

高原大温差环境桥墩混凝土开裂机理

董昊良^{1,2}, 李化建^{1,3}, 石贺男^{1,2}, 杨志强^{1,3}, 温家馨^{1,2}, 黄法礼^{1,3}, 王 振^{1,3}, 易忠来^{1,3}

(1. 中国铁道科学研究院, 北京 100081; 2. 中国铁道科学研究院研究生部, 北京 100081;

3. 中国铁道科学研究院集团有限公司, 高速铁路轨道系统全国重点实验室, 北京 100081)

摘 要: 高原大温差环境下昼夜温差使得桥墩混凝土结构存在开裂风险。针对这一现象, 本工作建立了温度疲劳应力作用下桥墩混凝土的损伤模型, 采用有限元分析方法研究了高原大温差环境桥墩混凝土的初裂时间和温度梯度分布等特征, 并从温度疲劳应力演变规律、损伤发展和能量累积 3 个角度分析了高原大温差环境桥墩混凝土的开裂机理。结果表明: 桥墩混凝土在温度疲劳应力作用下产生的裂缝呈现沿底部向上延伸的发展规律, 且裂缝主要出现在向阳面; 桥墩混凝土的初裂时间随着温差的增加而逐渐缩短, 温差为 60 °C 时桥墩的初裂时间由温差 20 °C 时的 970 d 缩短至 100 d, 且随着温差的增加, 桥墩混凝土累积塑性耗散能逐渐增加, 其原因为单次温度循环时产生的温度疲劳应力和损伤累积速率随着温差的增加而提升。以期为高原大温差环境桥墩混凝土开裂预测和耐久性评估提供参考。

关键词: 高原大温差; 桥墩混凝土; 开裂机理; 有限元分析; 初裂时间

中图分类号: U444; U445.57 文献标志码: A 文章编号: 0454-5648(2024)11-3394-14

网络出版时间: 2024-08-23



高原大温差地区的气候环境表现为低气压、大温差、强辐射等特点, 因此, 高原大温差地区的混凝土结构在服役过程中面临诸多挑战^[1]。过大的昼夜温差使混凝土结构在长期的温度循环过程中存在开裂风险, 尤其是桥墩混凝土等立面结构的开裂特征较为复杂, 裂缝常纵横交错地分布于结构表面。陈玉奎^[2]发现包西铁路某桥墩底部出现最大宽度为 0.25 mm 以内的裂缝。处于典型高原大温差环境的青藏铁路部分隧道及桥墩表面同样出现因温度应力导致的裂缝^[3-6]。高原大温差环境下桥墩混凝土表层产生的裂缝虽不会直接影响结构的承载能力, 但若任由表层损伤发展, 则会加速水分及 CO₂ 等侵蚀介质从损伤处进入混凝土内部, 造成混凝土结构耐久性失效^[4]。

高原大温差环境下混凝土结构开裂问题受结构尺寸^[7-8]、原材料^[9-10]和外部环境^[11-12]等诸多因素的影响。有限元分析是现阶段研究不同温度场下混凝土结构开裂原理的主要方法, 已被广泛用于研究混凝土结构的热力学行为^[13-16]。Li 等^[17]利用现场温度

监测数据, 通过数值模拟分析了混凝土结构在温度变化过程中的开裂风险, 其结果与实际观测到的裂缝特征相吻合。Li 等^[18]采用数值模拟的方法分析了温度变化过程中混凝土结构的表面开裂特征, 证明温度变化过程中由于变形产生的温度应力是混凝土表面开裂的主要原因。Sheng 等^[19]通过预埋于桥墩中的温度传感器获取温度实测数据, 建立了有限元模型, 得到桥墩表面最高温度为 61.73 °C 时的温度场分布特征及裂缝扩展规律, 并指出 2.77 MPa 的表面最大拉应力是桥墩混凝土开裂的主要原因。但目前研究多集中于温度升高至某一温度时产生的温度应力对混凝土结构的影响, 对于高原大温差地区这类由长期温度疲劳应力造成桥墩等混凝土结构的开裂问题鲜有研究。

本工作以高原大温差环境典型桥墩混凝土为例, 利用有限元分析和二次开发技术, 建立了高原大温差环境桥墩混凝土的温度疲劳损伤模型, 并通过嵌入粘性(Cohesive)单元来模拟长期温度循环作用下桥墩混凝土的开裂行为, 以此探明高原大温差

收稿日期: 2024-04-19。 修订日期: 2024-05-05。

基金项目: 国家自然科学基金(52208299, 52108260)。

第一作者: 董昊良(1999—), 男, 硕士研究生。

通信作者: 李化建(1976—), 男, 博士, 研究员。

Received date: 2024-04-19.

Revised date: 2024-05-05.

First author: DONG Haoliang (1999—), male, Master candidate.

E-mail: dhlCARS@163.com

Corresponding author: LI Huajian (1976—), male, Ph.D., Professor.

E-mail: chinasailor@163.com

环境下桥墩混凝土开裂特征，并通过分析桥墩混凝土在温度循环作用下的疲劳应力演变规律和能量累积过程揭示桥墩混凝土的开裂机理。

1 高原大温差环境桥墩混凝土开裂特征

1.1 高原大温差环境特征

1.1.1 强太阳辐射 稀薄的空气使得高原地区的太阳辐射强度远高于低海拔地区，如青藏高原年平均总辐射在 $3\,800\sim 8\,600\text{ MJ/m}^2$ 之间，是低海拔地区的 2~3 倍。同时，高原地区的年日照时长在 $2\,200\sim 3\,600\text{ h}$ ，是同纬度低海拔地区的 2 倍^[20]。表 1 汇总了中国典型高原大温差地区的年均太阳辐射强度。由表 1 可知，高原大温差地区混凝土结构表面的温度在强太阳辐射的作用下往往会高于平原地区(低海拔地区)。太阳辐射强度呈现出与环境气温相同的白天高、夜晚低的昼夜交替特征，这使得高原大温差地区相较于低海拔地区的混凝土结构在长期的温度和太阳辐射循环作用下更容

易出现开裂问题。

表 1 高原大温差地区太阳辐射强度

Table 1 Solar radiation intensity in plateau with large temperature difference

Region	Altitude/m	Average annual solar radiation intensity/(MJ·m ⁻²)
Lanzhou	1 520	5 845
Xining	2 261	6 058
Lhasa	3 650	8 477
Taxkorgan	4 104	8 945
Urumqi	920	5 764

1.1.2 大昼夜温差 环境的昼夜温差随着海拔的升高而逐渐增大，高原地区的年温差可达 $40\sim 50\text{ }^{\circ}\text{C}$ ，日温差可达 $20\sim 30\text{ }^{\circ}\text{C}$ ，如表 2 所示。高原地区的大温差一方面是因为大气层随着海拔升高逐渐变得稀薄，太阳辐射能够更容易穿透，使得白天的气温升高。相反，夜晚时稀薄的大气削弱混凝土的保温作用，这导致分子的平均运动速度增加，使得热量更容易散失，从而使得夜晚混凝土表面温度迅速下降，呈现出昼夜大温差的现象。

表 2 高原大温差地区气温数据

Table 2 Temperature data of plateau with large temperature difference

Region	Annual mean temperature/ $^{\circ}\text{C}$	Annual maximum temperature difference/ $^{\circ}\text{C}$	Maximum diurnal temperature difference/ $^{\circ}\text{C}$
Lanzhou	11.1	48.4	22.9
Xining	6.1	46.0	21.6
Lhasa	12.7	39.3	21.9
Taxkorgan	3.6	51.3	25.2
Urumqi	9.8	44.6	20.6

1.2 桥墩混凝土损伤开裂特征

1.2.1 初裂时间 对于桥墩混凝土而言，除因混凝土浇筑后由水化热产生的温度梯度外，还会因高原大温差环境过高的昼夜温差导致桥墩混凝土在带模养护 1 年后或服役 1~2 年后出现开裂问题。因此，高原大温差环境桥墩混凝土服役过程中的开裂需要经过长期的温度循环作用。陈顺超^[21]认为在强太阳辐射和大温差作用下高墩大跨度连续刚构桥所使用的桥墩混凝土在运营期间容易开裂。葛昕^[22]经过对高原大温差地区多个铁路混凝土桥梁工程的实地调研，发现高原大温差地区浇筑后早期无明显损伤的桥墩混凝土反而在服役 1~2 年后逐渐出现开裂问题。彭友松^[23]提到在美国存在 1/4 的公路桥梁混凝土结构在环境温差的作用下服役不超过 20 年便发生了严重的开裂问题。因此，在强太阳辐射和温度骤变的大温差环

境中，桥墩混凝土在服役过程中同样会出现温度梯度^[24-25]，且高原大温差环境下混凝土结构的开裂往往在服役 1~2 年后出现。

1.2.2 开裂部位 高原大温差环境下桥墩混凝土的开裂往往先出现于结构的底部，如图 1 所示。Zhang 等^[26]认为高原大温差环境下混凝土结构的开裂率先发生在构件与构件或构件与底座之间的界面处。Liu 等^[27]利用无人机观测和三维立体建模技术评估了桥墩混凝土的开裂特征，精准观测了桥墩混凝土裂缝从底部向上延伸的发展特征。裂缝产生的原因是由于底部约束的存在阻碍了桥墩混凝土在太阳辐射和温度变化作用下的热胀冷缩，当变形受到约束时桥墩混凝土底部受到的温度应力远高于其他部位，由此导致桥墩混凝土裂缝率先于底部出现^[28]。同时，高原大温差环境下桥墩的表面微裂缝呈现出随机分布发展的特征^[29]。

