

钢纤维混凝土节段拼装空心墩拟静力试验

郑 罡¹, 金郑禄¹, 刘少乾², 郭增伟¹

(1. 重庆交通大学 a. 省部共建山区桥梁及隧道工程国家重点实验室; b. 土木工程学院, 重庆 400074;
2. 四川省公路规划勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610041)

摘 要: 为探究钢纤维对自密实混凝土桥墩抗震性能的影响,在剪力键干接方式下,对钢纤维混凝土预应力节段拼装空心桥墩试件进行拟静力试验,详细描述试验现象及破坏过程,基于滞回曲线、接缝张角及预应力等测试数据,分析桥墩模型的承载能力、延性性能、残余位移、预应力损失、墩底曲率、耗能能力、刚度退化等性能参数,结果表明:与普通混凝土预应力节段拼装空心桥墩相比,钢纤维可明显提高桥墩的极限承载力、极限位移和位移延性,减小残余位移、预应力损失和混凝土损伤程度,使节段拼装空心桥墩的抗震性能得到综合提升,其机理在于钢纤维能同时增强混凝土的强度和延性。
关键词: 节段拼装桥墩; 拟静力试验; 位移延性; 钢纤维混凝土; 空心截面
中图分类号: U443.22 **文献标识码:** A **文章编号:** 2095-0985(2020)03-0019-07

Quasi-static Experiments on Steel Fiber Reinforced Concrete Segmental Piers with Rectangular Hollow Section

ZHENG Gang¹, JIN Zheng-lu¹, LIU Shao-qian², GUO Zeng-wei¹

(1. a. State Key Laboratory of Mountain Bridge and Tunnel Engineering;
b. School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;
2. Sichuan Highway Planning, Survey, Design and Research Institute Ltd, Chengdu 610041, China)

Abstract: In order to explore the influence of steel fiber on the seismic performance of self compacting concrete piers, the quasi-static experiment is carried out on the steel fiber reinforced concrete segmental piers with hollow section under the shear key dry connection mode. The phenomenon and failure process are described in detail. Based on the experiment data of hysteretic curve, joint angle and prestress, the bearing capacity, ductility performance and residual position of the pier model, displacement, prestress loss, curvature of pier bottom, energy dissipation capacity, stiffness degradation and other performance parameters are analyzed. The results show that the steel fiber can significantly improve the ultimate bearing capacity, ultimate displacement and displacement ductility of the pier, reduce the residual displacement, prestress loss and concrete damage degree, so that the seismic performance of the hollow pier can be improved comprehensively. The mechanism is that the steel fiber can enhance the strength and ductility of the concrete at the same time.
Key words: segmental pier; quasi-static experiment; displacement ductility; steel fiber reinforced concrete; hollow section

随着工程中桥墩预制拼装技术的应用趋势日益显著^[1,2],研究人员加强了对节段拼装桥墩抗震性能的研究^[3~5],考察了截面形式、长细比及配筋率等基本参数^[6~9]、预应力(大小、布置、粘结)

特性^[10~12]、拼装/连接类型^[3]和自复位构造^[2]等因素的影响;同时,钢纤维增强混凝土^[13](Steel Fiber Reinforced Concrete, SFRC)及超高性能混凝土^[14](Ultra-High Performance Concrete, UHPC)等

新材料对桥墩抗震性能的影响也受到关注,并开始与节段拼装技术结合^[15~17]。基于节段拼装和混凝土新材料两方面的技术发展,研究人员开始考虑用钢纤维混凝土来改善节段拼装桥墩的抗震性能:拟静力试验结果表明,钢纤维提高了节段拼装桥墩的承载力,墩底裂缝为细密型,试验结束后桥墩保持了更好的完整性^[15];振动台试验结果表明,钢纤维提高了桥墩延性,明显减小了损伤^[16]。

上述试验中,钢纤维节段拼装桥墩与承台连接采用两种方式:一种是在承台上设置插槽,将桥墩节段嵌入承台并现浇接头^[15];另一种是先形成桥墩与承台整体现浇矮墩,再拼长桥墩^[16]。尽管这两种方式利于发挥钢纤维的作用,但其施工繁复(因空心墩截面大、模板复杂),削弱了节段拼装的技术优势。因此,本文作者开展相关拟静力试验研究,考察桥墩与承台干接情况下钢纤维对节段拼装空心墩抗震性能的影响。

