

基于连续-非连续单元法的预应力斜拉桥桥面板裂缝成因分析

甘建锋¹, 钟运平¹, 饶法强¹, 秦凯强², 曹汝洋³, 张一鸣^{3*}

1. 广州大广高速公路有限公司, 广州 510900

2. 中交公路长大桥建设国家工程研究中心有限公司, 北京 100088

3. 河北工业大学土木与交通学院, 天津 300401

摘要 预应力斜拉桥受到多种荷载及温度作用从而容易出现裂缝。传统的有限元方法不能精准刻画裂缝的产生与扩展, 基于连续-非连续单元法, 结合多物理场耦合对预应力桥面板展开数值模拟, 对当前裂缝成因、长期演化进行了分析。结果表明: 桥面板自身重力、拉索索力及桥梁弯直程度不是构成桥梁出现裂缝的主要原因, 同时钢筋预应力在一定程度上有阻碍裂缝开展的作用; 温度长期循环作用对桥面板初始裂缝起主导作用, 后期车辆动荷载反复加载使初始裂缝进一步扩展。

关键词 预应力斜拉桥; 连续-非连续单元法; 多物理场耦合

桥梁在服役年限内除了承受自重和车辆荷载外, 还受到温度的循环作用、索力造成的轴向压力、箱梁体内的预应力等大量复杂的荷载作用, 这些作用可能造成桥梁材料的劣化和破坏, 导致桥梁开裂。

尽管中国在桥梁大体积混凝土裂缝控制方面已有大量的工程实践, 也提出了诸如混凝土干燥收缩率、入模温度等控制指标, 然而, 桥梁大体积混凝土裂缝控制一直是工程界的难题。孟表柱^[1]总结并详细分析了钢筋混凝土桥梁工程中常见的裂缝类

型。王萍等^[2]总结了常见的预应力混凝土桥梁的开裂情况, 并通过典型的预应力桥梁分析了裂缝产生的原因。Ulm 等^[3]研究了温度-水化-力耦合作用, 并建立相应模型预测混凝土收缩和开裂。Cervera 等^[4]提出了热-水化-力耦合模型可以模拟混凝土的水化、老化、损伤及徐变等, 该方法以反应性多孔介质理论为基础, 能准确预测水化程度和水化产热随时间的变化。陈宗辉等^[5]通过 ANSYS 软件建立箱梁实体有限元模型, 分析了箱梁节段施工过程中

收稿日期: 2022-09-27; 修回日期: 2022-11-17

基金项目: 国家自然科学基金项目(52178324)

作者简介: 甘建锋, 工程师, 研究方向为公路桥梁工程建设与管理, 电子信箱: 1071368518@qq.com; 张一鸣(通信作者), 教授, 研究方向为岩土工程, 电子信箱: yiming.zhang@hebut.edu.cn

引用格式: 甘建锋, 钟运平, 饶法强, 等. 基于连续-非连续单元法的预应力斜拉桥桥面板裂缝成因分析[J]. 科技导报, 2023, 41(11): 113-124; doi: 10.3981/j.issn.1000-7857.2023.11.012

箱梁底板产生纵向裂缝的原因。涂健等^[9]采用实体单元建立全桥数值模型并对其进行数值模拟,分析了温差与收缩差2种因素对其应力的影响。谭国金等^[7]基于有限元方法对车辆动荷载条件下带有转换裂缝、多片梁式桥的动力响应进行了探究,刘宇飞等^[8]采用数值模拟软件FLAC^{3D}对大准运煤专线桥梁损伤裂缝的影响进行了研究,研究表明桥梁裂缝会对桥体挠度和应变有影响。贺罗等^[9]从平塘特大桥实际施工的角度对混凝土出现裂缝的原因进行了探究。朱劲松等^[10]提出了一种基于相互作用积分法与车桥耦合振动分析相结合的裂缝尖端三维动态应力强度因子求解方法,用于研究车辆动荷载作用下桥体裂缝的扩展规律,得出车辆动荷载有使桥体裂缝扩展延伸的风险。上述研究通过数值模拟和试验等混凝土桥梁裂缝成因进行了分析,使人们对桥体裂缝成因有了较深刻的理解。

在昼夜温差及寒流侵蚀等多种因素共同作用下,混凝土桥梁的温度不断循环,由于混凝土导热性能差,箱梁内外表面温度出现滞后现象,使箱梁截面形成非线性温度分布^[11],导致桥梁结构变形。为了准确地掌握桥梁的温度场的分布特征,国内外许多学者相继采用现场测试和数值模拟手段开展研究。Elbadry等^[12]和Clark^[13]通过对实测数据的分析得到桥梁结构温度场分布特征。顾斌等^[14]和Zhou等^[15]通过数值模拟进行建立桥梁温度场数值

模型,通过理论计算分析获得桥梁结构的温度场分布特征。贾佳等^[16]以云南老团坡2号桥为研究背景,通过数值模拟开展了桥梁裂缝对温度作用、预应力损失等因素的敏感性分析,分析了高寒地区桥梁建设期裂缝的成因。

本研究依托于黄龙带特大桥桥梁开裂项目,基于连续-非连续单元法(continuum-discontinuum-element-method, CDEM)建立三维数值模型对桥梁裂缝开展原因进行了分析。引入了应力与热传导耦合相关算法,分析了锚索索力、预应力筋的预应力、温度场及其耦合作用对桥梁耐久性的影响。同时,采用变量分离法和参数反分析法,获得桥梁在不同条件、不同工况下的内力和位移等情况,进一步对桥梁开裂原因进行分析。

1 工程概况

韩庄运河龙带特大桥位于新泰至台儿庄(鲁苏界)公路马兰屯段,桥梁跨越河流为京杭运河枣庄段(韩庄运河)。黄龙带特大桥桥梁分左右2幅,桥面最大纵坡为3.00%,平面位于半径为1800 m的圆曲线及缓和曲线上,主梁结构为预应力混凝土变截面箱梁,箱梁高3.80~6.00 m,底板宽12.50 m,翼板宽4.00 m(图1、图2)。表1为主桥箱内外裂缝分布特征表,图3为桥面板现有裂缝分布。

