体健康。为此,朔黄铁路公司与大机清筛单位结合朔黄实际情况开展了技术攻关,采取一系列措施实现了隧道内线路的机械化清筛。自 2012 年至 2016 年底,共完成隧道上下行线路清筛 115.7 km,基本实现全部清筛一遍,清筛后道床质量显著提升。

1 隧道内道床机械化清筛面临的主要技术难题

目前,国内外尚无隧道内线路机械化清筛相关成型设备及经验,需采取对现有机械设备进行改造、对线路施工流程进行优化等一系列措施^[5]。主要技术难题有:

①朔黄铁路隧道内轨枕头距电缆槽壁 0.2 ~ 0.7 m,国内普遍使用的 QS-650 和 QS-450 型清筛车上升或下降导槽间尺寸过宽(须≥0.7 m 方可进入枕木底),均无法直接置入枕下道床,须缩短底梁尺寸及相

应配套设备尺寸。

②QS-450 型清筛机最小挖掘宽度缩减为 3.7 m 后,轨枕头距电缆槽壁仍需 0.45 m 以上的作业空间,现有隧道内线路结构无法满足此限制条件,底梁无法伸入轨枕下。须将线路向远离电缆槽方向拨道,作业完毕后再回拨线路。

③隧道内清筛后产生的污土无处可排,只能边清筛边收集污土,施工结束后统一外运。如何实现边清筛边收集污土成为一大难题。

④隧道内环境封闭、狭小,清筛作业产生大量粉尘,严重危害作业人员身体健康及施工机械运行性能。

⑤隧道内清筛机、大小型捣固机集中作业,产生大量有害尾气,若不能及时排出隧道外,作业人员人身安全会受到严重威胁。

2 主要技术改进措施

2.1 清筛机缩改

经充分调研,国产 QS-450 型清筛机结构相对简单,技术改造较易实施。具体缩改措施如下:①上升、下降导槽下半部分(含拢砟板)宽度由原来的 460 mm 缩减为 320 mm;②水平导槽长度由原来的 2 300 mm 缩减为 2 100 mm,宽度由原来的 220 mm 缩减为 145 mm;③挖掘扒链宽度由原来的 310 mm 缩减为 230 mm;④底梁上下耐磨板的长度由原来的 290,200 mm 分别缩小至 220,100 mm。

缩改后 QS-450 型清筛机最小挖掘宽度由原来的 3.9 m 缩减至 3.7 m,两侧各收缩 100 mm。浮动条件下单侧轨枕头至电缆槽壁距离由 650 mm 缩减为 450 mm。缩改前最大挖掘能力为 530 m³/h,缩改后为 400 m³/h(因扒链缩改),挖掘速度平均 200 m/h,较缩

收稿日期: 2017-03-10; 修回日期: 2017-04-05

作者简介: 王敬(1980—),男,工程师,硕士。

E-mail: wj_8011@163.com

改前略有减少。改造后的清筛机作业影响范围明显缩减,结构上基本达到了最小极限尺寸,为解决隧道内清筛空间不足的问题奠定了基础。

2.2 大机拨道

清筛前利用大型养路机械将线路向远离电缆槽壁方向拨道,以达到清筛条件,清筛后再回拨线路。主要控制措施如下:

①单次拨道量不得大于80 mm,大于80 mm的拨道作业应分2次或多次完成。

②2台捣固车前、后连续进行拨道作业时,后面的捣固车要有专人对前方捣固车拨道后的线路进行观察、测量,发现线路轨向及超高数值超限后,应停止作业并通知地面人员进行人工起、拨道处理后方可继续作业。后面的捣固车对前方捣固车拨道后的线间距进行测量,根据测量结果及时更新标注的拨道量,确保二次拨道后准确到位。

③拨道量>150 mm时,在拨道开始和结束处设置长度为20 m的夹直线,并严格坚持拨道顺坡。拨道量在150~300 mm的拨道作业,顺坡长度一律按最大值30 m执行,捣固车拨道中途退车也要严格执行此项规定。当拨道量最大为300 mm时,夹直线长度采用20 m,顺坡长度采用27 m。

④捣固车拨道量≤150 mm时,捣固车分次进行拨道作业即可达到清筛条件,起始位置及中途退车按顺坡长度15 m执行。

2.3 污土处理

为解决清筛出的污土收集及外运问题,在清筛机前方增加了1辆C64车来收集污土,为避免集重或偏载,设计加工了电动传输装置(敞车移动式污土输送机),直接将清筛出的污土抛送至污土车上。随着清筛长度增加,污土量不断增加,先后又设计了连接2辆、3辆敞车的接续式电动传输装置,极大增加了污土装载能力。该装置基本实现以下功能且满足各项安全使用要求:①在污土量正常情况下,2~3辆C64基本能实现装载清筛450 m长度线路的污土(朔黄铁路每个天窗点内4 h的清筛工作量平均约450 m),有效解决了污土处理难题;②安排4个人均匀分摊C64上的污土,保证不偏载、不集重;③污土车整车高度距轨面3.7 m,未超过机车车辆限高;④QS-450型清筛车提供动力为250 kW,目前全部装置总使用功率为187 kW,满足使用条件;⑤在最不利曲线段($R=400$ m)行车时,输送装置最大偏移量200 mm,满足安全运行条件。

2.4 降尘及降噪措施

参照城市环卫部门马路洒水车的原理,设计、制作了适合隧道的洒水降尘车^[6]。洒水量依据道床污染

板结情况、人工清筛经验及车辆行驶速度适时调整。一般洒水量控制在0.15 m³/m左右,通过控制牵引速度来实现。具体改造措施为:由1台30 t或60 t水罐车改装洒水喷淋装置,由QS-450型清筛机充当动力车,牵引水罐车在施工当日和下一个天窗点清筛地段进行洒水喷淋。为控制好洒水量,技术人员需提前对清筛地段进行探挖调查,算出牵引速度在5~7 km/h,前快后慢,最终达到清筛作业时既不起扬尘又不会出现道床和泥的效果。通过以上改造措施,降尘效果显著。

所有施工机械连接处能够增加减振降噪弹垫的地方均进行了改造,从源头上控制噪声污染源的强度。

2.5 尾气净化及通风措施

在柴油机排气管上加装成熟的“柴油机尾气微粒捕集器DOC DPF系统装置”,柴油机产生的尾气净化率能够达到90%以上。

在采取了洒水抑尘、加装尾气净化装置等措施的基础上,为进一步提高作业范围内环境质量,增加了强制通风设施——排风车^[7]。将8台7.5 kW轴流风机用支撑架组成一个风机阵列,安装在既有轨道平车上,联挂在清筛车前,由清筛机发电机组供电。经计算,8台风机排风流量达28.5万m³/h,双线隧道每1 km长的体积是5.6万m³,每1 km隧道内每小时更新空气约5次。之后在8台轴流风机基础上又增加了4台,由共12台风机组组成排风阵列,排风量提高了50%,效果更显著。

排风车具有防潮、防腐蚀、防漏电功能。排风方向与作业方向一致,将作业范围内的有害气体、粉尘抽排至作业范围以外。采取以上措施后,经现场检测,隧道内风速≤8 m/s,空气中CO质量浓度<30 mg/m³,NO₂质量浓度<10 mg/m³,湿度<80%,臭氧质量浓度<0.3 mg/m³,含有10%以下游离SiO₂的粉尘质量浓度<10 mg/m³,达到铁路行业标准。

2.6 其他措施

现有的77座隧道仅有6座有照明设施,且亮度不足。为满足施工作业要求,采取了增加移动照明设备等措施。此外,为保障施工人员身体健康,购买了防毒口罩、防噪音耳罩等防护用品。

3 施工技术

3.1 线路拨道

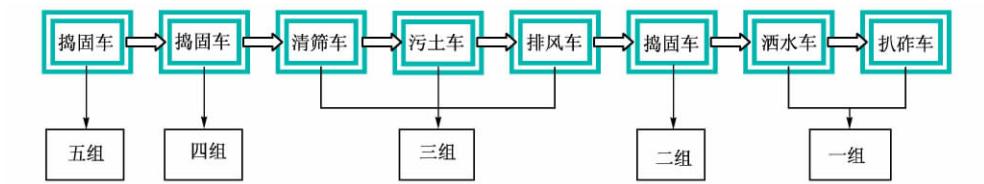
清筛车工作前需要按设定拨道量进行拨道。为此,设计并加工了“轨枕头分砟犁装置”,安装在QS-450型清筛机上升、下降导槽臂下部,利用清筛机

的动力和导槽臂的液压升降装置轻松将轨枕头石砟扒开到位,使得清筛机作业时间增加了0.5 h,清筛进度也随之增加。QS-450型清筛机既担当清筛列车任务,又在点内完成轨枕头分砟、牵引水罐车洒水降尘任务,实现了一机多用。加装“轨枕头分砟犁装置”时作了充分考虑,当需要QS-450型清筛机进行清筛工作时,可以在2~3 h内拆除该装置。

3.2 线路回拨

清筛完毕后,用捣固车对线路予以回拨。第1遍要按照线间距控制拨道量进行回拨,待技术人员检查线间距偏差在100 mm时进行第2遍捣固,按照捣固车自动计算量进行正矢拨道,直至线路水平、轨向、正矢符合要求。

3.3 清筛车组编组(见图1)