1 试验方案

1.1 试件设计

试验采用尺寸和钢筋构造相同的钢纤维混凝土及普通混凝土试件各一组,编号分别为 C00C, C01C。桥墩构造如图1所示,自下而上分J1, J2,

J3, J4 共 4 个相同空心段,其钢筋与钢纤维构造参数如表 1 所示。盖梁和承台中心均设预应力孔道,采用无粘结预应力将两者与桥墩各节段压接为整体,接缝处仅有预应力筋通过;试件两侧距中轴线 500 mm 处设精轧螺纹钢筋,施加与恒载等效竖向力。混凝土标号为 C40,普通钢筋均采用直径 8 mm 的光圆钢筋,材料力学性能试验结果见表 2。

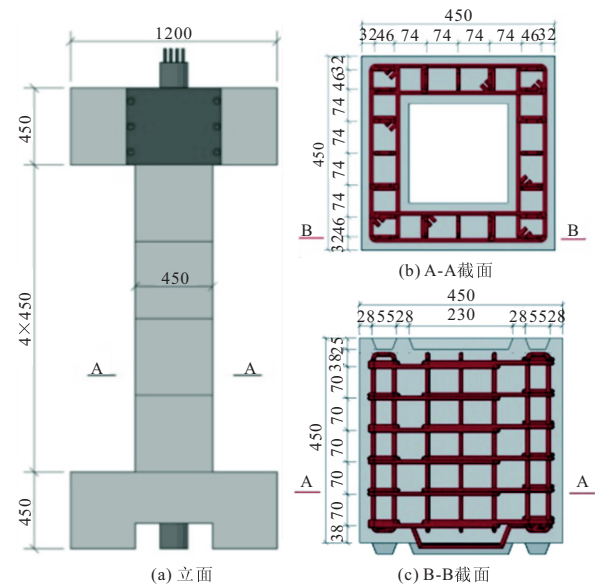


图 1 钢纤维混凝土节段拼装空心墩模型/mm

表 1 试件钢筋构造参数及混凝土中钢纤维含量

试件 编号	节段纵筋		箍筋		预应力筋		钢纤维含量/%
	配置	配筋率/%	配置	体积配筋率/%	规格	配筋率/%	
C00C	40Φ8	1.34	Φ8@ 70	5.4	1×7-15.2-1860-GB/T	1.6(6 根)	0.5
C01C	40Φ8	1.34	Φ8@ 70	5.4	1×7-15.2-1860-GB/T	1.6(6 根)	0.0

表 2 普通混凝土、钢纤维混凝土、普通钢筋材料力学性能及初始预应力值测试结果

试件编号	立方体抗压强度试验	普通钢筋拉伸试验			预应力筋张拉力	
	抗压强度/MPa	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	弹性模量/GPa	设计值/kN	有效张拉力/kN
C00C	39.08	287.1	435.5	200	420	428.9
C01C	45.21	287.1	435.5	200	420	418.0

预应力拼装桥墩由预应力造成的轴压比 n_p 通常在 0.075~0.10^[18],既避免预应力过大造成试件延性降低又为节段间提供足够的挤压力以保证桥墩整体性;预应力与上部恒载产生的总轴压比 n 不应超过 0.3^[19,20]。本文将试件预应力张拉力设计值设置为 420 kN,产生轴压比 $n_p=0.088$,与恒载组合,产生的总轴压比 $n=0.12$ 。

1.2 测试方案

试验布置位移、应变、预应力等三类共 45 个测点,如图 2 所示。图 2 中位移测点共 12 个,其中激光位移测点 6 个,分别在加载方向拉、压侧柱面的墩底、J1 与 J2 节段间、盖梁的接缝处布置,以

测量接缝开合位移度;拉线式位移测点 6 个,分别在承台、J1 至 J4 桥墩节段及盖梁中心布置,用于测量侧向绝对位移。应变测点共 30 处,其中单向应变测点 24 处,分布于 J1 节段纵筋 12 处、箍筋 4 处,J2 节段纵筋 6 处、箍筋 2 处;应变花测点 6 处,分布于 J1 节段加载方向拉、压侧柱面中轴线的顶部及底部,J2 节段底部。预应力测(控)点 3 个,均用压力环监测,压力环分别设置于无粘结预应力钢束和两根精轧螺纹钢筋顶端。