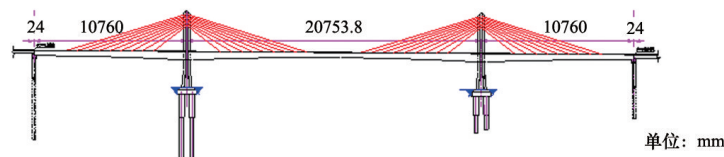


图1 主桥立面图

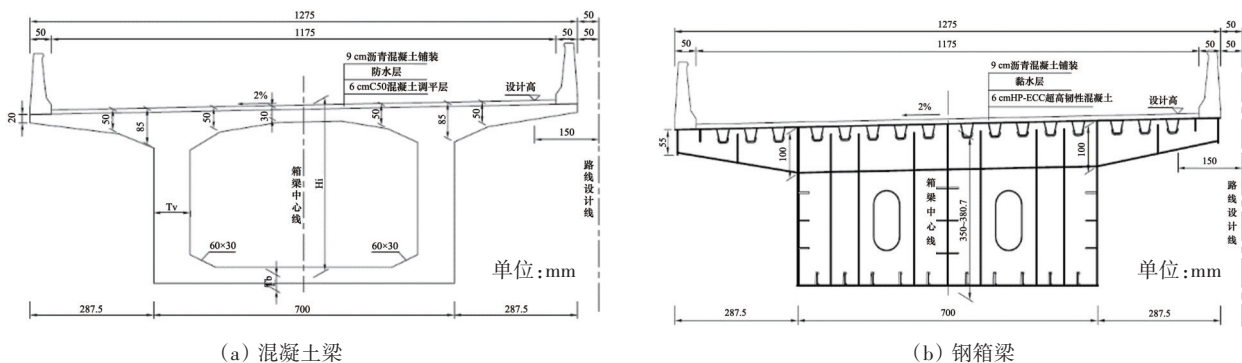


图2 主梁标准横断面

表1 主桥箱内外裂缝分布特征

裂缝位置	裂缝类型	裂缝数量	缝宽范围/mm	裂缝总长/m
翼板	斜向裂缝	46	0.06~0.24	56.50
	纵向裂缝	16	0.08~0.20	19.60
	竖向裂缝(翼缘板)	6	0.06~0.24	4.85
底板	纵向裂缝	1	0.04~0.12	2.00
腹板	纵向裂缝	2	0.10~0.12	4.40
	竖向裂缝	4	0.04~0.08	5.20
	斜向裂缝	3	0.04	1.00
顶板	纵向裂缝	29	0.06~0.12	36.6
	斜向裂缝	4	0.12	4.70
横梁	U型裂缝	2	0.12	1.90
	竖向裂缝	3	0.04~0.12	2.30
	斜向裂缝	2	0.12	1.05

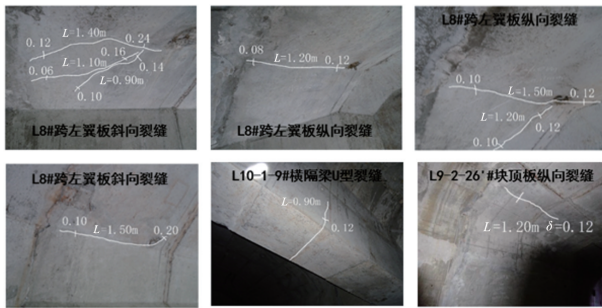


图3 裂缝分布

GDEM中的块体由一个或多个有限元单元组成,在块体内部使用连续本构,块体边界使用非连续本构。GDEM将本桥体模型中每个有限元单元划分为如图5所示的四面体单元。块体间的非连续变形主要通过弹簧来实现,如图6所示,通过弹簧的断裂来表征模型材料的开裂、滑移等。



图5 四面体单元

2 数值方法与力学模型

2.1 数值方法

本次数值模拟基于CDEM原理,通过GDEM(Graphic-augmented-CDEM)的BlockDyna模块建立黄龙带特大桥数值模型。图4为CDEM方法计算流程图。

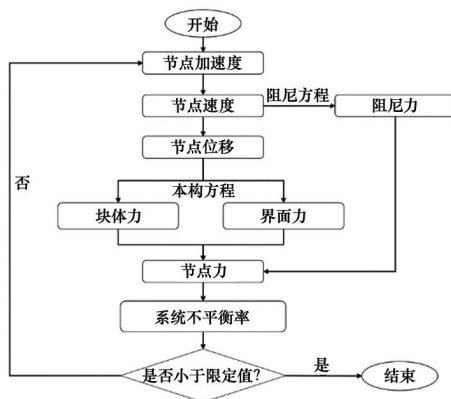


图4 CDEM方法计算流程

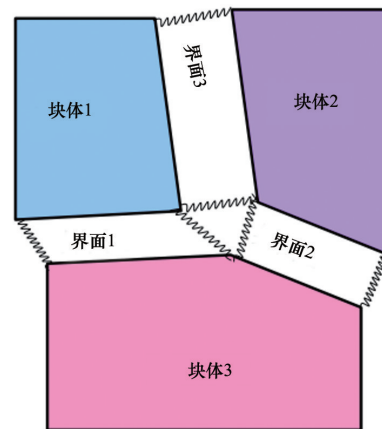


图6 CDEM中的块体及界面

连续-非连续单元法是一种有限元与离散元相互耦合的显式动力学数值分析方法^[17]。CDEM的理论基础是拉格朗日方程:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial v_i} \right) + \frac{\partial L}{\partial u_i} = Q_i \quad (1)$$

式中, u_i, v_i 为广义坐标, L 为拉格朗日系统的能量, Q_i 为非保守力所做的功。

GDEM采用刚度矩阵法求解单元的内力。由于GDEM采用动态松弛技术,并不需要形成总体刚度矩阵,而只需求取每一个单元的单元刚度矩阵,在每个迭代步通过式(2)计算单元自身的节点力,并将此节点力分配至单元对应的节点上。

$$F_i^e = K_i^e U_i^e \quad (2)$$

式中, F_i^e 为单元 i 的节点力向量; U_i^e 为单元 i 的节点位移向量; K_i^e 为单元 i 的单元刚度矩阵。

GDEM界面的法向及切向弹簧的示意图如图7所示。

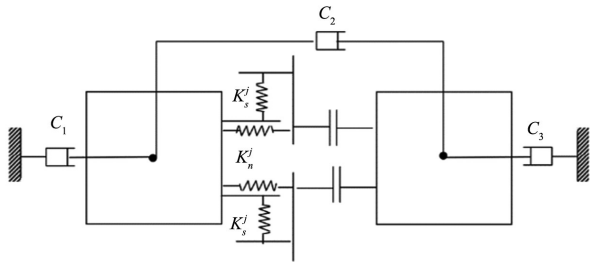


图7 接触面法向、切向弹簧

弹簧力的计算公式为

$$\begin{cases} F_n^j = -K_n^j \Delta d_n^j \\ F_s^j = -K_s^j \Delta d_s^j \end{cases} \quad (3)$$

式中, F_n^j, F_s^j 分别为第 j 根弹簧的法向及切向力; K_n^j, K_s^j 分别为第 j 根弹簧的法向及切向刚度; $\Delta d_n^j, \Delta d_s^j$ 分别为第 j 根弹簧的法向及切向位移。