注:图中“二组”根据拨道量情况可增设1台捣固车

图1 清筛车组编组

3.4 石砟补充

根据清筛前后道床饱满情况确定补砟方案,主要采取施工前预卸石砟和施工后补卸石砟2种方式。

3.5 施工质量及安全控制措施

控制好洒水量,“干”则尘大,“湿”则筛后不洁。清筛车起道量控制在30 mm以下,清筛深度达300 mm以上。控制拨道顺坡,避免后续车脱线。因拨道清筛影响邻线行车,施工地段双线封锁。

依据清筛后设备状态确定合理的限速条件,正常情况下开通限速条件为:线路开通后清筛地段第1列35 km/h,第2列45 km/h,不小于2 h,其后限速60 km/h,24 h后恢复常速^[8]。

4 清筛效果

2011年底至2012年初完成了清筛车改造及试验场地明线试筛。2012年4月开始在朔黄线隧道内试验。采取循序渐进的方法。首先对拨道量在100 mm以内的隧道进行试清筛,之后对拨道量超过100 mm的隧道进行试清筛,拨道量更大时安排2台捣固车分2次进行拨道以达到清筛条件。

改造后单机清筛进度达到200 m/h左右,每个天窗点有效清筛作业时间达2 h,可完成400 m清筛任务。

2012年试验期间完成10.4 km线路的清筛,2013年正式组织实施,并增加了1个清筛车组,全年完成隧道清筛长度30.6 km。2014,2015,2016年分别完成清筛27.6,25.0,22.1 km。截至2016年底,共清筛115.7 km隧道,管内隧道基本全部清筛一遍,清筛工艺及道床质量得到显著提升(见图2),证明隧道内机械化清筛研究成果经受了实践检验。



图2 清筛前后效果对比

5 结语

隧道内道床机械清筛作为一种创新技术在朔黄铁路公司得到了充分研究与实践。自开始试验到全面实施历经5年时间,这期间针对发现的各种问题进行了技术创新改造,从清筛机缩改、防尘降噪、排毒通风等多方面入手,不断改进和完善,基本形成了双线隧道机械化清筛全套技术,彻底解决了困扰多年的隧道内道床清筛的问题。隧道内线路状态和质量得到显著提升,为更大运量、更大轴重列车的开行提供了安全储备。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国铁道部. 铁运[2006]146号 铁路线路修理规则 [S]. 北京: 中华人民共和国铁道部, 2006.
- [2] 中华人民共和国铁道部. 铁运[2010]38号 铁路桥隧建筑物修理规则 [S]. 北京: 中华人民共和国铁道部, 2010.
- [3] 中国铁路总公司. 铁总运[2015]236号 大型养路机械使用管理规则 [S]. 北京: 中国铁路总公司, 2015.
- [4] 中国铁路总公司. 铁总科技[2014]172号 铁路技术管理规程 [S]. 北京: 中国铁路总公司, 2014.
- [5] 林生福, 赵广苗. 隧道机械化清筛作业装备的研究 [J]. 机车车辆工艺, 2016(4): 25-27.

(下转第143页)

文章编号:1003-1995(2017)07-0139-05

时速 120 km 地铁多种减振轨道结构振动特征分析

杨麒陆^{1,2},李翔³,豆银玲^{1,2},葛辉^{1,2},王平^{1,2}(1. 高速铁路线路工程教育部重点实验室,四川 成都 610031; 2. 西南交通大学 土木工程学院,四川 成都 610031;
3. 成都工业职业技术学院 轨道交通学院,四川 成都 610218)

摘要 为研究时速 120 km 地铁多种减振轨道结构的振动特征及振动传播规律,对比分析了某时速 120 km 地铁线路上的 DZ-III 型减振扣件轨道、GJ-III 型减振扣件轨道、减振垫浮置板轨道在时域和频域内的实测结果。时域分析结果表明:3 种轨道结构的浮置板(道床板)振动加速度幅值大致相等,减振垫浮置板轨道处隧道振动加速度幅值比其余 2 种轨道处小一个数量级,更有效地削减了振动加速度幅值。频域分析结果表明:在 20~80 Hz 和 0~20 Hz 频段内,减振垫浮置板轨道的隧道振动加速度级比另外 2 种轨道小,减振效果更好。除 GJ-III 型减振扣件轨道钢轨与道床板间在 0~80 Hz 频段内衰减不明显外,振动加速度的传播大致遵循由钢轨到浮置板(道床板),再到隧道逐层衰减的规律。

关键词 地铁;减振轨道;现场试验;振动加速度;时速 120 km

中图分类号 U451 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.38

近年来,时速 120 km 地铁线路已陆续在广州、上海、深圳等城市陆续开通运营。地铁的提速在促进城市经济社会发展的同时,也带来了更为复杂的环境振动问题。

国铁时速 120 km 线路已开行多年,对其振动传播规律及其引起的环境振动问题,我国已有丰富研究经验^[1-2],但国铁多为有砟轨道,其研究经验不能直接用于采用无砟轨道设计的地铁线路。我国高铁多采用无砟轨道设计,对高铁运营引起的环境振动问题国内外学者也进行了大量研究^[3-4],然而高铁时速远高于地铁,且其轨道不平顺与地铁差异较大^[5-6],可见对高铁的研究经验可借鉴但也不能直接用于地铁。

为适应地铁高速化进程与特殊地区减振降噪的要求,国内已涌现出多种新型减振轨道结构,如 DZ-III 型减振扣件轨道、GJ-III 型减振扣件轨道、减振垫浮置板轨道。本文针对时速 120 km 地铁线路上的上述 3 种减振轨道结构进行了现场测试。在时域内,比较 3 种轨道结构振动加速度幅值的差异;在频域内,对比分析时速 120 km 地铁运营引起振动的传播规律,分频段统计各频段内隧道振动的综合振级,为今后减振轨道设计提供实测数据与理论依据。

收稿日期:2017-01-23;修回日期:2017-05-06

基金项目:国家杰出青年科学基金(51425804)

作者简介:杨麒陆(1992—),男,硕士研究生。

E-mail: 1509312486@qq.com

1 现场测试

为满足地铁沿线各区段不同的减振降噪要求,广东某城市地铁隧道内铺设了减振垫浮置板轨道、GJ-III 型减振扣件轨道以及 DZ-III 型减振扣件轨道。上述 3 种轨道的测试断面选址均在同一行车区间的直线段上,测点里程分别为 YDK24 + 30, YDK23 + 690, YDK22 + 290。测试仪器由加速度传感器、电荷放大器、数据采集系统以及电脑组成^[7]。

各测试断面上测点布置如图 1 所示^[8-9],采用朗斯测试 LC 系列压电式加速度传感器。测点 1 位于钢轨底部。该测点设置 1 个量程为 0.000 05g~1 000g 的加速度传感器用于测量钢轨垂向振动加速度。测点 2 位于减振垫浮置板(DZ-III 与 GJ-III 型扣件轨道为道床板)上方距浮置板(道床板)沿线路方向中心线 965 mm(1 180 mm)处。该处设置了 1 个量程为 0.000 05g~50g 的加速度传感器用于测量浮置板(道床板)垂向振动加速度。测点 3 位于距轨面水平线 1 250 mm 的隧道壁上,设置了 1 个量程为 0.000 05g

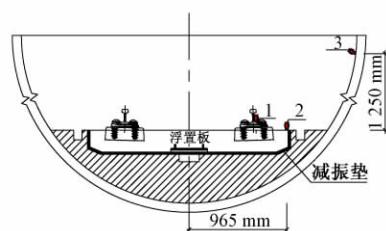


图 1 测点布置示意

$\sim 10g$ 的加速度传感器, 用于测量隧道的垂向加速度。

2 振动加速度实测结果时域分析

据设计资料显示, 该地铁采用的是地铁 B 型车, 列车采用 6 节编组, 全长 122.2 m, 设计轴重不大于 14 t。本次测试在 3 种减振轨道测试断面各采集了至

少 20 组数据, 选取车速为 120 km/h 左右时测试效果较好的振动加速度时程曲线进行分析。

下面给出测试断面上各轨道部分的典型加速度时程曲线。图 2 为钢轨振动加速度时程曲线; 图 3 为浮置板(道床板)振动加速度时程曲线; 图 4 为隧道振动加速度时程曲线。