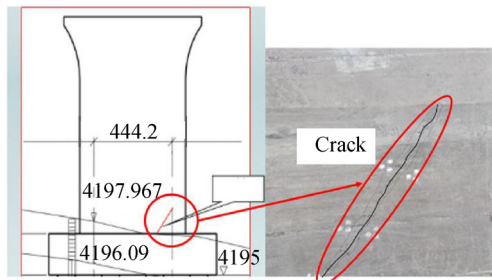


图1 高原大温差环境桥墩混凝土开裂情况

Fig. 1 Concrete cracking condition of bridge pier in high temperature difference

1.2.3 裂缝特征 在强太阳辐射和昼夜温差的影响下,陈顺超^[21]指出高墩大跨度连续刚构桥、大跨斜拉桥和悬索桥等桥梁所采用的矩形空心墩在运营过程中产生的裂缝以竖向裂缝为主。同时,随着裂缝的发展,桥墩混凝土裂缝逐渐连接贯通,严重时已在桥墩混凝土表面形成网状裂缝^[22],从而影响结构的正常使用和耐久性。同时,由于桥墩混凝土表面吸收的太阳辐射量与太阳光照直射面积有关。因此,在高原大温差地区已建成的混凝土工程中,桥墩混凝土呈现出向阳面的开裂程度大于背阴面、大尺寸构件的裂缝数量多于小尺寸构件的现象^[30]。

高原大温差地区桥墩混凝土的裂缝属于长期温度应力作用下因损伤累积产生的疲劳损伤裂缝。Li等^[31–33]研究认为,高原大温差地区的气压较低,由此降低了引气剂的引气效果,进一步加剧了高原大温差地区混凝土结构由温度梯度导致的开裂问题。王树和等^[34]认为高原大温差环境下混凝土结构开裂的本质是温度循环过程中混凝土内部微裂缝的损伤累积。郭献戌等^[35]则认为高原大温差环境引起混凝土内外产生温度梯度,使混凝土结构的损伤率先在界面过渡区产生。同时,随着损伤的累积,混凝土结构导热系数的降低进一步增大了温度梯度,加速了混凝土内部损伤的发展速率。顾明东等^[36]模拟了 20~60 °C 温度循环下混凝土的力学性能演变规律,发现长期的温度循环使混凝土产生了“非自愈性”损伤,从而导致混凝土性能的下降。薛海方等^[37]通过研究温度循环对混凝土力学性能的影响规律,提出当温度梯度产生的应力大于极限抗拉强度的 30% 时,混凝土容易在长期的温度循环过程中发生开裂。

2 高原大温差环境桥墩混凝土开裂机理

2.1 热传导

热辐射^[38–39]与对流换热^[40–41]吸收能量是导致高原大温差环境下桥墩混凝土产生温度梯度的主要

原因,如图2所示。由于混凝土是热的不良导体,其热膨胀系数在 $8 \times 10^{-6} \sim 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ 之间。因此,高原大温差环境的大气对流、热辐射和环境温度影响了混凝土内外的热交换,导致桥墩内部温度分布不均匀。

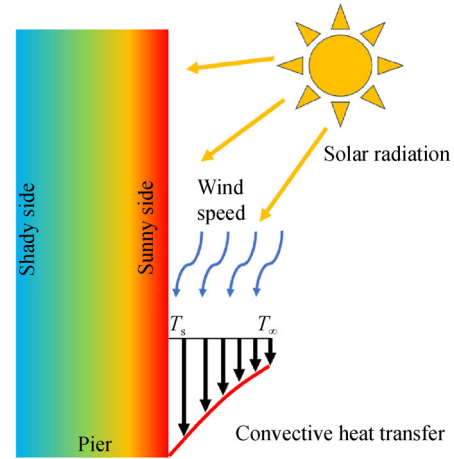


图2 高原大温差环境桥墩混凝土的传热原理

Fig. 2 Heat transfer principle of bridge pier in high temperature difference environment

高原大温差环境下的对流换热和热辐射是混凝土受热的主要形式,传递至桥墩混凝土表面的能量(Q)可按式(1)计算。

$$q_s - q_c = Q \quad (1)$$

式中: Q 为传递至桥墩混凝土表面的能量(J); q_s 为桥墩混凝土吸收的总能量(J),计算方法见式(2); q_c 为由于对流换热失去的热量(J)。

$$q_s = \alpha I_n \quad (2)$$

式中: α 为混凝土的能量吸收率,取 0.65^[40]; I_n 为太阳辐射强度(MJ/m^2),通过实测天气数据获得。

风速和温差通过影响大气中空气层的厚度来控制桥墩与大气环境间的对流换热速率。对流作用下的热量传递可以通过计算表面的对流系数来确定。根据牛顿冷却定律的对流换热方程如式(3)所示^[42]。

$$q_c = h_c (T_s - T_\infty) \quad (3)$$

式中: q_c 为对流换热能量(J); h_c 为对流换热系数; T_s 为桥墩混凝土表面温度($^\circ\text{C}$); T_∞ 为大气环境温度($^\circ\text{C}$)。

由式(3)可知,混凝土的对流换热系数与环境风速有关,风速越大,混凝土的对流换热系数越大。混凝土的对流换热系数(h_c)通常采用经验公式计算^[40],如式(4)所示。

$$h_c = \begin{cases} 4.0v + 5.6 & v \leq 5 \text{ m/s} \\ 7.15v^{0.78} & v > 5 \text{ m/s} \end{cases} \quad (4)$$

式中: v 为风速(m/s)。

对于高原大温差环境下的桥墩混凝土, 依据图 1 中的参数。假设桥墩的体积为 199.80 m^3 , 混凝土的比热容为 $1\ 100 \text{ J/(kg}\cdot^\circ\text{C)}$, 混凝土的导热系数为 $2.30 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ 。由表 3 可知, 高原大温差地区的日均太阳辐射强度在 10 MJ/m^2 以上, 桥墩混凝土每秒接收的太阳辐射能量为 116 J/s 。以向阳面作为能量吸收部位, 单位面积桥墩混凝土向阳面能够接收 1.74 J/s , 即 1.74 W , 由此计算得到单位面积桥墩混凝土向阳面在受到辐射时传递的厚度为 2 mm 左右。因

此, 取距桥墩混凝土表面 2 mm 厚的向阳面部分为接受太阳辐射和对流换热的混凝土部分, 其质量为 322.34 kg 。由式(5)计算得到桥墩混凝土的日最高表面温度, 其结果如表 3, 其结果与郭献戌等^[34]提出的高原地区混凝土表面昼夜温差达 $40\sim 50\text{ }^\circ\text{C}$ 的结论一致。

$$Q = cm\Delta T \quad (5)$$

式中: c 为桥墩混凝土的比热容($\text{J/(kg}\cdot^\circ\text{C)}$); m 为桥墩混凝土表面吸收能量部分的质量(kg); ΔT 为桥墩混凝土表面升高的温度($^\circ\text{C}$)。

表 3 高原大温差地区气候及桥墩混凝土表面温度

Table 3 Climate and concrete surface temperature of bridge pier in plateau with large temperature difference

Region	Daily maximum temperature/ °C	Annual total solar radiation intensity/ ($\text{MJ}\cdot\text{m}^{-2}$)	Average daily solar radiation intensity in summer/($\text{MJ}\cdot\text{m}^{-2}$)	Mean wind speed/ ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	Maximum temperature rise on pier surface in one day/ $^\circ\text{C}$	Maximum pier surface temperature/ °C
Lanzhou	35.8	5845	16.01	1.2	26.91	62.71
Xining	24.4	6058	16.60	0.8	27.89	52.29
Lhasa	37.6	8477	23.22	4.7	39.03	76.63
Taxkorgan	32.2	8945	24.51	2.0	41.18	73.38
Urumqi	30.1	5764	15.79	2.5	26.54	56.64

2.2 温度应力产生

由表 3 可知, 高原大温差环境使得桥墩混凝土表面的最高温度达到 $50\text{ }^\circ\text{C}$ 以上, 且随着时间发展, 混凝土表面的能量逐渐向内部传递, 其热传递过程符合傅里叶定律, 如式(6)所示^[43]。

$$\rho \cdot C_p \frac{\partial T}{\partial t} + \nabla \cdot (-k \cdot \nabla T) = Q_{\text{ted}} \quad (6)$$

式中: ρ 为混凝土密度(kg/m^3); C_p 为混凝土的比热容($\text{J/(kg}\cdot^\circ\text{C)}$); T 为混凝土温度($^\circ\text{C}$); t 为时间(s); k 为导热系数($\text{kJ}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1}\cdot^\circ\text{C}^{-1}$); Q_{ted} 为弹性阻尼热(kJ)。

由于桥墩混凝土表面能量向内部传导的速率较低, 从而引起温度梯度。同时, 从桥墩混凝土表面至中心的温度梯度呈现非线性的分布形式, 依据 TNishizawa^[44]的观点, 可采用式(7)近似表示桥墩混凝土的内外温度梯度分布特征。

$$f(z) = b_0 + b_1 z + b_2 z^2 \quad (7)$$

式中: $f(z)$ 为温度梯度的分布函数; b_0 、 b_1 和 b_2 为常数; z 为距桥墩混凝土表面的距离(m)。

桥墩混凝土温度梯度作用下产生的应力可以分为混凝土内部不均匀变形产生的内应力以及由于底部约束而产生的约束应力 2 类。在内应力和约束应力的共同作用下高原大温差环境桥墩混凝土底部的表面容易率先产生损伤开裂的现象。对于内应力的计算可以近似假设桥墩混凝土处于平面应力状态,