1.3 加载制式

试验加载系统如图 3 所示,其中恒载等效的精轧螺纹钢筋合力由数控液压千斤顶保持为 140 kN。

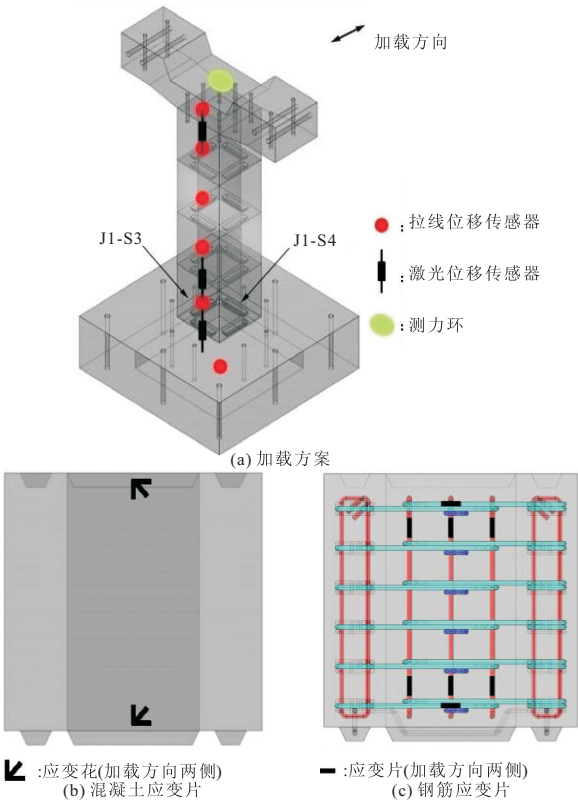


图 3 作动器加载系统

水平荷载由作动器施加,在试件墩底出现张角前采用力控制,出现张角后采用位移控制,加载制式如图 4 所示。力控制时,每级荷载增量 10 kN,反复一次;当侧向位移比(侧向位移与有效高度之比)达到 1%时墩底出现张角,此后采用位移控制,加载速率设为 1 mm/s。侧向位移比从 1% 加载至 10%,每级增幅 1%,反复加载 3 次;当侧向位移比达到 10%而水平承载力尚未低于极限值的 85%时,以增量为 2%的侧向位移比继续加载;当水平承载力低于极限值的 85%或约束混凝土压溃时即认为试件发生破坏,停止加载。

2 拟静力循环加载试验结果分析

2.1 试验现象及破坏形式

试验中,两组试件均发生典型的弯曲破坏,剪

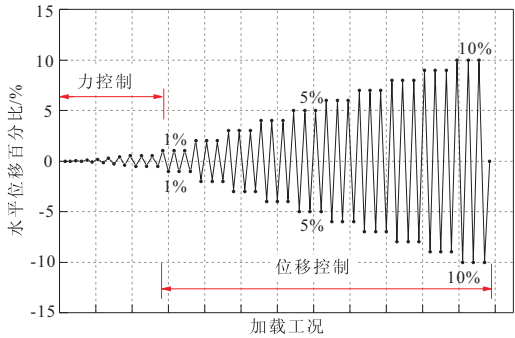
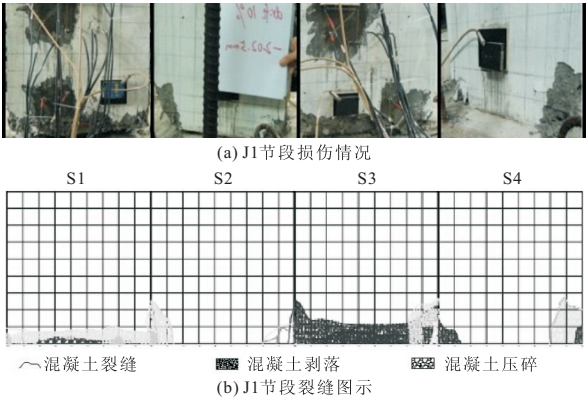


图 4 侧向位移加载历程

力键基本保持完好,墩底接缝出现张角,且混凝土出现开裂及剥落的现象,其余节段间张角微小。为便于表述,下文用 S1 表示作动器侧的混凝土柱面,S2,S3,S4 分别表示面向 S1 时的右侧面、对面和左侧面;作动器推力计为正值,拉力为负值。

C00C 试件:位移幅值 20.25 mm 时,墩、台接头出现张角,混凝土无裂缝;幅值 40.50 mm 时,墩底四角均出现斜裂缝;幅值 60.75 mm 时,J1 段 S4 面墩底附近混凝土轻微剥落;幅值 141.75 mm 时,墩底混凝土保护层剥落高度为 10~15 cm;幅值 202.50 mm 时,水平承载力略低于极限值的 85%,停止加载,此时墩底接触面的混凝土保护层压碎,箍筋少许外露,剪力键混凝土轻微露筋,未发现核心混凝土明显破坏,J1 节段最终损伤结果见图 5。位移幅值 121.50 mm 时,负向加载达到承载力极限值(-77.5 kN);幅值 162.00 mm 时,正向加载达到极限值(96.4 kN);幅值 202.50 mm 时,第二次负向加载达到破坏荷载(-65.8 kN)。