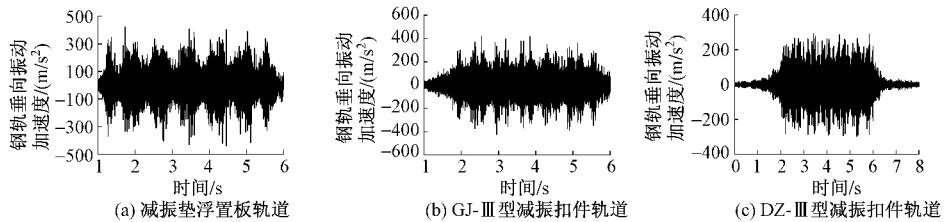


图 2 钢轨振动加速度时程曲线

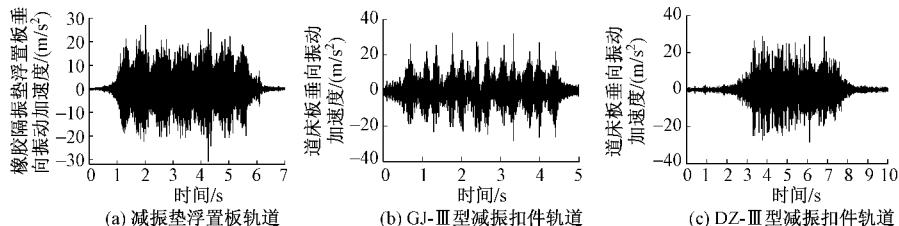


图 3 浮置板(道床板)振动加速度时程曲线

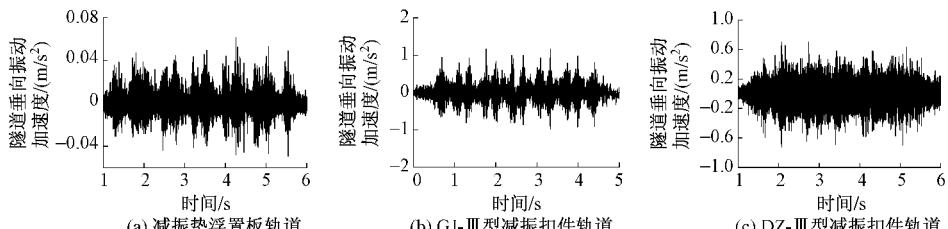


图 4 隧道振动加速度时程曲线

由各测试断面上 3 种轨道结构各测点加速度时程曲线, 得到各测点振动加速度幅值, 见表 1。

与底座间设置了橡胶隔振垫这种特殊的减振构造, 造成了由浮置板传递到隧道的振动大幅降低。

表 1 各测点振动加速度幅值 m/s^2

轨道结构	钢轨	浮置板(道床板)	隧道
减振垫浮置板	336.5	20.77	0.045
GJ-III型减振扣件	326.4	22.86	0.887
DZ-III型减振扣件	252.6	22.95	0.628

由表 1 可以看出: DZ-III型减振扣件轨道的钢轨加速度幅值明显小于其余 2 种减振轨道结构的钢轨加速度幅值; 3 种轨道结构浮置板(道床板)振动加速度幅值相差不大, 减振垫浮置板轨道的浮置板振动加速度幅值最小; 减振垫浮置板轨道测试断面处隧道振动加速度幅值与其他 2 种轨道结构的隧道加速度幅值有数量级上的差异。这是因为减振垫浮置板轨道的浮置板

3 振动加速度实测结果频域分析

3.1 轨道结构 1/3 倍频程谱值

为进一步分析 3 种减振轨道减振效果及振动传递规律, 对图 2—图 4 振动加速度采样信号进行快速傅里叶变换。计算出功率谱, 在此基础上计算出每个中心频率带宽内数据的平均值, 得到 3 种轨道结构振动加速度 1/3 倍频程的谱值^[10], 见图 5。

3 种轨道结构隧道振动加速度 1/3 倍频程的中心频率对比见图 6。

上述 3 种轨道结构各部分振动加速度主频的统计见表 2。

上述轨道结构各部分振动加速度主频对应的振动加速度级峰值见表 3。

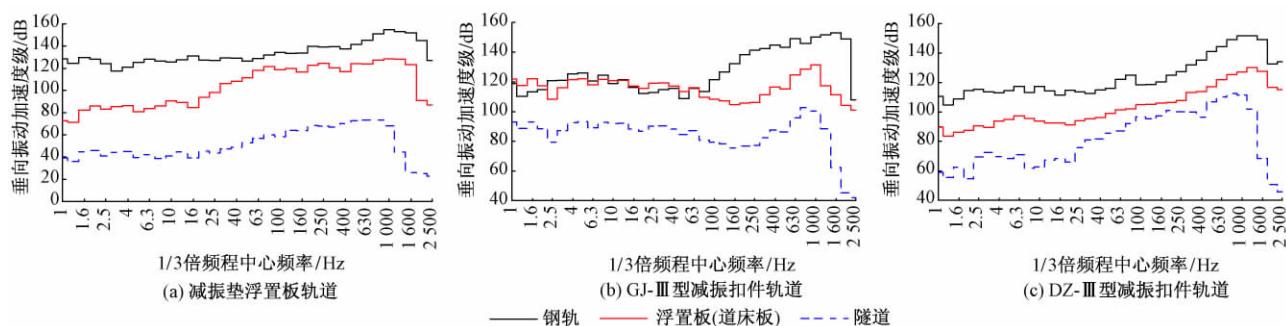


图5 3种减振轨道振动加速度1/3倍频程谱

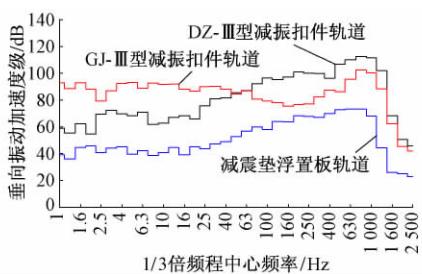


图6 3种轨道结构隧道振动加速度1/3倍频程谱

表2 3种减振轨道结构振动加速度主频 Hz

轨道结构	钢轨	浮置板(道床板)	隧道
减振垫浮置板	1 000	1 000	800
GJ-III型减振扣件	1 600	1 000	800
DZ-III型减振扣件	1 250	1 250	800

表3 3种减振轨道结构振动加速度级峰值 dB

轨道结构	钢轨	浮置板(道床板)	隧道
减振垫浮置板	154.8	128.5	73.3
GJ-III型减振扣件	153.0	131.3	102.6
DZ-III型减振扣件	151.8	130.0	102.0

通过比较图5、图6及表2、表3可知:

1) 对钢轨振动加速度而言,3种减振轨道结构中减振垫浮置板轨道的钢轨加速度主频最低,但其峰值略高于另外2种轨道,达到了154.8 dB,且在全频段内均处于较高水平。

2) 对浮置板(道床板)振动加速度而言,DZ-III型扣件轨道的加速度主频略高,3种轨道浮置板(道床板)振动加速度级峰值相差不大,但GJ-III型减振扣件轨道的道床板振动加速度级在0~80 Hz范围内明显高于另外2种轨道。

3) 对于隧道振动加速度,由表2、表3可以看出,虽然3种轨道结构隧道振动加速度主频均为800 Hz,但加速度级峰值明显是减振垫浮置板轨道的最小,比另外2种轨道结构低约29 dB。在780~1 600 Hz范围内(高频振动产生噪声的主要部分),减振垫浮置板轨道的隧道振动加速度级最小,GJ-III型减振扣件轨道次之,DZ-III型减振扣件轨道最大。可见减振垫浮置板轨道在3种轨道结构中具有最佳的减振效果。

3.2 多频段内振动加速度分析

相关研究发现,地铁引起地面振动的主要响应频段为20~80 Hz,而0~20 Hz的低频振动则会对地面建筑和部分精密设备造成影响^[11-12]。

根据《城市区域环境振动标准》(GB 10070—88),计算振动加速度级的公式为

$$V = 20 \lg(a/a_0)$$

式中:V为振动加速度级,dB;a为振动加速度有效值,m/s²;a₀为基准加速度,其值为10⁻⁶ m/s²。

统计各轨道结构在0~20,20~80,0~2 500 Hz频段内振动加速度的平均振级,见图7。

各频段内3种减振轨道结构各测点的综合振级见表4。

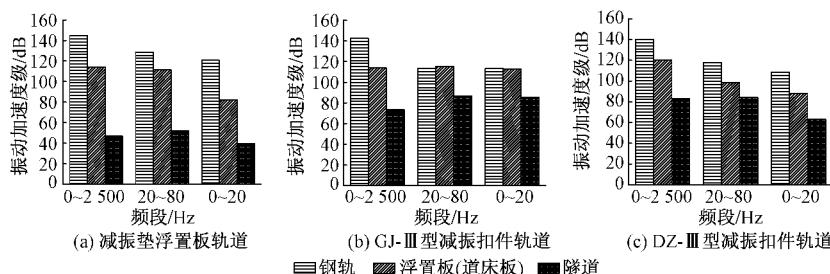


图7 减振轨道各频段内的振动加速度级

表 4 各测点振动加速度综合振级

轨道结构	频段 / Hz	综合振级 / dB		
		钢轨	浮置板 (道床板)	隧道
减振垫浮置板轨道	0 ~ 2 500	144.7	114.2	46.8
	20 ~ 80	128.7	111.4	52.3
	0 ~ 20	120.7	82.3	39.7
GJ-III型减振扣件轨道	0 ~ 2 500	142.6	113.7	73.4
	20 ~ 80	113.5	115.5	86.6
	0 ~ 20	113.3	112.9	85.4
DZ-III型减振扣件轨道	0 ~ 2 500	108.3	88.2	63.1
	20 ~ 80	117.9	98.4	84.0
	0 ~ 20	140.3	120.0	83.1

由图 7 和表 4 可知:

1) 对于减振垫浮置板轨道测试断面,不管是钢轨与浮置板,还是浮置板与隧道之间,振动传递的衰减均非常明显,特别是浮置板与隧道之间,0~2 500 Hz 频段内振动衰减高达 67 dB,而在 20~80 Hz 和 0~20 Hz 也分别有 59 dB 与 43 dB 的衰减。