进行破坏计算时,采用Mohr-Coulomb准则,对式中的弹簧力进行修正,修正公式为

$$\begin{cases} F_n^j = F_s^j = 0, & 0 - F_n^j \geq T \\ F_s^j = F_n^j \tan \phi + C, & C = 0, F_s^j \geq F_n^j \tan \phi + C \end{cases} \quad (4)$$

式中, T 为抗拉强度; ϕ 为内摩擦角; C 为黏聚力。图7中, C_1, C_2, C_3 为黏聚力。

2.2 力学模型

单元采用线弹性本构,计算公式^[18]为

$$\begin{cases} \Delta \sigma_{ij} = 2G \Delta \varepsilon_{ij} + \left(K - \frac{2}{3} G \right) \Delta \theta \delta_{ij} \\ \sigma_{ij}(t_1) = \Delta \sigma_{ij} + \sigma_{ij}(t_0) \end{cases} \quad (5)$$

式中, σ_{ij} 为应力张量; $\Delta \sigma_{ij}$ 为增量应力张量; $\Delta \varepsilon_{ij}$ 为增量应变张量; $\Delta \theta$ 为体应变增量; K 为体积模量; G 为剪切模量; δ_{ij} 为 Kronecker 标记; t_0 为当前时步; t_1 为下一时步。

为刻画桥面板裂缝的扩展与延伸,界面采用 brittleMC 脆性断裂本构。

2.2 多物理场的施加

对于钢筋预应力的施加,通过对桥面板内的钢筋施加节点力来模拟预应力筋的张拉过程,施加应力值根据桥面板内预应力筋的张拉控制应力计算所得。

对于斜拉索力的施加,根据钢索的频率,基于频率法计算出钢索的索力,并将其分解为 x, y 这2个方向的面力施加在桥面板表面。

对于温度场的施加,根据广东省2020年温度变化范围,推算出桥体所处的温度场的峰值,对桥体施加循环变化的温度场。

对于车辆动荷载的施加,车辆荷载采用面力方式施加在桥面板表面,以分段施加方式来表示车辆以80 km/h速度在桥面板表面行驶。

3 数值模拟

3.1 数值模型及工况设置

由于本桥结构为复杂的曲线梁形式,主桥箱梁结构复杂,体量较大,不仅会增加建模的难度,还可能导致划分的单元数量大,计算时间增加,考虑到桥面板模型形状和工况设置的对称性,因此本研究选取其中一幅箱梁的1/4结构进行建模,运用GID软件建立箱梁三维实体计算模型。简化后的模型如图8所示,网格尺寸选取0.70 m,计算模型划分为93894个四面体单元,节点数量为26671。计算输入参数参考C60钢筋混凝土的各项参数,预应力筋采用锚杆单元等效。混凝土力学参数为:密度2551 kg/m³、弹性模量3650 MPa、泊松比0.2、黏聚力24.2 MPa、抗拉强度20.4 MPa。

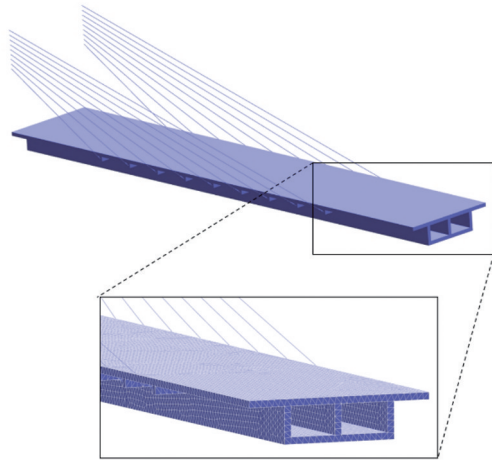


图8 箱梁简化模型及其网格划分

为了得到模型在各工况下的内力、位移等情况,分别沿着箱梁顶板和底板中心线设置3个信息监测点,从索塔一端到跨中一端的监测点号分别为A1、A2、B1、B2、C1、C2(注:监测点位于桥面板的内部中心处而不是表面),具体位置如图9所示。

为探究造成桥面板裂缝产生与扩展的原因,定

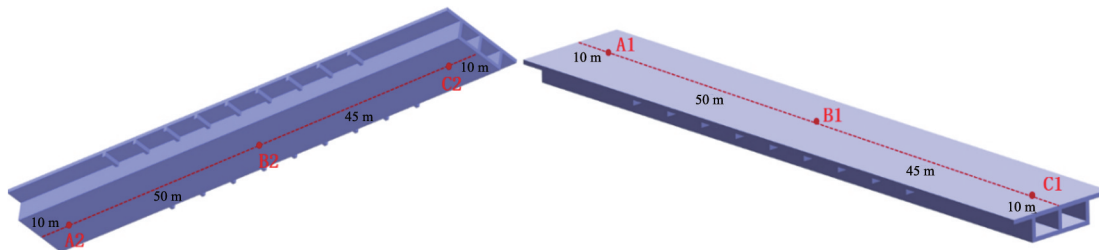


图9 主桥箱梁监测点位置分布

表2 预应力筋分布

预应力筋位置	规格	张拉控制应力/MPa
顶板纵向	19Φ15.2 mm+9Φ15.2 mm	1339
底板纵向	19Φ15.2 mm+22Φ15.2 mm	1339
腹板纵向	12Φ15.2 mm	1395
横隔板纵向	13Φ15.2 mm+9Φ15.2 mm+	1395
横隔板横向	13Φ15.2 mm	1395
腹板竖向	3Φ15.2 mm	1303

本工况考虑重力和预应力的耦合作用,边界条件设置为:箱梁半结构桥墩一侧限制3个方向位移为0,模拟主桥索塔对箱梁支承作用;横隔梁2个端

性定量分析其主控因素,为桥梁的修复和后续养护提供指导,本研究采用变量分离法和参数反分析法,共设置6组不同的工况,分别为:曲线箱梁重力+预应力分析、曲线箱梁重力+索力分析、曲线箱梁重力+温度作用分析、曲线箱梁重力+车辆荷载分析、曲线箱梁重力+预应力+索力+温度作用耦合分析,为研究曲线箱梁弯矩的存在是否对桥面板裂缝产生和扩展产生影响,设置对照组:直线箱梁重力+预应力+索力+温度作用耦合分析。

3.2 曲线梁重力+预应力分析

在黄龙带特大桥中,主桥箱梁的顶板、底板和腹板设置有沿轴线方向的纵向预应力钢筋,腹板设置有竖向预应力钢筋,顶板和横隔板设置有横向预应力钢筋,其分布情况见表2,由于预应力筋种类和数量较多、分布情况复杂,本工况只考虑纵向预应力筋和部分横向预应力筋。预应力筋采用GDEM软件中的锚杆/锚索单元建模,并考虑与固体单元的耦合计算。