可按式(8)进行计算。

$$\sigma_T = \frac{E}{1-\nu}(\varepsilon - \alpha T) \quad (8)$$

式中: σ_T 为混凝土产生的内应力(MPa); E 为混凝土的弹性模量(GPa); ν 为混凝土的泊松比; ε 为由于混凝土收缩、徐变等产生的应变; α 为混凝土的热膨胀系数($^\circ\text{C}^{-1}$); T 为混凝土的温度($^\circ\text{C}$)。

桥墩混凝土结构边界受外界的约束作用使其受到约束应力作用, 如图 3 所示, 在基础的约束阻碍了桥墩混凝土的横向膨胀变形, 从而产生沿径向的约束应力^[45]。桥墩混凝土底部约束应力的计算可依据王铁梦等^[46-47]提出的温度应力模型进行计算, 如式(9)所示。

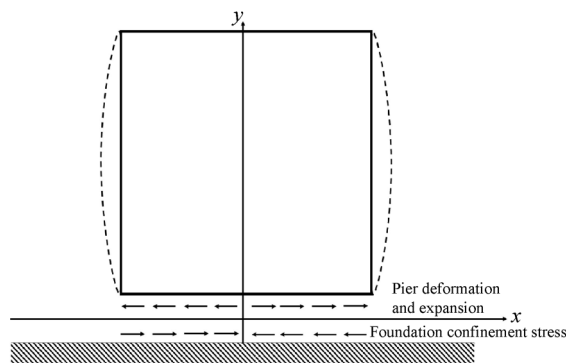


图 3 桥墩混凝土底部约束应力产生原理^[45]

Fig. 3 Generation principle of restrained stress at the bottom of concrete pier^[45]

$$\sigma_b = -\frac{\alpha \Delta T E}{1-\mu} \left(1 - \frac{1}{\cos\left(\beta \frac{L}{2}\right)} \right) \quad (9)$$

式中： σ_b 为混凝土受到的约束应力(MPa)； α 为混凝土的热膨胀系数($^{\circ}\text{C}^{-1}$)； ΔT 为混凝土的内外温差($^{\circ}\text{C}$)； E 为混凝土的弹性模量(GPa)； μ 为混凝土的泊松比； L 为桥墩底部的长度(m)； β 为约束系数，按式(10)计算。

$$\beta = \sqrt{\frac{C_x}{HE}} \quad (10)$$

式中： C_x 为水平阻力系数； H 为桥墩混凝土的高度(m)。

2.3 温度疲劳损伤累积模型

高原大温差环境下桥墩混凝土的开裂是长期的温度循环所导致，温度循环作用下桥墩混凝土内部温度应力同样在不断变化。同时，由于混凝土材料低导热的特性，高原大温差环境的温度循环作用使得桥墩混凝土内部的温度梯度不再符合式(7)所述的非线性分布，取而代之的是更为复杂的温度梯度分布形式。总体而言，可以将桥墩所受到的温度应力看作是随着温度变化而改变的疲劳应力，可参考混凝土材料疲劳损伤原理进行分析。混凝土的疲劳损伤被认为是在应力的循环作用下，混凝土材料从随机分布的细观缺陷到宏观损伤的跨尺度演化过程。随着应力的循环作用，混凝土内部孔隙逐渐扩展且相互连通，从而导致内部产生损伤。疲劳应力作用下混凝土内部损伤的累积表现为材料不可逆的塑性变形的逐渐增加以及弹性模量、强度等力学性能的逐级下降。现有研究常以残余应变推导得到的损伤变量 D 评价混凝土在疲劳荷载作用下的损伤发展^[48–50]，如式(11)所示。

$$D = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_{r0}}{\varepsilon_{rc} - \varepsilon_{r0}} \quad (11)$$

式中： ε_{r0} 为疲劳损伤初始状态时的残余应变； ε_{rc} 为损伤破坏时的累积残余应变； ε_r 为疲劳荷载循环 n 次后的残余应变。

进一步对现有疲劳损伤模型进行改进，以混凝土在温度应力循环过程中的变形为自变量定义高原大温差环境桥墩混凝土损伤开裂模型，如式(12)所示。由式(12)可知，高原大温差环境下桥墩混凝土发生疲劳开裂的条件包括：①当桥墩混凝土的损伤累积至一定程度时该部位发生开裂；②单次循环桥墩混凝土损伤的增加值取决于由于温度梯度产生变

形量的大小。

$$dD_c = \frac{|du_m|}{u_\varepsilon} \left[\frac{\bar{T}}{f_t} - C_f \right] H(u_m - \delta_0) \geq 0 \quad (12)$$

式中： dD_c 为疲劳损伤的增量； du_m 为变形增量(mm)； u_m 为变形量(mm)； u_ε 为混凝土塑性变形的累积量(mm)； δ_0 为变形阈值(mm)； C_f 为校正系数($0 < C_f < 1$)； $\bar{T}$ 为由于温度梯度产生的应力均值(MPa)，按式(13)计算； f_t 为混凝土材料的极限抗拉强度(MPa)。

$$\bar{T} = \sqrt{\sigma_n^2 + \sigma_s^2} \quad (13)$$

式中： σ_n 为混凝土受到的轴向应力(MPa)； σ_s 为混凝土受到的法向应力(MPa)。

3 高原大温差环境桥墩混凝土有限元分析

3.1 有限元模型

模型建立：参照铁路双线圆端形桥墩，建立尺寸为7.4 m(长)×3.0 m(宽)×9.0 m(高)有限元模型，如图4所示。

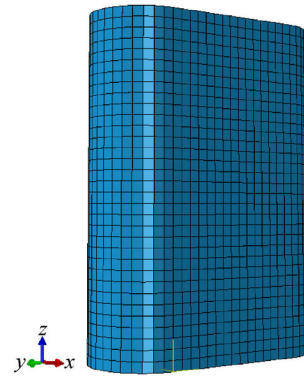


图4 桥墩混凝土有限元模型

Fig. 4 Finite element model of concrete pier

网络划分：网格为六面体，单元类型为C3D8R，在网格边界上嵌入Cohesive单元，单元的参数依据试验数据测得，如表4所示。采用此种单元类型，裂缝会沿着单元边界产生，模拟桥墩混凝土在高原大温差环境作用下的开裂过程。

表4 桥墩混凝土材料参数表

Table 4 Concrete material parameters of bridge pier

Parameter name	Unit	Numerical value
Young's modulus	MPa	4.2×10^4
Tensile strength	MPa	2.5
Poisson's ratio		0.2
Coefficient of linear expansion		1.15×10^{-5}
Density	kg/m^3	2 420
Specific heat capacity	$\text{J}/(\text{kg} \cdot ^{\circ}\text{C})$	1 100

材料参数设置：桥墩混凝土的设计强度等级 C40，主要材料参数如表 4 所示。

温度场设置：由 2.1 节可知，在大温差和强太阳辐射条件下，桥墩混凝土表面的最高温度能够达到 76 ℃ 以上，故而以室温 20 ℃ 为最低温度，规定桥墩混凝土表面所能达到的最高温度分别为 40、60 ℃ 和 80 ℃，模拟温度在 20~40、20~60 ℃ 和 20~80 ℃ 范围波动时混凝土的损伤开裂情况。同时，考虑桥墩混凝土背阴面和向阳面差异，定义背阴面温度接近环境温度，同时高原地区的最高气温多在 30 ℃ 以内^[51]，保持桥墩混凝土背阴面温度为 10 ℃。由此确定高原大温差环境下桥墩混凝土所受温度循环制度，如表 5 所示。

温度疲劳损伤模型：在温度循环加载过程中，引入如表 6 所示的判定标准，由此得到桥墩混凝土疲劳循环的判断机理如图 5 所示。如果混凝土本构关系沿 A 到 F 发展或单从 A 到 B 发展，即判定为单

调加载，这时不需要考虑疲劳损伤。当混凝土的应力-应变发展从 B 到 C 时，即重新加载时才需考虑疲劳效应。

边界条件设置：桥墩底部完全约束，桥墩侧面为自由面，桥墩顶部施加 9 000 kN 的上部结构荷载。桥墩内部设置初始温度荷载，桥墩侧面施加上述温度荷载。

分析步设置：本模型包括 2 个分析步。第 1 个分析步类型为静力通用分析步，模拟桥墩在初始位移及温度荷载下的平衡过程；第 2 个分析步为温度位移分析步，模拟在温度边界荷载作用下桥墩的温度场分布及其导致的混凝土收缩膨胀过程，最终通过应力及损伤的积累研究温度循环变化导致的桥墩开裂。

Cohesive 单元设置：通过定义损伤因子(D)来实现每一步疲劳损伤的积累。本工作定义当 D 达到 0.3 时完全断裂^[52]，即混凝土单元完全破坏。

表 5 高原大温差环境桥墩混凝土表面温度循环制度
Table 5 Circulation system of concrete surface temperature of bridge pier in high temperature difference

Temperature cycle system	Sunny side		Shady side		Temperature cycle system
	Diurnal temperature cycle	Diurnal temperature difference	Diurnal temperature cycle	Diurnal temperature difference	
I	20~40 ℃	20 ℃	20~30 ℃	10 ℃	Constant amplitude sine
II	20~60 ℃	40 ℃	20~30 ℃	10 ℃	Constant amplitude sine
III	20~80 ℃	60 ℃	20~30 ℃	10 ℃	Constant amplitude sine

表 6 混凝土应力应变状态判定
Table 6 Determination of stress-strain state of concrete

Development direction	Loaded state	$ u^{t+1} - u^t $	MUR ^t	MUR ^{t+1}
A-F	Monotonic loading	>0	0	0
A-B	Unload	<0	0	1
B-C	Fatigue loading	>0	1	2
C-D	Unload	<0	...	...