2) GJ-III型减振扣件轨道测试断面处,钢轨与道床板之间的振动衰减在宽频段 0~2 500 Hz 比较明显,然而在对地面振动影响较大的 20~80 Hz 频段内和对建筑及精密仪器影响较大的 0~20 Hz 频段内,振动衰减并不明显,在 20~80 Hz 频段内反而有所增大;道床板与隧道之间的振动衰减较为明显,在 20~80 Hz 与 0~20 Hz 频段内振级衰减约为 29 dB,而 0~2 500 Hz 频段内,振动衰减约 40 dB,可见,GJ-III型减振扣件轨道对中低频段的减振效果不如高频段。

3) DZ-III型减振扣件轨道测试断面处,钢轨与道床板、道床板到隧道间的振动衰减在 3 个频段内都比较明显,但 20~80 Hz 频段内振动衰减略小于其他 2 个频段。

4) 总体来说,除了 GJ-III型减振扣件轨道在 0~20,20~80 Hz 频段内钢轨与道床板间振动衰减不明显,3 种轨道结构各频段内振动加速度级都遵循着钢轨最大,浮置板(道床板)居中,隧道最小的规律。3 种减振轨道结构在 0~20,20~80 Hz 频段内的隧道振动加速度级均是减振垫浮置板轨道的最小。

4 结论

1) 从实测的时速 120 km 地铁轨道各部分振动加速度时程来看,在 3 种减振轨道的浮置板(道床板)振动加速度幅值差异不大的情况下,减振垫浮置板轨道处隧道的振动加速度幅值比其余 2 种轨道结构处隧道加速度的幅值小一个数量级,最有效地阻隔了地铁运营引起的振动向隧道的传播。

2) 3 种减振轨道结构隧道振动加速度主频均在 800 Hz 左右,但振动峰值明显是减振垫浮置板轨道的最小,比另外 2 种轨道结构小了约 29 dB。在 780~1 600 Hz 范围内(高频振动产生噪声的主要部分),减振垫浮置板轨道的隧道振动加速度级最小,GJ-III型减振扣件轨道次之,DZ-III型减振扣件轨道最大。可见在 3 种轨道结构中减振垫浮置板轨道减振效果最佳。

3) 对于振动在 3 种轨道结构各部分间的传递规律,除了 GJ-III型减振扣件轨道在 0~20,20~80 Hz 频段内钢轨与道床板间振动衰减不明显,3 种轨道结构各频段内振动加速度级都遵循着钢轨最大,浮置板(道床板)居中,隧道最小的规律。3 种减振轨道结构在 0~20,20~80 Hz 频段内的隧道振动加速度级均是减振垫浮置板轨道的最小,减振效果最佳。

参 考 文 献

- [1] 王开云,翟婉明,刘建新,等.提速列车与曲线轨道的横向相互动力作用研究[J].中国铁道科学,2005,26(6):40-45.
- [2] 马伟斌.既有线提速基床与道床板相互影响的研究[D].北京:中国铁道科学研究院,2006.
- [3] 韦凯,杨帆,王平,等.扣件胶垫刚度频变的车/轨耦合系统随机振动虚拟辛分析[J].工程力学,2016(9):123-130,137.
- [4] FENANDER A. Frequency Dependent Stiffness and Damping of Railpads [J]. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 1997, 211(1):54-62.
- [5] 国家铁路局.TB/T 3352—2014 高速铁路无砟轨道不平顺谱[S].北京:中国铁道出版社,2015.
- [6] 杨圣春.地铁列车引起合建建筑振动特性的试验研究[J].铁道建筑,2015(3):57-61.
- [7] 刘峰,曾向荣,张宏亮,等.新型橡胶减振垫浮置板的应用研究[J].都市快轨交通,2013(3):50-53.
- [8] 何卫,谢伟平,刘立胜.地铁隧道列车振动特性试验研究[J].华中科技大学学报(自然科学版),2016,44(4):85-89.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部.CJJ 191—2012-T 浮置板轨道技术规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [10] 许广清.三分之一倍频程谱分析程序[J].舰船科学技术,1985(8):12-16.
- [11] 李克飞,刘维宁,孙晓静,等.北京地铁 5 号线地下线减振措施现场测试与分析[J].铁道学报,2011,33(4):112-118.
- [12] 孙晓静,刘维宁,张宝才.浮置板轨道结构在城市轨道交通减振降噪上的应用[J].中国安全科学学报,2005,15(8):65-69,114.

Analysis on Vibration Characteristics of Various Types of Metro Vibration-reducing Track Structures at Speed of 120 km/h

YANG Qilu^{1,2}, LI Xiang³, DOU Yinling^{1,2}, GE Hui^{1,2}, WANG Ping^{1,2}

(1. MOE Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Chengdu Sichuan 610031, China; 2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China; 3. School of Transportation, Chengdu Industrial Vocational Technical College, Chengdu Sichuan 610218, China)

Abstract In order to study the vibration characteristics and vibration propagation laws of various types of metro vibration-reducing track structures at speed of 120 km/h, The time-domain and frequency-domain measured results of DZ-III vibration-reducing fastener track (DZ-III VRFT), GJ-III vibration-reducing fastener track (GJ-III VRFT) and rubber pad floating slab track (RPFST) were compared and analyzed. The results of time-domain analysis show that the amplitudes of vibration acceleration of the floating slab (roadbed slab) of the three types of track structures are approximately equal, and the amplitude of tunnel vibration acceleration at RPFST is one order of magnitude smaller than the amplitude of the tunnel vibration acceleration at the other two track structures and RPFST most effectively reduces amplitude of vibration acceleration. The results of frequency-domain analysis show that the tunnel vibration acceleration level of RPFST is smaller and the vibration-reducing effect is better than that of the other two tracks in the frequency range of 20~80 Hz and 0~20 Hz. Except that attenuation between rail and roadbed slab of GJ-III VRFT in the 0~80 Hz frequency band is not obvious, the propagation of vibration acceleration generally follows the law of attenuating from rail to floating slab (roadbed slab), and then to tunnel, layer by layer.

Key words Metro; Vibration-reducing track; Field test; Vibration acceleration; Speed of 120 km/h

(责任编辑 周彦彦)

(上接第 138 页)

- | | |
|---|--|
| [6] 何国华,高春雷,王发灯.隧道机械化清筛作业洒水降尘试验研究 [J].铁道建筑,2015(1):48-50. | 方案设计 [J].铁道建筑,2015(3):130-133. |
| [7] 宫实俊,高春雷,何国华.隧道内机械化清筛作业通风除尘 | [8] 郭志强,刘永新,李红利.神华铁路隧道机械化清筛施工组织设计方案研究 [J].神华科技,2016,14(2):82-85. |

Research and Application of Mechanical Ballast-cleaning in Double-track Tunnels of Shuozhou–Huanghuagang Railway

WANG Jing

(Shuohuang Railway Development Co., Ltd., Suning Hebei 062350, China)

Abstract Coal ash pollution in tunnels of Shuozhou–Huanghuagang Railway is serious and ballast bed is hardening. Because of limited space, poor air flow and serious dust and noise pollution, it is very difficult to carry out mechanical ballast-cleaning. As for artificial ballast-cleaning, it is difficult to guarantee the construction quality and the worker's health and safety. By union technical research, some measures such as cleaning car technical reconstruction, track lining, water-spray and dust control, ventilation, noise prevention etc. were improved. Combing with constantly improving the construction organization plan, these measures were used to complete mechanical ballast-cleaning in double-track tunnels. The cleaning effect basically meets expectations.

Key words Heavy haul railway; Tunnel; Ballasted bed; Mechanical ballast-cleaning; Ballast-cleaning vehicle; Technical reconstruction; Ventilation; Dust control

(责任编辑 李付军)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0144-04

掺偏高岭土免蒸养衬砌管片混凝土的配制技术

秦明强^{1,2}, 占文^{1,3}, 胡家兵^{1,2}, 张聪蓉^{1,3}, 徐文冰^{1,2}

(1. 中交武汉港湾工程设计研究院有限公司, 湖北 武汉 430040; 2. 海工结构新材料及维护加固技术湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430040; 3. 长大桥梁建设施工技术交通行业重点实验室, 湖北 武汉 430040)

摘要 针对蒸汽养护工艺和纯硅酸盐水泥配合比易影响预制混凝土管片的后期强度和耐久性问题, 提出采用偏高岭土与粉煤灰复掺配制免蒸养管片。试验结果表明: 掺入偏高岭土可显著提高混凝土早期强度, 在自然养护条件下达到管片脱模强度要求, 实现免蒸养; 掺入偏高岭土可改善混凝土的抗渗性能、干缩性能和抗碳化性能; 偏高岭土与适量的粉煤灰复掺可弥补单掺偏高岭土抗裂性能不足。

关键词 初砌管片; 偏高岭土; 试验研究; 脱模强度; 抗裂性能; 抗渗性能

中图分类号 TU528.041 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.39

预制混凝土衬砌管片(以下简称“管片”)为轨道交通工程常用的结构形式, 具有抗压强度高、抗渗性好、尺寸精度要求高等特点。国内地下工程使用的管片一般要求为C50P10, 脱模强度>15 MPa(采用真空吸盘工艺脱模)。为加快管片模板的周转效率, 常采用以下措施提高脱模强度: ①蒸汽养护, 分为静停、升温、恒温、降温4个阶段, 其中升温速度不宜超过15 °C/h, 降温速度不宜超过20 °C/h, 恒温最高温度不宜超过60 °C; ②采用普通硅酸盐水泥, 减少掺合料用量, 尽量降低水胶比。但2种措施均会影响混凝土的微观结构, 对后期强度及耐久性能不利。