部限制3个方向位移为0,模拟斜拉索的支承作用;箱梁半结构跨中一侧设置水平2个方向位移为0。

如图10所示,箱梁两端位移较小,这是由于箱梁半结构两端受到索塔的支承作用和另一侧桥体箱梁对其的约束作用,横隔梁端部受到斜拉索的约束;在箱梁顶板中心线位置,该区域的竖向位移最大,值约为3.5 mm,这是由于横隔梁在该工况下均可视为固支梁,因此竖向位移在该处达到最大;由于箱梁两侧位移受到约束,因此箱梁可以看作固定在索塔处的悬臂梁,在端部顶板处单元受拉,应力值约为2.5~4.0 MPa;同样,在横隔梁两端部也会出现拉应力。由于预应力的作用,使得箱梁体内大部

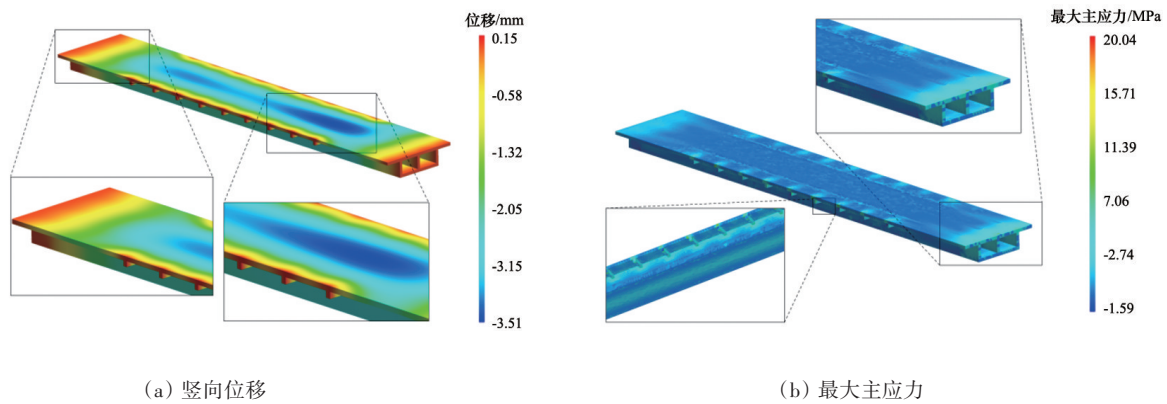


图 10 竖向位移及最大主应力云图

分区域处于受压的状态,应力值约为 1.59 MPa。箱梁底部中心线区域附近为受拉区域,但应力水平较低,由此可见施加钢筋预应力可以减少箱梁在自重作用下的拉伸应力,避免拉伸破坏而出现新的裂缝,同时阻碍已有裂缝的扩展延伸。

3.3 曲线梁重力+索力分析

本工况考虑重力和索力的耦合作用,研究曲线箱梁在索力导致的偏向轴力影响下的力学行为。边界条件设置:箱梁半结构桥墩一侧限制 3 个方向位移为 0;箱梁半结构跨中一侧限制水平 2 个方向位移为 0;横隔梁两端约束竖向位移,施加索力引起的轴力。由于斜拉索索力数据较多,为简化计算,本工况只选取每根斜拉索的最大值进行模拟。考虑箱梁钢筋混凝土结构内的钢筋会对索力有较好的分布作用,同时为了避免集中效应,本工况的轴力以面力的形式施加在横隔梁及其附近区域内,输入的应力水平为索力监测值除以施加区域面积。

观察图 11,由于索塔和另一侧桥体的约束,箱梁两端的竖向位移较小,最大位移约为 0.13 m,由

此可见,箱梁在没有预应力的作用下竖向位移较大,另外,斜拉索在受力时会有拉伸变长的现象,因此也会对箱梁的竖向位移产生影响。此外,在箱梁跨中一侧的顶板处出现了横向裂缝,且裂缝的尖端和附近出现应力集中现象,最大拉应力可达 18.40 MPa,这是由于索力作用方向是远离跨中一侧的,因此索力的作用会使箱梁跨中部分的混凝土受拉,从而产生横向的拉伸裂缝;同时在自重作用下,跨中部分底板混凝土受压,有效消除了该处索力导致的拉应力的作用,因此在该工况下,裂缝只出现在跨中顶板处。由于箱梁靠索塔一侧的 3 个方向位移均被约束,因此该处可视为固定支座,在重力作用下,箱梁顶板承受拉应力,底板承受压应力;在索力和重力作用下,箱梁中部底板承受拉应力,顶板承受压应力,拉应力水平约为 10.24 MPa,压应力水平约为 3.35 MPa。若在此工况同时考虑钢筋预应力的作用,可以有效抵消一部分拉应力,增加箱梁混凝土的开裂荷载。

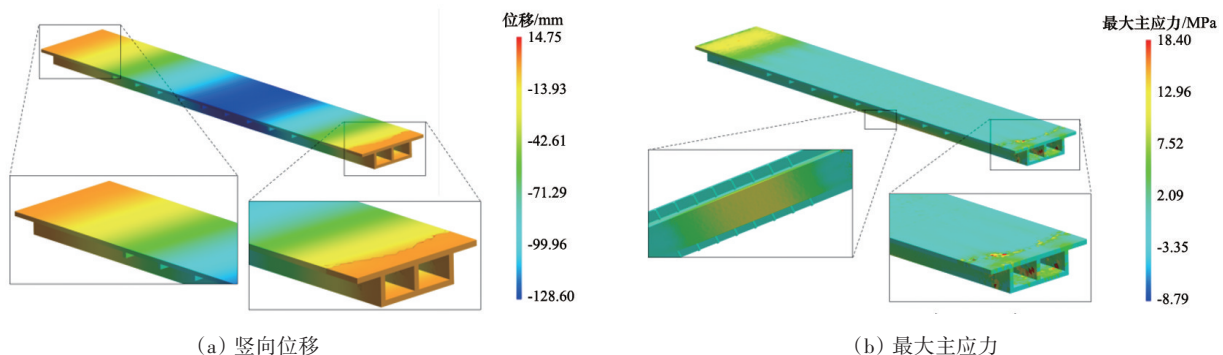


图 11 竖向位移及最大主应力云图

3.4 曲线梁重力+温度作用分析

黄龙带大桥位于广东省境内,属亚热带季风气候,年平均气候在 26°C 左右,特别是在夏季,温度甚至可达 40°C 。夏季桥面板直接暴露于太阳下,持续曝晒会使桥体的温度远高于气温。混凝土材料的比热容较大,而热传导系数较小,因此热量在桥体上的传导会很慢,造成较大的温度梯度,形成较大的温度应力,极有可能导致混凝土表面或内部的温度裂缝,造成桥体混凝土的劣化和损伤。本工程根据桥梁所在位置的气温,如表3以及夏季时箱梁的温度变化范围,研究箱梁在温度作用下的内力分布、变形、裂缝产生与扩展等情况。