C01C 试件:位移幅值 20.25 mm 时,墩、台接头出现张角,混凝土无裂缝;幅值 40.50 mm 时,墩底四角均出现斜裂缝;幅值 101.25 mm 时,裂缝长度约 15~25 cm,墩底保护层混凝土出现剥落并露筋;幅值 141.75 mm 时,墩底保护层混凝土完全剥落,剥落高度为 10~20 cm;幅值 182.25 mm 时,承载力略低于极限值的 85%,核心混凝土出现剥落,致塑性铰破坏,J1 节段最终损伤结果见图 6。

位移幅值 50.85 mm 时,负向加载达到极限值(-82.8 kN);幅值 101.25 mm 时,正向加载达到极限值(86.8 kN);幅值 182.25 mm 时,第二次正向加载达到破坏荷载(71.7 kN)。

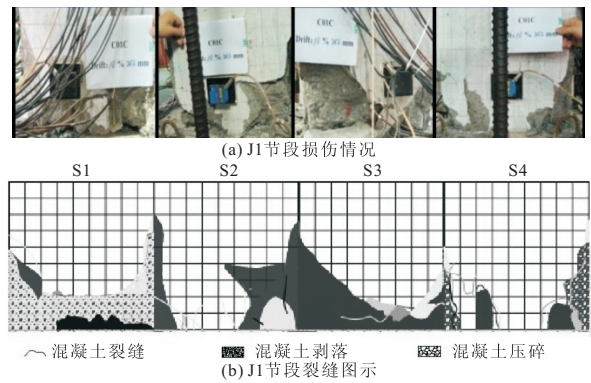


图 6 C01C 试件最终破坏形态

两试件对比:相同点在于,破坏形式均为典型的弯曲破坏,墩底接缝处约束混凝土达到其极限压应变,箍筋均未外鼓或屈服,纵筋也未发生压曲或拉断现象;不同点在于,同荷载等级下 C00C 试件破坏程度明显较轻,裂缝形态为细密型,表明钢纤维具有良好的阻裂作用,能明显缓解墩底混凝土的损伤。

2.2 滞回环及骨架曲线

两试件滞回环和其包络骨架曲线如图 7 所示。由图可见,加载等级较低时,滞回环重叠且高度集中,无残余位移,两试件均处于弹性阶段。裂缝出现后,C00C 试件的滞回曲线呈现典型的旗帜型,拉开现象较为明显,强度上升(强化)段较长,退化缓慢,而且依靠预应力的恢复作用,残余位移较小,呈现较强的自复位特性;C01C 的曲线则更为饱满,强度上升(强化)段较短,退化较快,残余位移较大,自复位特性偏弱;与 C01C 试件相比,C00C 极限荷载更高,且达到极限荷载和破坏荷载的位移幅值更高,表明钢纤维可同时提高承载力和变形能力(极限位移)。

2.3 位移延性

由图 7 中骨架曲线确定试件的屈服位移 d_y 和极限位移 d_u ,并计算得位移延性系数 μ_d ,如表 3 所示。

表 3 位移延性参数

试件编号	屈服位移 d_y /mm	极限位移 d_u /mm	位移延性 系数 μ_d
C00C	-12.8	-202.5	15.8
C01C	14.7	182.3	12.4