鉴于此, 学者们开展了大量的试验研究, 提出了掺入矿物掺合料来改善管片性能的技术措施。占文等^[1]研究了复合掺入一定比例的粉煤灰和矿粉, 提高管片的抗渗、抗开裂、抗碳化性能和降低干燥收缩。方坤礼等^[2]研究了矿粉超细掺合料对管片蒸养强度、24 h自养强度、后期强度及耐久性的影响。刘继国等^[3]研究了不同矿物掺合料参数对管片耐久性的影响, 提出了最优的矿物掺合料比例。同时, 偏高岭土作为一种新型的矿物掺合料, 常用来改善预制混凝土构件的早期强度、体积稳定性、抗渗性能等。研究表明^[4-10]: 掺入偏高岭土能明显提高混凝土强度, 尤其是早期强度, 采用偏高岭土后不用蒸养也可制备预应力混凝土构件; 同时, 掺入偏高岭土能降低混凝土抗氯离子渗透系数, 改善体积稳定性, 对提高混凝土耐久性极

为有利; 但单掺偏高岭土会带来混凝土单方用水量的增加和抗裂性能不良。

本文研究偏高岭土与粉煤灰复掺配制管片, 利用偏高岭土对混凝土早期强度的贡献, 实现管片的免蒸养, 同时改善混凝土的抗渗性能和体积稳定性。针对单掺偏高岭土时混凝土抗裂性能不良问题, 设计出适合用于管片生产的配合比, 为生产免蒸养高耐久性管片提供技术参考。

1 试验

1.1 试验原材料

水泥为P.0 42.5型普通硅酸盐水泥, 性能指标见表1。粉煤灰为Ⅱ级粉煤灰, 细度为7.1%, 需水量比100%, 烧失量为2.4%。砂为天然河砂, 细度模数2.6, 含泥量为0.5%。碎石为5~25 mm连续级配碎石, 堆积密度1 550 kg/m³, 表观密度2 630 kg/m³, 针片状含量3.5%, 压碎值3.1%。减水剂选专用聚羧酸减水剂, 性能指标见表2。偏高岭土的性能指标见表3。

表1 水泥性能指标

标准稠度 用水量/ %	比表面积/ (m ² /kg) %	凝结时间 / min		抗折强度 / MPa		抗压强度 / MPa	
		初凝	终凝	3 d	28 d	3 d	28 d
27.4	360	146	205	4.8	8.2	23.8	46.9

表2 试验用聚羧酸减水剂性能指标

固含量/ %	减水率/ %	含气量/ %	凝结时间差 / min		抗压强度比 / %		
			初凝	终凝	3 d	7 d	28 d
20.2	28.0	2.3	+105	+55	180	135	126

收稿日期: 2017-01-20; 修回日期: 2017-04-20

作者简介: 秦明强(1980—), 男, 高级工程师, 硕士。

E-mail: dzqinmq@tom.com

表3 偏高岭土性能指标

化学组成/%				比表面积/ (m ² /kg)	需水量 比/%
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	SO ₃	
50.57	34.46	0.75	0.29	0.21	2 200 110

1.2 试验方案

试验以类似工程常用管片配合比为基准。胶材用量取420 kg/m³,水胶比取0.32,对比了偏高岭土单掺、偏高岭土与粉煤灰复掺、偏高岭土与矿粉复掺、粉煤灰

与矿粉复掺,对管片脱模强度、抗渗性能、干缩性能、碳化性能和开裂敏感性的影响。试验用配合比见表4。

试件的养护分为2种方式:①蒸汽养护。养护制度按静养3 h+升温2 h(升温速率15℃/h)+恒温55℃4 h+自然降温1 h,脱模后放入标准养护室(室温(20±2)℃,湿度为不小于95%)养护。②标准养护。试验自然养护放置平均温度20℃、湿度80%的室内10 h,脱模后放入标准养护室养护。

表4 试验用配合比

序号	胶材用量/ (kg/m ³)	胶凝材料 组成	水胶比	砂率/ %	原材料用量 kg/m ³							
					水泥	粉煤灰	矿粉	偏高岭土	砂	碎石	水	外加剂
1	420	100C	0.32	38	420				695	1 134	135	2.73
2	420	79C21FA	0.32	38	332	88			695	1134	135	2.52
3	420	79C7FA14SL	0.32	38	332	29	59		695	1134	135	2.52
4	420	93C7MK	0.32	38	391			29	695	1134	135	2.94
5	420	79C7MK14SL	0.32	38	332		59	29	695	1134	135	2.94
6	420	79C7MK14FA	0.32	38	332	59		29	695	1134	135	2.73

注:C为水泥,FA为粉煤灰,SL为矿粉,MK为偏高岭土。

1.3 测试方法

混凝土抗水压渗透性、抗氯离子渗透性、干缩性能和抗碳化性能分别按《普通混凝土长期性能和耐久性试验方法》(GB/T 50082—2009)规定的相应的方法测试。其中,抗氯离子渗透性采用RCM方法,混凝土干缩性能采用接触法测量硬化混凝土干缩变形。开裂敏感性按《混凝土结构耐久性设计与施工指南》(CECS 01—2004)推荐的水泥及水泥基胶凝材料抗裂性试验中的圆环约束试件方法测试。

2 试验结果与讨论

2.1 力学性能

采用表4配合比,按不同方式养护,对比脱模强度和28 d抗压强度。不同胶凝材料组成对混凝土力学性能的影响见图1。

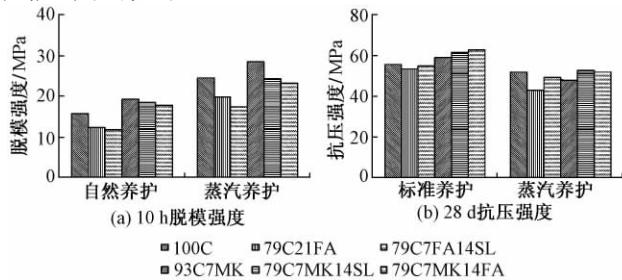


图1 不同胶凝材料组成对混凝土力学性能的影响

由图1可知,掺入偏高岭土后,混凝土自然养护10 h脱模强度显著提高,明显高于其他组。掺入7%

偏高岭土、偏高岭土与矿粉复掺、偏高岭土与粉煤灰复掺的混凝土自然养护10 h脱模强度分别达到19.2,18.4,17.6 MPa,满足15 MPa脱模强度要求。蒸汽养护10 h时脱模强度与自然养护10 h类似,掺入偏高岭土对混凝土脱模强度有较大提高。对于混凝土28 d抗压强度,掺入偏高岭土组也略高于未掺组。与标准养护条件下相比,经过蒸汽养护后,纯水泥组和掺入掺合料组混凝土28 d抗压强度均有不同程度降低。

偏高岭土对混凝土抗压强度产生影响的原因:掺入活性偏高岭土后,由于其粒径远小于水泥颗粒粒径,在水化早期能够填充在水泥浆体的孔隙中,提高早期强度。同时,水化后期偏高岭土中的活性组分Al₂O₃与SiO₂能与硅酸盐水泥水化产物发生反应,其中SiO₂与水泥水化产生的Ca(OH)₂反应,生成C—S—H凝胶从而起到密实增强作用。

2.2 抗渗性能

经抗水压渗透性测试,6组混凝土的抗渗等级均达到了P12,满足配制要求。不同胶凝材料组成对氯离子扩散系数的影响见图2。可知:在蒸汽养护和标准养护2种养护方式下,掺入偏高岭土组混凝土56 d和84 d氯离子扩散系数明显降低,偏高岭土与粉煤灰或矿粉的复掺效果更优。其中偏高岭土与矿粉复掺组的84 d氯离子扩散系数最低,仅为 $0.4 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ 。与标准养护条件下相比,经过蒸汽养护后纯水泥组和掺入掺合料组混凝土56 d和84 d氯离子扩散系数均

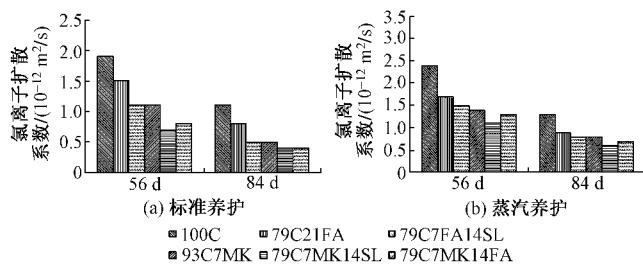


图 2 不同胶凝材料组成对氯离子扩散系数的影响

有不同程度增大，抗渗性能降低。

蒸汽养护对混凝土抗渗性能产生影响的原因：混凝土经蒸汽养护时水泥水化产物没有足够的时间扩散，水化产物分布不均匀，使得孔结构分布不合理，硬化后会出现较大的孔，其内部结构的密实程度低于标准养护混凝土。