表3 广东省2020年温度变化范围

月份	平均温度/ $^{\circ}\text{C}$	极端温度/ $^{\circ}\text{C}$
1	12~21	6~28
2	12~21	5~28
3	17~23	13~28
4	17~24	12~32
5	24~31	22~35
6	26~32	23~36
7	27~34	25~38
8	25~33	25~41
9	25~32	23~40
10	20~27	17~34
11	18~26	17~31
12	12~19	3~27

本工程边界条件设置:箱梁半结构桥墩一侧限制3个方向位移为0;箱梁半结构跨中一侧限制2

个水平方向位移为0;横隔梁两端约束竖向位移。设置桥体的初始温度为 20°C ,在桥面和桥底施加变化且升温-降温循环的温度边界。温度边界30 d内均匀地从 20°C 升至 70°C ,持续2个月,随后在30 d内均匀地从 70°C 降温至 20°C ,持续2个月,模拟桥梁所在地区半年的温度变化,分析温度作用对桥面板造成的影响。

如图12为曲线桥梁在重力和温度耦合作用下的位移和应力云图,在升温-降温循环作用下,由于索塔和斜拉索的限制,箱梁在这些区域竖向位移较小,而在箱梁顶板和底板中心区域出现较大的竖向位移,最大值为 3.6 mm ,由于温度作用,在横隔梁与箱梁顶板连接处出现了若干条裂缝,由此可见温度是造成箱梁出现裂缝的主要原因。从最大主应力云图可以发现,在箱梁顶板与横隔梁连接的区域出现了较大的拉应力,局部可达 11.6 MPa ,但是由于混凝土材料热传导系数较低,比热容较大,因此热传导速度较慢,从而产生较大的温度梯度。从图12可以发现,箱梁顶板底部出现了部分拉应力区域,这是由于顶板上表面受到温度作用,材料受热膨胀,下表面温度较低,单元膨胀的水平不高,使得下表面的混凝土约束了上表面混凝土的膨胀,因此出现温度较高区域受压,温度较低区域受拉的情况。在顶板和横隔板的交界处存在突变的凹凸角,容易造成该区域应力集中,因此这也是该区域应力水平较高的原因之一。

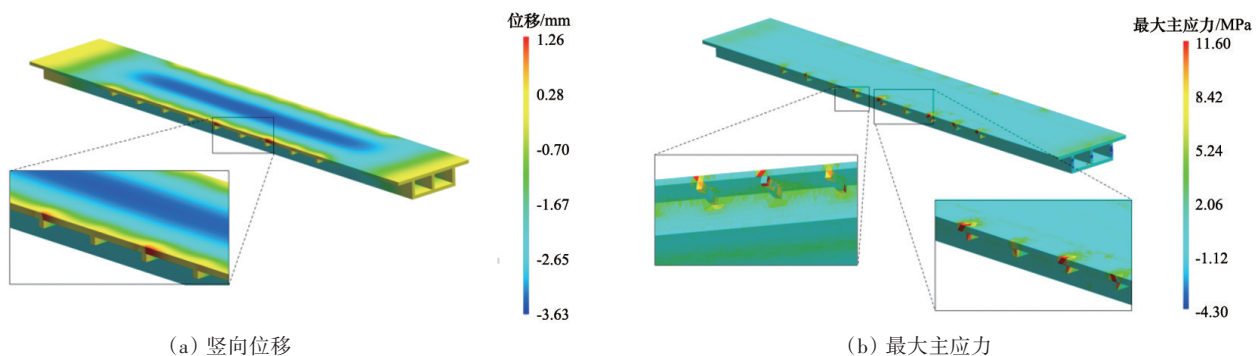


图12 竖向位移及最大主应力云图

由于混凝土材料热传导速度较慢,所以箱梁在升温结束和降温结束后会出现较大的温差,单次升温-降温循环的升温阶段结束后温差可达 30°C ,降温

阶段也有接近 10°C 的温差。因此每次温度循环后都有部分区域温度没有恢复到原来的水平,造成残余温度,这有可能造成箱梁内部温度应力的残余。

3.5 曲线梁重力+预应力+索力+车辆荷载耦合分析

在此阶段施加车辆动荷载,在桥面设置1、2、3这3个车道(图13)。车辆荷载采用面力方式施加在桥面板表面,图中蓝色方块表示车辆处于桥面板跨中处,以分段施加方式表示车辆以80 km/h速度在桥面板表面行驶。该工况共分为3次计算,依次在3个车道上面行驶,分析车辆荷载对桥面的影响。

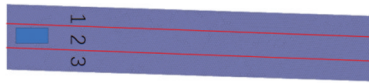


图13 桥面车道分布

图14为车辆在不同车道行驶的最大主应力云图,在图中可知,3种情况最大主应力主要表现为压应力,应力大小大约为3 MPa,同时在重力、预应力、索力、车辆动荷载耦合作用下,桥面板均在跨中

处出现裂缝。通过车辆在3个车道行驶的不同工况分析,并与曲线梁重力+索力工况进行对比,可以得出桥面板在车辆荷载作用下会产生一定量的裂缝,但与车辆行驶车道关系不大。

3.6 曲线梁重力+预应力+索力+温度作用耦合分析

本工况考虑重力、预应力、索力和温度的共同作用,预应力和索力分别按照第一工况和第二工况相同的参数值进行设定。设置桥体的初始温度为20℃,在桥面和桥底施加变化且升温-降温循环的温度边界。温度边界在30 d内均匀地从20℃升至70℃,持续2个月,随后在30 d内均匀地从70℃降温至20℃,持续2个月,模拟桥梁所在地区半年的温度变化,分析温度对箱梁造成的影响。本工况的边界条件设置为:箱梁半结构桥墩一侧限制3个方向位移为0;箱梁半结构跨中一侧限制2个水平方向位移为0;横隔梁两端约束竖向位移。