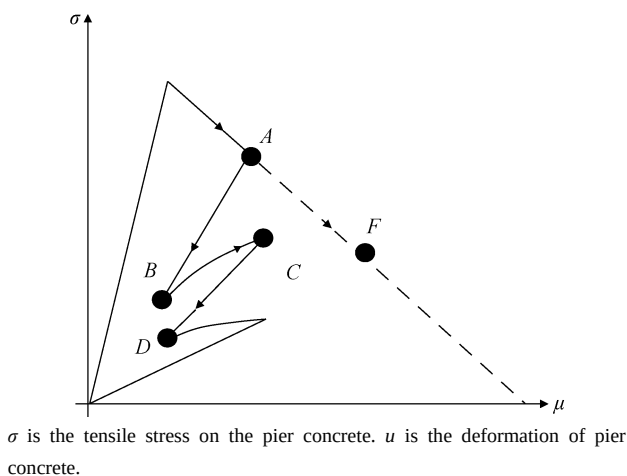


图 5 混凝土加载应力应变关系

Fig. 5 Stress-strain relationship of concrete under loading

3.2 开裂特征

图 6~图 8 为高原大温差环境桥墩混凝土的损伤开裂特征。由图 6~图 8 可见，高原大温差环境下桥墩混凝土率先在桥墩向阳面底部出现损伤累积并发生开裂。桥墩混凝土第一次出现裂缝的“初裂时间”，即温度循环过程中损伤变量(D)首次达到临界值时的时间，随着桥墩混凝土表面温差自 20 ℃ 增加至 60 ℃ 逐渐缩短。表面温差为 20 ℃ 时，桥墩需经历 970 d(2.66 a)后开始产生裂缝；表面温差为 40 ℃ 时，桥墩需经历 390 d(1.07 a)后开始出现裂缝，相较于温差为 20 ℃ 时缩短了 60%；表面温差为 60 ℃ 时，桥墩经历 100 d(0.27 a)后出现裂缝，相较于温差为 20 ℃ 时缩短了 90%。由此证明，高原大温差环境过

高的表面温差是桥墩混凝土在服役过程中出现开裂的重要因素。

由图 6~图 8 可见, 自桥墩混凝土首次出现裂缝后, 桥墩混凝土底部随着温度循环逐渐出现随机分布的裂缝, 且裂缝逐渐贯穿延伸并向桥墩上方发展。由图 6 和图 7 可见, 当桥墩表面温差为 20 °C 和 40 °C 时, 桥墩混凝土底部的裂缝呈现裂

缝延伸贯穿开裂的特征。当桥墩表面温差达到为 60 °C 时, 桥墩混凝土的表面裂缝不再单独存在, 且在初裂时便已经贯通, 随着损伤累积逐渐沿着初裂部位快速发展。最终, 大面积的损伤裂缝布满桥墩混凝土底部, 并在桥墩表面形成了网络状裂缝, 且在 1 年内延伸至桥墩中部, 极大的影响了桥墩混凝土的耐久性。

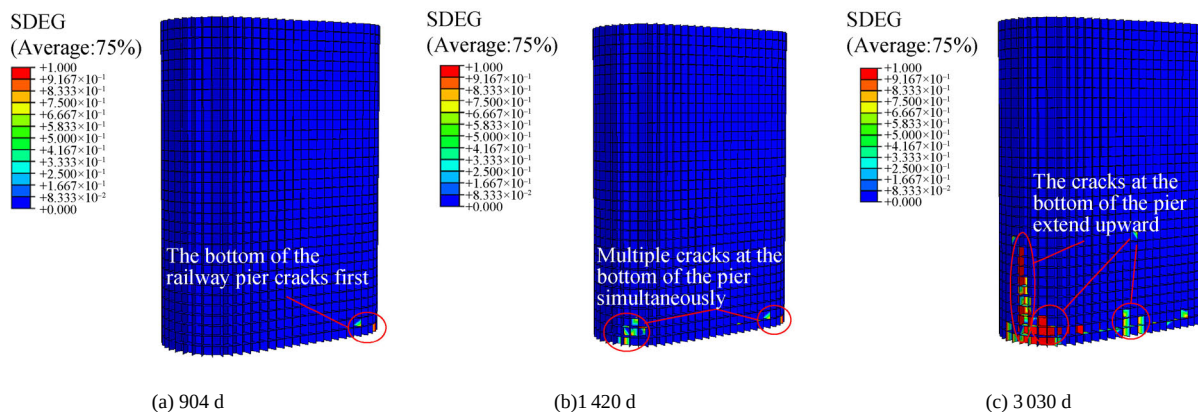


图 6 表面温差为 20 °C 时桥墩混凝土开裂特征

Fig. 6 Cracking characteristics of pier concrete when surface temperature difference is 20 °C

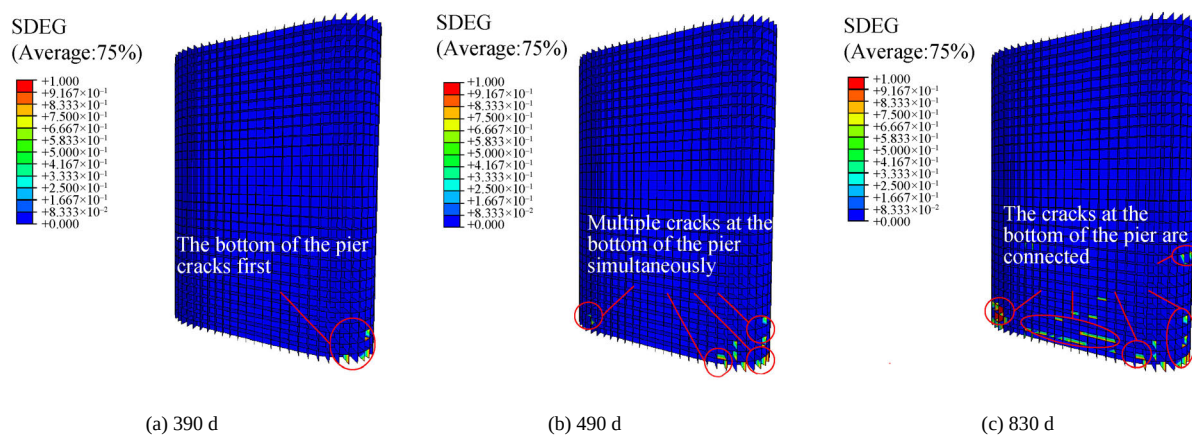


图 7 表面温差为 40 °C 时桥墩混凝土开裂特征

Fig. 7 Cracking characteristics of pier concrete when surface temperature difference is 40 °C

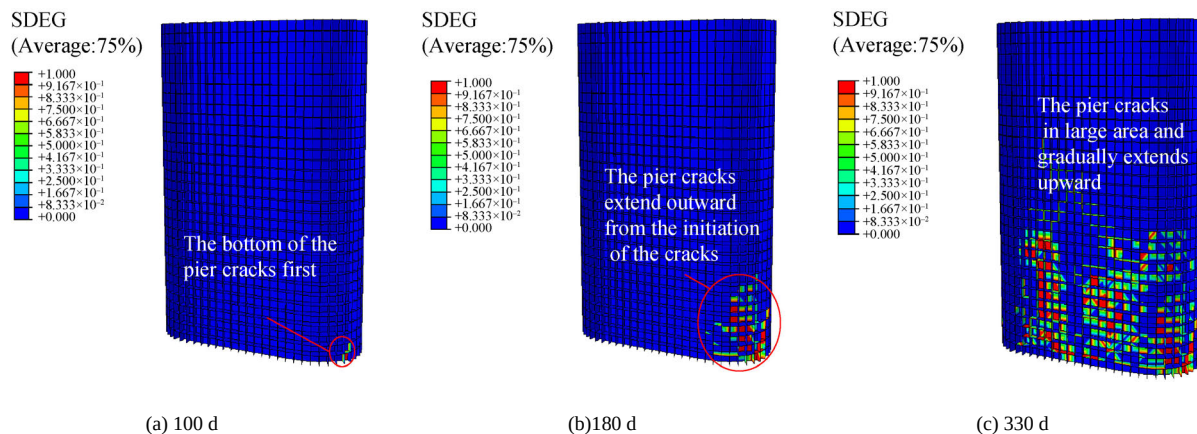


图 8 表面温差为 60 °C 时桥墩混凝土开裂特征

Fig. 8 Cracking characteristics of pier concrete when surface temperature difference is 60 °C

3.3 温度梯度分布

图 9 以桥墩表面温差为 20 °C 的高原大温差环境桥墩混凝土为例, 分析了温度循环作用下桥墩混凝土的温度梯度演变规律。由图 9a 可见, 桥墩首次升温至 30 °C 时, 表面温度迅速升高, 且向内部逐渐传递。但由于混凝土材料的低导热特性, 升温过程中的作用深度仅为 0.26 m, 占桥墩总厚度的 8.21%。当温度升高至 40 °C 时, 如图 9b 所示, 桥墩温度升高的深度也仅有 0.27 m, 占桥墩总厚度的 8.87%。由图 9a~图 9c 可见, 单次温度循环仅能够影响距表面 0.2~0.3 m 深范围内的混凝土温度。但随着温度循环次数逐渐增加, 桥墩混凝土的内部温度场更为复杂, 桥墩的温度场不再是简单的“外热内冷”的分布方式, 如图 9d 所示。