掺入矿物掺合料后，其二次水化作用改善了蒸汽养护混凝土的内部孔结构，从而使得其抗氯离子渗透性能提高；矿物掺合料的复掺发挥出叠加效应，使得混凝土密实性进一步提高，抗渗能力增强。偏高岭土含有较多的活性组分 Al_2O_3 与 SiO_2 ，可与水泥水化产物发生二次水化反应，提高混凝土的密实度；同时偏高岭土会降低混凝土的总孔隙率和平均孔径，优化孔结构。

2.3 干缩性能

不同胶凝材料组成对混凝土干缩性能的影响见图 3。可知：在 2 种养护方式下掺入偏高岭土组混凝土的干缩率均明显降低，其中偏高岭土与粉煤灰复掺干缩率最低，标准养护、蒸汽养护 60 d 干缩率分别为 240×10^{-6} 、 190×10^{-6} 。与标准养护条件相比，经过蒸汽养护后所有组的 60 d 干缩率均降低。

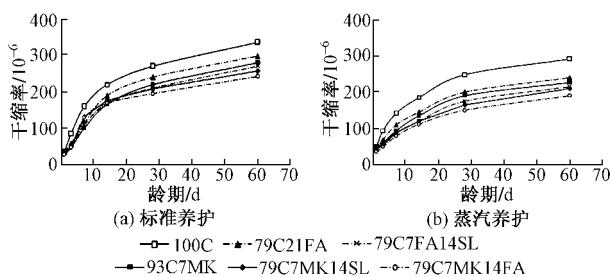


图 3 不同胶凝材料组成对混凝土干缩性能的影响

偏高岭土能改善混凝土的干缩性能，主要有两个方面的原因：①偏高岭土与粉煤灰或矿粉复掺后，胶凝体系中的细粉颗粒粒径更多样化，偏高岭土能填充于体系的微孔隙中，发挥了填充效应，降低了混凝土的总孔隙率，提高了水泥石的密实度，减小了混凝土体系的体积收缩；②偏高岭土中的活性组分 Al_2O_3 与 SiO_2 ，能与水化产物中的 Ca(OH)_2 发生水化反应生产 C—

S—H 凝胶等水化产物，可以显著提高混凝土强度，较好抵抗混凝土因内部干燥所产生的收缩应力，提高混凝土的抗收缩能力，改善混凝土的体积稳定性能。

2.4 抗碳化性能

不同胶凝材料组成对混凝土 28 d 抗碳化性能的影响见图 4。

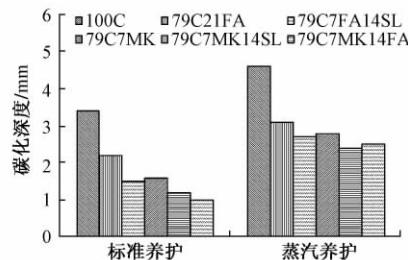


图 4 不同胶凝材料组成对混凝土 28 d 抗碳化性能的影响

由图 4 可知：相对于基准组，掺入矿物掺合料组混凝土在 28 d 蒸汽养护和标准养护条件下碳化深度均有明显降低，单掺或复掺偏高岭土均表现出更好的抗碳化性能；与标准养护条件相比，经过蒸汽养护后，基准组混凝土、单掺粉煤灰、粉煤灰和矿粉复掺、单掺偏高岭土、偏高岭土和矿粉复掺、偏高岭土和粉煤灰复掺混凝土 28 d 碳化深度分别增加了 1.2, 0.9, 1.2, 0.8, 1.5 和 1.2 mm，表明蒸汽养护会降低混凝土的抗碳化性能，但掺入矿物掺合料后经蒸汽养护的混凝土抗碳化能力提高。

2.5 开裂敏感性

按表 4 所示的胶凝材料组成和水胶比制作成型净浆圆环试件，在标准养护条件下测试其开裂时间。试验结果见图 5。可知：①单掺偏高岭土组抗裂时间与纯水泥组相近，较单掺粉煤灰组开裂时间有大幅度提前。②偏高岭土与矿粉复掺组开裂时间稍有延后；偏高岭土与粉煤灰复掺组开裂时间大幅度延后，抗开裂性能明显提高。③在掺合料总量为 21% 的情况下，通过偏高岭土与适量的粉煤灰复掺可使得混凝土抗开裂性能明显改善，基本与单掺粉煤灰相当，甚至优于粉煤灰与矿粉复掺。

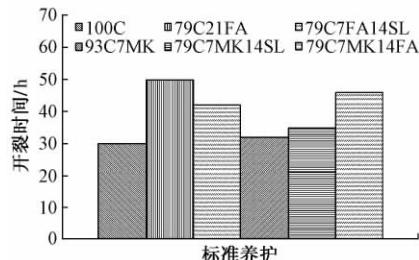


图 5 不同胶凝材料组成对开裂敏感性的影响

3 结论

- 1) 掺入偏高岭土可显著提高混凝土早期强度,在自然养护条件下达到管片脱模强度要求,实现免蒸养。
- 2) 掺入偏高岭土可改善混凝土的抗渗性能、干缩性能和抗碳化性能;偏高岭土与适量的粉煤灰复掺可弥补单掺偏高岭土抗裂性能不足。
- 3) 偏高岭土宜与适量的粉煤灰复掺配制管片。

参 考 文 献

- [1] 占文,秦明强,席华桥,等.矿物掺和料在蒸养管片混凝土中的应用研究[J].施工技术,2013,42(18):66-69.
- [2] 方坤礼,陈伟东,祝惠一,等.矿粉超细掺合料对地铁管片混凝土强度及耐久性影响研究[J].硅酸盐通报,2013,33(8):1898-1901.
- [3] 刘继国,宋康林,郭小红,等.南京纬三路隧道管片结构耐久性试验研究[J].现代隧道技术,2015,52(4):80-85.
- [4] 王宝民,刘伟.偏高岭土对高性能混凝土力学性能影响试验研究[J].公路交通科技,2010,27(9):126-129.
- [5] 苏彪,王桂明,水中和,等.偏高岭土在PHC管桩中的应用前景浅析[J].混凝土与水泥制品,2010(4):27-29.
- [6] 李相国,段超群,马保国,等.纤维对偏高岭土基地聚物开裂性能的影响[J].武汉理工大学学报,2013,35(6):7-12.
- [7] 刘红彬,盛星汉,唐伟奇,等.偏高岭土对混凝土性能影响的研究进展[J].混凝土,2014(10):52-56.
- [8] 陈益兰,赵亚妮,雷春燕.掺偏高岭土的高性能混凝土研究[J].新型建筑材料,2003(11):41-43.
- [9] 曾俊杰,水中和,王胜年,等.掺偏高岭土免压蒸高强管桩混凝土的制备与性能研究[J].硅酸盐通报,2013,32(4):577-582.
- [10] 余强,曾俊杰,范志宏,等.偏高岭土和硅灰对混凝土性能影响的对比分析[J].硅酸盐通报,2014,33(12):3134-3139.

Preparation Technology of Non-steam Curing Lining Segment Concrete Mixed with Metakaolin

QIN Mingqiang^{1,2}, ZHAN Wen^{1,3}, HU Jiabing^{1,2}, ZHANG Congrong^{1,3}, XU Wenbing^{1,2}

(1. CCCC Wuhan Harbor Engineering Design & Research Institute Co.,Ltd., Wuhan Hubei 430040, China; 2. Hubei Key Laboratory of Advanced Materials & Reinforcement Technology Research for Marine Environment Structures, Wuhan Hubei 430040, China;
3. Key Laboratory of large-span Bridge Construction Technology, Ministry of Communication, Wuhan Hubei 430040, China)

Abstract According to later strength and durability of the precast concrete segment affected by steam curing process and mix proportion of pure portland cement, the preparation of non-steam curing segment by compound mixture of metakaolin and fly ash was proposed. The results show that the early strength of concrete is improved significantly by mixing with the metakaolin, the strength of segment demoulding and non-steam curing is achieved under natural curing condition, the impermeability, dry shrinkage property and carbonation resistance of concrete could be improved by mixing with metakaolin, the compound mixture of metakaolin and moderate fly ash can make up for the lack of concrete crack resistance with single metakaolin mixing.