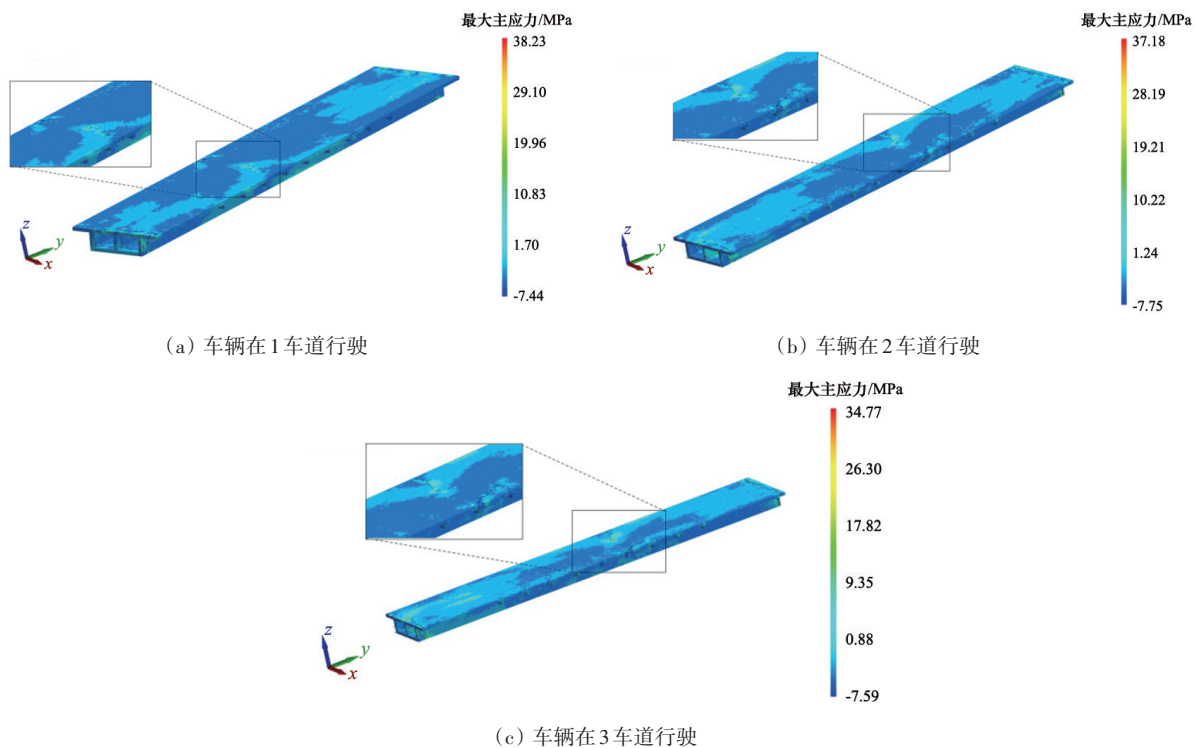


图14 车辆在不同车道行驶最大主应力云图

如图 15 所示为竖向位移云图,箱梁在重力和索力的作用下,产生竖向位移,由于桥自身重量较大,并且由于拉索的拉力,使得拉索伸长,从而产生桥体向下位移的现象。在桥体跨中处,由于桥塔的支持力作用,使得跨中处的竖向位移较小,位移大约为 1.2 cm(图 15 中左上角绿色部分),远离桥塔的一侧竖向位移较大,竖向位移大约为 5.0 cm。

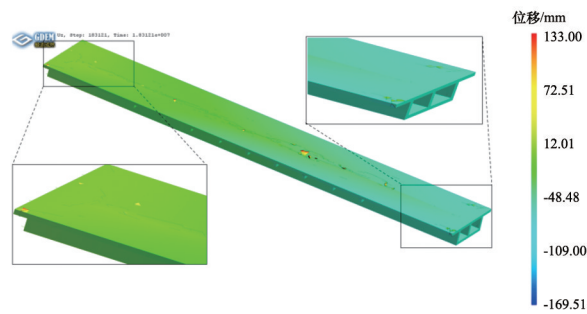


图 15 竖向位移云图

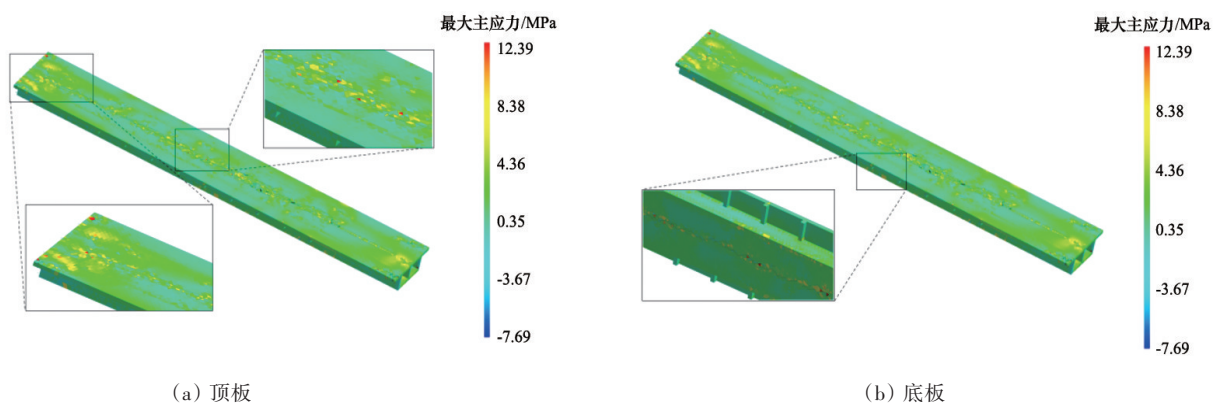


图 16 最大主应力云图

在图 16 中也可以看出箱梁顶板和底板均出现较多的裂缝,裂缝产生原因如下:在施加温度的初始阶段,由于钢筋混凝土的热传导系数较小,热传导过程较慢,此时热量的传导主要在箱梁顶板、底板和翼缘板,对腹板影响较小,造成这些区域上下表面的温差较大。当温度不断升高,温度梯度增大时,温度应力也会不断加大(板高温一侧受压,低温一侧受拉)。随着箱梁受到多次循环的升温-降温作用,板内的残余温度应力会不断叠加,使得板的应力水平也不断加大。同时考虑混凝土为非均匀介质,各种材料的导热系数和热膨胀系数不同,因此混凝土内部材料之间的不均匀膨胀也会在板内

产生不同水平的热膨胀应力。

最大主应力云图如图 16 所示,箱梁在重力、温度升降循环、拉索索力和钢筋预应力共同作用下主要承受拉应力,拉应力值大约为 2.35 MPa,局部产生应力集中,应力值较大,大约为 10.30 MPa,造成局部破坏。并且由应力云图可知,箱梁顶部和底部存在部分压应力区域,主要原因是由于箱梁在温度作用下会发生热传导,但是由于混凝土材料热传导系数较低,比热容较大,因此热传导速度较慢,从而产生较大的温度梯度。从图中可以发现,箱梁顶板底部出现了部分拉应力区域,这是由于顶板上表面受到温度作用,材料受热膨胀,下表面温度较低,单元膨胀的水平不高,使得下表面的混凝土约束了上表面混凝土的膨胀,因此出现温度较高区域受压,温度较低区域受拉的情况。在顶板和横隔板的交界处存在突变的凹凸角,容易造成该区域应力集中,因此这也是该区域应力水平较高的原因之一。

