文章编号:1674-2974(2025)05-0041-16 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025046

界面不同抗剪连接的预制UHPC组合梁抗弯性能试验研究

方志[1,2†],鲁睿[1],洪金圣[1],何德华[3],王晓璜[3],陈建宁[3],黄佳俊[1]
(1. 湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082;
2. 湖南大学 桥梁工程安全与韧性全国重点实验室,湖南 长沙 410082;
3. 广州市第三市政工程公司,广东 广州 510060)

摘 要:超高性能混凝土(ultra-high performance concrete, UHPC)预制梁和预制桥面板通过槽口式剪力连接键结合形成的UHPC组合梁在预制装配式结构中具有较广的应用场景.为明确这种预制UHPC组合梁的受弯性能,分别对3片不同剪力连接度(分别为0.47、0.94和1.41)的预制UHPC组合梁和1片UHPC整浇梁进行了四点弯曲试验.结果表明:剪力连接度对预制UHPC组合梁的抗弯性能影响显著,剪力连接度为0.47和0.94的组合梁,边槽口下方预制梁腹板上出现了因剪力键水平剪力较大引起的斜裂缝,进而导致此处剪力键的最终抗剪失效;剪力连接度为0.47、0.94和1.41的预制UHPC组合梁,抗弯承载能力分别为整浇梁的76%、97%和100%,延性系数分别为整浇梁的28%、38%和37%,开裂前弹性刚度分别为整浇梁的52%、72%和85%.给出了不同剪力连接度预制UHPC组合梁的抗弯承载能力计算方法,并以试验结果验证了其适用性.

关键词:超高性能混凝土;预制组合梁;剪力连接度;抗弯承载能力
中图分类号:U448.21+8 **文献标志码**:A

Experimental Study on Flexural Performance of Prefabricated UHPC Composite Beams with Different Interface Shear Connections

FANG Zhi[1,2†], LU Rui[1], HONG Jinsheng[1], HE Dehua[3], WANG Xiaohuang[3], CHEN Jianning[3], HUANG Jiajun[1]
(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;
2. State Key Laboratory of Bridge Engineering Safety and Resilience, Hunan University, Changsha 410082, China;
3. Guangzhou NO. 3 Municipal Engineering Group Co., Ltd., Guangzhou 510060, China)

Abstract: Ultra-high performance concrete (UHPC) composite beams, formed by the UHPC precast beams and precast bridge slabs through cluster shear connectors, have a wide range of applications in prefabricated structures. Four-point bending tests were conducted on three prefabricated UHPC composite beams with different

* **收稿日期**:2024-04-21
基金项目:国家自然科学基金资助项目(51938012), National Natural Science Foundation of China(51938012)
作者简介:方志(1963—),男,湖北黄冈人,教授,博士
† 通信联系人,E-mail: fangzhi@hnu.edu.cn

degrees of shear connection (0.47, 0.94 and 1.41 respectively) and one UHPC cast-in-place beam for clarifying the flexural performance of prefabricated UHPC composite beams. The results show that the shear connection degree has a significant impact on the flexural performance of prefabricated UHPC composite beams. For the composite beams with shear connection degrees of 0.47 and 0.94, diagonal cracks appeared on the web of the prefabricated beams below the edge pocket due to the large shear force caused by the shear keys, which finally led to the failure of the shear keys. The flexural capacities of the prefabricated UHPC composite beams with shear connection degrees of 0.47, 0.94 and 1.41 were 76%, 97% and 100% of that of the cast-in-place beam, respectively. The ductility coefficients for these beams were 28%, 38% and 37% of that of the cast-in-place beam. Additionally, their elastic stiffness before cracking was 52%, 72% and 85% of that of the cast-in-place beam, respectively. A calculation method for the flexural capacity of prefabricated UHPC composite beams with different shear connection degrees was provided, and its applicability was verified through experimental results.

Key words: ultra-high performance concrete (UHPC); prefabricated composite beams; degree of shear connection; flexural capacity

预制装配式混凝土结构凭借其施工周期短、环境影响小、施工质量易于控制等优势而广泛应用于工程建设中[1]. 超高性能混凝土(ultra-high performance concrete, UHPC)是一种基于最大密实度理论配制的纤维增强水泥基复合材料,具有超高的抗压强度、较高的抗拉强度、良好的韧性和优异的耐久性,湿热养护时,还具有收缩徐变小的特性[2-3]. 与普通混凝土结构相比,UHPC结构的自重可显著降低,因而在预制装配式结构中展现更广阔的应用前景.

桥梁上部结构主梁的尺寸一般较大,整体预制时运输、吊装和安装困难,实际工程中一般分部件进行预制后再拼装成整体. 预制部件的划分可采用纵向分段、横向分块和竖向分层等形式. 纵向分段是将主梁沿纵向分为多个节段进行预制,再通过后张预应力形成整体. 节段间可采用湿接缝、胶接缝或干接缝连接. 纵向分段施工时一般需要搭设支架或挂篮、现场张拉预应力、灌浆等步骤,其抗弯承载力比整浇梁低约9%~15%[4];横向分块是将主梁沿横向分为多片梁预制,并采用纵向接缝连接成整体;竖向分层是将桥面板与其下的梁体分别预制,下部预制梁体顶面预留抗剪钢筋作为梁、板间传递界面剪力的连接键,桥面板可现场浇筑或工厂预制. 当下部梁体预制而桥面板现场浇筑时,预制梁顶面的剪力连接键可沿梁长均匀布置,当下部梁体和桥面板均为预制时,剪力连接键需集簇布置,即在预制板内预留剪力槽口,现场下部预制梁体拼装后,再在预留槽口内浇筑混凝土从而形成组合结构. 竖向分层施工时,下部预制梁体可兼作其上结构施工时的支撑,无需搭设临时支架. 因此,竖向分层预制组合梁在预制装配式结构中具有其独特优势和适用场景.

目前,对于竖向分层施工的混凝土组合梁,已有研究主要集中在普通混凝土(normal concrete,NC)预制梁体和现浇桥面板结合形成的NC-NC组合梁(以下简称N-N组合梁)以及UHPC预制梁体和现浇NC桥面板组成的UHPC-NC组合梁(以下简称U-N组合梁),且界面均采用均布抗剪钢筋的剪力连接. 杨云俊等[5]、吴方伯等[6]和张智等[7]分别对采用界面均布抗剪钢筋连接的N-N组合梁的抗弯性能进行了试验研究,结果表明:采取有效的界面抗剪构造措施后,组合梁试件的截面应变分布满足平截面假定,抗弯承载力与整浇梁接近;李昭等[8]对界面布置均布抗剪钢筋的U-N组合梁的抗弯性能进行了试验研究和有限元分析,结果表明:结合面布置有效的抗剪钢筋并将预制梁顶面凿毛后,结合面未发生滑移破坏,梁、板间的协同工作接近整浇梁;Liu等[9]对U-N组合梁的抗弯性能进行了试验研究,结果表明:UHPC与NC能较好地协同工作,UHPC能约束普通混凝土中裂缝的发展,减小普通混凝土板中的裂缝宽度;Shirai等[10]提出了U-N组合梁抗弯承载能力的计算公式;姜海波等[11]研究了抗剪钢筋配筋率和混凝土

类型对预制UHPC组合梁槽口连接界面抗剪承载力的影响,并给出了界面抗剪承载能力的计算公式.

综上,迄今对于竖向分层预制的混凝土组合梁抗弯性能研究主要集中在N-N组合梁和U-N组合梁,且界面抗剪钢筋均采用与现浇钢筋混凝土板匹配的纵向均匀布置,未见通过槽口式剪力键连接的UHPC预制梁体与UHPC预制板的组合梁(以下简称预制UHPC组合梁或组合梁)抗弯性能的相关研究.基于此,为明晰界面不同抗剪连接的预制UHPC组合梁的抗弯性能,本文以界面的剪力连接度为参数,对3个预制UHPC组合梁试件和1个UHPC整浇梁试件的抗弯性能进行了试验研究,并提出预制UHPC组合梁抗弯承载力的计算方法供设计参考.

1　工程背景

本文研究的工程背景为广州市广花路的一座跨街人行天桥.该桥为预制装配式简支变刚构UHPC组合箱梁桥,UHPC的强度等级为UHP140,跨径布置为2.55 m(悬臂)+23.6 m+26.4 m+2.55 m(悬臂),两端悬臂与梯段板连接,立面布置如图1所示,标准断面如图2所示,实桥照片如图3所示,该桥于2024年2月建成并投入使用.为避免预制构件的超重和超宽,上部箱梁采用纵向分段结合竖向分层的方式进行预制,全部桥墩均为整体预制.将箱梁的上部顶板和下部槽型梁分别进行预制,每跨及相邻悬臂的槽型梁纵向作为一个节段,桥面板纵向分成多块进行预制,预制板标准节段为3.0 m(顺桥向)×5.3 m(横桥向).预制板间采用湿接缝连接,预制槽型梁和预制板间采用槽口式剪力键连接,槽口间距1.5 m,每个槽口内配置6根C22抗剪钢筋并采用UHPC140填充以形成预制UHPC组合箱梁.两跨箱梁和中墩间的接缝采用现浇UHPC形成墩梁刚接体系,边墩墩顶布置单向滑动支座.

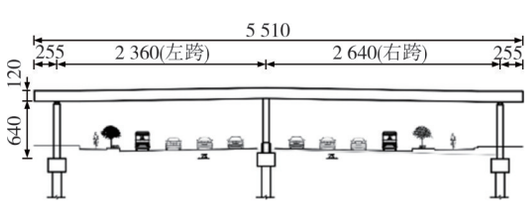


图1　立面布置(单位:cm)

Fig.1　Elevation view (unit: cm)

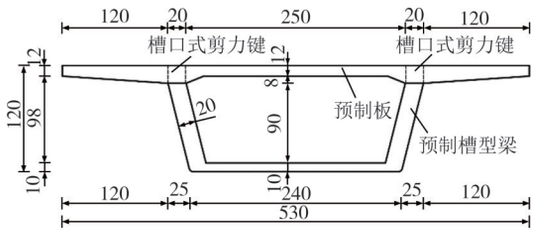


图2　跨中位置断面(单位:cm)

Fig.2　Cross section at mid span position (unit: cm)



图3　实桥照片

Fig.3　Bridge photograph in situ

2　试验概况

2.1　试件设计与制作

取图2所示实桥横截面横向的一半,并采用约1∶3的几何缩尺比,设计制作了3片预制UHPC组合T梁和1片UHPC整浇T梁,试件基本参数见表1.试验梁为带马蹄的等截面T梁,拼装后的组合T梁与整浇梁T梁具有相同的截面尺寸.试验梁长370 cm,总高40 cm;顶板厚6 cm,顶板宽80 cm,腹板厚8 cm,马蹄宽18 cm,马蹄高8 cm.组合梁设置了3种槽口布置形式,分别为7槽口(SP-7)、5槽口(SP-5)和3槽口(SP-3),槽口的尺寸均为8 cm(横向)×12 cm(纵向).试件的基本构造如图4(a)所示.