Key words Lining segment; Metakaolin; Experimental study; Demoulding strength; Crack resistance; Impermeability

(责任编辑 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)07-0148-04

砌块专用砂浆-钢筋的黏结滑移本构关系研究

陈萌¹, 马婷婷², 苗丽³(1. 郑州大学 土木工程学院, 河南 郑州 450002; 2. 周口师范学院, 河南 周口 466000;
3. 郑州大学 水利与环境学院, 河南 郑州 450002)

摘要 通过4根内贴电阻应变片钢筋在砌块专用砂浆中的拉拔试验, 得出试验构件的黏结应力沿锚固长度的分布曲线, 分析黏结应力沿锚固长度的变化规律; 通过量测的构件加载端相对滑移和自由端相对滑移, 得出沿锚固长度的相对滑移变化曲线; 给出试验构件不同锚固位置处的黏结应力与相对滑移变化曲线, 在黏结应力与相对滑移的基本模式中引入黏结锚固位置函数, 得出拉结钢筋在砌块专用砂浆中较为准确的黏结应力与相对滑移本构关系。

关键词 材料工程; 拉拔试验; 专用砌筑砂浆; 黏结锚固强度; 黏结锚固位置函数

中图分类号 TU375 文献标识码 A DOI: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.07.40

蒸压加气混凝土砌块自保温体系是指按照一定的建筑构造要求, 采用蒸压加气混凝土砌块及配套的砌块专用砂浆, 使墙体热工性能等指标符合相应标准的建筑墙体保温隔热系统。蒸压加气混凝土砌块配套的砌块专用砂浆不同于普通的砌筑砂浆, 黏结性和抗裂性高, 并具有一定的保温隔热性能。钢筋在配套的砌块专用砂浆中的黏结锚固是工程应用中亟待解决的问题之一, 因此, 本文拟对钢筋在砌块专用砂浆中的黏结滑移本构关系展开试验及理论研究。通过4根内贴电阻应变片钢筋在砌块专用砂浆中的拉拔试验, 分别得出黏结应力、相对滑移沿锚固长度的分布曲线; 进而给出黏结应力与相对滑移的变化曲线; 确定黏结锚固位置函数, 给出拉结钢筋在砌块专用砂浆中较为准确的黏结应力与相对滑移本构关系^[1-3]。

1 试验设计

进行了4根钢筋在砌块专用砂浆中的拉拔试验, 为保证试验量测的准确可靠, 采用钢筋内贴电阻应变片的方法, 以避免钢筋外贴电阻应变片对黏结锚固的不利影响。

1.1 构件设计

将砌块专用砂浆灌入小型混凝土空心砌块中, 砌块尺寸为190 mm×190 mm×190 mm。砌块底部置同截面模板, 模板中心钻孔以使拉拔钢筋固定于构件的

中心位置。钢筋的加载端和自由端均设置PVC套管(试验构件的锚固长度 l_a 为120 mm, 则加载端套管长度为40 mm, 自由端套管长度为30 mm), 以消除承压钢板的局部挤压作用, 保证钢筋锚固长度, 见图1。

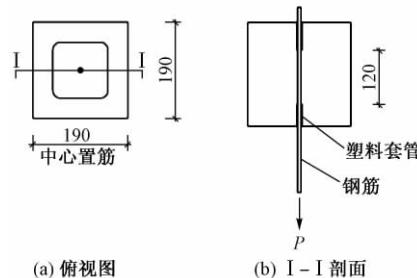


图1 构件尺寸及制作(单位: mm)

试验构件编号分别为A-1, A-2, A-3和A-4, 砌块专用砂浆强度等级为Mb10, 钢筋直径为16 mm, 钢筋锚固长度为120 mm。Mb10强度等级砂浆的抗压强度为11.2 MPa, 剥裂抗拉强度为1.01 MPa; 钢筋的屈服强度为397.8 MPa, 极限强度为646.9 MPa。

试验构件均采用钢筋内贴电阻应变片做法, 如图2所示。将钢筋通长切成对半, 将每一半钢筋沿中线

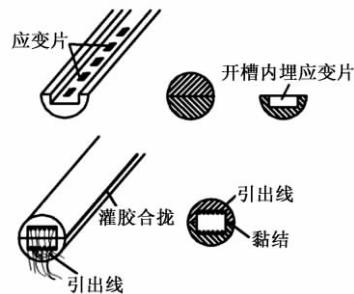


图2 钢筋内贴电阻应变片做法

收稿日期: 2016-11-16; 修回日期: 2017-04-22

基金项目: 河南省省级新型墙体材料专项基金(豫财建[2012]430号)

作者简介: 陈萌(1969—), 女, 教授, 博士。

E-mail: 1638203169@qq.com

铣去 $2\text{ mm} \times 4\text{ mm}$ 内槽后,粘贴 $2\text{ mm} \times 3\text{ mm}$ 电阻应变片,应变片表面涂抹环氧树脂防潮,在钢筋自由端将细导线引出,在钢筋截面上涂抹环氧树脂,将钢筋对合并用台钳夹紧,用粗铁丝将其拧紧固定。

1.2 试验加载

将构件侧面置于反力架平台上。为使荷载均匀地作用于构件的上下表面,在构件的上表面及下表面均铺设一层细砂。构件上表面加设 20 mm 厚钢垫板和小型千斤顶,利用小型千斤顶对构件施加竖向荷载以固定试验构件。采用拉拔仪对钢筋进行分级水平拉拔,为防止拉拔荷载的偏心,将钢垫板、位移计固定装置、拉拔仪依次同轴固定在拉拔钢筋处。

采用BLR-1液压荷载传感器测定拉拔荷载的大小;构件自由端和加载端均安装 100 mm 位移传感器,以测量自由端相对滑移 s_f 和加载端相对滑移 s_i ;钢筋应变由TST3822静态电阻应变仪采集数据^[4-5]。

2 黏结应力沿锚固长度的分布

2.1 黏结应力分布曲线的校核

由各个钢筋内贴电阻应变片处量测的钢筋内力值(F_i, F_{i+1}, \dots),计算该段的平均黏结锚固应力

$$\tau_i = \frac{F_{i+1} - F_i}{\pi d \Delta l_i} \quad (1)$$

式中: F_i, F_{i+1} 分别为相邻2点钢筋拉力实测值; d 为钢筋直径; Δl_i 为电阻应变片间距。

在每级荷载作用下,计算各段的平均黏结锚固应力 τ_i ,从自由端开始沿锚固长度对数值进行累加,得到加载端的钢筋拉力值 F_1 ,即

$$F_1 = \sum_{i=1}^n \tau_i \pi d \Delta l_i \quad (2)$$

F_1 应与试验中该级实际荷载值相等,以此校核并调整平均黏结应力 τ_i ,将调整后各点的平均黏结应力用光滑曲线连接起来,使曲线下所围面积等于该级实际荷载值,即得到黏结应力沿锚固长度的分布曲线。

2.2 黏结应力分布曲线

通过计算和校核,得到试验构件A-2,A-4的平均黏结应力沿锚固长度的分布曲线,见图3和图4。

以A-4构件为例,当施加荷载较小($<3.0\text{ kN}$)时,随着距加载端距离的增大,黏结应力首先呈增大趋势,在距加载端 15 mm 处黏结应力达到最大值,此后,黏结应力逐渐降为0,黏结应力远未传递到自由端;当施加的荷载超过 3.0 kN 时,黏结应力曲线峰值逐渐向自由端移动,至距加载端 40 mm 处达到应力峰值,应

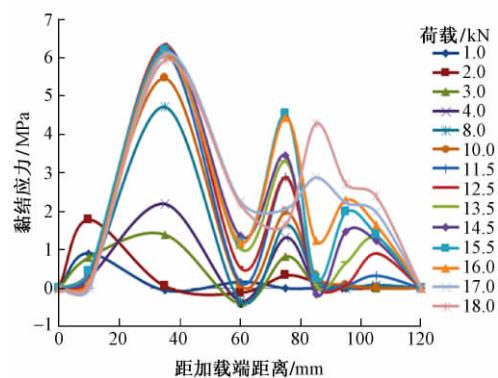


图3 A-2构件黏结应力沿锚固长度的分布曲线

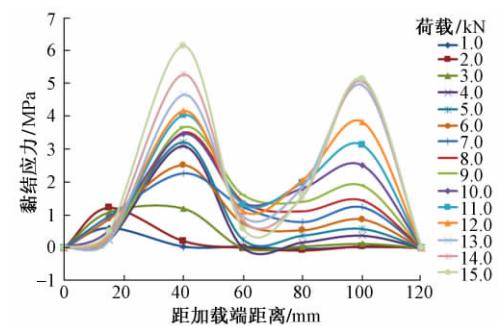


图4 A-4构件黏结应力沿锚固长度的分布曲线

力曲线所围的面积增大;荷载增至 5.0 kN 以后,除了距加载端 $0\sim60\text{ mm}$ 内形成一应力峰值之外,自由端黏结应力增长加快,在靠近自由端处形成又一应力峰值,加载端的应力峰值稍高于自由端的应力峰值,表明钢筋在砌块专用砂浆中的黏结应力传递速度较快,沿锚固长度应力分布较为均匀。

3 相对滑移沿锚固长度的分布

通过试验量测的加载端相对滑移 s_i 和自由端相对滑移 s_f ,推定锚固长度各点处的相对滑移。根据量测及校核后的平均黏结锚固应力 τ_i ,计算锚固长度内各点的钢筋应力 σ_{si} 和微段伸长量 Δl_{si} ;根据微段平衡计算混凝土压应力 σ_{ci} 和微段缩短量 Δl_{ci} ,由式(3)从自由端累加计算至加载端,计算沿锚固长度各点的相对滑移,见图5和图6^[6]。

$$s_1 = s_f + \sum_{i=1}^n (\Delta l_{si} + \gamma_c \Delta l_{ci}) \quad (3)$$

式中: γ_c 为混凝土界面处变形与截面平均变形之比,平均取为 2.0 。

由图5、图6可知,自由端产生滑移之前(荷载 $<3.0\text{ kN}$),构件各部分滑移很小;自由端产生滑移之后,加载端和自由端滑移增长较快;达到极限荷载时,加载端和自由端滑移的相对差值变小。