产生不同水平的热膨胀应力。

3.7 直线梁重力+预应力+索力+温度作用耦合分析

拉索是斜拉桥的传力构件之一,斜拉索与横隔梁相连,将箱梁体的力传至索塔。由于斜拉索的结构特点,除了会产生竖直向上的力以外,还会产生沿桥梁纵向方向的水平力,这些水平力表现为作用在梁体的轴力,在曲线桥的情况下,这些轴力存在偏心,使得梁体内产生弯矩,造成局部区域受拉,导致裂缝产生和扩展;而在直线桥情况下,索塔两端的斜拉索造成的水平力会相互平衡,不产生弯矩。综上,在此对桥体进行重新建模,本次建模为直桥,即桥体水平方向无偏移。计算模型划分为 95994

个四面体单元,本模型含有 27671 个总节点,网格尺寸为 0.70 m,如图 17 所示。单元内采用 linear 线弹性本构,界面采用 brittleMC 脆性断裂本构。计算输入参数参考 C60 钢筋混凝土的各项参数,预应力筋采用锚杆单元等效。

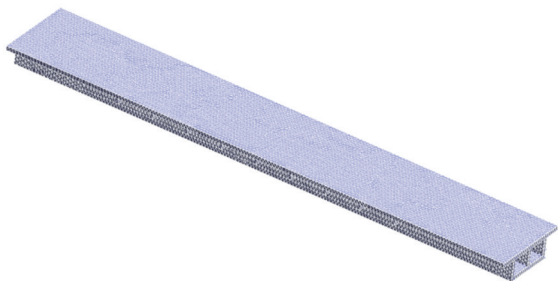


图 17 直桥模型网格

本工况同样考虑重力、预应力、索力和温度的共同作用,预应力和索力分别按照第一工况和第二工况相同的参数值进行设定。设置桥体的初始温度为 20℃,在桥面和桥底施加变化且升温-降温循环的温度边界。温度边界在 30 d 内均匀地从 20℃ 升至 70℃,持续 2 个月,随后在 30 d 内均匀地从 70℃ 降温至 20℃,持续 2 个月,模拟桥梁所在地区半年的温度变化,分析温度对箱梁造成的影响。本工况的边界条件设置为:箱梁半结构桥墩一侧限制 3 个方向位移为 0;箱梁半结构跨中一侧限制 2 个水平方向位移为 0;横隔梁两端约束竖向位移。

桥体在重力、预应力、索力和温度升温-降温循环作用下,直线型箱梁的竖向位移云图如图 18 所示,箱梁在重力和索力的作用下,产生竖向位移,由于桥自身重量较大,并且由于拉索的拉力,使得拉索伸长,从而桥体向下位移。在桥体跨中处,由于桥塔的支持力,使得跨中处的竖向位移较小,位移大约为 0.74 cm(图中左上角黄色区域),远离桥塔的一侧竖向位移较大,竖向位移大约为 1.60 cm。最大主应力云图如图 19 所示,直线型箱梁在重力、温度升降循环、拉索索力和钢筋预应力共同作用下主要承受拉应力,拉应力值大约为 2.35 MPa,局部产生应力集中,应力值较大,大约为 10.30 MPa,造成局部破坏。并且由应力云图可知,箱梁顶部和底部存在部分压应力区域,主要原因与上述弯曲箱梁类似,由

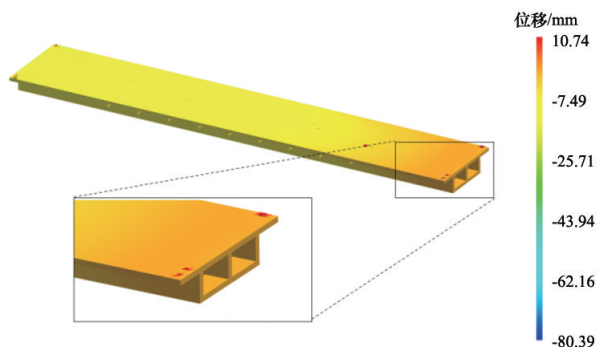


图 18 直线型箱梁的竖向位移云图

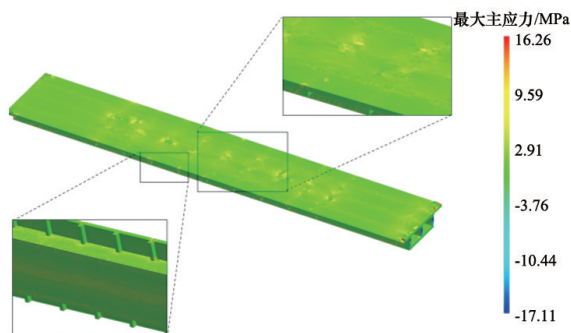


图 19 直线型箱梁的最大主应力云图

于温度传递造成局部应力不同。

3.8 弯曲梁与直线梁结果对比分析

对曲线型箱梁和直线型箱梁 B2 监测点的最大主应力进行了监测,并绘制了最大主应力时程曲线如图 20 所示,从图中可知,2 种情况桥面板最大主应力随着温度的升高和降低发生波动,且曲线型箱梁和直线型箱梁最大主应力时程曲线高度相似;为进一步探究弯矩存在对桥面板裂缝的影响,引入无

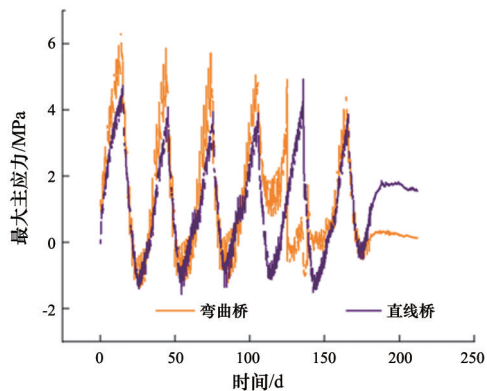


图 20 监测点最大主应力对比

量纲参量破裂度,并绘制破裂度时程曲线如图 21 所示,可以看出 2 条曲线高度相似。综上所述,弯曲型桥和直线型桥的区别不大,即在相同工况下桥梁弯矩的存在不会进一步使裂缝开裂加剧,弯矩存在不是构成桥面板裂缝产生的原因。

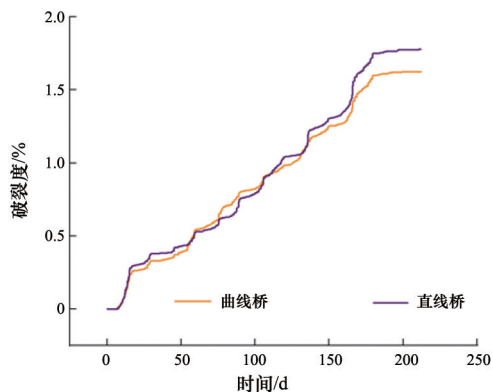


图 21 破裂度时程曲线对比

4 讨论

参考实际工程施加边界条件,箱梁的传力路径为:箱梁荷载传至横隔梁,再由横隔梁传至两端的拉索,由拉索经索塔传至地基,或箱梁荷载由塔墩直接传至地基。在自重应力、温度应力及膨胀应力耦合作用下箱梁极有可能在上述的潜在危险截面开裂,从而产生纵向裂缝。箱梁的顶板、底板和翼缘板上下边缘均出现了大量的纵向裂缝,模拟结果与检测结果相符。