所有试件马蹄内配置5⏀16的HRB400级钢筋,钢筋保护层厚度均为10 mm,箍筋使用CRB550级直径5.5 mm的双肢箍,箍筋间距为150 mm.槽口内设置6⏀12的HRB400级U形抗剪钢筋.顶板内纵向配置8根直径8 mm的CRB550级钢筋,横向布置直径8 mm、间距250 mm的CRB550级钢筋.试件配筋如图4(b)~(g)所示.

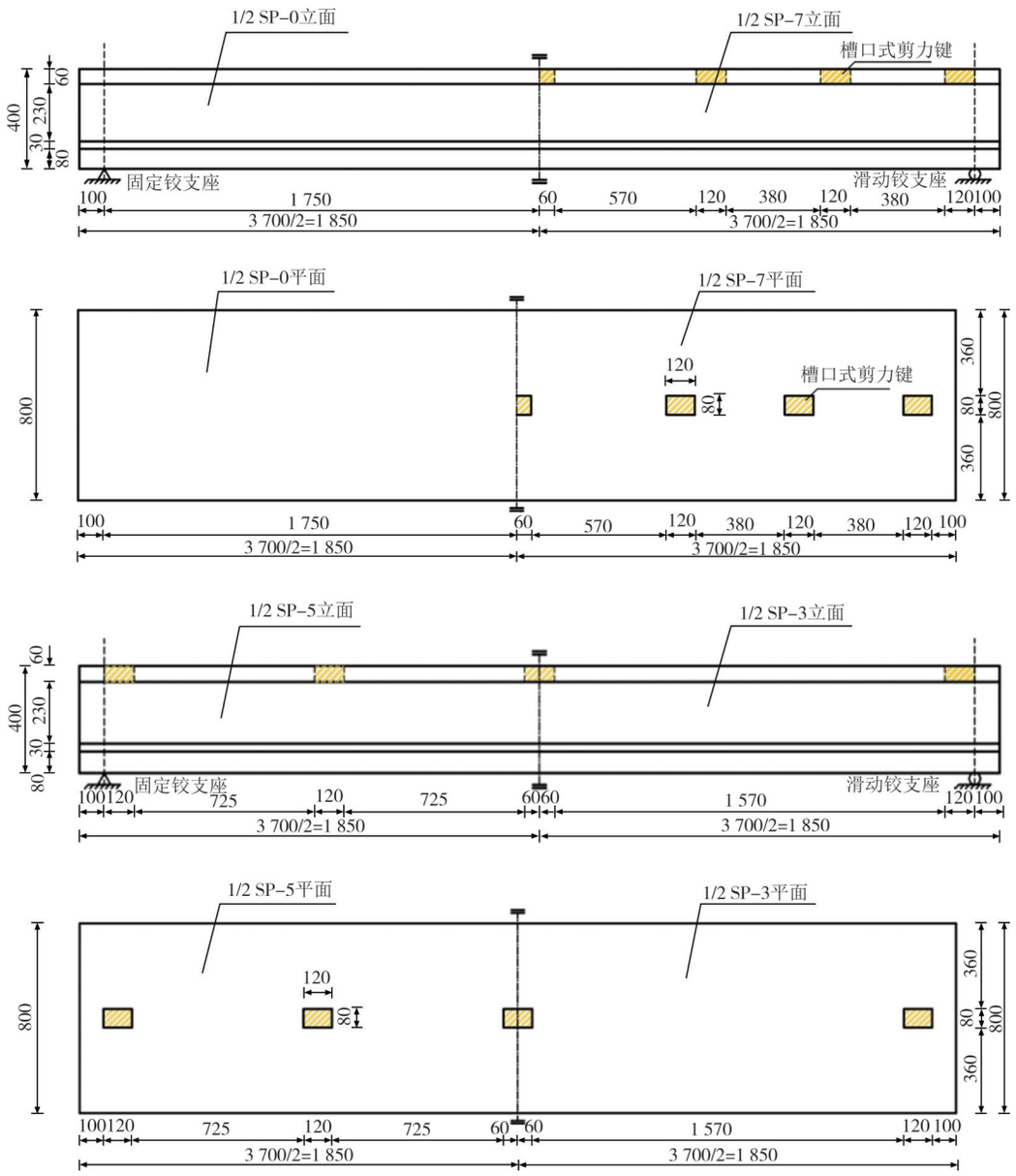
整浇梁一次浇筑成型,而组合梁下部的倒T梁(以下简称预制梁)和桥面板分别预制,拼装后再浇筑预留槽口内的UHPC形成预制UHPC组合梁.试

表1 试件基本参数

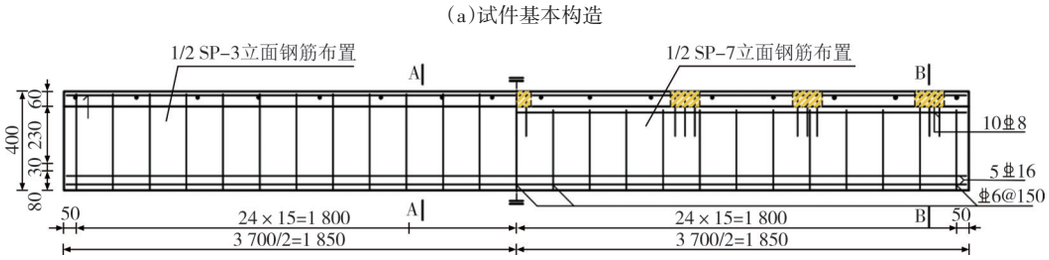
Tab.1 Basic parameters of specimens

试件编号	试件类型	剪力连接度η	槽口内抗剪钢筋	受拉钢筋配筋率/%	配箍率/%
SP-0	基准试件整浇梁	—	—	3.5	0.47
SP-7	7槽口试件	1.41	6Φ12	3.5	0.47
SP-5	5槽口试件	0.94	6Φ12	3.5	0.47
SP-3	3槽口试件	0.47	6Φ12	3.5	0.47

注:试件编号中的SP(shear pocket)表示槽口式剪力键,数字代表连接键的数目;SP-0代表整浇试件.



(a)试件基本构造



(b)立面钢筋布置

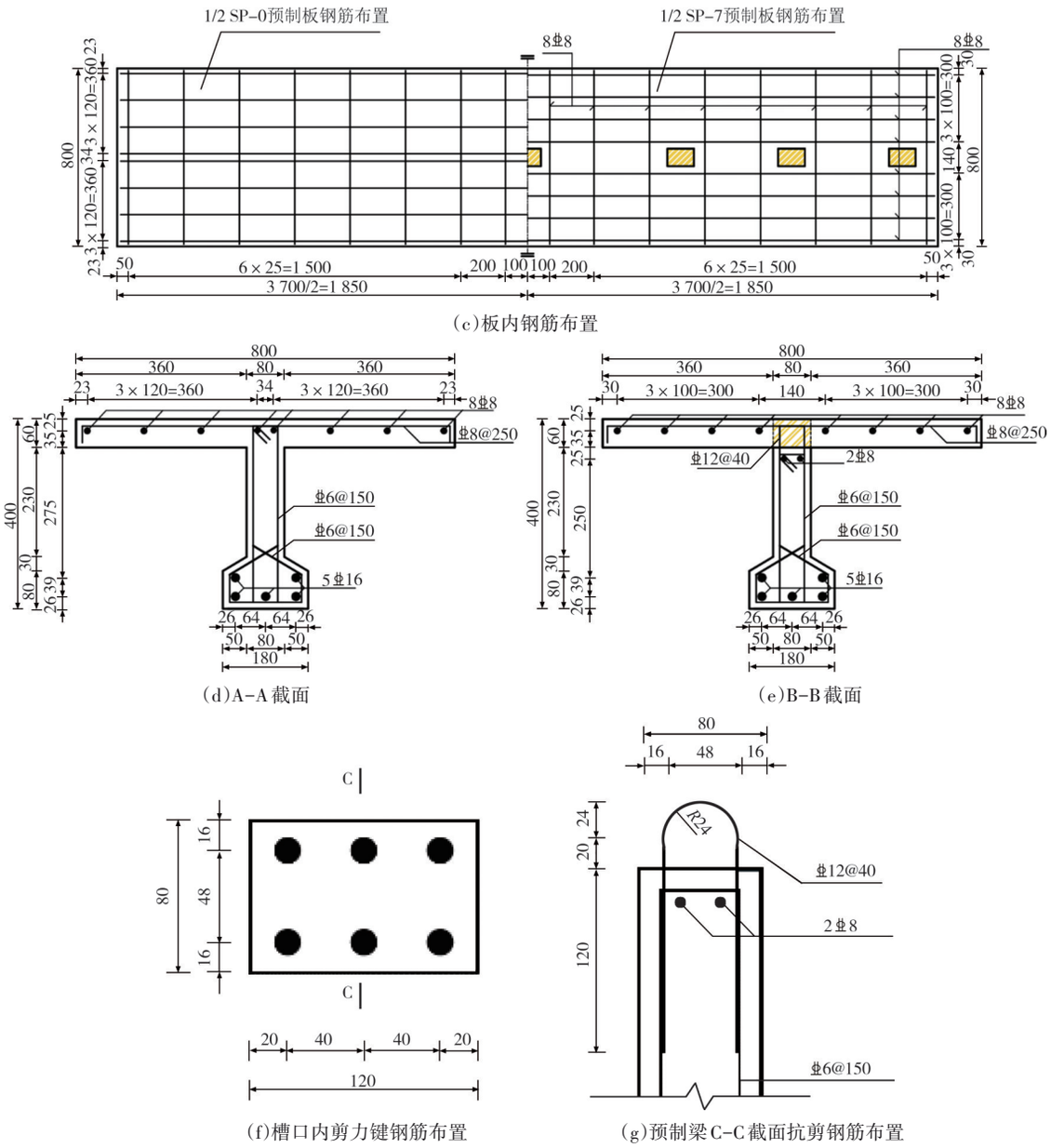


图4　试验梁构造及配筋(单位:mm)

Fig.4　Structure and reinforcement of test beams (unit: mm)

件UHPC浇筑完成后覆膜保湿养护48 h后再采用约90 ℃蒸汽继续养护48 h.