表 3 中,C00C 和 C01C 试件各自的屈服位移 d_y 由如下方式(通用屈服弯矩法^[21])确定:按照图 8 所示非线性弹塑性骨架曲线形状,原点切线

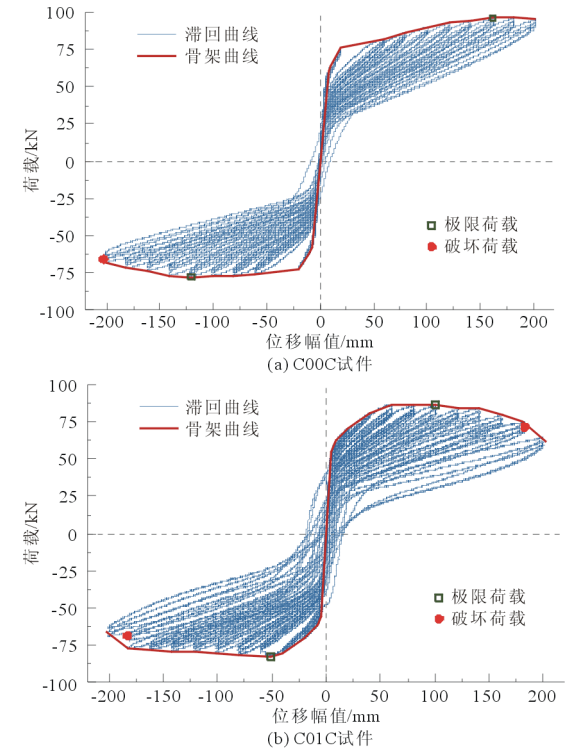


图 7 试件荷载-位移滞回曲线

与承载力峰值点 C 对应的水平线交于点 E ,过点 E 作垂线与骨架曲线交于点 A , OA 延长线与峰值点的水平线交于点 F ,作点 F 垂线与骨架曲线交于点 B , B 点位移即为屈服位移 d_y 。极限位移 d_u ,取骨架曲线承载力峰值点 C 下降 15%时对应的位移。由表 3 可知,当墩、台采用剪力键干接时,预应力节段拼装空心桥墩总体上具备良好的延性能力;试件 C00C 的屈服位移较小且极限位移较大,因此,其位移延性高出普通混凝土试件 C01C 近 30%,表明钢纤维可有效提升节段拼装空心墩的位移延性能力。

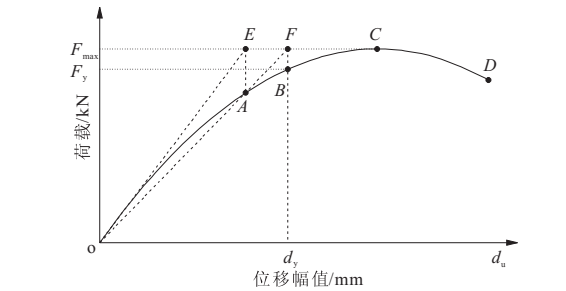


图 8 屈服位移计算图示

2.4 残余位移及预应力损失

由图 7 中滞回环卸载曲线与水平轴(位移轴)的交点,可确定各位移幅值下两试件的残余位移,如图 9 所示,图中残余位移为三次循环加卸载的平均值。

由图 9 可见,两试件的残余位移均较小,位移幅值小于约 5 倍屈服位移(位移延性系数约 4.0)

时,两试件的残余位移率(残余位移与墩高之比)均接近于0;当位移幅值超过约5倍屈服位移后,试件C01C的残余位移率迅速提高,但试件C00C的残余位移率则低速近似线性增长。这一结果表明:由于预应力作用的自复位效应,当接缝用剪力键干接时,预应力节段拼装空心桥墩总体上具备良好的自复位能力;同时,当位移幅值较大(对应于中震和大震)时,钢纤维可有效抑制残余位移,进一步增强桥墩的自复位能力,更利于保障抢险救灾和震后修复。

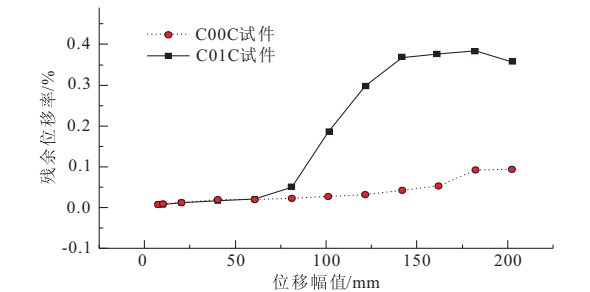


图9 试件残余位移

试验中,随着桥墩侧向位移的增加,预应力筋应力值迅速增大,峰值应力达到初始应力的1.7倍左右,与文献[7]中预应力峰值约为设计预应力的2.0倍基本相符。随着位移幅值的增大以及各工况往复次数的增加,预应力损失也在逐渐增加。

从表4给出的预应力损失率可以看出,C00C和C01C试件的最终预应力损失率分别为12.32%和16.26%,普通混凝土试件C01C因其混凝土压碎程度更高,导致其预应力损失增大超过C00C试件的30%,表明钢纤维有利于减小预应力节段拼装空心墩的预应力损失。