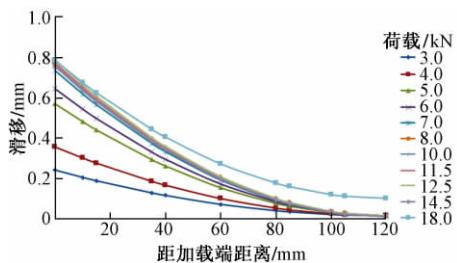


图 5 A-2 构件相对滑移沿锚固长度的分布曲线

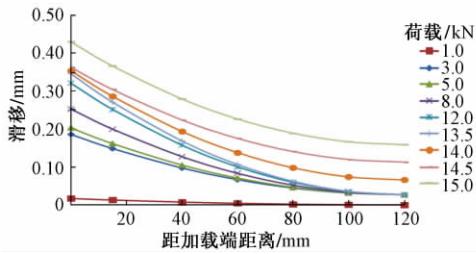
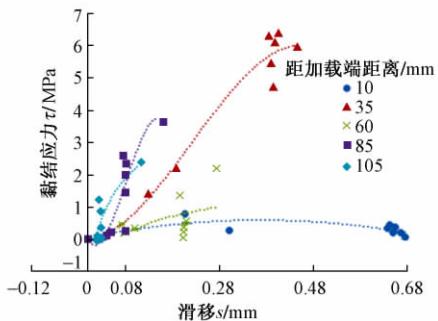
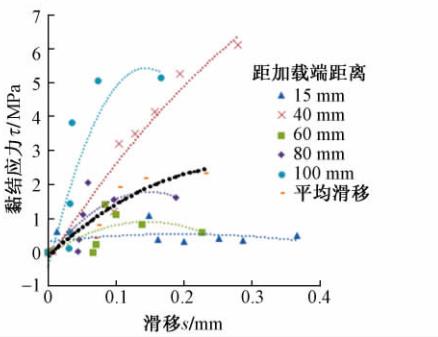


图 6 A-4 构件相对滑移沿锚固长度的分布曲线

4 黏结滑移本构关系

4.1 构件的 $\tau-s$ 关系曲线

依据各级荷载下黏结应力 τ 和滑移 s 沿锚固长度的分布曲线(图 3—图 6),得出不同锚固位置处的 $\tau-s$ 关系曲线,见图 7 和图 8。可以得出:不同锚固位置的 $\tau-s$ 关系曲线不尽相同,靠近加载端时曲线靠近滑移轴,黏结锚固刚度较小;随着锚固长度的增加,曲线斜率增大,黏结锚固刚度变大;靠近自由端时黏结锚固刚度逐渐减小^[7]。

图 7 A-2 构件不同锚固位置处的 $\tau-s$ 关系曲线图 8 A-4 构件不同锚固位置处的 $\tau-s$ 关系曲线

4.2 黏结锚固位置函数

绘出同一滑移下不同锚固位置处的黏结应力 τ ,以反映黏结锚固刚度沿锚固长度的变化规律,见图 9。可知:在加载端和自由端处黏结锚固刚度为 0,在加载端和自由端附近刚度较小;在黏结锚固中部区域($0.4l_a \sim 0.8l_a$)刚度较大,大约在距离加载端 $0.4l_a$ 处达到黏结应力峰值,靠近加载端的黏结锚固刚度比自由端的黏结锚固刚度大。

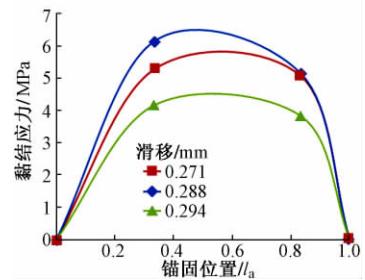


图 9 黏结应力沿锚固长度的变化曲线

对图 9 纵坐标黏结应力进行无量纲化处理,给出了不同锚固位置处黏结应力 τ 与平均黏结应力之比的位置函数 $\psi(x)$,黏结锚固位置函数 $\psi(x)$ 反映了黏结锚固刚度沿锚固长度的变化规律,表明了不同锚固长度 $\tau-s$ 关系的相对大小。

由试验结果可知,锚固位置在 $0.4l_a$ 以前,黏结锚固位置函数 $\psi(x)$ 缓慢上升,可以用二次多项式拟合;锚固位置超过 $0.4l_a$ 后,黏结锚固位置函数自峰值显著下降,曲线较为丰满,可以用椭圆曲线来拟合。拟合结果如下^[8]。

$$\psi(x) =$$

$$\begin{cases} 1.52 [1 - (2.5 \frac{x}{l_a} - 1)^2] & (0 \leq x \leq \frac{2}{5} l_a) \\ 1.52 \sqrt{1 - (1.85 \frac{x}{l_a} - 0.85)^2} & (\frac{2}{5} l_a < x \leq l_a) \end{cases} \quad (4)$$

式中: x 为锚固位置,即距加载端的距离。

4.3 黏结滑移本构关系

在 $\tau = \varphi(s)$ 的基本模式上,引入反映 $\tau-s$ 关系在不同锚固位置处变化的位置函数 $\psi(x)$,拉结钢筋在砌块专用砂浆中黏结锚固本构关系为

$$\tau = \varphi(s) \psi(x) \quad (5)$$

取 $\tau = \varphi(s)$ 的基本模式为^[9]

$$\varphi(s) = \frac{\tau}{\tau_u} = \begin{cases} A \left(\frac{s}{s_u} \right)^2 + B \left(\frac{s}{s_u} \right) & \left(\frac{s}{s_u} \leq 1 \right) \\ \frac{\frac{s}{s_u}}{\frac{s}{s_u} - C \left[\left(\frac{s}{s_u} \right)^2 - 1 \right]} & \left(\frac{s}{s_u} > 1 \right) \end{cases} \quad (6)$$

式中: τ_u 为极限黏结强度; s_u 为对应于极限黏结强度

的滑移; A, B, C 分别为拟合参数。

对试验构件进行拟合计算,得出 $A = -1.00, B = 2.00, C = -0.04$ 。计算曲线与实测曲线符合较好,为模拟钢筋在砌块专用砂浆中的黏结滑移全过程提供了计算依据。

5 结论

1) 进行了拉结钢筋在砌块专用砂浆中的拉拔试验,为保证量测的准确性,采用了钢筋内贴电阻应变片方式,避免钢筋外贴应变片的不利影响,试验效果较好。

2) 计算和校核了构件黏结应力沿锚固长度的分布曲线,分析了黏结应力沿锚固长度的变化规律。通过试验量测的加载端相对滑移和自由端相对滑移,推定锚固长度各点处的相对滑移,分析了相对滑移沿锚固长度的变化规律。

3) 给出试验构件不同锚固位置处的黏结应力与相对滑移曲线,分析黏结锚固刚度的变化规律。计算不同锚固长度处黏结锚固应力与平均黏结应力之比,确定黏结锚固位置函数 $\psi(x)$; 在黏结应力与相对滑移的基本模式上,引入黏结锚固位置函数,得出拉结钢筋

在砌块专用砂浆中较为准确的 $\tau-s$ 本构关系,解决了结构弹塑性分析中亟待解决的问题,推动了有限元方法在结构计算分析中的应用。

参 考 文 献

- [1] 陈萌,马婷婷,张豪剑,等.钢筋与砌块专用砌筑砂浆的黏结锚固性能试验研究[J].铁道建筑,2016(2):152-156.
- [2] 马婷婷.蒸压加气混凝土砌块自保温墙体的建筑构造及热工性能试验研究[D].郑州:郑州大学,2015.
- [3] 王传志,滕智明.钢筋混凝土结构原理[M].北京:中国工业建筑出版社,1985.
- [4] 张伟平,张誉.锈胀开裂后钢筋混凝土粘结滑移本构关系研究[J].土木工程学报,2001,34(5):40-44.
- [5] 杨海峰,邓志恒,李雪良,等.再生混凝土-钢筋黏结滑移本构关系研究[J].建筑材料科学报,2013,16(3):429-436.
- [6] 宋玉普,赵国藩.钢筋与混凝土间的粘结滑移性能研究[J].大连工学院学报,1987,26(2):93-100.
- [7] 徐有邻.变形钢筋-混凝土粘结锚固性能的试验研究[D].北京:清华大学,1990.
- [8] 肖建庄,李丕胜,秦薇.再生混凝土与钢筋间的粘结滑移性能[J].同济大学学报(自然科学版),2006,34(1):13-16.
- [9] 过镇海.混凝土的强度和变形:试验基础和本构关系[M].北京:清华大学出版社,1997.

Study on Bond-Slip Constitutive Relationship Between Special Masonry Mortar and Steel Bar

CHEN Meng¹, MA Tingting², MIAO Li³

(1. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou Henan 450002, China; 2. Zhoukou Normal University, Zhoukou Henan 466000, China; 3. School of Water Conservancy & Environment, Zhengzhou University, Zhengzhou Henan 450002, China)

Abstract The distribution of bond stress along the anchorage length of the test members was calculated by the pullout tests of 4 steel bars with internal resistance sheets in the special masonry mortar. The variation law of the bond stress along the anchorage length was analyzed. Through the measured relative slip of load end and the free end, the relative slip curve along the anchorage length was obtained. The bond stress and the relative slip curves at different anchoring positions of the test members were given. In the basic model of bond stress and relative slip, the bond-anchorage position function was introduced to obtain the more accurate bond stress and relative slip constitutive relationship of the tensile bar in the special masonry mortar.

Key words Material engineering; Pullout test; Special masonry mortar; Bond-anchorage strength; Bond-anchorage position function

(责任编辑 周彦彦)