组合梁拼装前,对槽口范围内的预制梁顶面进行凿毛处理,在预制梁非槽口区域坐浆并覆盖塑料膜使坐浆材料与预制板之间隔开,实现非槽口处梁、板界面的无黏结,使预制梁、板间仅通过抗剪连接键进行连接,以更明确反映不同数量集簇式剪力键的影响规律.

组合梁的剪力连接度η可定义为剪跨区实际布置的剪力键数目n与实现完全剪力连接所需要的剪力键数目n_f的比值[12],即剪跨区界面布置的剪力键抗剪承载能力之和与极限状态时完全剪力连接组合梁界面所受剪力V_n的比值,如式(1)所示.

$$\eta=\frac{n}{n_f}=\frac{n}{V_n/V_u}=\frac{nV_u}{V_n} \tag{1}$$

式中:n为单侧剪跨区的剪力键数目,V_u为单个剪力键的界面抗剪承载力;V_n为完全剪力连接组合梁界面所受剪力.各试件剪力连接度的具体计算见下文4.2节.

2.2　材料性能

试验采用的UHPC为强度等级140 MPa、钢纤维体积掺量为2.5%的商品预混料,混杂钢纤维的基本特征参数见表2.

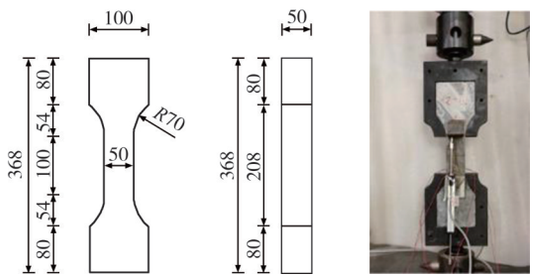
材性试块在试件浇筑时预留,并与试件同条件

表 2 钢纤维基本特征参数

Tab.2 Basic characteristic parameters of steel fibers

类型	形状	钢纤维直径/mm	钢纤维长度/mm	钢纤维占比/%
端勾型		0.22	14	40
直丝型		0.22	13	40
弧丝型		0.18~0.22	13	20

养护.根据《活性粉末混凝土》(GB/T 31387—2015)[13],立方体抗压强度测试采用边长 100 mm 的立方体,轴心抗压强度与受压弹性模量测试采用 100 mm×100 mm×300 mm 的棱柱体;抗折强度测试采用 100 mm×100 mm×400 mm 的棱柱体;根据《超高性能混凝土基本性能与试验方法》(T/CCPA 7—2018)[14],轴拉强度测试采用图 5 所示的狗骨头试件.实测 UHPC 的基本力学性能如表 3 所示,钢筋材性试验结果如表 4 所示.



(a)轴拉试件尺寸 (b)轴拉试验装置

图 5 UHPC 轴心受拉试验(单位:mm)

Fig.5 UHPC axial tensile test(unit:mm)

表 3 UHPC 材料特性

Tab.3 Material properties of UHPC

种类	立方体抗压强度/MPa	轴心抗压强度/MPa	压弹模量/GPa	抗折强度/MPa	轴拉初裂强度/MPa	轴拉峰值强度/MPa
预制 UHPC	163.0	154.9	48.1	39.6	12.9	14.1
后浇 UHPC	163.6	147.2	46.3	38.1	12.4	14.6

表 4 钢筋材料特性

Tab.4 Material properties of steel bars

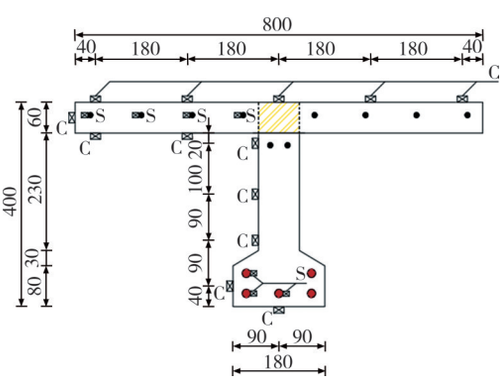
等级	直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/GPa
CRB550	5.5	530.8	574.9	195.6
CRB550	8	519.2	553.0	193.7
HRB400	12	438.0	646.0	197.2
HRB400	16	422.0	625.1	195.2

2.3 测点布置和加载方式

采用电阻式应变片测量混凝土和钢筋应变,在跨中处槽口的中间截面(M 截面)和距跨中 30 cm 处的非槽口截面(N 截面)布置应变测点,同时在梁顶和梁底布置了引伸仪,测试标距内 UHPC 的平均应变.

测点布置如图 6、图 7 所示.采用电阻式位移传感器测量试件跨中、加载点及支座的竖向位移.应变和位移数据均由静态信号采集系统自动采集.采用裂缝宽度观测仪量测裂缝宽度,其精度为 0.01 mm.

试件采用 100 t 液压千斤顶进行四点弯曲静力加载,加载布置如图 8 所示.采用荷载-位移混合控



(图中"C"表示 UHPC 应变测点,"S"表示钢筋应变测点)

图 6 组合梁试件 M 截面应变测点布置(单位:mm)

Fig.6 Arrangement of strain measurement points for section M of composite beam specimens (unit: mm)

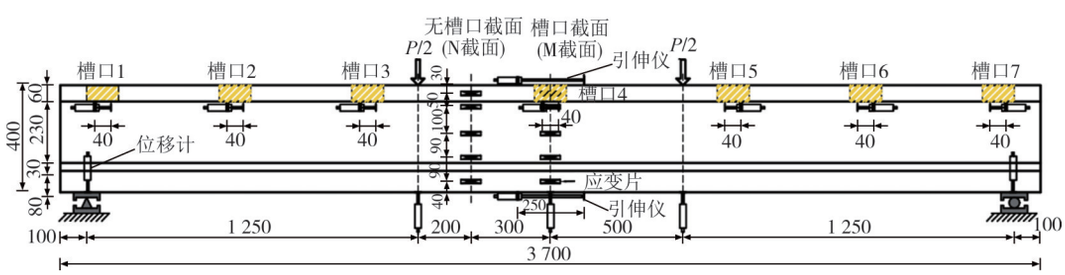
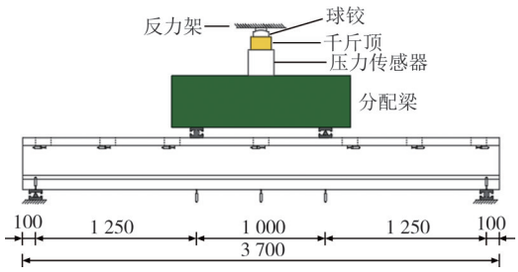


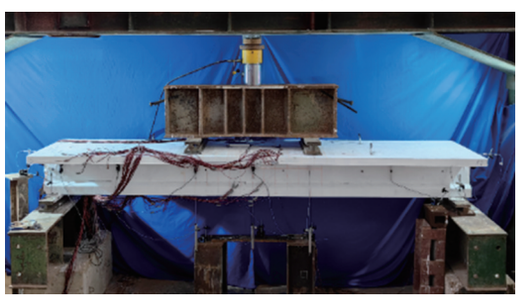
图 7 SP-7 立面测点布置(单位:mm)

Fig.7 Arrangement of vertical measurement points for SP-7 (unit: mm)

制加载,屈服前采用力控制加载,每级荷载5 kN;屈服后采用位移控制加载,每级位移增量为2 mm;当试件不能继续承载时,停止加载并卸载.



(a)加载装置示意(单位:mm)



(b)加载装置实景

图8　加载布置

Fig.8　Loading arrangement

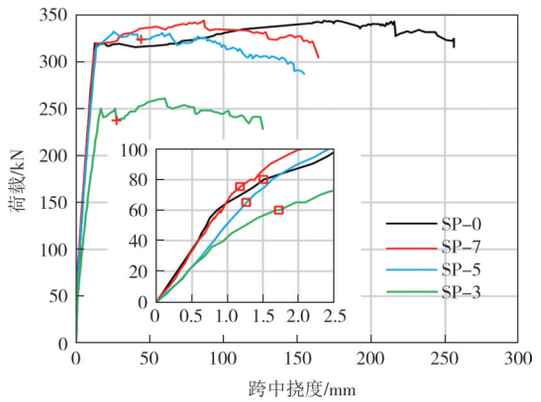
3　试验结果及分析

3.1　受力破坏特征

各试件的荷载-跨中挠度曲线、荷载-最大裂缝宽度曲线和破坏形态分别如图9~图11所示,主要试验结果如表5所示.预制UHPC组合梁与UHPC整浇梁荷载-位移曲线均有明显的3个特征点(开裂点、屈服点和极限点),可将荷载-跨中挠度曲线分为:开裂前弹性阶段、开裂后弹塑性阶段和屈服后塑性阶段3个阶段.

开裂前弹性阶段:各试件均处于弹性工作状态,由于界面滑移的存在,使得组合梁开裂前的弹性刚度低于整浇梁,且随剪力连接度的降低,其弹性刚度的退化加剧.剪力连接度为0.47(SP-3)、0.94(SP-5)和1.41(SP-7)的组合梁,其弹性刚度分别为整浇试件SP-0的52%、72%和85%.