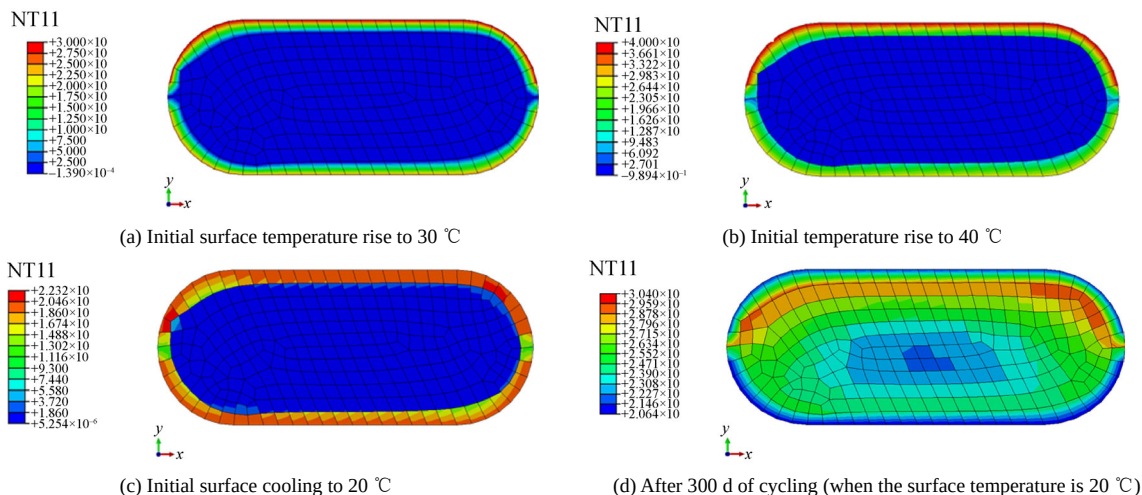


图 9 不同温度循环阶段桥墩混凝土内部温度场分布特征

Fig. 9 Distribution characteristics of internal temperature field of pier concrete in different temperature cycle stages

3.4 温度疲劳应力

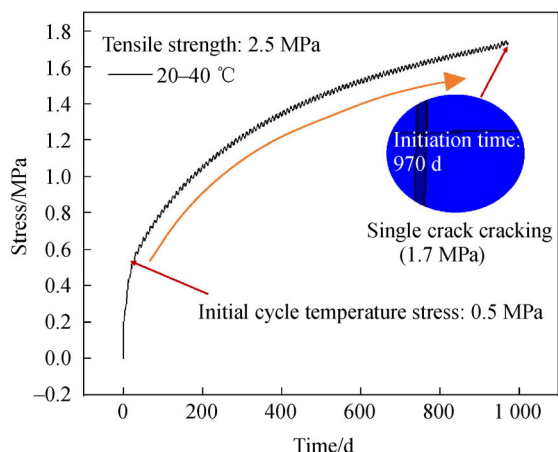
图 10 为不同表面温差下桥墩混凝土表面初裂部位自温度开始循环直至开裂时的温度疲劳应力发展特征。由图 10 可见, 高原大温差环境作用下桥墩混凝土表面的温度疲劳应力为拉应力, 且呈现出有规律的上下波动。同时, 温度循环过程中桥墩表面所受的温度疲劳应力不再是固定应力上限与应力下限的“等幅疲劳加载”, 且不同的温差呈现出截然不同的温度应力变化规律。依据不同的温差, 可将桥墩混凝土的温度疲劳应力分别发展为 3 类温差范围。

第 1 类为“低应力作用”范围, 适用于桥墩混凝土表面的温差在 20 °C 以内时, 如图 10a 所示。由图 10a 可见, 温差处于“低应力作用范围”时, 桥墩表面第 1 次温度循环后的温度疲劳应力为 0.5 MPa, 远低于桥墩的抗拉强度 2.5 MPa。较小的温

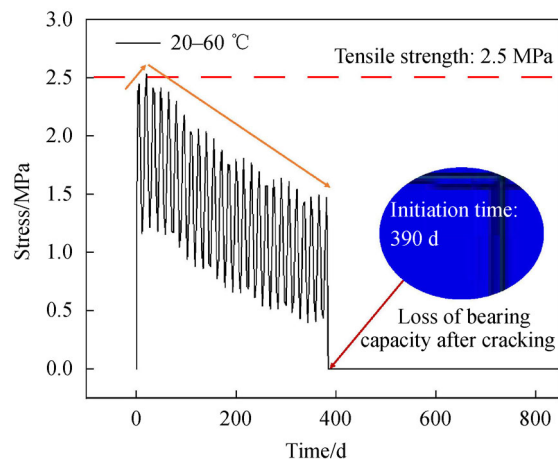
其原因是, 混凝土的低导热系数使得桥墩内部的热量传递速率与表面的温度变化速率不同, 当表面温度自最高温开始下降时, 因桥墩内部其热量仍在不断向内传递, 且无法及时散失, 这使得当桥墩表面温度再次升高时, 桥墩内部热量再次累积并向内传递, 造成了桥墩混凝土复杂的温度场分布特征。例如, 当温度循环次数增加至 300 d, 且表面温度下降至 20 °C 的过程中, 桥墩混凝土内部温度场呈现由外向内温度先增加后降低的分布特征。正是这种复杂的温度梯度分布特征, 使得桥墩表面所受到的温度疲劳应力不再是理想状态下的等幅疲劳作用。高原大温差环境作用下, 桥墩表面温度疲劳应力随着温度梯度改变和损伤的累积逐渐变化直至开裂。

度应力不会在温度循环初期产生损伤, 但温度疲劳应力仍会随变形的累积逐渐增加。其原因是, 温度疲劳应力作用下桥墩整体在温度循环过程中产生的变形量逐渐增加, 由此使得桥墩混凝土表面温度疲劳应力逐渐提升。同时, 随着昼夜交替天数的增加, 桥墩混凝土表面温度疲劳应力的增加速率逐渐降低, 且在昼夜交替 970 d 后, 桥墩混凝土表面在温度疲劳应力达到 1.7 MPa 时出现开裂。其原因是温度疲劳应力使混凝土的内部孔隙结构出现劣化损伤, 这种损伤的累积使得桥墩混凝土表面的模量逐渐降低^[53], 从而使相同变形量条件下增加的温度疲劳应力逐渐下降, 宏观表现为随着疲劳次数的增加, 混凝土抗拉强度逐渐下降^[54]。因此, 当温度疲劳应力远小于混凝土抗拉强度时, 桥墩混凝土表面的温度疲劳应力逐渐增加, 当温度疲劳应力作用下累积的损伤达到临界

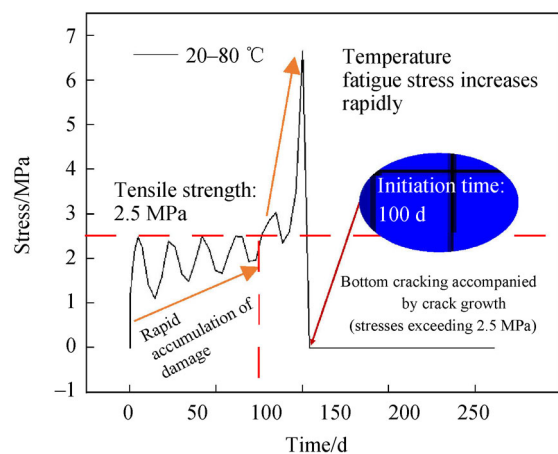
值时,即桥墩混凝土表面的抗拉强度接近 1.7MPa 时,桥墩混凝土表面便会出现开裂。



(a) 20–40 °C



(b) 20–60 °C



(c) 20–80 °C

图 10 温度循环下桥墩混凝土初裂部位的温度疲劳应力
Fig. 10 Temperature fatigue stress at initial crack site of concrete pier under temperature cycle

第 2 类为“临界应力作用”范围,适用于桥墩混凝土表面的温差在 20~40 °C 范围时,如图 10b 所示。由图 10b 可见,当温差处于“临界应力作用”范围时,

桥墩表面初期所受到的温度疲劳应力接近桥墩的抗拉强度(2.5 MPa)。这时桥墩表面疲劳应力的发展规律与图 10a 中截然不同,昼夜交替 20 d 以内时的温度疲劳应力未达到 2.5 MPa,这时桥墩表面的温度疲劳应力仍会不断增加,直至达到 2.5 MPa。当昼夜交替超过 20 d 后,桥墩混凝土表面所受温度疲劳应力开始下降,直至达到 1.5 MPa 时发生开裂。其原因是,当桥墩混凝土表面的温度疲劳应力达到 2.5 MPa 时,损伤的迅速累积同样会造成该处混凝土模量的迅速降低,过高的损伤和模量降低使得相同形变量下所能达到的温度疲劳应力将随着疲劳循环次数的增加逐渐降低,从而呈现出桥墩混凝土表面温度疲劳应力逐渐下降的演变规律^[53]。最终,当昼夜交替 390 d 后,桥墩混凝土表面因损伤累积至临界值而出现开裂。