表4 有效预应力和预应力损失

试件	实际张拉力/kN	试验后存力/kN	预应力损失率/%
C00C	418.03	366.54	12.32
C01C	428.86	359.15	16.26

2.5 塑性铰区平均曲率

按照 Priestley 等^[22]提出的预应力混凝土桥墩塑性铰长度 $L_p=B/2$ (B 为加载方向宽度,试验墩为450 mm),两试件塑性铰长度均为225 mm。但由于节段拼装桥墩无纵筋贯通,且空心墩的塑性铰更为集中,因此,本试验重点考察距墩底 $H=130$ mm高度范围塑性铰的平均曲率。平均曲率按图10a计算获得:首先由塑性铰区墩底两侧的竖向位移差计算转角 θ , $\theta \approx \tan \theta = (h_1 + h_2)/L$;然后,由转角 θ 与高度 H 的比值计算得平均曲率 φ ,即 $\varphi = \theta/H$ 。由此得塑性铰区平均曲率如图10b

所示。

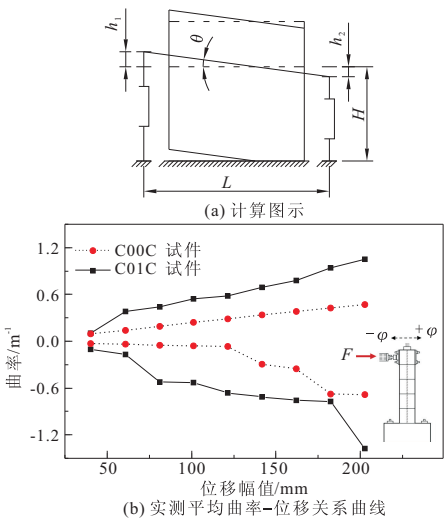


图10 塑性铰区平均曲率

由图10b可知:两试件塑性铰均具有良好的转动能力,试件C00C和C01C的平均曲率极限值分别达到0.68 m⁻¹和1.37 m⁻¹;在塑性铰的工作范围内,试件C00C的平均曲率约为试件C01C的50%,且其随位移幅值的增长速率小于试件C01C,这表明钢纤维有效约束了混凝土的塑性变形,抑制了塑性铰的过大转动,从而减缓了混凝土损伤。注意到,就平均曲率的影响因素而言,本试验采用桥墩与承台干接剪力键连接的节段拼装墩不同于整体式桥墩或相当于整体浇筑(承插式或整体墩台接长式)的节段拼装桥墩:本试验中,最主要影响因素是桥墩与承台接缝张角,墩底塑性区的其余弹塑性区域虽也有弯曲变形,但其影响远低于张角。

2.6 耗能能力

试件耗能(滞回环面积)如图11所示。由图可见,当位移幅值小于75 mm时,两试件耗能能力无明显差异;此后,C00C试件的耗能能力明显低于C01C试件,表明其损伤偏小。

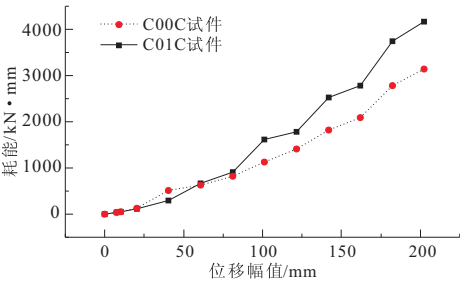


图11 滞回耗能能力

已有研究表明,钢纤维混凝土可提高整体现浇桥墩^[14]和承插式连接节段拼装桥墩^[15]的耗能能力。但与这两种情况不同,由于本文试验用干接方式处理墩、台连接,钢纤维对接缝开合无直接

影响,此时,耗能主要来源于附近接缝受压区混凝土压碎及受拉区纵筋屈服。在受压区,钢纤维对混凝土形成约束而使得混凝土的压碎程度降低;在受拉区,钢纤维则直接提高材料的屈服强度和极限强度。在相同位移幅值情况下,试件 C00C 的耗能能力低于试件 C01C;同时,在耗能能力、塑性变形和残余位移均减小(因此损伤较小)的情况下,试件 C00C 比 C01C 表现出更高的极限承载力、更大的极限位移和更强的自复位能力。

2.7 刚度退化

图 12 示出试验中割线刚度 K_s 与初始刚度 K_0 的比值 K_s/K_0 。由图可见,两试件各自刚度比 K_s/K_0 -位移幅值关系曲线分为三段:第一段为非线性弹性段,对应位移比为 0%~1%(幅值为 0.00~20.25 mm),此时刚度退化的主因是桥墩与承台之间的干接缝张开,整体刚度保持非线性弹性,刚度随位移快速下降,但可完全恢复;第二段为非线性退化段,对应位移比为 1%~4%(幅值为 20.25~81.00 mm),此区间内,随着受压侧混凝土保护层开裂剥落,整体刚度进一步下降,但下降速度逐渐放缓;第三段为近似线性退化段,对应位移比为 4%~10%(幅值为 81.00~202.50 mm),此区间内,核心混凝土强度降低或剥落,墩底塑性铰充分发展,位移增量主要来自于塑性铰转动,损伤范围和程度逐渐扩大、加深,水平承载力平稳缓慢下降,整体刚度近似为线性下降,直至加载结束。