开裂后弹塑性阶段:各试件首先在纯弯段内梁底开裂,随着荷载增加,裂缝沿腹板向上扩展,试件开裂后的切线刚度(开裂点与屈服点连线的斜率)均显著降低,但当组合梁的剪力连接度接近或大于1.0时,其开裂后刚度均与整浇梁接近.剪力连接度为0.94(SP-5)和1.41(SP-7)的组合梁,开裂后刚度分



("□"表示开裂点,"+"表示预制梁S侧槽口处出现撕裂破坏)

图9　荷载-跨中挠度曲线

Fig.9　Load-midspan deflection curve

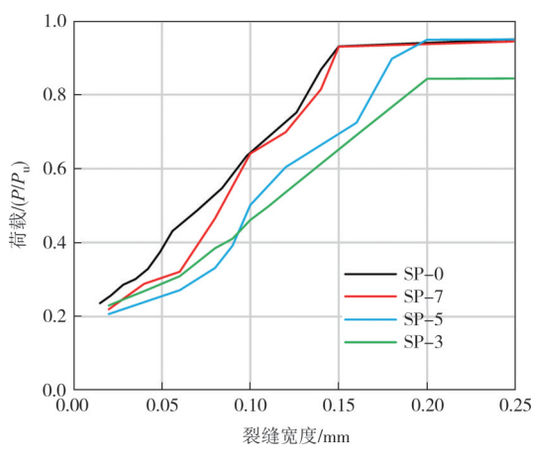


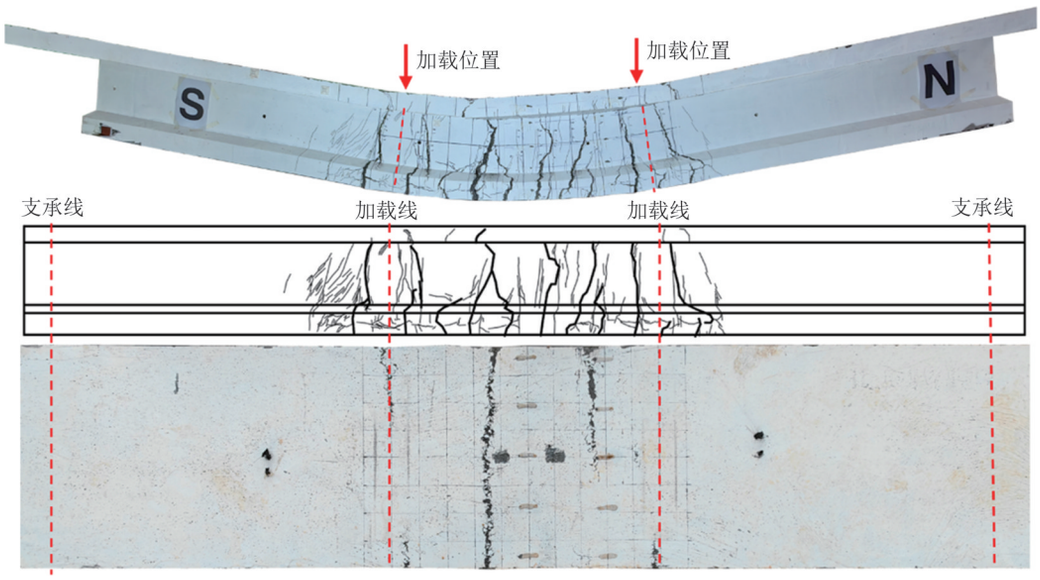
图10　荷载-最大裂缝宽度曲线

Fig.10　Load-maximum crack width curve

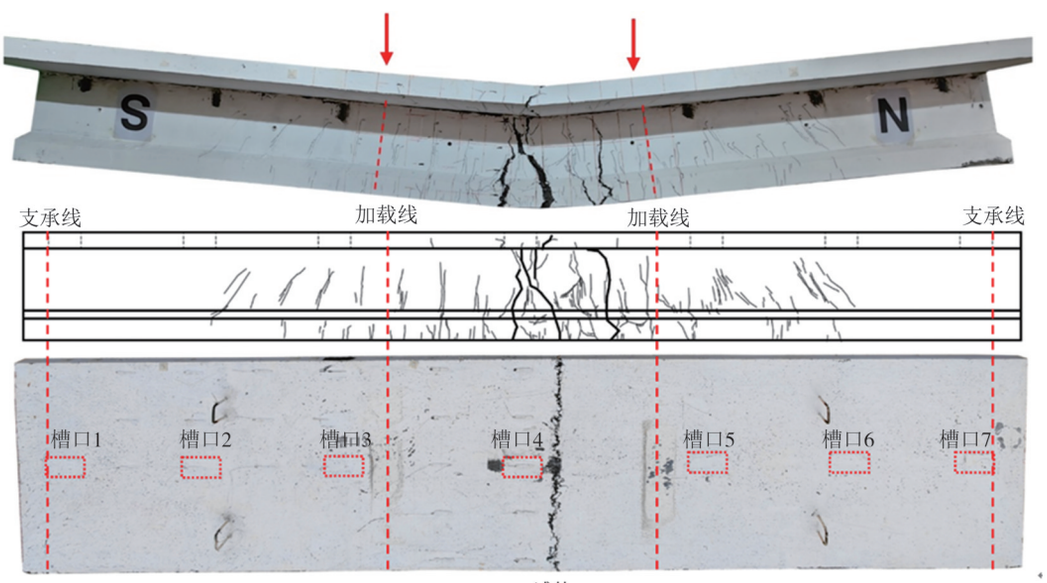
别达SP-0的96%和97%,而剪力连接度为0.47的SP-3开裂后刚度仅为SP-0的63%.这主要是由于SP-3和SP-5的边槽口承受了较大水平剪力,边槽口下方预制梁腹板在组合梁屈服前(荷载分别达到70 kN和95 kN时)出现了水平剪切斜裂缝并导致此处的剪力键作用退化,组合梁的整体性被显著削弱,从而导致SP-3开裂后的刚度退化明显.而对于SP-5,虽然梁端附近腹板上也出现了类似水平斜裂缝,但梁上尚有4个剪力键有效工作,因此,其开裂后刚度仍达SP-0的96%.据此可推断:组合梁开裂后的刚度主要由纯弯段内截面的开裂状态所控制,而界面滑移的影响较小.

屈服后塑性阶段:整浇梁SP-0屈服后,裂缝从腹板向上开展至上翼缘内并在纯弯段内形成多条主要裂缝.当跨中挠度达到168 mm时,SP-0的荷载达到峰值,继续加载至跨中挠度256 mm时,板顶UHPC被压碎.

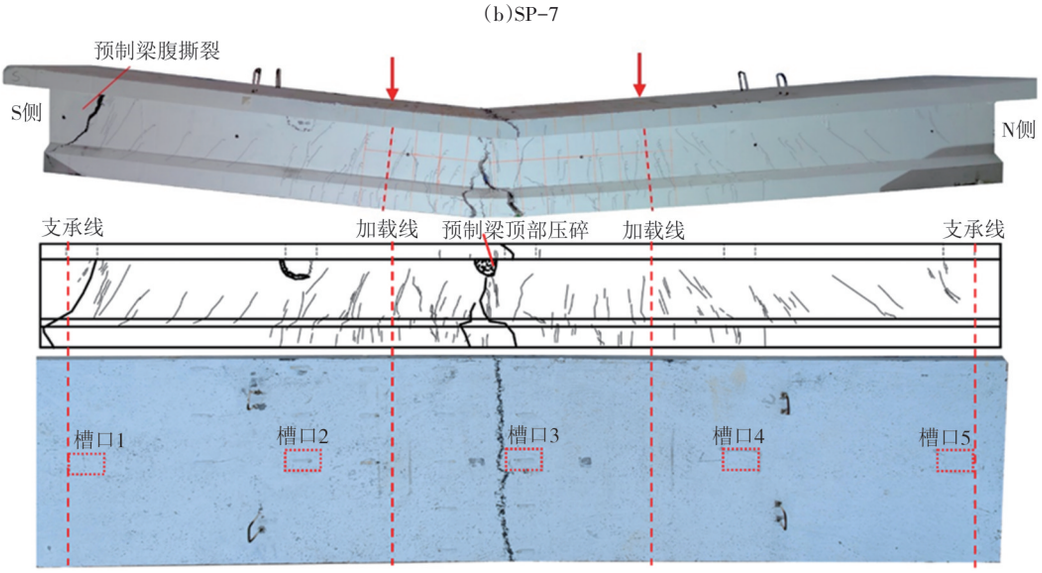
组合梁SP-7屈服后,跨中梁底位置附近形成两



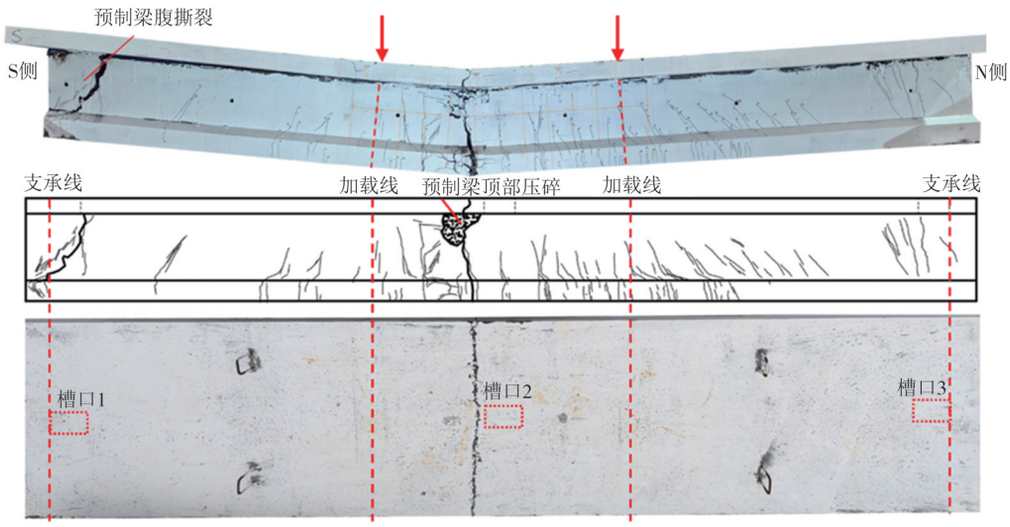
(a)SP-0



(b)SP-7



(c)SP-5



(d)SP-3

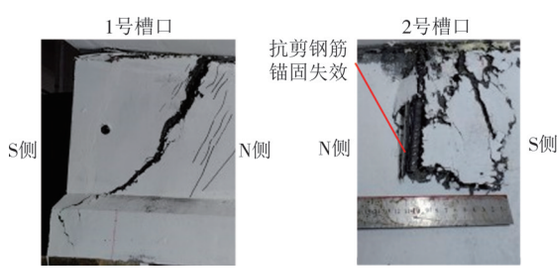
图 11　各试件破坏形态

Fig.11　Failure mode of specimens

条较宽的主要裂缝,主裂缝向上开展至预制梁顶,预制梁完全处于受拉区中. 当跨中挠度达到 86.7 mm 时,SP-7 达到峰值荷载,继续加载至跨中挠度 87.2 mm 时,板顶 UHPC 被压碎.