第 3 类为“超额应力作用”范围,适用于桥墩混凝土表面的温差在 40~60 °C 范围时,如图 10c 所示。由图 10c 可见,过高的温差使得桥墩表面的温度疲劳应力在初期便达到混凝土的抗拉强度。这时桥墩表面的损伤累积进一步加快,几乎观察不到如图 10b 中极限拉应力下降至一定值后才开裂的趋势。同时,当桥墩表面的损伤累积到临界值时,温度疲劳应力呈现出突然增长至 6.7 MPa 后迅速下降至零的规律。其原因是过快的损伤累积使得桥墩表面的开裂不再如温差为 20 °C 和 40 °C 一般是单一裂缝的产生。桥墩混凝土表面温差为 60 °C 时,桥墩开裂的瞬间伴随着多个裂缝的产生和贯通,而多个裂缝同时出现和贯通过程中产生的能量远高于温差在 20 °C 和 40 °C 时的桥墩混凝土。这些能量需要更大的温度应力来提供,从而使得桥墩表面在开裂前的温度疲劳应力瞬间增大。

3.5 损伤演化及能量累积

图 11 为不同温差时桥墩混凝土表面初裂位置的损伤累积过程。由图 11 可见,随着表面温差的增加,桥墩混凝土表面损伤的累积速率逐渐增加。当桥墩表面温差为 20 °C 和 40 °C 时,桥墩混凝土分别自昼夜交替至 335 d 和 115 d 时出现损伤,且损伤呈现多阶段累积发展。随着昼夜交替次数的增加,桥墩混凝土表面的损伤累积速率逐渐增加,直至达到临界值时在桥墩混凝土表面突然产生破坏。而当桥墩表面温差达到 60 °C 时,单次温度循环时产生过大的温度疲劳应力,造成了桥墩混凝土表面损伤迅速累积,使其仅用 3 d 便使桥墩混凝土表面的损伤达到临界值,并在首次开

裂时产生更为严重的开裂破坏。

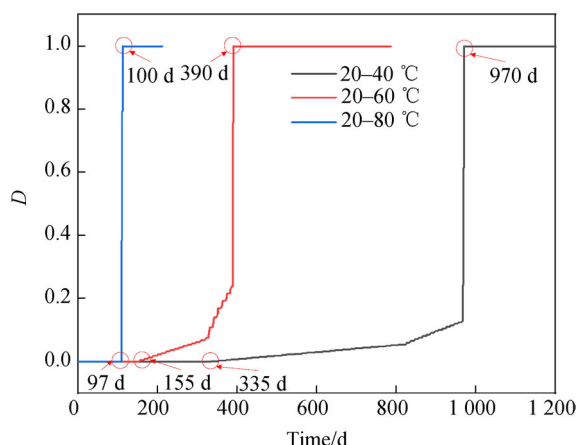


图 11 温度循环下桥墩混凝土初裂位置的损伤累积

Fig. 11 Damage accumulation at the initial crack position of bridge pier concrete under temperature cycle

混凝土的弹性变形认为不会对混凝土产生损伤并累积能量, 因此桥墩混凝土的损伤累积与其温度应力大小和塑性变形有关, 而使混凝土产生塑性变形所需要的能量为塑性耗散能, 塑性耗能增量可按式(14)进行计算^[55]。

$$d\omega_p = \sigma d\varepsilon_p \quad (14)$$

式中: $d\omega_p$ 为高原大温差环境下桥墩混凝土的塑性耗能增量(kJ/m^3); σ 为温度循环过程中桥墩混凝土所受的温度应力(MPa); $d\varepsilon_p$ 为高原大温差环境下桥墩混凝土的塑性变形增量。

图 12 为高原大温差环境下桥墩混凝土的塑性耗能发展规律。由图 12 可见, 随着桥墩表面温差的增加, 桥墩混凝土开始出现塑性损伤的时间越短, 且破坏后的塑性耗能越大, 桥墩混凝土表面的破坏状态越严重。当表面温差在 20°C 时, 桥墩混

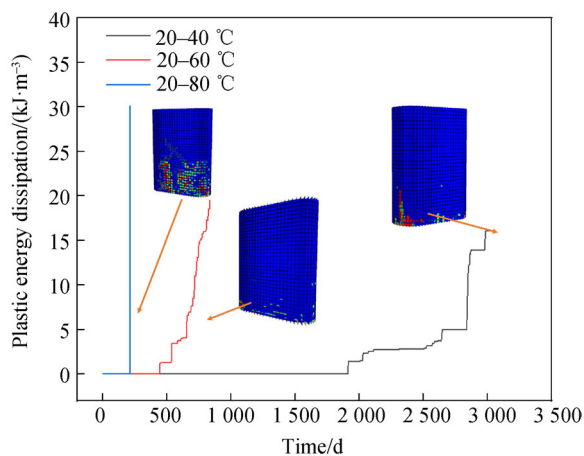


图 12 温度循环下桥墩混凝土的塑性耗能

Fig. 12 Plastic energy dissipation of pier concrete under temperature cycle

凝土在经历 3 030 d 的昼夜交替后累积的塑性耗散能仅为 $56.09 \text{ kJ}/\text{m}^3$ 。相较而言, 当表面温差升高至 40°C 时, 桥墩混凝土达到相同的塑性耗散能仅经历了 800 d; 当表面温差升高至 60°C 时, 由于更为严重的开裂破坏使得桥墩混凝土在经历 200 d 昼夜交替后的塑性耗散能迅速超过 $56.09 \text{ kJ}/\text{m}^3$ 。因此, 较短昼夜交替次数下累积的大量塑性耗散能是过高温差时桥墩混凝土出现大面积开裂的主要原因。随着桥墩表面温差的增加, 桥墩混凝土表面的损伤开裂模式逐渐由 $20\sim 40^\circ\text{C}$ 时的裂缝集中于底部边角, 逐渐变为 $20\sim 80^\circ\text{C}$ 时的短时间温度循环后的大面积损伤开裂。

表面能可用以评价混凝土表面裂缝在扩展延伸过程中创造出新的表面时的能量, 能够更为直观评价高原大温差环境作用下桥墩混凝土表面裂缝的发展规律。表面能可按式(15)进行计算^[56], 表面能越高, 说明裂缝的发展越迅速。

$$Y = \frac{1}{2} \varepsilon^e : \frac{\partial E(D)}{\partial D} : \varepsilon^e \quad (15)$$

式中: Y 为能量释放率(表面能 kJ/m^3); D 为损伤变量; $E(D)$ 为有效弹性张量(GPa); e 为自由能(kJ); ρ 为混凝土的密度(kg/m^3); ε 为裂缝发展时产生的应变。

图 13 为不同温差下桥墩混凝土表面能的演变规律。由图 13 可见, 高原大温差环境作用下桥墩混凝土的表面能随着昼夜交替次数的增加不断降低, 这证明后期错综复杂的裂缝是由少许的初始裂缝经过反复“扩展-闭合”过程逐渐发展而来。桥墩混凝土表面能随温度变化上下波动证明了裂缝的反复“扩展-闭合”过程, 当表面能升高时, 桥墩表面裂缝逐渐扩展, 而当表面能降低时, 桥墩表面的裂缝在温度应力作用下重新闭合。由此, 频繁的“扩展-闭合”

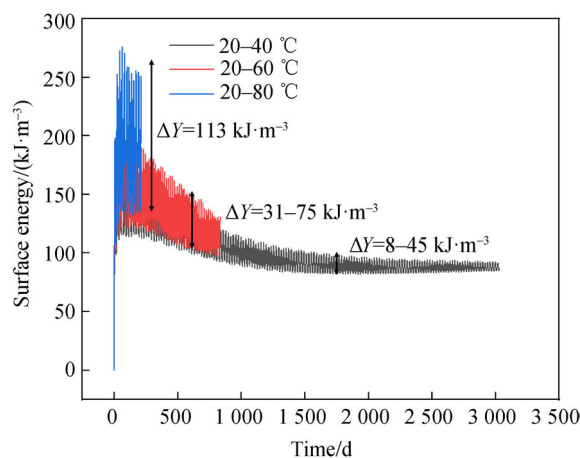


图 13 温度循环下桥墩混凝土的表面能

Fig. 13 Surface energy of pier concrete under temperature cycle

使得桥墩表面疲劳裂缝发展延伸。同时,随着桥墩表面温差的增加,桥墩单次昼夜交替过程中的表面能变化幅值逐渐增加。其原因是过高的温差使桥墩表面受到更高的温度应力,加速了单次裂缝的扩展速率,从而使每次循环过程中的表面能增量都高于较低温差时。

4 结论

1) 高原大温差地区桥墩混凝土在强太阳辐射和昼夜温度循环作用下的开裂呈现出服役初期开裂(1~2年后)、裂缝沿底部约束出向上竖向延伸发展以及向阳面开裂更严重的裂缝发展特征。

2) 随着桥墩表面温差的增加,桥墩混凝土的初裂时间逐渐缩短,单次循环的损伤累积与开裂程度更为严重。当表面温差为 20℃时,桥墩混凝土需经过 970 d 的昼夜交替才会发生开裂;当表面温差提升至 40℃时,桥墩混凝土的初裂时间缩短至 390 d,较温差为 20℃时缩短了 60%;表面温差为 60℃时,桥墩经历 100 d 后出现裂缝,相较于温差为 20℃时缩短了 90%。

3) 桥墩混凝土在高原大温差环境下产生的温度疲劳应力是其表面开裂的主要原因。当桥墩表面温差为 20℃时,单次交替时产生的温度应力远小于混凝土抗拉强度(2.5 MPa),这时温度疲劳应力随着交替次数的增加逐渐升高,且由于损伤的累积使桥墩混凝土表面的抗拉强度逐渐降低至 1.7 MPa 时于表面出现开裂;当桥墩表面温差为 40℃时,交替初期桥墩的表面疲劳应力便接近 2.5 MPa,温度疲劳应力在损伤的累积过程中呈现出先升高后降低的演变规律;当桥墩表面温差为 60℃时,由于桥墩混凝土表面多裂缝同时开裂贯通,桥墩混凝土瞬间产生的温度应力达到 6.7 MPa 后迅速降低至零后发生更为严重的开裂。

4) 随着桥墩表面温差的增加,桥墩混凝土表面的损伤和塑性耗散能的累积速率逐渐加快,铁路桥墩混凝土表面能随温度变化上下波动证明反复的“扩展—闭合”是裂纹产生并向上延伸的主要原因。因此,通过提升混凝土材料抗拉强度和变形吸能能力,以此增强铁路混凝土材料的韧性,是提升铁路桥墩混凝土抗裂性,避免桥墩混凝土过早开裂的有效途径。

参考文献:

[1] 陈铨. 高寒高海拔地区薄壁高墩混凝土抗裂技术研究[D]. 南京:

东南大学, 2019.