随着热量的传导,顶板和翼缘板上下侧的温度梯度逐渐减小,板下侧温度逐渐升高,在这个阶段,热量会从顶板和翼缘板向与之接触的腹板传导,由于腹板高度较大,热量在腹板的传导非常慢,造成腹板沿高度方向的温度梯度较大,从而产生较大的温度应力。

由于腹板和顶板连接处存在凹凸角,这些地方可能会出现应力集中现象,应力水平比其周围区域大,因此这些区域极易成为危险截面。在翼板、横隔板和腹板的连接处,出现了明显的斜向裂缝。主要原因可能是在角部出现较大的应力集中产生破坏,并在温度应力及自重的影响下发生斜向破裂。

由于温度梯度的作用,使腹板存在温度应力,同时由于混凝土组成材料的差异性,使得混凝土内部受热膨胀的程度不同,在温度应力和膨胀应力的同时作用下,在腹板上产生一条或若干条竖向裂缝。同时,车辆荷载的长期作用会进一步促进已有裂缝的扩展,减少桥体的服用年限。

5 结论

根据黄龙带特大桥检测报告,考虑了重力、钢筋预应力、拉索索力、车辆荷载及温度的耦合作用,基于 CDEM 建立三维数值模型进行数值模拟,对桥面板裂缝成因进行了分析,主要工作及结论如下。

1) 考虑桥面板在重力、钢筋预应力及拉索索力作用下的力学行为,结果表明:重力、钢筋预应力及拉索索力不是桥梁产生裂缝的主要原因,同时钢筋预应力在一定程度上有阻碍裂缝开展的作用。

2) 对比了曲线桥和直线桥在重力、拉索索力、钢筋预应力及车辆动荷载耦合作用下的最大主应力和破裂度,曲线型桥和直线型桥的区别不大,弯矩存在不是构成桥面板裂缝产生的原因。

3) 裂缝的成因主要是由于温度残余应力的作用使混凝土产生裂缝,之后在车辆荷载的持续作用下,使已有裂缝进一步扩展。

参考文献 (References)

- [1] 孟表柱. 钢筋混凝土桥梁裂缝类型及分析[J]. 公路, 2002, 47(9): 56-59.
- [2] 王萍, 柯在田. 公路预应力混凝土桥梁裂缝分析[J]. 公路, 2005, 50(6): 14-17.
- [3] Ulm F J, Coussy O. Strength growth as chemo-plastic hardening in early age concrete[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1996, 122(12): 1123-1132.
- [4] Cervera M, Oliver J, Prato T. Thermo-chemo-mechanical model for concrete. II: Damage and creep[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1999, 125(9): 1028-1039.
- [5] 陈宗辉, 吴迪, 董晓兵. 预应力混凝土连续箱梁桥施工过程中底板开裂原因分析[J]. 世界桥梁, 2021, 49(3): 103-107.
- [6] 涂健, 赵体波, 雷俊卿. 预应力混凝土连续箱梁裂缝产

- 生原因及预防措施研究[J]. 铁道建筑, 2021, 61(10): 35-39.
- [7] 谭国金, 姜霖, 吴春利, 等. 移动车辆作用下带有裂缝的多片梁式桥动力响应分析[J]. 吉林大学学报(工学版), 2020, 50(6): 2147-2158.
- [8] 刘宇飞, 王宏宇, 庞博, 等. 大准铁路桥梁病害调查及损伤影响分析[J]. 铁道建筑, 2019, 59(10): 37-40.
- [9] 贺罗, 李雄飞, 唐斌峰. 桥梁施工中大体积混凝土裂缝成因及处理对策[J]. 公路, 2019, 64(9): 98-101.
- [10] 朱劲松, 张一峰, 陈兴达. 移动车辆荷载作用下梁体裂缝扩展规律[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2018, 48(4): 678-686.
- [11] Mirambell E, Aguado A. Temperature and stress distributions in concrete box girder bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(9): 2388-2409.
- [12] Elbadry M M, Ghali A. Temperature variations in concrete bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(10): 2355-2374.
- [13] Clark J H. Evaluation of thermal stresses in a concrete box girder bridge[D]. Washington D. C.: University of Washington, 1989.
- [14] 顾斌, 谢甫哲, 雷丽恒, 等. 大跨桥梁结构三维日照温度场计算方法[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2019, 49(4): 664-671.
- [15] Zhou L, Xia Y, Brownjohn J M W, et al. Temperature analysis of a long-span suspension bridge based on field monitoring and numerical simulation[J]. Journal of Bridge Engineering, 2016, 21(1): 04015027.
- [16] 贾佳, 严仁章, 杨娟, 等. 高寒区连续刚构桥建设期裂缝产生机理研究[J]. 公路, 2018, 63(4): 146-153.
- [17] 冯春, 李世海, 郑炳旭, 等. 基于连续-非连续单元方法的露天矿三维台阶爆破全过程数值模拟[J]. 爆炸与冲击, 2019, 39(2): 110-120.
- [18] 侯福金, 张丽, 蒋庆, 等. 基于CDEM的层状节理隔水岩柱水压致裂特性研究[J]. 隧道与地下工程灾害防治, 2021, 3(3): 76-84.

Cause analysis of cracks in prestressed cable-stayed bridges with CDEM

GAN Jianfeng¹, ZHONG Yunping¹, RAO Faqiang¹, QIN Kaiqiang², CAO Ruyang³, ZHANG Yiming³

1. Guangzhou Daguang Expressway Co., Ltd., Guangzhou 510900, China

2. National Engineering Research Center for China Highway Bridge Construction Co., Ltd., Beijing 100088, China

3. School of Civil Engineering and Transportation, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China

Abstract Prestressed cable-stayed bridges are prone to crack due to various loads and temperatures. The traditional finite element method can not accurately describe the generation and expansion of cracks. In this paper, numerical simulation of a prestressed bridge panel is carried out to analyze the origin and long-term evolution of cracks based on the continuous-discontinuous element method and multi-physical field coupling. The results show that the gravity of the bridge panel itself, the cable force and the degree of bending and straightness of the bridge are not the main reasons for cracks of the bridge and that the prestress of the reinforcement hinders the cracks to a certain extent. The long-term cyclic effect of temperature plays a leading role in the initial crack of the bridge panels, and repeated loading of vehicle dynamic load in the later period makes the initial cracks further expand. The research results of this paper can provide a certain theoretical reference for analyzing causes of bridge cracks.

Keywords prestressed cable-stayed bridge; CDEM; multiple physical field coupling ●



(责任编辑 刘志远)