组合梁 SP-5 屈服后,跨中梁底位置附近形成 3 条较宽的主要裂缝. 跨中挠度达到 25.5 mm 时,荷载达到峰值;当跨中挠度达到 44.1 mm 时,预制梁内与 S 侧端部槽口下方斜裂缝相交的两根架立筋被拉断,预制梁端部发生了撕裂破坏,如图 12(a)所示,此处(1 号槽口)剪力键退出工作,导致 SP-5 的剪力连接度逐渐降低,荷载缓慢下降. 当跨中挠度增加至 89.1 mm 时,预制板顶 UHPC 被压碎,继续加载至跨中挠度为 114 mm 时,由于 1 号槽口处剪力键的抗剪失效,使得相邻 2 号槽口处剪力键受力的骤然增大,导致此处锚固在预制梁内的部分抗剪锚固钢筋崩出预制梁,发生锚固破坏而逐渐退出工作,如图 12(b)所示. 表明此时腹板内的剪力键抗剪钢筋,在钢纤维体积掺量为 2.5% 的 UHPC 中锚固时,10 mm 厚的保护层厚度不足以提供可靠锚固. 随着 SP-5 剪力连接度的进一步降低,预制梁顶部 UHPC 也随之被压碎.

组合梁 SP-3 屈服后,跨中仅形成一条主要裂缝. 当跨中挠度达到 27.4 mm 时,与 S 侧端部槽口下方斜裂缝相交的两根架立筋被拉断,预制梁端部发生了撕裂破坏,荷载出现小幅下降. 撕裂破坏发生后,S 侧半跨几乎无剪力连接,而 N 侧半跨仍存在有效的剪力连接,故 S 侧半跨承载能力低于 N 侧半跨,主裂缝出现在 S 侧半跨内. 当跨中挠度达到 60.1 mm 时,荷载达到峰值,继续加载至跨中挠度 125.0 mm



(a)S 侧端部撕裂破坏　　(b)2 号槽口抗剪钢筋锚固破坏

图 12　SP-5 的局部破坏

Fig.12　Local failure of SP-5

时,因预制梁顶部 UHPC 压碎、预制板被折断而破坏,此时预制板顶部 UHPC 并未压碎.

剪力连接度分别为 0.47(SP-3)、0.94(SP-5)和 1.41(SP-7)的组合梁,其极限承载能力(表 5 中的峰值荷载)分别为整浇梁 SP-0 的 76%、97% 和 100%.

总之,剪力连接度接近或大于 1.0 的完全剪力连接组合梁 SP-5 和 SP-7 的整体性较强,与整浇梁 SP-0 一样,最终都因板顶 UHPC 压碎而破坏,因而极限抗弯能力与整浇梁相近;对于剪力连接度为 0.47 的部分剪力连接组合梁 SP-3,其结构的整体性较弱,最终因预制梁顶 UHPC 压碎、相应位置预制板折断而破坏,极限抗弯能力较整浇梁低. SP-3 出现预制梁顶 UHPC 压碎的破坏形态,还应与梁端附近剪力键的失效有关.

从图 10 和图 11 的裂缝发展和分布情形可见:整浇梁 SP-0 纯弯段内裂缝分布均匀,除 6 条宽度较大的主要裂缝外,还存在分布密集的次要裂缝,裂缝平

均间距为28 mm. 而组合梁仅在跨中截面附近出现数量较少的主要裂缝. 纯弯段内,SP-7出现3条主要裂缝,裂缝平均间距为35 mm;SP-5出现2条主要裂缝,裂缝平均间距为45 mm;SP-3仅出现1条主要裂缝,裂缝平均间距为50 mm. 相同荷载水平下,组合梁的裂缝宽度大于整浇梁且随剪力连接度的降低,主要裂缝数量减少,裂缝宽度增大. 这源于设置集簇式剪力键的组合梁,预制梁、板间存在无黏结界面以及跨中槽口位置附近存在的刚度突变,导致裂缝间距加大、主要裂缝分布少且集中,裂缝宽度也相应增大.

表5的结果表明:与SP-0相比,SP-7、SP-5和SP-3的延性系数分别下降了63%、62%和72%. SP-0在极限状态时,纯弯段内形成了多条主要裂缝并接近均匀分布,塑性铰长度较大,甚至超过了纯弯段长度,导致试件的极限挠度显著增大,表现出良好的延性. 而对于组合梁来说,纯弯段内预制梁和预制板仅通过跨中的槽口式剪力键连接,极限状态时,主要裂缝和塑性铰只出现在这一区域附近,难以在纯弯段的无黏结区域形成,使得组合梁的塑性铰长度较小,进而导致组合梁的极限变形显著降低. 此外,组合梁的预制梁与预制板间无黏结段的存在,使得组合梁受拉钢筋的应变增长较慢,屈服位移增大,也导致延性系数的相应降低. 组合梁中,SP-3的延性系数低于SP-7和SP-5,原因是SP-3的压碎破坏发生在预制梁顶而非预制板顶,预制梁腹板宽度远小于翼缘板宽,受压区宽度小导致UHPC更容易被压碎,加之梁端附近剪力键的失效,使得延性进一步降低.

表5 主要试验结果汇总

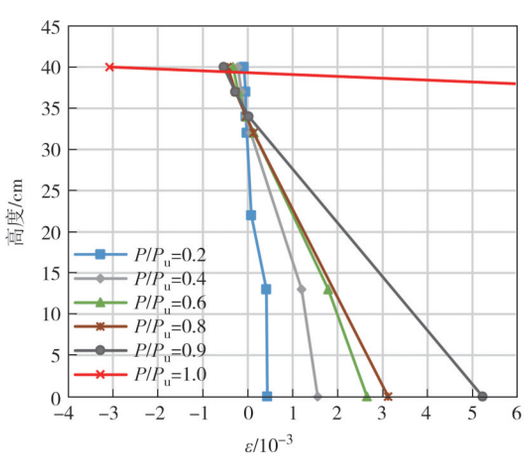
Tab.5 Summary of main results

试件编号	弹性刚度/(kN·mm)	开裂后刚度/(kN·mm)	开裂点			屈服点			峰值点			极限点			撕裂破坏时挠度/mm	延性系数 f_u/f_y	破坏模式
			P_{cr}/kN	f_{cr}/mm	M_{cr}/(kN·m)	P_y/kN	f_y/mm	M_y/(kN·m)	P_{peak}/kN	f_{peak}/mm	M_{peak}/(kN·m)	P_u/kN	f_u/mm	M_u/(kN·m)			
SP-0	83.1	20.7	80.2	1.2	50.1	320.3	12.8	200.2	343.7	168.0	214.8	330.2	216.6	206.4	—	16.9	1
SP-7	71.0	19.9	75.5	1.5	47.2	319.5	13.7	199.7	344.1	86.7	215.1	337.0	87.2	210.6	—	6.3	1
SP-5	59.6	19.8	68.6	1.3	42.9	315.2	13.8	197.0	332.4	25.5	207.8	322.4	89.1	201.5	44.1	6.5	t1
SP-3	42.8	13.0	60.1	2.1	37.6	250.1	16.7	156.3	261.3	60.1	163.3	246.1	80.7	153.8	27.4	4.8	t2

注:试件开裂点取纯弯段梁底观测到肉眼可见裂缝的上一级,极限点取观测到板顶或预制梁顶UHPC压碎时的状态. P_{cr}、f_{cr}、M_{cr}分别为试件开裂点荷载、位移和弯矩;P_y、f_y、M_y分别为试件屈服点荷载、位移和弯矩;P_{peak}、f_{peak}、M_{peak}分别为试件峰值点荷载、位移和弯矩;P_u、f_u、M_u分别为试件极限点荷载、位移和弯矩;破坏模式1为板顶UHPC压碎;破坏模式t1为边槽口发生撕裂破坏后,预制板上缘UHPC压碎;破坏模式t2为边槽口发生撕裂破坏后,预制梁梁顶UHPC压碎.

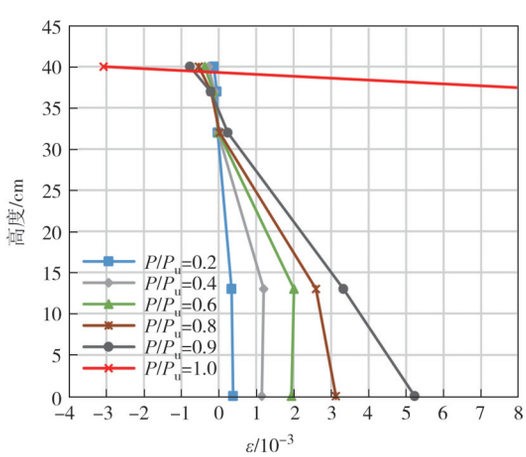
3.2 应变分析

各试件纯弯段内M截面与N截面应变沿梁高的分布曲线如图13所示,图中正值表示拉应变,负值为压应变. 由于裂缝的开展,部分应变片失效,图中峰值荷载时梁底应变为引伸仪测得的梁底平均应变. 可见:



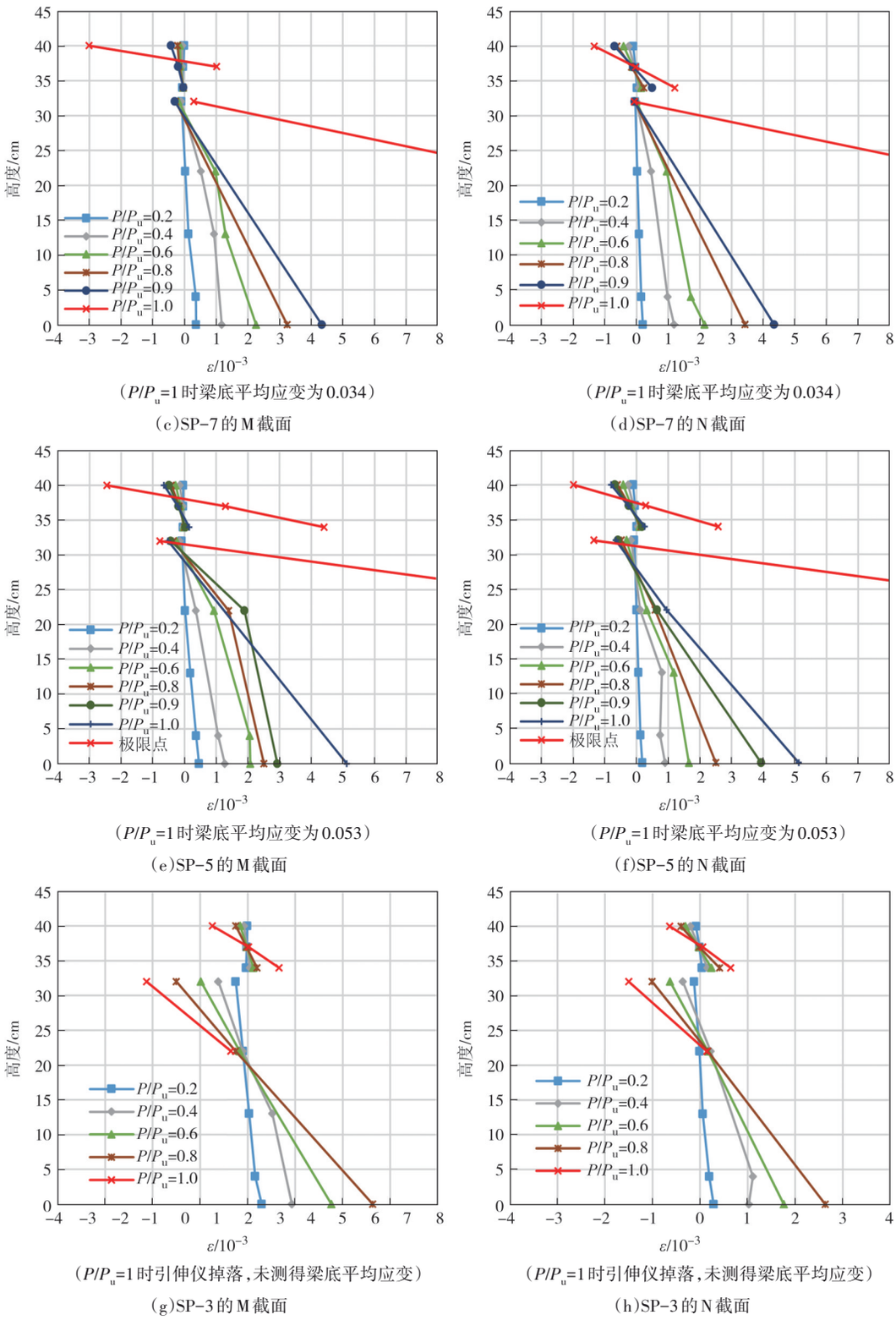
(P/P_u=1时梁底平均应变为0.175)

(a)SP-0的M截面



(P/P_u=1时梁底平均应变为0.175)

(b)SP-0的N截面



（P/P_u=1时梁底平均应变为0.034）

（c）SP-7的M截面

（P/P_u=1时梁底平均应变为0.034）

（d）SP-7的N截面

（P/P_u=1时梁底平均应变为0.053）

（e）SP-5的M截面

（P/P_u=1时梁底平均应变为0.053）

（f）SP-5的N截面

（P/P_u=1时引伸仪掉落，未测得梁底平均应变）

（g）SP-3的M截面

（P/P_u=1时引伸仪掉落，未测得梁底平均应变）

（h）SP-3的N截面

图 13　跨中截面附近的应变分布

Fig.13　Strain distribution near the mid span section

1）整浇梁SP-0的截面应变分布能较好地满足平截面假定；而组合梁由于界面滑移的存在，预制梁、板界面处存在应变突变，且随剪力连接度的降低，截面的整体性趋弱，界面应变的突变愈加明显且极限状态时梁内UHPC的压碎部位，由SP-7和SP-5的预制板顶转移到SP-3的预制梁顶.

2）UHPC组合梁试件中预制梁的曲率和预制板内的曲率较为接近.

3)极限荷载时,SP-7的预制梁已完全进入受拉区,跨中剪力键截面M的应变分布与SP-0接近,而SP-3和SP-5的预制梁、板分别存在独立的中和轴.表明随剪力连接度的增加,组合梁的整体性增强且SP-7的整体性已接近整浇梁.

4)对于SP-0,纯弯段内M截面与N截面应变分布较为接近,峰值荷载时,两截面的板顶压应变分别达到3 072 με和3 075 με;而组合梁槽口处M截面板顶(SP-7、SP-5)或预制梁顶(SP-3)的压应变发展较非槽口处N截面的快,峰值荷载时SP-7、SP-5和SP-3在M截面处的压应变分别为3 010、2 450和2 126 με,而N截面对应位置处的压应变分别为1 333、1 348和1 495 με,N截面应变明显偏低,使得极限状态时,组合梁临界裂缝均出现在M截面附近并导致此处UHPC压碎.

3.3 组合梁界面滑移

试验中使用位移计测量了每个槽口中心位置处预制板与预制梁间的水平相对滑移量,如图14所示.可见:

1)各试件滑移量随着荷载增加逐渐增长,而跨中槽口位置处的相对滑移量基本为零;

2)随着剪力连接度的增加,试件的最大滑移量减小.

随着组合梁剪力连接度从0.47(SP-3)增加到0.94(SP-5)与1.41(SP-7),预制梁与预制板界面间的最大滑移量分别降低了69.6%与82.7%.SP-7为完全剪力连接的UHPC组合梁,最大滑移量出现在3号和5号槽口位置处.而SP-3与SP-5最大滑移量均出现在靠近N侧端部槽口位置处,且两者的S侧端部均发生了撕裂破坏,导致界面滑移无法继续向S侧端部传递,故两者S侧端部槽口处的滑移量均较小.

4 UHPC组合梁的抗弯承载能力分析

4.1 基本假定

基于试验结果,预制UHPC组合梁正截面抗弯承载能力计算时,采用如下的基本假定:

1)钢筋与UHPC之间黏结良好,预制梁与预制板内的应变分布分别满足平截面假定.

2)UHPC预制板和UHPC预制梁之间具有相同的曲率,即预制板不发生掀起.

3)UHPC预制板和UHPC预制梁之间仅在槽口位置有水平剪力传递,忽略其他位置处的界面摩擦作用.

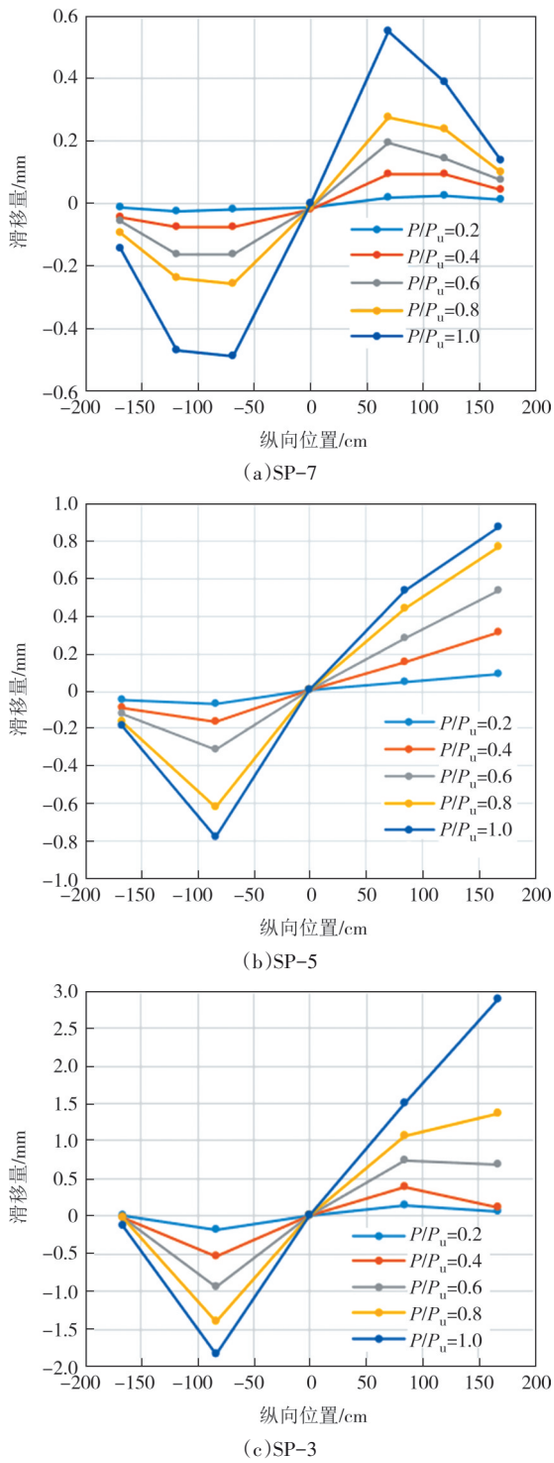


图14 预制板与预制梁间的水平相对滑移分布

Fig.14 Horizontal relative slip distribution between precast slaba and precast beams

4)钢筋和UHPC满足如下的本构关系.

UHPC单轴受压的应力-应变关系如图15所示的双折线,相应的本构方程为[15]:

$$\sigma_c=\begin{cases}E_c\varepsilon_c & \varepsilon_c\leqslant\varepsilon_0\\ f_c & \varepsilon_0<\varepsilon_c\leqslant\varepsilon_{cu}\end{cases}\tag{2}$$

$$\varepsilon_0=f_c/E_c\tag{3}$$

$$\varepsilon_{cu}=\left(1+14\frac{f_t}{Kf_c}\right)\varepsilon_0\tag{4}$$

式中：σ_c为压应变为ε_c时的压应力；f_c为轴心抗压强度；f_t为抗拉强度；E_c为弹性模量；K为考虑钢纤维取向的系数，取1.25[15].

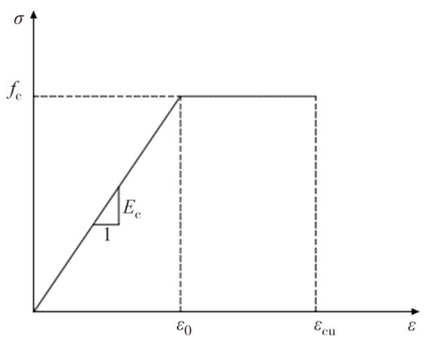


图15　UHPC单轴受压的应力-应变关系

Fig.15　Stress-strain relationship of UHPC under uniaxial compression

UHPC单轴受拉应力-应变关系如图16所示的三折线，相应的本构方程为[16]：

$$\varepsilon_{te}=f_t/E_c\tag{5}$$

$$\varepsilon_{tp}=\begin{cases}\varepsilon_{te} & 0.65\leqslant\lambda_f\leqslant0.8\\ 0.001(3.5\lambda_f-2.5) & 0.8\leqslant\lambda_f\leqslant2.6\end{cases}\tag{6}$$

$$\varepsilon_{tu}=0.003(1.5\lambda_f-0.5)\tag{7}$$

式中：钢纤维特征参数$\lambda_f=\rho_f l_f/d_f$，这里的ρ_f、l_f和d_f分别为钢纤维的体积掺量、长度和直径.