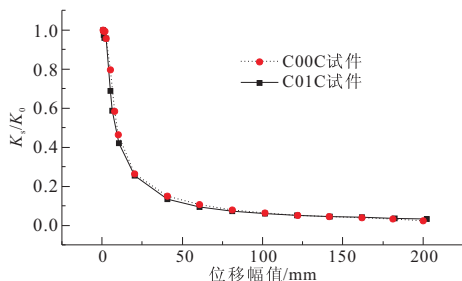


图 12 等效刚度退化

从图 12 还可看出,两试件曲线变化规律相似,表明钢纤维对刚度退化的总体规律影响不大;同时注意到,在两者初始刚度几乎相等的情况下,试件 C00C 的刚度比总是略高于试件 C01C,表明钢纤维对整体刚度有一定的增大作用,但此作用极为有限,抗震分析中可予忽略。

3 结 论

通过对试验结果的分析,本文对节段拼装空心墩的抗震性能得出如下结论:

(1)破坏形式:与一般情况下的弯曲破坏不

同,在水平力下降至极限值的 85% 时,两试件均未出现纵筋拉断、压曲、箍筋外鼓或屈服,也未出现混凝土的明显压溃,其最终破坏主要因受压侧混凝土强度随塑性变形的持续发展而缓慢下降所致。总体上表现为典型的弯曲破坏,钢纤维有利于进一步减小其破坏程度。

(2)位移延性、残余位移与预应力损失:桥墩与承台干接时,预应力节段拼装空心墩总体上仍具备良好的延性能力和自复位能力;当位移幅值较大时,钢纤维可有效抑制残余位移,进一步增强桥墩的自复位能力,并减小塑性变形带来的预应力损失。

(3)耗能能力与刚度退化:钢纤维明显减小了预制拼装桥墩试件的耗能能力和塑性变形,同时,明显提高了试件的极限承载力和极限位移,但对试件的刚度退化特性影响不大。

综上可知,桥墩与承台拼接方式为剪力键干接时,预应力节段拼装空心桥墩仍具备良好的抗震性能;纤维增强混凝土可进一步减小破坏、残余位移和预应力损失,提高极限承载力、极限位移和位移延性,使桥墩抗震性能得到整体提升,但耗能能力有所降低。

参 考 文 献

- [1] 张喜刚,刘 高,马军海,等. 中国桥梁技术的现状与展望[J]. 科学通报, 2016, 61(4-5): 415-425.
- [2] 王景全,王 震,高玉峰,等. 预制桥墩体系抗震性能研究进展:新材料、新理念、新应用[J]. 工程力学, 2019, 36(3): 1-23.
- [3] 王志强,葛继平,魏红一,等. 节段拼装桥墩抗震性能研究进展[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(4): 147-154.
- [4] Ou Y C, Tsai M S, Chang K C, et al. Cyclic behavior of precast segmental concrete bridge columns with high performance or conventional steel reinforcing bars as energy dissipation bars[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010, 39: 1181-1198.
- [5] 赵 宁. 预制节段拼装空心混凝土桥墩拟静力试验和分析研究[D]. 上海: 同济大学, 2009.
- [6] 展丙来. 节段拼装双柱式墩桥梁抗震性能及设计方法研究[D]. 西安: 长安大学, 2016.
- [7] Ou Y C. Precast Segmental Post-tensioned Concrete Bridge Columns for Seismic Regions[D]. Buffalo: University of New York at Buffalo, 2007.
- [8] Sakai J, Mahin S A. Analytical Investigations of New Methods for Reducing Residual Displacements of Reinforced Concrete Bridge Columns[R]. Berkeley: University of California, Berkeley, 2004.

[9] Hewes J T, Priestley M J N. Seismic Design and Performance of Precast Concrete Segmental Bridge Columns[R]. San Diego: University of California, 2002.

[10] Palermo A, Pampanin S, Marriott D. Design, modeling, and experimental response of seismic resistant bridge piers with posttensioned dissipating connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1648-1661.

[11] 高 婧, 葛继平, 林铁良, 等. 干接缝节段拼装桥墩拟静力试验研究[J]. 振动与冲击, 2011, 30(4): 211-216.

[12] Bu Z Y, Ou Y C, Song J W, et al. Cyclic loading test of unbonded and bonded posttensioned precast segmental bridge columns with circular section[J]. Journal of Bridge Engineering, 2016, 21(2): 04015043-1-17.