CHEN Cheng. Research on crack resistance of concrete thin-walled high pier in high alpine and high altitude areas [D]. Nanjing: Southeast University, 2019.

[2] 陈玉奎. 一铁路桥桥墩开裂原因分析及处理[J]. 铁道建筑, 2009, 49(9): 15–17.

CHEN Yukui. Railw Eng, 2009, 49(9): 15–17.

[3] 孙永宁. 浅谈青藏铁路桥梁墩台混凝土开裂成因及裂纹维修技术[C]//青藏铁路运营十周年学术研讨会. 2016.

[4] 张寿红, 张建忠, 李顺平, 等. 青藏铁路桥隧混凝土开裂原因及修补材料研究[J]. 中国铁路, 2016(5): 21–27.

ZHANG Shouhong, ZHANG Jianzhong, LI Shunping, et al. China Railw, 2016(5): 21–27.

[5] 周有禄. 高寒地区桥墩混凝土开裂原因及修补技术应用研究[D]. 兰州: 兰州交通大学, 2014.

ZHOU Youlu. Research on cracking causes and repairing technology application of concrete piers in high altitude cold region [D]. Lanzhou: Lanzhou Jiatong University, 2014.

[6] 仲新华, 李化建, 叶阳升, 等. 青藏铁路桥梁混凝土裂缝成因及防治技术[C]//青藏铁路运营十周年学术研讨会论文集. 拉萨, 2016: 45–56.

[7] HAN S. Assessment of curing schemes for effectively controlling thermal behavior of mass concrete foundation at early ages[J]. Constr Build Mater, 2020, 230: 117004.

[8] SAEED M K, RAHMAN M K, BALUCH M H. Early age thermal cracking of mass concrete blocks with Portland cement and ground granulated blast-furnace slag[J]. Mag Concr Res, 2016, 68(13): 647–663.

[9] KLEMCZAK B, BATOG M, GIERGICZNY Z, et al. Complex effect of concrete composition on the thermo-mechanical behaviour of mass concrete[J]. Materials, 2018, 11(11): 2207.

[10] BOURCHY A, BARNES L, BESSETTE L, et al. Optimization of concrete mix design to account for strength and hydration heat in massive concrete structures[J]. Cem Concr Compos, 2019, 103: 233–241.

[11] LU X C, CHEN B F, TIAN B, et al. A new method for hydraulic mass concrete temperature control: Design and experiment[J]. Constr Build Mater, 2021, 302: 124167.

[12] HU Y H, CHEN J, ZOU F, et al. A comparative study of temperature of mass concrete placed in August and November based on on-site measurement[J]. Case Stud Constr Mater, 2021, 15: e00694.

[13] CAO F J, FANG G H, MA X G, et al. Simulation analysis of crack cause of concrete overflow dam for Hadashan Hydro Project by 3-D FEM[J]. Syst Eng Procedia, 2012, 3: 48–54.

[14] HAMDERI M, GULER E, RAOUF A. An investigation on the formation of cracks at the corner turns of the modular block earth walls[J]. Int J Civ Eng, 2019, 17(2): 219–230.

[15] WU S X, HUANG D H, LIN F B, et al. Estimation of cracking risk of concrete at early age based on thermal stress analysis[J]. J Therm Anal Calorim, 2011, 105(1): 171–186.

[16] KWAK H G, HA S J, KIM J K. Non-structural cracking in RC walls[J]. Cem Concr Res, 2006, 36(4): 749–760.

[17] LI X D, YU Z P, CHEN K X, et al. Investigation of temperature development and cracking control strategies of mass concrete: A field monitoring case study[J]. Case Stud Constr Mater, 2023, 18: e02144.

[18] LI Y, NIE L, WANG B. A numerical simulation of the temperature cracking propagation process when pouring mass concrete[J]. Autom

- Constr, 2014, 37: 203–210.
- [19] SHENG X W, XIAO S M, ZHENG W Q, et al. Experimental and finite element investigations on hydration heat and early cracks in massive concrete piers[J]. Case Stud Constr Mater, 2023, 18: e01926.
- [20] WANG N, LUO K, PENG K, et al. Thermal deformation and microstructure characteristics of low-heat Portland cement-based concrete in a high plateau environment[J]. J Build Eng, 2022, 58: 105025.
- [21] 陈顺超. 混凝土矩形空心墩温度作用及竖向开裂问题研究[D]. 西安: 长安大学, 2015.
- CHEN Shunchao. Study on the temperature effect and vertical crack on the concrete rectangular hollow pier [D]. Xi'an: Changan University, 2015.
- [22] 葛昕. 高原气候条件对混凝土性能及开裂机制影响的研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2019.
- GE Xin. The research on effect of plateau climatic conditions on concrete performance and cracking mechanism [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2019.
- [23] 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.
- PENG Yousong. Studies on theory of solar radiation thermal effects on concrete bridges with application [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2007.
- [24] 周姐姐. 薄壁空心高墩温度效应仿真分析[D]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2013.
- ZHOU Niuniu. Simulation of temperature effects on high pier with thin-walled hollow sections [D]. Shijiazhuang: Shijiazhuang Tiedao University, 2013.
- [25] 胡安庆. 混凝土矩形空心墩温度分布研究[D]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2010.
- HU Anqing. Study on temperature distribution of concrete rectangular hollow pier[D]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2010.
- [26] ZHANG Q L, WANG F, GAN X Q, et al. A field investigation into penetration cracks close to dam-to-pier interfaces and numerical analysis[J]. Eng Fail Anal, 2015, 57: 188–201.
- [27] LIU Y F, NIE X, FAN J S, et al. Image-based crack assessment of bridge piers using unmanned aerial vehicles and three-dimensional scene reconstruction[J]. Computer Aided Civil Eng, 2020, 35(5): 511–529.
- [28] REGGIA A, SGOBBA S, MACOBATTI F, et al. Strengthening of a bridge pier with HPC: Modeling of restrained shrinkage cracking[J]. Key Eng Mater, 2016, 711: 1027–1034.
- [29] JANG K, AN Y K, KIM B, et al. Automated crack evaluation of a high-rise bridge pier using a ring-type climbing robot[J]. Computer Aided Civ Eng, 2021, 36(1): 14–29.
- [30] 张建荣, 徐向东, 刘文燕. 混凝土表面太阳辐射吸收系数测试研究[J]. 建筑科学, 2006, 22(1): 42–45.
- ZHANG Jianrong, XU Xiangdong, LIU Wenyan. Build Sci, 2006, 22(1): 42–45.
- [31] LI X F, FU Z, LUO Z. Effect of atmospheric pressure on air content and air void parameters of concrete[J]. Mag Concr Res, 2015, 67(8): 391–400.
- [32] 李雪峰. 青藏高原地区混凝土抗冻设计及预防措施研究[D]. 南京: 东南大学, 2015.
- LI Xuefeng. Anti-frost design method and preventive measures for concrete structure in the Qinghai-Tibet Plateau [D]. Nanjing: Southeast University, 2015.
- [33] 李雪峰, 付智. 低气压环境对混凝土含气量及气泡稳定性的影响[J]. 硅酸盐学报, 2015, 43(8): 1076–1082.
- LI Xuefeng, FU Zhi. J Chin Ceram Soc, 2015, 43(8): 1076–1082.
- [34] 王树和, 水中和, 玄东兴. 大温差环境条件下混凝土表面裂缝损伤[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2006, 36(S2): 122–125.
- WANG Shuhe, SHUI Zhonghe, XUAN Dongxing. J Southeast Univ Nat Sci Ed, 2006, 36(S2): 122–125.
- [35] 郭献戌, 安明喆, 王月, 等. 大温差循环作用下混凝土温度响应及损伤模拟[J]. 建筑材料学报, 2023, 26(8): 845–852.
- GUO Xianxu, AN Mingzhe, WANG Yue, et al. J Build Mater, 2023, 26(8): 845–852.
- [36] 顾明东, 高鹏. 高温大温差环境对混凝土性能影响研究[J]. 粉煤灰综合利用, 2016, 29(1): 38–40.
- GU Mingdong, GAO Peng. Fly Ash Compr Util, 2016, 29(1): 38–40.
- [37] 薛海方, 李松, 赖湜. 高大温差对水泥混凝土力学性能的影响[J]. 公路, 2023, 68(12): 281–288.
- XUE Haifang, LI Song, LAI Hao. Highway, 2023, 68(12): 281–288.
- [38] 肖建庄, 宋志文, 赵勇, 等. 基于气象参数的混凝土结构日照温度作用分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(4): 30–36.
- XIAO Jianzhuang, SONG Zhiwen, ZHAO Yong, et al. China Civ Eng J, 2010, 43(4): 30–36.
- [39] DUFFIE DECEASED J A, BECKMAN W A, BLAIR N. Solar engineering of thermal processes, photovoltaics and wind[M]. America: Wiley, 2020.
- [40] SAETTA A, SCOTTA R, VITALIANI R. Stress analysis of concrete structures subjected to variable thermal loads[J]. J Struct Eng, 1995, 121(3): 446–457.
- [41] 张建荣, 刘照球. 混凝土对流换热系数的风洞实验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(9): 39–42.
- ZHANG Jianrong, LIU Zhaoqiu. China Civ Eng J, 2006, 39(9): 39–42.
- [42] ELBADRY M M, GHALI A. Temperature variations in concrete bridges[J]. J Struct Eng, 1983, 109(10): 2355–2374.
- [43] 洪宁. 地下室底板大体积混凝土设计及施工[J]. 低碳世界, 2015(21): 176–177.
- HONG Ning. Low Carbon World, 2015(21): 176–177.
- [44] NISHIZAWA T, OZEKI T, KATOH K, et al. Finite element model analysis of thermal stresses of thick airport concrete pavement slabs[J]. Transportation Research Record, 2009, 2095(1): 3–12.
- [45] 仇震. 超长混凝土底板间歇与不均匀约束下的温度应力研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2022.
- ZHANG Zhen. Intermittent and inhomogeneous confinement of extra-long concrete footings under temperature stress study [D]. Qingdao: Qingdao Tehcnology University, 2022.
- [46] 王铁梦. 工程结构裂缝控制的综合方法[J]. 施工技术, 2000, 29(5): 5–9.
- WANG Tiemeng. Constr Technol, 2000, 29(5): 5–9.
- [47] 王铁梦, 黄善衡. 大体积混凝土的瞬态温度场和温度收缩应力的计算机仿真[J]. 工业建筑, 1990, 20(1): 37–42.
- WANG Tiemeng, HUANG Shanheng. Ind Constr, 1990, 20(1): 37–42.
- [48] 潘华, 邱洪兴. 基于损伤力学的混凝土疲劳损伤模型[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2006, 36(4): 605–608.
- PAN Hua, QIU Hongxing. J Southeast Univ Nat Sci Ed, 2006, 36(4): 605–608.
- [49] 林燕清. 混凝土疲劳累积损伤与力学性能劣化研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨建筑大学, 1998.
- LIN Yanqing. Study on cumulative fatigue damage and deterioration of