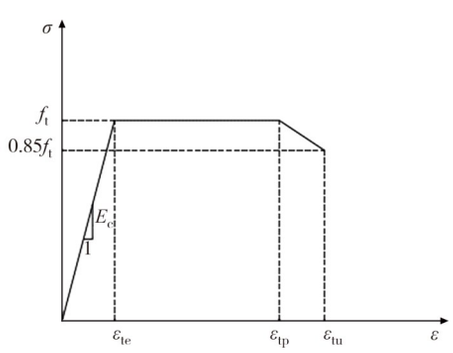


图16　单轴受拉的应力-应变关系

Fig.16　Stress-strain relationship of UHPC under uniaxial tension

钢筋受压和受拉的本构方程均采用式(8)和图17所示的理想弹塑性关系.

$$\sigma_s=\begin{cases}E_s\varepsilon_s & \varepsilon_s\leqslant\varepsilon_y\\ f_y & \varepsilon_y<\varepsilon_s\leqslant\varepsilon_u\end{cases}\tag{8}$$

式中：f_y为钢筋的屈服强度，钢筋的屈服应变$\varepsilon_y=f_y/E_s$.

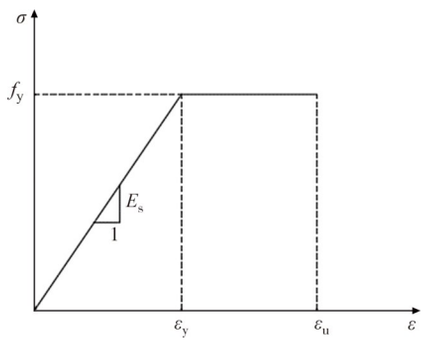


图17　钢筋的应力-应变关系曲线

Fig.17　Stress-strain relationship of steel bars

4.2　预制UHPC组合梁的剪力连接度

如图18所示，对于受压翼缘较宽的UHPC组合T梁，完全剪力连接时，由于UHPC超高的抗压强度，极限状态时组合梁的塑性中和轴一般位于预制板内，预制梁则完全位于受拉区，其能提供的最大拉力T_{max}可由式(9)近似表示.

$$T_{max}=A_s f_y+kf_t b(h-h_f')+kk_f f_t(b_f-b)h_f\tag{9}$$

式中：A_s为受拉钢筋面积，b为腹板厚度，h为组合梁的高度，h_f'为受压翼缘厚度，b_f为受拉翼缘宽度. 受拉区UHPC抗拉强度折减系数k和受拉翼缘抗拉作用折减系数k_f分别按式(10)和式(11)确定[17]，其中h为梁截面高度，l_f为钢纤维长度.

$$k=20l_f/h\leqslant0.8\tag{10}$$

$$k_f=\begin{cases}1 & h\leqslant20l_f\\ \dfrac{35l_f-h}{15l_f} & 20l_f<h\leqslant35l_f\\ 0 & h>35l_f\end{cases}\tag{11}$$

则组合梁达到完全剪力连接时所需的界面抗剪承载能力V_n应满足：

$$V_n\geqslant T_{max}\tag{12}$$

V_u可由式(13)计算[18]：

$$V_u=(0.1f_{cd}+0.6\rho f_y)S\tag{13}$$

式中：f_{cd}为UHPC的轴心抗压强度，ρ为槽口内抗剪钢筋配筋率，f_y为抗剪钢筋屈服强度，S为槽口的水平截面面积.

结合2.1小节公式(1)，当剪力连接度η接近或大于1.0时，如SP-7，极限状态时UHPC组合梁的下部预制梁会整体受拉，截面的中性轴将进入预制板

内,组合梁将发生与整浇梁类似的板顶UHPC压碎的受弯破坏,此时组合梁可视为完全剪力连接;当剪力连接度η较小且小于1.0时,如SP-3,极限状态时UHPC组合梁的下部预制梁仅有部分受拉,预制梁和预制板内存在各自的中性轴,组合梁将发生预制梁顶UHPC压碎的受弯破坏,此时组合梁视为部分剪力连接.由此也可推断,对于预制UHPC组合梁,理论上会存在一个临界的剪力连接度,此时预制梁顶和预制板顶UHPC会同时被压碎.对于本文试验的组合梁,这一临界剪力连接度应略小于0.94(SP-5),因为SP-5出现了预制板顶和预制梁顶UHPC先后被压碎的情形.

4.3 预制UHPC组合梁的抗弯承载力

对于$\eta\geqslant1$的完全剪力连接UHPC组合梁,极限状态时截面的受力情形如图18所示,其正截面抗弯承载能力可采用整浇梁的计算方法予以确定[17].

对于$\eta<1$的不完全剪力连接UHPC组合梁,在前述基本假定的基础上,进一步假定极限状态时,预制梁顶的UHPC达到其极限压应变ε_{cu},并忽略预制板内UHPC的抗拉作用,相应的截面应变和应力分布如图19所示.

对于本文图8(a)所示的加载情形,受弯承载能力控制截面为跨中截面.由组合梁控制截面上预制板和预制梁曲率相同的假定可得式(14),基于截面上的轴力平衡条件和界面上的剪力平衡条件可分别得到式(15)、式(16).

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x_B}=\frac{\varepsilon_D}{x_D} \tag{14}$$

$$\alpha_D\sigma_D b_f'\beta_D x_D+\alpha_B f_c b\beta_B x_B=A_s f_y+kf_t b(h-h_f'-x_B)+kf_t k_f(b_f-b)h_f \tag{15}$$

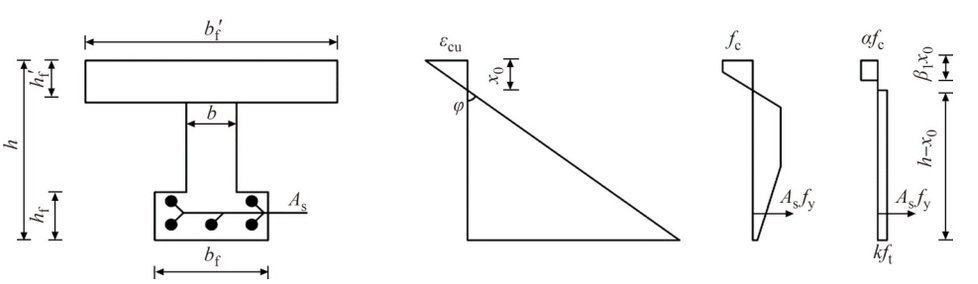
$$\alpha_D\sigma_D b_f'\beta_D x_D=nN_v \tag{16}$$

式中:α_D和β_D为预制板内的等效矩形应力图块系数且α_D=0.75,β_D=0.67;α_B和β_B为预制梁内的等效矩形应力图块系数且α_B=0.94,β_B=0.74;n为单侧剪跨区内剪力键的个数,V_u为单个剪力键的抗剪承载能力,可按式(13)确定;σ_D为预制板顶的应力,可由ε_D结合式(2)确定;其余符号的意义可参见图19.

由式(12)~式(14)可求得预制板和预制梁内的受压区高度x_D和x_B,再基于截面的弯矩平衡条件,可得到式(17)所示组合梁正截面抗弯承载力.

$$M_u=\alpha_D E_c\varepsilon_{c1}b_f'\beta_D x_D(h_0-\beta_D x_D/2)+\alpha_B f_c b\beta_B x_B(h_0-h_f'-\beta_B x_B/2)-kf_t b(h_0-h_f'-x_B)\left(\frac{h_0-h_f'-x_B}{2}-a_s\right)-kf_t(b_f-b)k_f h_f\left(\frac{h_f}{2}-a_s\right) \tag{17}$$

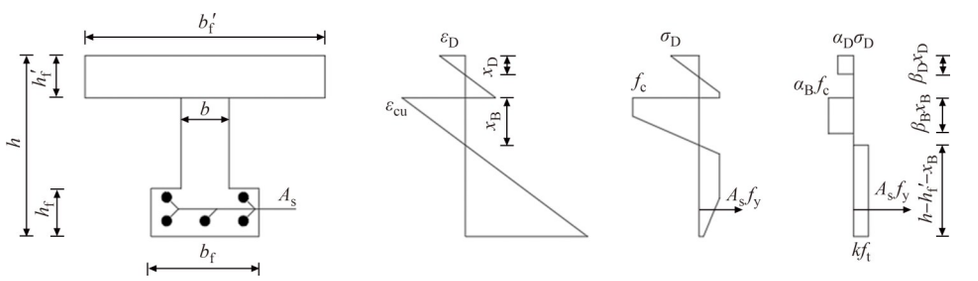
式中:h_0为受拉钢筋合力点至梁顶的距离.ε_{c1}为预制板顶部应变;a_s为受拉区纵向普通钢筋合力点至受拉边缘的距离



(a)截面 (b)应变 (c)应力 (d)等效矩形应力

图18 UHPC组合梁完全剪力连接时的应变及应力分布

Fig.18 Strain and stress distribution for UHPC composite beams with full shear connection



(a)截面 (b)应变 (c)应力 (d)等效矩形应力

图19 UHPC组合梁部分剪力连接时的应变及应力分布

Fig.19 Strain and stress distribution for UHPC composite beams with partial shear connection

随着组合梁剪力连接度 η 的提高，预制板内受压区高度 x_D 不断增大并收敛于完全剪力连接时的受压区高度，而预制梁内的受压区高度 x_B 会不断减小至 0，此时预制梁全断面受拉，组合梁受力趋近于整浇梁. 一种特殊情形是：当预制板内的受压区高度 x_D 与预制梁内的受压区高度 x_B 相等时，在预制板和预制梁的曲率相同的前提下，预制梁顶与预制板顶将同时达到 UHPC 的极限压应变而同时压碎. 在此状态后，若继续提高剪力连接度，则组合梁仅出现板顶 UHPC 压碎的完全剪力连接破坏.