[13] 张于晔, 魏红一, 袁万城. 钢纤维混凝土局部增强桥墩抗震性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2012, 31(21): 102-107.

[14] 贾金青, 姜 睿, 徐世烺, 等. 超高强混凝土短柱抗震性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(6): 120-126.

[15] Billington S L, Yoon J K. Cyclic response of unbonded posttensioned precast columns with ductile fiber-reinforced concrete[J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(4): 353-363.

[16] Motaref S, Saiidi M S, Sanders D. Shake table studies of energy-dissipating segmental bridge columns[J]. Journal of Bridge Engineering, 2014, 19(2): 186-199.

[17] 莫金生, 马 磊, 张 洁, 等. UHPC 连接节段拼装桥墩拟静力试验[J]. 结构工程师, 2018, 34(s1): 88-95.

[18] 蔡忠奎. 混合配筋预制节段拼装桥墩抗震性能与设计方法[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2018.

[19] Bu Z Y, Ding Y, Chen J, et al. Investigation of the seismic performance of precast segmental tall bridge columns[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2012, 43(3): 287-309.

[20] Yamashita R, Sanders D H. Seismic performance of precast unbonded prestressed concrete columns[J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(6): 821-830.

[21] 刘文锋, 王金婷, 唐剑维. 抗震能力曲线弹塑性双折线模型的确定方法[J]. 建筑结构, 2015, 45(4): 14-17.

[22] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic Design and Retrofit of Bridges[M]. New York: John Wiley & Sons, 1996.

(上接第 12 页)

(3)通过实例验证分析,对关键属性相似度低于阈值的案例运用 Jess 推理机推理,提高油田地面工程施工风险控制措施的针对性。

参 考 文 献

[1] 佟海松. 油田地面建设项目的特点与风险管理问题研究[J]. 中国石油和化工标准与质量, 2018, (22): 56-57.

[2] 李金城. 油田地面工程施工管理中的问题分析及对策分析[J]. 全面腐蚀控制, 2019, 33(4): 40-41.

[3] 同 霄, 周立辉, 冀忠伦. 井场作业人员应急疏散仿真研究[J]. 中国安全生产科学技术, 2018, 14(5): 130-136.

[4] 王如君, 王天瑜. 灰色 - 马尔科夫链模型在埋地油气管道腐蚀预测中的应用[J]. 中国安全生产科学技术, 2015, 11(4): 102-106.

[5] 闫 晓, 赵东风, 孟亦飞. 大型 LNG 储罐区卸料管线泄漏事故定量风险分析[J]. 中国安全生产科学技术, 2013, 9(4): 72-77.

[6] 张洪大, 帅传敏, 郭 晴. 基于 AHP 的大庆海外石油钻探项目风险评价指标体系研究[J]. 中国安全生产科学技术, 2014, 10(4): 152-157.

[7] 阳震青, 彭润华. 基于知识本体的财务风险预警系统研究[J]. 会计之友(下旬刊), 2010, (1): 46-47.

[8] 闫文周, 刘振超. 基于本体的 EPC 总承包项目风险控制研究[J]. 施工技术, 2016, 45(6): 118-121.

[9] 黄卫东, 吴美蓉, 洪小娟. 基于本体的食品安全应急管理知识表示研究[J]. 计算机技术与发展, 2015, 25(3): 223-227.

[10] Trokanas N, Cecelja F. Ontology evaluation for reuse in the domain of Process Systems Engineering[J]. Computers & Chemical Engineering, 2016, 85: 177-187.

[11] Mahfoudh M, Forestier G, Thiry L, et al. Algebraic graph transformations for formalizing ontology changes and evolving ontologies[J]. Knowledge-Based Systems, 2015, 73: 212-226.

[12] 高晓荣, 郭小阳, 徐英卓. 基于本体和 CBR 的钻井工程风险决策模型研究[J]. 计算机工程与应用, 2015, 51(3): 265-270.

[13] 梅江钟, 马玉洁. 基于综合相似度的地铁施工风险应急推理研究[J]. 隧道建设, 2017, 37(9): 1126-1133.

[14] 梅江钟, 马玉洁, 郭建斌. 地铁施工风险应急管理研究[J]. 中国安全生产科学技术, 2017, 13(9): 20-27.

[15] 李永海. 基于相似案例分析的决策方法与应用研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2014.

[16] 闫文周, 李超洋. 建筑安全事故应急措施推理研究[J]. 中国安全生产科学技术, 2016, 12(11): 136-141.