- mechanical properties of concrete[D]. Harbin: Harbin University of Civil Engineering and Architecture, 1998.
- [50] ALLICHE A. Damage model for fatigue loading of concrete[J]. *Int J Fatigue*, 2004, 26(9): 915–921.
- [51] 王堰, 李雄, 缪启龙. 青藏高原近 50 年来气温变化特征的研究[J]. *干旱区地理*, 2004, 27(1): 41–46.
WANG Yan, LI Xiong, MIAO Qilong. *Arid Land Geogr*, 2004, 27(1): 41–46.
- [52] 温家馨. 高速铁路无砟轨道混凝土疲劳性能评价方法与提升技术[D]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2022.
WEN Jiaxin. *Fatigue performance evaluation method and improvement technology of concrete for ballastless track of high-speed railway*[D]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2022.
- [53] ONESCHKOW N. Fatigue behaviour of high-strength concrete with respect to strain and stiffness[J]. *Int J Fatigue*, 2016, 87: 38–49.
- [54] LI Z L, SHANG H B, XIAO S P, et al. Effect of thermal fatigue on mechanical properties and microstructure of concrete in constant ambient humidity[J]. *Constr Build Mater*, 2023, 368: 130367.
- [55] 金丰年, 蒋美蓉, 高小玲. 基于能量耗散定义损伤变量的方法[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(12): 1976–1980.
JIN Fengnian, JIANG Meirong, GAO Xiaoling. *Chin J Rock Mech Eng*, 2004, 23(12): 1976–1980.
- [56] 尹光志, 张东明, 代高飞, 等. 脆性煤岩损伤模型及冲击地压损伤能量指数[J]. *重庆大学学报(自然科学版)*, 2002, 25(9): 75–78.
YIN Guangzhi, ZHANG Dongming, DAI Gaofer, et al. *J Chongqing Univ Nat Sci Ed*, 2002, 25(9): 75–78.

Cracking Mechanism of Bridge Piers Concrete Under Large Temperature Variation in Plateau Region

DONG Haoliang^{1,2}, LI Huajian^{1,3}, SHI Henan^{1,2}, YANG Zhiqiang^{1,3}, WEN Jiaxin^{1,2}, HUANG Fali^{1,3}, WANG Zhen^{1,3}, YI Zhonglai^{1,3}
(1 China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China;

2 Postgraduate Department of China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China;

3 State Key Laboratory Track Technology of High-Speed Railway, China Academy of Railway Science Corporation Limited, Beijing 100081, China)

Extended Abstract

Introduction The climatic features of plateau regions include low atmospheric pressure, large temperature variation, and intense radiation, presenting numerous challenges for concrete structures in these areas during the service life. The substantial diurnal temperature fluctuations expose concrete structures to the risk of cracking over prolonged temperature cycles, particularly notable in complex facade structures like bridge piers, where cracks often intersect and spread across the surface. In the plateau with significant temperature variations, the surface cracks that occur in bridge pier concrete do not directly impact the structural load-bearing capacity. However, if surface damage is allowed to progress, this deterioration accelerates the penetration of moisture and CO₂, among other corrosive agents, into the interior of the concrete, thereby causing the durability of the concrete structure to fail.

This study focuses on typical bridge pier concrete in plateau regions with significant temperature variations, employing finite element analysis and secondary development techniques to establish a temperature fatigue damage model for bridge pier concrete under such conditions. By incorporating cohesive elements to simulate the cracking behavior of bridge pier concrete under long-term temperature cycling, this research elucidates features such as the initial crack time and temperature gradient distribution in plateau regions with significant temperature variations. Furthermore, through an analysis of the fatigue stress evolution patterns and energy accumulation processes of bridge pier concrete under temperature cycling, this study aims to uncover its cracking mechanisms.

Methods Based on the cracking mechanism of bridge piers in the high plateau environment with significant temperature variations, this study establishes a finite element model for a dual-lane circular bridge pier. The model dimensions are 7.4 m (length) × 3.0 m (width) × 9.0 m (height). The mesh consists of hexahedral elements, with element types C3D8R and cohesive elements embedded along the mesh boundaries. The concrete material properties for the bridge pier include an elastic modulus of 42 GPa, tensile strength of 2.5 MPa, poisson's ratio of 0.2, linear expansion coefficient of 1.5×10^{-5} , density of 2 420 kg/m³, and specific heat capacity of 1 100 J/(kg·°C). Diurnal temperature variations are set at 20–40, 20–60 °C, and 20–80 °C, respectively. Additionally, considering the difference between the sunny and shaded sides of the bridge pier concrete, a temperature variation of 10 °C is defined for the shaded side. The bottom of the bridge pier concrete is fully constrained, while the top is subjected to an upper load of 9 000 kN. Importantly, a threshold value is introduced to determine whether fatigue effects on concrete need to be considered during alternating diurnal temperature cycles.

Results and discussion Intense solar radiation and longer hours of sunshine in plateau regions lead to the appearance of randomly distributed cracks with widths less than 0.5 mm in bridge piers after 1–2 years of normal usage. The cracking mechanism of bridge pier concrete in plateau environments is as follows: the bridge pier concrete surface heats up to 50 °C due to thermal radiation and air convection. Heat is then transferred internally through a heat transfer process consistent with Fourier's law. The temperature gradients generated inside the bridge pier concrete, due to its low thermal conductivity, create temperature fatigue stresses, ultimately resulting in surface cracking under the influence of temperature fatigue stress.

Based on finite element analysis, this study demonstrates that in plateau environments with significant temperature variations, bridge pier concrete tends to initiate cracking from the bottom and gradually extend upwards. Additionally, it is shown that the alternation between day and night results in a more complex internal temperature field within the bridge pier concrete. It is noteworthy that as the diurnal temperature variation increases, the rate of damage accumulation on the surface of the bridge pier concrete gradually increases. Furthermore, the plastic dissipation energy generated in the bridge pier concrete over the same period also increases with the rise in diurnal temperature variation, thereby revealing the cracking mechanism of the bridge pier concrete.

Conclusions This paper takes typical bridge piers in high plateau regions as an example and, through theoretical analysis, reveals the complete process of "thermal response-stress generation-fatigue damage accumulation" cracking mechanism of bridge piers in environments with significant temperature variations. Based on the cracking principles of bridge piers in such environments, a fatigue damage model under temperature fatigue is established using finite element simulation and secondary development techniques. Concurrently, cohesive elements are utilized to simulate the cracking behavior of bridge piers under prolonged temperature cycling. Subsequently, it is demonstrated that in environments with significant temperature variations, cracks in bridge piers extend upwards from the bottom according to a certain development pattern. Moreover, with the increase in temperature variation on the bridge pier surface, both the initial crack time and damage accumulation rate gradually accelerate.

Keywords plateau with large temperature variation; bridge pier concrete; cracking mechanism; finite element analysis; initial cracking time