采用上述方法对本文试验的组合梁和整浇梁的抗弯承载能力进行分析，结果如表 6 和图 20 所示. 可见：对于组合梁 SP-5、SP-7 和整浇试件，抗弯承载能力的计算值和试验值吻合良好，对于 SP-3，则相差较大（表 6 和图 20 的 SP-3-0.47）. 源于试件 SP-3 的剪跨区内仅布置了一个槽口剪力键，而在达到极限状态之前，其 S 侧端部 1 号槽口处的预制梁腹板发生了水平剪切破坏，致使这一区域仅有的 1 号槽口剪力键的剪切连接失效（但竖向抗拔的作用仍保留），此时，若按剪力连接度为 0 时的情形考虑（表 6 和图 20 的 SP-3-0），则计算值与实测值更接近.

表 6　抗弯承载能力结果比较

Tab.6　Comparison of flexural capacity results

试件编号	抗弯承载能力实测值 M_{exp}/(kN·m)	剪力键抗剪承载力 nV_u/kN	剪力连接度 η	抗弯承载能力计算值 M_{cal}/(kN·m)	M_{exp}/M_{cal}
SP-0	214.8	—	—	215.7	0.996
SP-7	215.1	981.1	1.41	215.7	0.997
SP-5	206.7	654.1	0.94	211.9	0.975
SP-3-0.47	163.3	327.0	0.47	188.0	0.869*
SP-3-0	163.3	0	0.00	155.5	1.050
		均值			1.005
		方差			0.001

注：“*”表示计算均值和方差时未计入该数据.

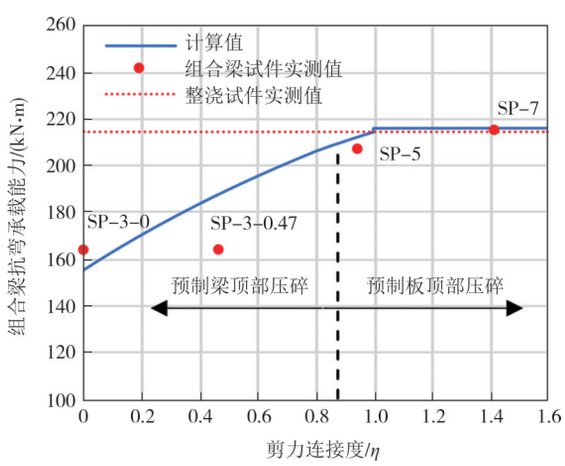


图 20　不同剪力连接度组合梁的抗弯承载力

Fig.20　Flexural capacity of composite beams with different shear connection degrees

此外，由图 20 的计算结果可得：当 η<1 时，预制 UHPC 组合梁的抗弯承载能力随着剪力连接度的提升而增大；当 η≥1 时，其抗弯承载能力与整浇梁基本一致且不再受剪力连接度进一步增大的影响. 本文试件的临界剪力连接度为 0.87，此时的破坏模式为预制梁顶和预制板顶 UHPC 同时压碎，与 SP-5 的剪力连接度 0.94 接近.

5　结 论

基于界面不同抗剪连接的预制 UHPC 组合梁和 UHPC 整浇梁受弯性能试验研究和理论分析，得到以下主要结论：

1）剪力连接度对预制 UHPC 组合梁的抗弯性能影响显著. 组合梁受弯破坏时的主要裂缝分布少而集中，延性降低且破坏形态多样. 剪力连接度为 0.47、0.94 和 1.41 的预制 UHPC 组合梁，分别发生了屈服后的预制梁顶压碎、预制板顶压碎后的预制梁顶压碎和预制板顶压碎等不同破坏形态，剪力连接度较低的前两个试件，还发生了梁端槽口处预制梁腹板的水平剪切破坏.

2）剪力连接度为 0.47、0.94 和 1.41 的预制 UHPC 组合梁，实测其抗弯承载能力分别为整浇梁的 76%、97% 和 100%，但延性系数却分别仅为整浇梁的 28%、38% 和 37%. 亦即剪力连接度对组合梁延性的影响更加显著，源于组合梁受弯破坏时的主要裂缝少而集中，临界裂缝截面 UHPC 压碎时梁的极限挠度显著降低.

3）由于界面滑移的存在，预制 UHPC 组合梁开

裂前的弹性刚度较整浇梁显著降低,剪力连接度为0.47、0.94和1.41的预制UHPC组合梁,实测开裂前的弹性刚度分别为整浇梁的52%、72%和85%.但组合梁开裂后的弹塑性刚度主要由截面的开裂状态所控制,因此受剪力连接度的影响较小.

4)提出了不同剪力连接度预制UHPC组合梁抗弯承载能力计算方法,并以试验结果验证了其适用性.就所研究的预制UHPC组合梁而言,分析得到其完全剪力连接和部分剪力连接的临界剪力连接度为0.87,实际应用时,可偏于安全地取值1.0.

需要说明的是,本文试验的组合梁SP-3和SP-5,其内布置的集簇式抗剪连接键数量较少,剪力连接度较低,每一剪力键所受剪力较大,导致梁端剪力键位置处预制梁腹板发生了水平剪切破坏,而本文仅研究了不同剪力连接度预制UHPC组合梁的抗弯性能,对于梁端剪力键位置处预制梁腹板的水平抗剪承载能力及相应的抗剪构造措施有待进一步研究.

参考文献

[1] 项贻强,竺盛,赵阳. 快速施工桥梁的研究进展[J]. 中国公路学报,2018,31(12):1-27.
XIANG Y Q, ZHU S, ZHAO Y. Research and development on accelerated bridge construction technology[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, 31(12): 1-27. (in Chinese)

[2] 陈宝春,李聪,黄伟,等. 超高性能混凝土收缩综述[J]. 交通运输工程学报, 2018, 18(1): 13-28.
CHEN B C, LI C, HUANG W, et al. Review of ultra-high performance concrete shrinkage [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2018, 18(1): 13-28. (in Chinese)

[3] 方志,杨剑. FRP和RPC在土木工程中的研究与应用[J]. 铁道科学与工程学报,2005,2(4):54-61.
FANG Z, YANG J. Study and application of FRP and RPC in civil engineering [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2005, 2(4): 54-61. (in Chinese)

[4] 梁雪娇,郑辉,轩帅飞,等. 超高性能混凝土节段预制拼接梁受弯性能试验研究[J]. 工业建筑,2021,51(1):30-36.
LIANG X J, ZHENG H, XUAN S F, et al. Experimental study on flexural properties for segmental precast girders of ultra-high performance concrete[J]. Industrial Construction, 2021, 51(1): 30-36. (in Chinese)

[5] 杨云俊,薛伟辰. 钢筋混凝土T型叠合梁静力性能试验研究[J]. 土木工程学报,2010,43(3): 1-7.
YANG Y J, XUE W C. Experimental study on the static behavior of reinforced concrete composite T-beams [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(3): 1-7. (in Chinese)

[6] 吴方伯,黄海林,周绪红,等. 预应力预制叠合梁受弯性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2011,32(5):107-115.
WU F B, HUANG H L, ZHOU X H, et al. Experimental study on flexural behavior of prestressed precast component composite beams [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(5): 107-115. (in Chinese)

[7] 张智,周冲,林峰. 组合封闭箍筋双筋混凝土叠合梁受弯性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2018,39(S2): 21-27.
ZHANG Z, ZHOU C, LIN F. Experimental study on flexural behavior of RC beams reinforced with compressive steel bars and two-piece enclosed stirrups[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(S2): 21-27. (in Chinese)

[8] 李昭,赵华,朱平,等. UHPC-NC组合结构抗弯性能试验及有限元分析[J]. 公路工程, 2019, 44(2): 194-200.
LI Z, ZHAO H, ZHU P, et al. Test and finite element analysis on bending performance of UHPC-NC composite structure [J]. Highway Engineering, 2019, 44(2): 194-200. (in Chinese)

[9] LIU C, SUN Q X. Experimental study on flexural behavior of UHPC-NC composite beams [M]//Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Sustainability and Innovations. Boca Raton: CRC Press, 2021: 3905-3911.

[10] SHIRAI K, YIN H, TEO W. Flexural capacity prediction of composite RC members strengthened with UHPC based on existing design models[J]. Structures, 2020, 23: 44-55.

[11] 姜海波, 董孝童, 邵腾飞, 等. 预制UHPC组合梁槽口式连接界面抗剪性能研究[J]. 中国公路学报,2021,34(2):276-288.
JIANG H B, DONG X T, SHAO T F, et al. Study on the interface shear behavior of precast UHPC composite beam with shear pocket[J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(2): 276-288. (in Chinese)

[12] FANG Z C, FANG H Z, LI P J, et al. Interfacial shear and flexural performances of steel-precast UHPC composite beams: Full-depth slabs with studs *vs*. demountable slabs with bolts[J]. Engineering Structures, 2022, 260: 114230.

[13] 活性粉末混凝土: GB/T 31387-2015[S]. 北京:中国标准出版社, 2015:1-11.
Reactive powder concrete: GB/T 31387—2015 [S]. Beijing: China Standards Press, 2015. (in Chinese)

[14] 超高性能混凝土基本性能与试验方法:T/CCPA 7—2018[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2018.
Fundamental characteristies and test methods of ultra-high performance conerete: T/CCPA 7—2018[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018. (in Chinese)

[15] Ultra-high performance fibre reinforced cement-based composites (UHPFRC): construction material, dimensioning undapplication [S]. Lausanne: Maintenance Construction Securite-École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2016.

[16] 苏捷, 陈俊廷, 方志, 等. 无筋超高性能混凝土板的受弯性能及承载力计算[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2023, 50(5): 29-42.
SU J, CHEN J T, FANG Z, et al. Flexural performance and capacity calculation of unreinforced UHPC slabs [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2023, 50(5): 29-42. (in Chinese)

[17] 彭飞,方志. 钢筋UHPC梁正截面抗弯承载力计算方法[J]. 土木工程学报,2021,54(3):86-97.
PENG F, FANG Z. Calculation approach for flexural capacity of reinforced UHPC beams [J]. China Civil Engineering Journal, 2021, 54(3): 86-97. (in Chinese)

[18] FANG Z C, JIANG H B, XIAO J, et al. Shear performance of UHPC-filled pocket connection between precast UHPC girders and full-depth precast concrete slabs[J]. Structures, 2021, 29: 328-338.